

**SIMULACIÓN DE EXCAVACIONES URBANAS MEDIANTE MODELOS DE
ELEMENTOS FINITOS EN DEPOSITOS SEDIMENTARIOS DE ORIGEN
ALUVIAL EN SABANETA**

**SIMULATION OF URBAN EXCAVATIONS BY FINITE MODELS ELEMENTS IN
ALLUVIAL SEDIMENTARY DEPOSITS IN SABANETA**

CARLOS ALBERTO GÓMEZ RAMIREZ

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Maestría
en Ingeniería modalidad profundización**

Asesor: DORIAM LEIDIN RESTREPO SANCHEZ

MEDELLÍN

UNIVERSIDAD EAFIT

FACULTAD DE INGENIERIA

2016

Nota de aceptación

Presidente del jurado

Jurado

Jurado

Medellín, febrero de 2016

A mi profesor y colega Pedro Salvá, quién me ha enseñado y guiado por el camino de la buena práctica en la geotecnia.

A VIECO Ingeniería de Suelos Ltda. por facilitarme la información necesaria para el desarrollo de este trabajo.

Al Dr. Dorián Restrepo por orientarme en la estructuración y desarrollo del presente trabajo.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Dorian Leidin Restrepo

Coordinador Posgrado en Mecánica de Suelos y Cimentaciones y Asesor del Proyecto.

Dr. Bernardo Vieco Q.

Gerente VIECO Ingeniería de Suelos Ltda.

CONTENIDO

TABLAS	8
FIGURAS	10
1. INTRODUCCIÓN	17
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	18
1.2. OBJETIVO GENERAL	19
1.3. OBJETIVOS ESPECIFICOS	19
1.3. JUSTIFICACION	19
2. MARCO TEORICO	24
2.1. ANTECEDENTES	24
2.2. SISTEMAS DE CONTENCIÓN	30
2.2.1. Muros “In-situ”	31
2.3. SISTEMAS DE MONITOREO E INSTRUMENTACIÓN	32
2.3.1. ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE MONITOREO	33
2.3.2. MEDICIÓN DE MOVIMIENTO E INCLINACIÓN	34
2.4. CONSIDERACIONES TEORICAS PARA SOLUCIÓN DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS	37
2.4.1. ECUACIONES BASICAS DE DEFORMACIÓN EN EL MEDIO CONTINUO	38
2.4.2. DISCRETIZACIÓN EN ELEMENTOS FINITOS	40
2.4.3. INTEGRACIÓN IMPLICITA DE MODELOS DIFERENCIALES DE PLASTICIDAD	41
2.4.4. SUPERFICIE DE FLUENCIA MOHR - COULOMB	43
3. DESARROLLO	46
3.1. GENERALIDADES	46
3.1.1. Localización	46
3.1.2. Descripción Proyecto	47
3.1.3. Marco Geológico Local	47
3.2. EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO	48

3.3. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	53
3.3.1. Llenos heterogéneos (Ql).....	53
3.3.2. Depósitos sedimentarios arenosos y limosos (Qsa-Qsl).....	53
3.3.3. Depósito Aluvial (Qal).....	54
3.3.4. Terraza Aluvial Descompuesta (Tad).....	54
3.3.5. Depósitos de Ladera (Qfl-Qfe)	55
3.3.6. Niveles Freáticos.....	55
3.4. CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CONTENCIÓN	56
3.4.1. Pantalla	56
3.4.2. Anclajes.....	58
3.5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE EXCAVACIÓN	60
3.6. PLAN DE INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL.....	64
3.6.1. Periodicidad de los controles	65
3.6.2. Resultados de La Instrumentación	67
3.7. SIMULACIÓN MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	71
3.7.1. Consideraciones Iniciales del modelo y las simulaciones	71
3.7.2. Perfil Geotécnico del Modelo	74
3.7.3. Parámetros de Entrada del Modelo en Elementos Finitos	75
3.7.4. Procedimiento y Desarrollo de Las Simulaciones	77
3.8. COMPARACIONES DE LAS CURVAS DE DESPLAZAMIENTOS REALES Y TEORICAS.....	104
3.8.1. Etapa 2: Excavación 1er Nivel de Anclajes	104
3.8.2. Etapa 3: Instalación y Tensionamiento 1er Nivel de Anclajes	107
3.8.3. Etapa 6: Excavación 3er Nivel de Anclajes	109
3.8.4. Etapa 7: Instalación y Tensionamiento 3er Nivel de Anclajes	112
3.8.5. Etapa 8: Excavación 4to Nivel de Anclajes	113
3.8.6. Etapa 9: Instalación y Tensionamiento 4to Nivel de Anclajes	114
3.8.7. Etapa 11: Instalación y Tensionamiento 5to Nivel de Anclajes	115
3.8.8. Etapa 12: Excavación Final.....	117

4.	ANALISIS DE RESULTADOS	119
4.1.	Desplazamientos Horizontales por Etapas	120
4.1.1.	<i>MEF2_1</i> :.....	120
4.1.2.	<i>MEF3_1</i> :.....	121
4.1.3.	<i>MEF6_1</i> :.....	122
4.1.4.	<i>MEF6_2</i> :.....	123
4.1.5.	<i>MEF6_3</i> :.....	124
4.1.6.	<i>MEF6_4</i> :.....	125
4.1.7.	<i>MEF6_5</i> :.....	125
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	128
6.	BIBLIOGRAFÍA.....	130

TABLAS

TABLA 1: CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE RETENCIÓN DE TIERRAS (CANO, 2002)	31
TABLA 2: CUMPLIMIENTO DE REQUERIMIENTOS BÁSICOS DE SOLUCIÓN POR DIVERSOS MÉTODOS DE ANÁLISIS	38
TABLA 3: REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SATISFECHOS POR VARIOS MÉTODOS DE ANÁLISIS	38
TABLA 4: CANTIDADES DE SONDEOS Y ENSAYOS DE CAMPO	49
TABLA 5: CANTIDADES ENSAYOS DE LABORATORIO	50
TABLA 6: RESUMEN PARÁMETROS ENSAYOS DE LABORATORIO Y DE CAMPO.	52
TABLA 7: COTAS Y PROFUNDIDADES DE NIVELES FREÁTICOS (VIECO, 2011).	55
TABLA 8: RANGO DE VARIACIÓN PARÁMETROS GEOMECÁNICOS	56
TABLA 9: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS BARRAS EMPLEADAS	58
TABLA 10: CANTIDADES INSTRUMENTACIÓN	65
TABLA 11: PROPIEDADES MURO DIAFRAGMA PANTALLA 30	75
TABLA 12: PROPIEDADES LONGITUD DESCUBIERTA PRIMER NIVEL DE ANCLAJES	75
TABLA 13: PROPIEDADES DE LA LONGITUD LIBRE DEL SEGUNDO NIVEL DE ANCLAJES	75
TABLA 14: PROPIEDADES DEL BULBO DEL ANCLAJE	76
TABLA 15: PARÁMETROS INICIALES DE RESISTENCIA DEL SUELO PARA EL ANÁLISIS	76
TABLA 16: PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS ESTRATOS EN LA SIMULACIÓN MEF2_1	79
TABLA 17: DESPLAZAMIENTOS PRESCRITOS A LA ALTURA DE LA VIGA CABEZAL EN LA SIMULACIÓN MEF2_1 (LOS VALORES NEGATIVOS INDICAN DESPLAZAMIENTOS HACÍA LA IZQUIERDA EN EL MODELO, ES DECIR, HACIA EL LADO DE LA EXCAVACIÓN).	79
TABLA 18: PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS ESTRATOS EN LA SIMULACIÓN MEF3_1	84
TABLA 19: PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS ESTRATOS EN LA SIMULACIÓN MEF4_1	85
TABLA 20: PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS ESTRATOS EN LA SIMULACIÓN MEF5_1	85
TABLA 21: FUERZA PUNTUAL NECESARIA PARA CAUSAR DESPLAZAMIENTO REGISTRADO EN VIGA CABEZAL POR ETAPAS Y SUB-SIMULACIÓN	86
TABLA 22: PARÁMETROS INVARIABLES DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ DE DEPÓSITO DE LADERAS (QF-QL) Y TERRAZA ALUVIAL DESCOMPUESTA (TAD)	87

TABLA 23: PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO INVOLUCRADO EN LA EXCAVACIÓN MEF6_2	92
TABLA 24: PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO INVOLUCRADO EN LA EXCAVACIÓN MEF6_3	96
TABLA 25: PARÁMETROS GEOMECÁNICOS EMPLEADOS EN MEF6_4	100
TABLA 26: PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LOS ESTRATOS INVOLUCRADOS EN MEF6_5	100
TABLA 27: RESUMEN ETAPAS DE EXCAVACIÓN Y RESULTADOS DE INSTRUMENTACIÓN	119

FIGURAS

FIGURA 1: GEOMETRÍA DE LA EXCAVACIÓN Y PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO PARA CÁLCULO DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD, EN DONDE (NC) ES EL FACTOR DE TERZAGHI, (SUB) LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE NO DRENADA EN LA BASE, (SUU) ES LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE NO DRENADA DEL SUELO POR ENCIMA DE LA BASE, (γ) ES EL PESO UNITARIO DEL SUELO. TOMADO DE (YUE L, 2010)	25
FIGURA 2: RELACIÓN ANALÍTICAMENTE DEFINIDA ENTRE EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL EMPUJE BASAL Y EL DESPLAZAMIENTO LATERAL MÁXIMO ADIMENSIONAL. TOMADO DE (YUE L, 2010).	25
FIGURA 3: CURVAS DE DISEÑO PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL MÁXIMO DEL MURO DE EXCAVACIONES EN ARCILLAS SUAVES A MEDIAS, TOMADO DE (GORDON T.C., ET AL., 2007)	26
FIGURA 4: ZONAS DE INFLUENCIA PRIMARIA Y SECUNDARIA SEGÚN HSIEH Y OU, 1998. TOMADO DE (GORDON T.C., ET AL., 2007).....	28
FIGURA 5: EXCAVACIÓN DE LA ZANJA POR EL MÉTODO MHL (FHWA, 1976).....	32
FIGURA 6: ORGANIGRAMA CLASIFICACIÓN SISTEMAS DE MONITOREO.	33
FIGURA 7: DIRECCIONES DE REGISTRO DE DESPLAZAMIENTO EN EL INCLINÓMETRO Y DESPLAZAMIENTO RESULTANTE, TOMADO DE (SUAREZ, 2009)	35
FIGURA 8: ESQUEMA MEDICIÓN INCLINACIÓN MEDIANTE ASCENSO SUCESIVO DE LA PROBETA, TOMADO DE (OU, 2006)	35
FIGURA 9: VISTA EN PLANTA DE LA INSTALACIÓN DE LAS CUBIERTAS DEL INCLINÓMETRO CON MUROS DIAFRAGMAS: (A) INSTALADO EN EL MURO DIAFRAGMA Y (B) INSTALADO POR FUERA DEL MURO DIAFRAGMA. TOMADO DE (OU, 2006).....	36
FIGURA 10: PIEZÓMETROS DE CABEZA ABIERTA. TOMADO DE (CONFORTH, 2005)	37
FIGURA 11: DESCRIPCIÓN DE MOHR-COULOMB, TOMADO DE (NETO, ET AL., 2008)	43
FIGURA 12: SUPERFICIE DE MOHR-COULOMB EN EL ESPACIO DE ESFUERZOS PRINCIPALES, TOMADO DE (NETO, ET AL., 2008).....	44
FIGURA 13: LOCALIZACIÓN URBANA (GOOGLE EARTH, 2015).	46
FIGURA 14: FACHADA OCCIDENTAL DEL PROYECTO (VIECO, 2012)	47
FIGURA 15: MAPA GEOLÓGICO ZONA DE INFLUENCIA DEL ESTUDIO (AMVA, 2006)	48
FIGURA 16: PLANTA GENERAL CON LOCALIZACIÓN DE SONDEOS Y ENSAYOS DE CAMPO	51
FIGURA 17: CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES PANTALLAS.....	57
FIGURA 18: EXHUMACIÓN MICROPILOTES DE PRUEBA	59

FIGURA 19: ETAPA DE TENSIONAMIENTO DE ANCLAJES.....	60
FIGURA 20: ESQUEMA DEL PROCESO DE EXCAVACIÓN Y CONTENCIÓN (VIECO, 2011)	62
FIGURA 21: FOTOS DEL PROCESO DE EXCAVACIÓN, PERFORACIÓN E INSTALACIÓN DE PANTALLA Y ANCLAJES	64
FIGURA 22: PLANTA LOCALIZACIÓN INSTRUMENTACIÓN Y PUNTOS DE CONTROL TOPOGRÁFICOS.....	66
FIGURA 23: ESQUEMA ELEMENTOS DE LA CONTENCIÓN.....	67
FIGURA 24: ETAPAS DE EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE BERMAS Y ANCLAJES	71
FIGURA 25: PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO T01-12'023, DE IZQUIERDA A DERECHA: PROFUNDIDAD, DESCRIPCIÓN, MÉTODO DE AVANCE Y MUESTREO, RESULTADOS ENSAYO SPT CADA 30 CM, HUMEDAD NATURAL, RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE, RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN MANUAL, DENSIDAD HÚMEDA.	74
FIGURA 26: VISTA GENERAL MODELO EN ELEMENTOS FINITOS PANTALLA 30.....	77
FIGURA 27: ÁRBOL DE SIMULACIONES Y SUB-SIMULACIONES LLEVADAS A CABO POR CADA UNA DE LAS DOCE ETAPAS DE EXCAVACIÓN – CONSTRUCCIÓN.	78
FIGURA 28: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN 1ER NIVEL DE ANCLAJES EN SIMULACIÓN MEF2_1	81
FIGURA 29: PUNTOS DE PLASTIFICACIÓN Y ROTURA EXCAVACIÓN 1ER NIVEL DE ANCLAJES EN MEF2_1	81
FIGURA 30: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES EN SIMULACIÓN MEF2_1	81
FIGURA 31: PUNTOS DE PLASTIFICACIÓN Y ROTURA EXCAVACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES EN MEF2_1	81
FIGURA 32: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES INSTALACIÓN Y TENSIONAMIENTO 3ER NIVEL DE ANCLAJES EN SIMULACIÓN MEF2_1	82
FIGURA 33: PUNTOS DE PLASTIFICACIÓN Y ROTURA INSTALACIÓN Y TENSIONAMIENTO 3ER NIVEL DE ANCLAJES EN MEF2_1.....	82
FIGURA 34: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN HASTA NIVEL INFERIOR DE PISO ACABADO EN MEF2_1.....	82
FIGURA 35: PUNTOS DE PLASTIFICACIÓN Y ROTURA EXCAVACIÓN HASTA NIVEL INFERIOR DE PISO ACABADO EN MEF2_1.....	82
FIGURA 36: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN 1ER NIVEL DE ANCLAJES EN SIMULACIÓN MEF6_1	88
FIGURA 37: PUNTOS DE PLASTIFICACIÓN Y ROTURA EXCAVACIÓN 1ER NIVEL DE ANCLAJES EN SIMULACIÓN MEF6_1	88
FIGURA 38: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES	88

FIGURA 39: PUNTOS DE EXCAVACIÓN Y ROTURA EXCAVACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES EN SIMULACIÓN MEF6_1	88
FIGURA 40: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES INSTALACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES EN MEF6_1	89
FIGURA 41: PUNTOS DE ROTURA Y PLASTIFICACIÓN INSTALACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES EN MEF6_1	89
FIGURA 42: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN FINAL EN MEF6_1	89
FIGURA 43: PUNTOS DE ROTURA Y PLASTIFICACIÓN EXCAVACIÓN FINAL EN MEF6_1	89
FIGURA 44: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN 1ER NIVEL DE ANCLAJES MEF6_2	93
FIGURA 45: PUNTOS DE ROTURA Y FALLA MC EXCAVACIÓN 1ER NIVEL DE ANCLAJES MEF6_2	93
FIGURA 46: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES MEF6_2	93
FIGURA 47: PUNTOS DE ROTURA Y FALLA MC EXCAVACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES MEF6_2	93
FIGURA 48: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES INSTALACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES MEF6_2	94
FIGURA 49: PUNTOS DE ROTURA Y FALLA MC INSTALACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES MEF6_2	94
FIGURA 50: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN FINAL MEF6_2	94
FIGURA 51: PUNTOS DE ROTURA Y PLASTIFICACIÓN EXCAVACIÓN FINAL MEF6_2	94
FIGURA 52: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN ANCLAJE 1 MEF6_3	97
FIGURA 53: PUNTOS PLÁSTICOS Y DE ROTURA MC EN EXCAVACIÓN ANCLAJE 1 MEF6_3	97
FIGURA 54: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN ANCLAJE 3 MEF6_3	97
FIGURA 55: PUNTOS PLÁSTICOS Y DE ROTURA MC EN EXCAVACIÓN ANCLAJE 3 MEF6_3	97
FIGURA 56: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES INSTALACIÓN ANCLAJE 3 MEF6_3	98
FIGURA 57: PUNTOS PLÁSTICOS Y DE ROTURA INSTALACIÓN ANCLAJE 3 MEF6_3	98
FIGURA 58: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN FINAL	98
FIGURA 59: PUNTOS PLÁSTICOS Y DE ROTURA EXCAVACIÓN FINAL	98
FIGURA 60: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN NIVEL ANCLAJE 1 EN MEF6_5	101
FIGURA 61: PUNTOS DE PLASTIFICACIÓN Y ROTURA NIVEL ANCLAJE 1 MEF6_5	101

FIGURA 62: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES	101
FIGURA 63: PUNTOS DE ROTURA Y PLASTIFICACIÓN EXCAVACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJES	101
FIGURA 64: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES INSTALACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJE	102
FIGURA 65: PUNTOS DE ROTURA Y PLASTIFICACIÓN INSTALACIÓN 3ER NIVEL DE ANCLAJE	102
FIGURA 66: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EXCAVACIÓN FINAL.....	102
FIGURA 67: PUNTOS DE ROTURA Y PLASTIFICACIÓN EXCAVACIÓN FINAL.....	102
FIGURA 68: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE CAMPO VS. TEÓRICOS ETAPA 2.....	104
FIGURA 69: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE CAMPO VS. TEÓRICOS ETAPA 3.....	107
FIGURA 70: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE CAMPO VS. TEÓRICOS ETAPA 6.....	109
FIGURA 71: ESQUEMA COMPORTAMIENTO EN PLANTA DE LA CONTENCIÓN GENERAL, ANÁLOGO A UN PÓRTICO SOMETIDO A CARGAS DISTRIBUIDAS.	111
FIGURA 72: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE CAMPO VS. TEÓRICOS ETAPA 7.....	112
FIGURA 73: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE CAMPO VS. TEÓRICOS ETAPA 8.....	113
FIGURA 74: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE CAMPO VS. TEÓRICOS ETAPA 9.....	114
FIGURA 75: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE CAMPO VS. TEÓRICOS ETAPA 11.....	115
FIGURA 76: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE CAMPO VS. TEÓRICOS ETAPA 12.....	117
FIGURA 77: VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MÁXIMO Y RELATIVO A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS.....	120
FIGURA 78: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS ABSOLUTOS Y RELATIVOS A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS MEF2_1.....	120
FIGURA 79: DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL A NIVEL DE EXCAVACIÓN, ABSOLUTO Y RELATIVO A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS ME2_1	120
FIGURA 80: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS ABSOLUTOS Y RELATIVOS A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS MEF3_1.....	121
FIGURA 81: DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL A NIVEL DE EXCAVACIÓN, ABSOLUTO Y RELATIVO A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS ME3_1	121

FIGURA 82: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS ABSOLUTOS Y RELATIVOS A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS MEF6_1.....	122
FIGURA 83: DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL A NIVEL DE EXCAVACIÓN, ABSOLUTO Y RELATIVO A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS ME6_1	122
FIGURA 84: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS ABSOLUTOS Y RELATIVOS A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS MEF6_2.....	123
FIGURA 85: DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL A NIVEL DE EXCAVACIÓN, ABSOLUTO Y RELATIVO A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS ME6_2	123
FIGURA 86: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS ABSOLUTOS Y RELATIVOS A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS MEF6_3.....	124
FIGURA 87: DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL A NIVEL DE EXCAVACIÓN, ABSOLUTO Y RELATIVO A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS ME6_3	124
FIGURA 88: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS ABSOLUTOS Y RELATIVOS A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS MEF6_4.....	125
FIGURA 89: DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL A NIVEL DE EXCAVACIÓN, ABSOLUTO Y RELATIVO A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS ME6_4	125
FIGURA 90: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS ABSOLUTOS Y RELATIVOS A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS MEF6_5.....	125
FIGURA 91: DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL A NIVEL DE EXCAVACIÓN, ABSOLUTO Y RELATIVO A LA ALTURA DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS ME6_5	125
FIGURA 92: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS VERSUS ALTURA DE LA EXCAVACIÓN.....	126
FIGURA 93: CARGA PUNTUAL VIGA CABEZAL VERSUS ETAPA DE EXCAVACIÓN – CONSTRUCCIÓN.	126
FIGURA 94: CARGA PUNTUAL VIGA CABEZAL VERSUS ÁNGULO DE FRICCIÓN DEL SUELO	127

RESUMEN

En este trabajo se realizan simulaciones de excavaciones profundas en suelos de origen aluvial en la ciudad de Sabaneta, mediante el empleo de modelos en elementos finitos integrados por el software PLAXIS®. Los desplazamientos horizontales son comparados con mediciones de inclinómetros instalados en el trasdós del muro diafragma anclado del proyecto Centro Comercial Mayorca Fase III, localizado en el municipio de Sabaneta, Antioquia. Finalmente, se concluye acerca de la sensibilidad de los parámetros más relevantes según el modelo constitutivo empleado y la viabilidad en su aplicación para la solución del problema evaluado.

Palabras Claves: Excavaciones profundas, deformaciones laterales, empujes del suelo, envolvente de empujes, asentamientos en superficie, modelación en elementos finito, modelos constitutivos del suelo, análisis numérico.

ABSTRACT

This work presents finite element results performed via PLAXIS® of deep excavations on alluvial deposits located on the municipality of Sabaneta. The numerical findings are benchmarked with instrumental data obtained during the construction stage of one of the retaining walls of the Centro Comercial Mayorca Fase III project at the Sabaneta region. Finally, this study provides evidence on the sensitivity of the adopted constitutive model parameters, and the feasibility of the numerical model to predict instrumental data.

Key Words: Deep excavation, lateral deformation, soil pressure, strength envelope, ground surface settlement, finite element modelling, constitutive soil models, numerical analysis.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de excavaciones profundas en ambientes urbanos genera una preocupación muy alta debido a los asentamientos inducidos en el terreno y los daños ocasionados en las construcciones vecinas.

En la práctica se pueden estimar los movimientos inducidos en el terreno empleando cualquiera de las siguientes alternativas o una combinación de estas: (1) experiencia previa local de excavaciones similares; (2) métodos semi-empíricos (e.g., Peck, 1969; Clough y O'Rourke 1990) y (3) mediante simulación con modelos numéricos. No obstante, las incertidumbres asociadas a las propiedades del suelo, los detalles del sistema de soporte y los procedimientos de construcción hacen necesaria la implementación de un programa de monitoreo responsable de registrar los movimientos del terreno y la respuesta de las estructuras adyacentes a movimientos generados por la excavación. Estas observaciones cumplen un doble propósito: (i) Evalúan el comportamiento de la excavación y (ii) comparan las predicciones del diseño. Además, ante eventos adversos, permiten implementar mejoras en la secuencia de construcción y en el sistema de soporte: este proceso se conoce como el método observacional de Peck, 1969.

Aunque el método observacional se fundamenta en experiencias previas de excavaciones resultando muy beneficioso para los ingenieros diseñadores, el desarrollo de nuevas tecnologías apunta al uso de métodos numéricos que permitan resolver de manera correcta el problema de valores en la frontera que represente adecuadamente el comportamiento del suelo en consideración.

No obstante, mientras el método observacional permite enriquecer los diseños por el aprendizaje de experiencias previas, los modelos numéricos no obtienen muchas ventajas de este método toda vez que estos no son creados para “aprender” o “evolucionar” a partir de las observaciones de campo y de casos históricos. Sin embargo, se puede comparar de manera directa los resultados de los registros de instrumentación con los calculados mediante modelos numéricos con el fin de refinar la selección de parámetros geomecánicos identificando las variables que tienen mayor incidencia en las deformaciones del modelo y reconociendo los factores condicionantes de este. De esta forma, se puede apuntar a la simulación mediante modelos de elementos finitos cuyos desplazamientos calculados se aproximen de manera acertada a aquellos

obtenidos en campo. Luego, se puede establecer pautas para construir modelos numéricos representativos que capturen las condiciones del problema geotécnico evaluado, a su vez implementar curvas patrones de comportamiento de las excavaciones en función de los desplazamientos horizontales para un uso práctico y cotidiano en la ingeniería.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El rápido crecimiento de las grandes urbes y la creciente escasez de espacio para construir han obligado a un mayor aprovechamiento del terreno construible. Como consecuencia, cada vez se adoptan más niveles de sótanos en proyectos de variada categoría, implicando a su vez excavaciones más profundas.

Los asentamientos diferenciales inducidos por las excavaciones en las edificaciones vecinas pueden afectar significativamente la estructura cuando se superan las deformaciones admisibles en el suelo. Esta situación es remediada con sistemas de contención lo suficientemente rígidas que minimicen los asentamientos producidos en las vecindades; sin embargo, se debe determinar qué tanta rigidez se le impondrá al sistema toda vez que los costos se incrementan significativamente.

Actualmente, para tal determinación, los geotecnistas usan principalmente métodos empíricos para predecir la deformación lateral del muro y los asentamientos en la superficie del terreno; aun cuando tales métodos han sido desarrollados mediante registros de excavaciones en diferentes zonas del mundo y en condiciones muy distintas a las del ámbito local.

Como alternativa para predecir desplazamientos en el suelo, se ha hecho posible emplear los métodos numéricos como MEF (modelo de elementos finitos). No obstante, resulta engorroso y demanda mayor tiempo para la industria modelar situaciones de interacción suelo - estructura para estimar deformaciones en el suelo debido a la cantidad de parámetros con los que se debe nutrir el modelo, convirtiéndolo en una herramienta no completamente adoptada por la industria y destinada para proyectos especializados de mayores plazos y presupuestos.

En consecuencia, surge la necesidad de crear pautas que orienten al diseñador geotecnista sobre el adecuado uso de métodos numéricos en la resolución de

problemas geotécnicos complejos como lo son las excavaciones urbanas. A su vez es necesario aprovechar la información obtenida de la instrumentación de campo como medida de control y verificación de los parámetros geomecánicos ingresados al modelo. Así, se podrá incrementar la utilidad de la información mediante la generación de curvas patrones de comportamiento.

Para el desarrollo del presente trabajo se cumplieron los siguientes objetivos:

1.2. OBJETIVO GENERAL

Determinación del comportamiento en función de los desplazamientos horizontales de una excavación profunda en ambiente urbano mediante simulaciones numéricas e instrumentación de campo.

1.3. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ❖ Revisión de antecedentes nacionales e internacionales y fundamentación teórica.
- ❖ Formulación del perfil geotécnico del proyecto a evaluar mediante análisis de la información de campo e informes geotécnicos.
- ❖ Estructuración del modelo en elementos finitos a emplear para la simulación de las excavaciones.
- ❖ Optimización del modelo mediante análisis de sensibilidad de las variables involucradas.
- ❖ Análisis e interpretación de los resultados mediante comparación con los registros de campo.
- ❖ Definición de curvas de comportamiento de la excavación mediante análisis paramétrico.

1.3. JUSTIFICACION

El presente trabajo busca introducir confianza en el medio sobre el empleo de herramientas basadas en métodos numéricos y orientar las exploraciones

geotécnicas y caracterización del subsuelo hacia la realización de ensayos adecuados para nutrir estos modelos. Además, documentará la experiencia de excavaciones profundas en ambientes aluviales y sugerirá pautas para implementar y retroalimentar los modelos en elementos finitos con información de campo.

Por otra parte, se reflexiona acerca del factor tridimensional de la excavación, escasamente considerado en la implementación de modelos numéricos en deformación plana, el cual influye significativamente sobre las magnitudes de los desplazamientos. Esto; orientará al lector sobre el orden de magnitud de los mismos de acuerdo a la composición del perfil del subsuelo, rigidez de la contención y configuración geométrica de la excavación.

De igual manera, el producto de este trabajo podrá constituirse como respaldo para el desarrollo de modelos predictivos más realistas en la determinación de otros parámetros de respuesta, y posterior calibración. Por último, constituye un respaldo para la revisión de procesos de excavación, construcción y verificación de la instrumentación de proyectos similares en ejecución; permitiendo dar alerta y tomar medidas tempranas en procesos complejos de excavación

Los pasos a seguir para la realización de esta investigación de tipo exploratorio y explicativo se describen así:

1. Consultar la literatura relacionada con el tema en fuentes primarias y secundarias

- *Buscar artículos de investigaciones similares en bases de datos especializadas.*
- *Buscar en bibliotecas físicas libros con la temática relacionada y revisar referencias que conduzcan a otras fuentes.*
- *Buscar en las referencias de los artículos otras fuentes adicionales.*

2. Solicitar con fines académicos a diferentes empresas de geotecnia del medio, informes técnicos y registros de instrumentación de excavaciones en la ciudad. La información solicitada será:

- *Registros de desplazamientos horizontales y verticales de la contención empleada y de la superficie del terreno medidas mediante inclinómetros, deformímetros, extensómetros y puntos de control, etc.*

- *Características de la contención: Secciones, espesores, longitud, ancho, profundidad de empotramiento, resistencia del concreto empleado, refuerzo instalado y estrato de empotramiento de la contención. En el caso de las contenciones apuntaladas: niveles de puntales, rigidez y geometría de estos; en el caso de las contenciones ancladas: niveles de anclajes, longitud de anclaje y bulbo, estrato de empotramiento del bulbo y presiones de los anclajes.*

- *Presencia de sobrecargas y magnitud de estas, al igual que condiciones especiales de borde y de centro dependiendo de la geometría en planta de la excavación.*

- *Registros piezómetros para la localización del nivel freático en las excavaciones y su variación en el tiempo.*

- *Perfil estratigráfico de la zona en donde se ubican cada uno de los proyectos, geología, caracterización y parámetros resistentes del suelo involucrado en la excavación y de los estratos adyacentes.*

3. Para la obtención del perfil de suelos y sus parámetros resistentes se hará:

- *Revisión de los perfiles propuestos en los estudios de suelos y seleccionar aquellos que se encuentren en coincidencia ó cercanos a las zonas de excavación de las pantallas.*

- *Selección de los parámetros resistentes correspondientes a cada estrato de suelo involucrado en el perfil, obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio realizados para el estudio geotécnico correspondiente.*

- *Obtención y asignación de parámetros resistentes obtenidos mediante la realización de ensayos de laboratorios complementarios.*

4. Realizar una revisión sobre el funcionamiento de los modelos de elementos finitos y acogerse a las recomendaciones enunciadas por autores e investigadores del tema sobre la forma del elemento finito a adoptar que sea la más adecuada dependiendo del caso a modelar y de las condiciones de frontera que regirán cada modelo.

5. Luego de adoptar un tipo de elemento finito se procede con lo siguiente:

- *Adoptar un motor o software basado en método numérico de elementos finitos que permita modelar problemas geotécnicos de interacción suelo – estructura.*
- *Modelar la geometría de la excavación y de la contención en el modelo junto con los perfiles de suelos previamente establecidos e introducir los parámetros del suelo solicitados por el software para la modelación, estimando aquellos faltantes mediante tablas empíricas extraídas de libros o de experiencias documentadas.*
- *Definir las características de los materiales involucrados en el modelo además del suelo, como el material de la pantalla, de los anclajes, del bulbo, etc.*
- *Generar las interfaces entre los materiales y luego la malla del modelo refinándola en las interfaces y en aquellas zonas de condiciones especiales.*
- *Se define cada una de las etapas de excavación y construcción junto con el proceso de tensionamiento de los anclajes y finalmente se ejecuta el cálculo sobre el modelo de elementos finitos y se organizan los resultados de acuerdo a lo necesitado.*

6. Para el análisis de sensibilidad se realizan graficas comparativas de la variación de los desplazamientos horizontales manteniendo todos los parámetros constantes y variando solamente los siguientes:

- *Cohesión del suelo contenido.*
- *Angulo de fricción del suelo contenido.*

7. Para el análisis e interpretación de resultados se plantean las siguientes graficas:

- *Desplazamiento horizontal máxima del suelo vs. Profundidad de la excavación a partir de los registros de campo y simulaciones con elementos finitos.*
- *Desplazamiento horizontal máximo del suelo vs. Etapa de excavación-construcción a partir de los registros de campo y simulaciones.*

- *Desplazamiento horizontal máximo del suelo relativo a la altura de la excavación vs. Etapas de excavación-construcción a partir de los registros de campo y simulaciones.*
- *Desplazamiento horizontal máximo del suelo vs. Etapa de excavación a partir de los registros de campo y simulaciones.*
- *Desplazamiento horizontal máximo del suelo relativo a la altura de la excavación vs. Etapa de excavación, a partir de los registros de campo y simulaciones.*
- *Carga puntual de viga cabezal vs. Etapas de excavación-construcción a partir de las simulaciones.*
- *Carga puntual de viga cabezal vs. Ángulo de fricción del suelo a partir de las simulaciones.*

8. Finalmente se comparan los resultados de las simulaciones mediante modelos de elementos finitos con las mediciones de campo, concluyendo sobre la aproximación del modelo a la realidad, los factores incidentes en los desplazamientos y la confiabilidad en la selección de los parámetros, para luego plantear patrones de comportamiento característicos del suelo evaluado y recomendaciones a tener en cuenta en futuras modelaciones.

2. MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES

En los últimos 50 años, varios investigadores (e.g., Peck, 1969; Hashash et. al., 2006; Gordon, et. al., 2007) han desarrollado distintas metodologías empíricas para determinar los desplazamientos máximos laterales de una contención, y los asentamientos inducidos en el terreno por la excavación. Lo anterior, tomando como base mediciones reales de campo en casos de distintas partes del mundo, los cuales incluyen excavaciones para construcción de sótanos de edificios, la construcción de estaciones subterráneas, excavación de lumbreras y de túneles para sistemas de tránsito masivo. Estas mediciones son registradas principalmente mediante inclinómetros, extensómetros, clinómetros y puntos de control topográfico.

Entre los trabajos pioneros, Peck (1969) se valió de los asentamientos registrados por varios puntos de control topográficos instalados en el trasdós de distintas contenciones de baja rigidez, por lo general, temporales, para realizar una primera aproximación en la estimación de los asentamientos máximos en la superficie del terreno adyacente a la excavación. Sin embargo, con la generalización de nuevas tecnologías en diseño y construcción, surgió la necesidad del desarrollo de graficas semi-empíricas para muros mucho más rígidos.

Lo anterior motivó una minuciosa campaña de instrumentación de campo implementada en 11 proyectos de ambientes geotécnicos similares, por parte de Mana y Clough (1981), quienes determinaron los máximos desplazamientos laterales de contenciones rígidas. En este trabajo, los desplazamientos máximos observados fueron normalizados por la profundidad de la excavación y correlacionados con el factor de seguridad contra el empuje basal propuesto por Terzaghi en 1943, tal como se observa en la Figura 1 y en la Figura 2.

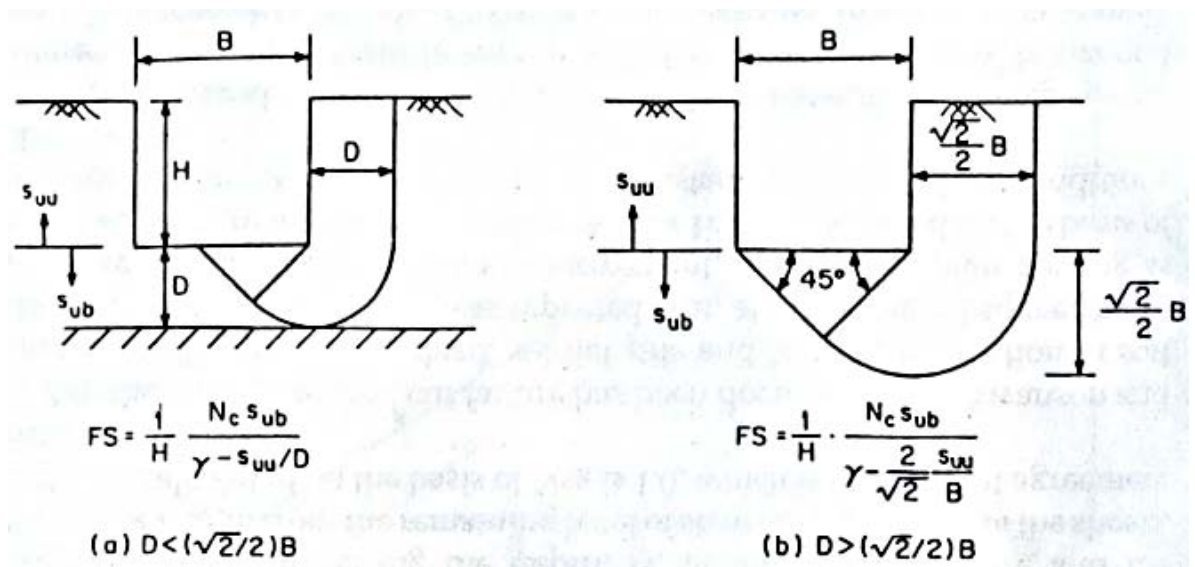


Figura 1: Geometría de la excavación y parámetros de resistencia del suelo para cálculo de los factores de seguridad, en donde (N_c) es el factor de Terzaghi, (s_{ub}) la resistencia al esfuerzo cortante no drenada en la base, (s_{uu}) es la resistencia al esfuerzo cortante no drenada del suelo por encima de la base, (γ) es el peso unitario del suelo. Tomado de (Yue L, 2010)

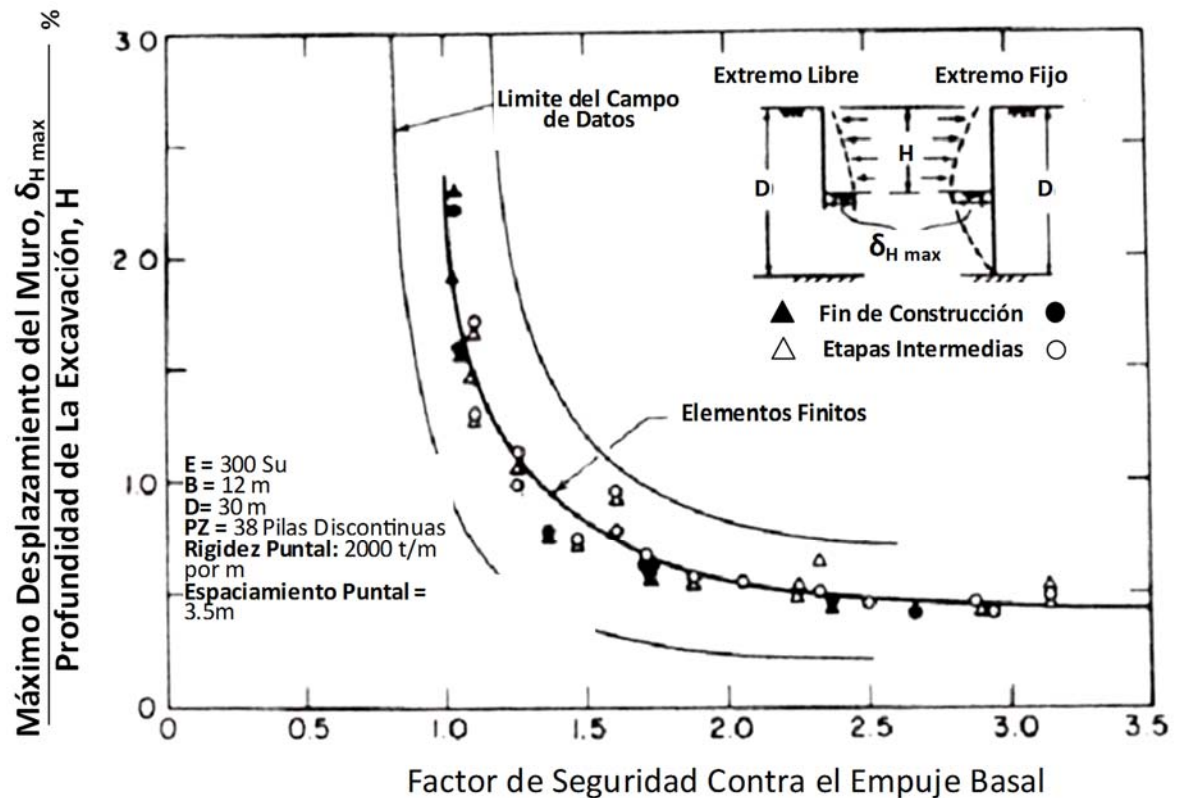


Figura 2: Relación analíticamente definida entre el factor de seguridad contra el empuje basal y el desplazamiento lateral máximo adimensional. Tomado de (Yue L, 2010).

Como complemento, Wong y Broms (1989) propusieron un procedimiento simple para estimar la deflexión lateral de una pantalla de pilas discontinuas ancladas o apuntaladas haciendo la suposición inicial de que los muros son flexibles y las deformaciones laterales son gobernadas por la fluencia plástica del suelo por debajo del nivel de excavación. Parámetros como ancho y profundidad de la contención y modulo secante ó tangente del suelo son involucrados en el método. (Gordon T.C., et al., 2007).

Posteriormente, Clough y O'rourke (1990) plantearon un gráfico semi-empirico (Figura 3) para estimar el desplazamiento lateral (δ_{hm}) para arcillas suaves a medias, el cual, puede considerar simultáneamente el factor de seguridad contra el empuje basal y la rigidez del sistema ($\frac{EI}{\gamma_w h^4_{avg}}$), en donde EI es la rigidez inercial, γ_w es el peso unitario del agua y h_{avg} es el espaciamiento promedio entre soportes.

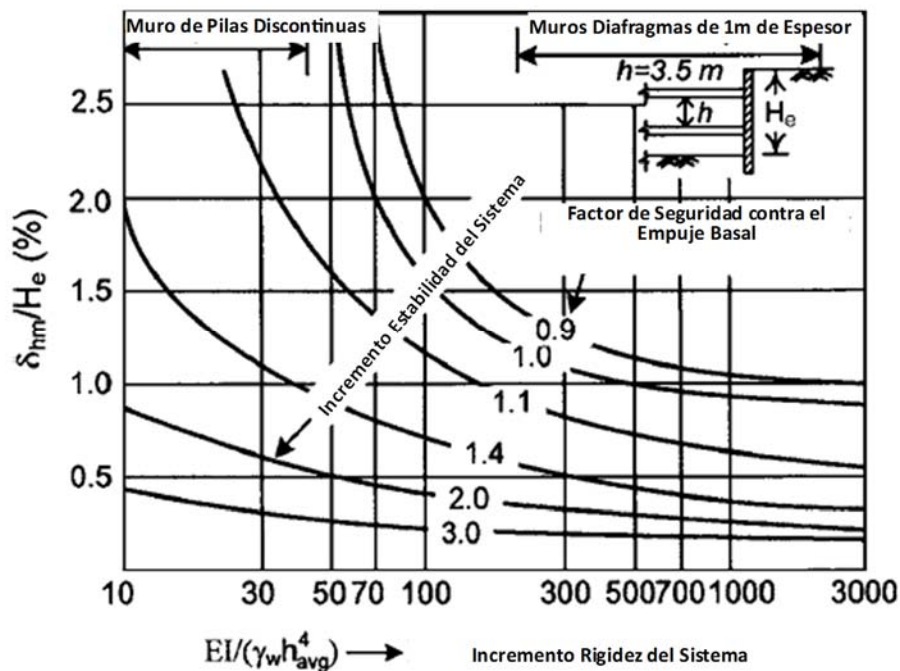


Figura 3: Curvas de diseño para desplazamiento lateral máximo del muro de excavaciones en arcillas suaves a medias, tomado de (Gordon T.C., et al., 2007)

Además de los desplazamientos laterales, Clough y O'rourke (1990) desarrollaron una serie de envolventes para estimar perfiles de asentamientos en el terreno

adyacente a las excavaciones y encontraron una tendencia notoria en la mayoría de los casos históricos analizados:

$$\delta_{vm} = 0,5\%H, \quad (1)$$

en donde δ_{vm} es el asentamiento máximo medido en la superficie del terreno y H es la altura de la excavación. Estos autores reportaron además que los asentamientos pueden ser inducidos en todas las etapas de la construcción de un muro diafragma, incluyendo los trabajos preliminares como excavaciones superficiales, abatimiento de niveles freáticos, etc y por la instalación del muro diafragma (Gordon T.C., et al., 2007).

Por otra parte, Hashash & Whittle (1996) propusieron perfiles de asentamientos del suelo en arcillas suaves a partir de datos históricos de excavaciones en la ciudad de Boston, Estados Unidos. De igual manera llevaron a cabo experimentos numéricos, empleando análisis en elementos finitos para investigar el efecto de la longitud de empotramiento del muro, las condiciones de soporte y el perfil histórico de esfuerzos en deformaciones no drenadas de excavaciones apuntaladas. Entre sus hallazgos; encontraron que la longitud del muro tiene un mínimo efecto en la deformación pre-falla para excavaciones en capas profundas de arcillas, pero tienen un mayor efecto sobre la localización de los mecanismos de falla en el suelo. Demostraron además la importancia de la formulación no lineal de pequeñas deformaciones para el cálculo de la rigidez de los materiales en la predicción de asentamientos en superficie y desplazamientos horizontales más reales.

De igual manera, durante los últimos 25 años, muchos investigadores han venido desarrollando trabajos similares respaldados en registros históricos de campo de varios proyectos con diferentes ambientes geotécnicos. Por ejemplo, Ou, et al. (1993) determinaron curvas características de los asentamientos del terreno durante una excavación, relacionando su rigidez a flexión con los desplazamientos laterales y la profundidad de excavación. Encontraron además una relación directa entre la magnitud de los desplazamientos horizontales y la proximidad de un estrato rígido por debajo del nivel de excavación.

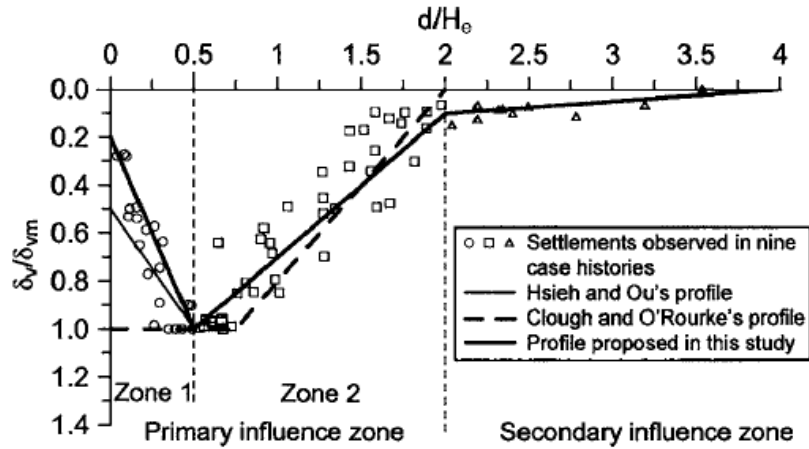


Figura 4: Zonas de influencia primaria y secundaria según Hsieh y Ou, 1998. Tomado de (Gordon T.C., et al., 2007)

Más adelante, en 1998, Hsieh y Ou, desarrollaron otro trabajo similar al de Ou, et al. (1993) en donde estimaron perfiles de asentamientos en la superficie, δ_{vm} , como la contribución de desplazamientos por parte de las llamadas zonas de influencia primaria y de influencia secundaria (ver Figura 4). En este método se emplea la relación de deformaciones para la cual, δ_{hm} debe ser conocido.

$$\delta_{vm} = R * \delta_{hm}, \quad (2)$$

R denota la relación de deformación basada en datos históricos, δ_{vm} y δ_{hm} son el desplazamiento vertical y horizontal máximo. Debido a que existe una dispersión muy alta en los desplazamientos horizontales, δ_{hm} , encontrados mediante registros de campo, la ecuación (2) constituye una guía con aplicabilidad muy limitada. En consecuencia, surge la necesidad de desarrollar métodos mejorados para estimar la relación de desplazamientos.

Es así cuando Dong & Byoung (2005), realizaron la modelación numérica de una excavación y construcción de un muro diafragma cilíndrico en la zona costera de Korea y compararon con registros de instrumentación con el fin de calibrar el modelo realizado y generar predicciones más aproximadas. Concluyeron que el modulo elástico del suelo se reduce significativamente después de la excavación debido al efecto de reducción de la presión de confinamiento y la permeabilidad. Así, propusieron un modelo de esfuerzo-deformación que considera el efecto de no linealidad del suelo y la reducción de confinamiento, obteniendo resultados más reales.

De igual manera, Hashash, et al. (2006) realizaron un robusto análisis inverso de aproximación, con simulaciones que se retroalimentan con información de campo,

mediante el empleo de desplazamientos de la estructura de contención y los asentamientos en el suelo medidos en varias excavaciones profundas. Sin embargo, el sistema no está limitado a estas dos variables y se puede beneficiar de otras mediciones como las obtenidas mediante celdas de cargas, extensómetros y piezómetros. No obstante, la mayoría de las investigaciones hasta ahora planteadas no cuantifica el daño potencial ocasionado a las estructuras adyacentes.

De ahí que, Schuster, et al. (2009) desarrollaran un método semi-empírico basado en casos históricos de excavaciones y calibrado mediante un modelo de elementos finitos para determinar perfiles de asentamientos y deflexiones horizontales. Como caso de estudio tomaron contenciones construidas en arcillas blandas a medias, a su vez, cuantificaron el daño potencial ocasionado a las construcciones vecinas a la excavación. Las ecuaciones (3) y (4) son el resultado del desarrollo del método para el cálculo de distorsiones angulares en superficie, β . Y deformaciones laterales, ε_L .

$$\beta = a_1 + a_2(GS) + a_3(\Delta S) + a_4[\ln(E_s L^2 / GHb)] + a_5 \left(\frac{GS}{\varepsilon_t} \right) + a_6 \left[\ln \left(\frac{E_s L^2}{GHb} \right) \right] (GS), \quad (3)$$

donde los coeficientes $a_1=-0.105$, $a_2=0.413$, $a_3=-0.046$, $a_4=-0.304$, $a_5=0.108$, y $a_6=0.267$ son determinados mediante regresión de mínimos cuadrados y G es el módulo de rigidez elástico de la edificación, H es la altura de la edificación, L es la porción de la edificación sujeta a movimientos del terreno, E_s es la rigidez del suelo en la zona de influencia de la cimentación, b es el espesor de los muros de la edificación y GS es la pendiente del terreno.

$$\varepsilon_L = b_1 + b_2(\beta) + b_3(\varepsilon_{l,g}) + b_4(\varepsilon_t) + b_5[\ln(E_s L^2 / GHb)] + b_6(\beta / \varepsilon_t), \quad (4)$$

donde los coeficientes $b_1=-0.058$, $b_2=0.120$, $b_3=0.467$, $b_4=-0.200$, $b_5=0.062$, y $b_6=0.214$ son determinados a través de análisis de regresión.

Por otra parte, SHAO, et al. (2008) retroalimentaron el diseño de una excavación realizada para la construcción de una estación de metro en Shanghai, China. Esta excavación estuvo debidamente instrumentada y los registros de deformación fueron empleados para compararlos con resultados de modelaciones numéricas y ajustar los parámetros de resistencia de los suelos empleados en el modelo con el fin de obtener mediciones parecidas y así actualizar el modelo continuamente. En esencia, esta aproximación es una mejora del método observacional de Peck con más bases teóricas y tecnológicas.

Finalmente, Osouli, et al. 2010 compararon mediciones obtenidas en una excavación de 15 metros para el sótano de un edificio con las deformaciones generadas mediante una modelación numérica realizada. También se realizaron mediciones en campo de los esfuerzos en la pantalla mediante celdas de carga en los cabezotes de los anclajes y se compararon con los resultados del modelo.

En conclusión, durante la revisión de la literatura y de las fuentes primarias y secundarias se encuentran diversos casos que demuestran la generalización del método observacional en la refinación de modelos numéricos que intentan simular excavaciones profundas en diversas partes del mundo.

En Colombia, no se encuentra documentación de estudios en donde se haga una comparación directa entre los registros de campo de una excavación instrumentada en ambientes aluviales con las deformaciones obtenidas a través de una simulación numérica como el método de elementos finitos; razón por la cual, la presente investigación no cuenta con precedentes a nivel local y contribuirá al enriquecimiento de la experiencia documentada sobre el comportamiento de los suelos durante una excavación.

2.2. SISTEMAS DE CONTENCIÓN

El término “sistema de contención” en una excavación profunda se refiere al sistema estructural que contiene el suelo y el agua y previene que esta masa en conjunto colapse dentro del corte abierto. Existen muchos tipos de sistemas de contención, siendo su elección dependiente de una amplia gama de factores, tales como: económicos, condiciones del suelo, protección de las estructuras adyacentes a la excavación, facilidad de la construcción, impacto sobre el medio ambiente. Los sistemas de contención típicos incluyen pilas hincadas de sección en “I” y su revestimiento, tablestacas, pilotes secantes ó muros de pilas tangentes, muros de tierra armada y muros diafragmas ó pantallas.

Se pueden dividir los sistemas de contención en dos grupos generales de acuerdo a su mecanismo de soporte: sistemas de estabilización externa e interna (ver Tabla 1). Entre los sistemas de estabilización externa se encuentran los muros de gravedad y los muros in-situ. De otro lado, entre los sistemas de estabilización interna se encuentran los suelos reforzados y los reforzados in-situ. Los sistemas de estabilización externa a su vez se pueden subdividir en dos categorías dependiendo de la rigidez de la contención: rígidos y flexibles, aunque dicha distinción puede dificultarse debido a la eventual variación de la rigidez que se le

integre al sistema aumentando el diámetro de las pilas y el espesor de la pantalla o variando los materiales de construcción. La diferencia fundamental entre los muros de contención y las pantallas radica en que los primeros son construidos cuando la excavación ya ha sido completada, mientras que, los segundos se construyen antes, o durante la excavación (Cano, 2002).

Tabla 1: Clasificación de los sistemas de retención de tierras (Cano, 2002)

CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE RETENCIÓN DE TIERRAS			
SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN EXTERNA		SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN INTERNA	
MUROS "IN-SITU"	MUROS DE GRAVEDAD	SUELOS REFORZADOS	REFORZADOS "IN-SITU"
Madera	Mampostería	Con tiras	Suelo Apuntillado
Concreto	Concreto	Metálicas	Micropilotes en retículas
Prefabricado	En voladizo	Poliméricas	
Tablestacas	De contrafuerte	Orgánicas	
Pilotes	Gaviones	Tierra anclada	
Vaciados "in-situ"	Tipo cuña (Crib)		
Muros pantallas	Ataguías celulares		
Pilotes secantes			
pilotes tangentes			
Suelo cemento			

A continuación, se presenta una breve descripción del tipo de contención implementando en el proyecto objeto de análisis del presente trabajo.

2.2.1. Muros "In-situ"

Este tipo de contenciones por lo general se construye antes o durante la realización el corte; entre los más empleados en la actualidad se encuentran:

- Muros de tablestacas (*Sheet pile wall*)
- Muro de pilas unidas por paneles (*Soldier pile wall*).
- Muro diafragma (*Diaphragm wall*).
- Muros de pilas discontinuas (*Caisson wall*).
- Muro de pila cementada (*Grouted pile wall*).

Estos tipos de muros de contención pueden ser subdivididos dentro de tres categorías de acuerdo al tipo de soporte:

- Muro sin soporte ó en voladizo.
- Muro apuntalado.
- Muro anclado.

Muros Diafragmas (Diaphragm wall).

Los muros diafragmas también son llamados muros “slurry”. El método del Cubo Masago Hidráulico largo (MHL) toma ventaja de un cubo recuperable para excavar las zanjas de los muros diafragmas es usado en muchos países.

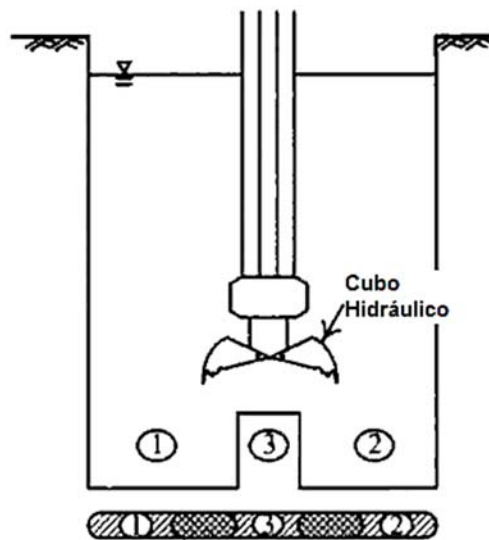


Figura 5: Excavación de la zanja por el método MHL (FHWA, 1976).

Como se muestra en la Figura 5, los dientes del cubo metálico recuperable pueden morder suelos y rocas y almacenarlos en la parte de adentro del cubo, luego, el cubo lleno es levantado y sacado de la zanja y el suelo y rocas depositados adentro es arrojado. Así el fluido estabilizante no necesita ser bombeado hacia fuera, y el equipo de separación de lodos no es necesario. El método es de fácil. La extensión del cubo recuperable es de 2,5 a 3,3 m. la primera etapa de la construcción de los muros diafragmas es toda la longitud en muchos paneles de acuerdo a las condiciones de construcción.

2.3. SISTEMAS DE MONITOREO E INSTRUMENTACIÓN

Las campañas de instrumentación y monitoreo de excavaciones urbanas están orientadas hacia el cubrimiento de los siguientes aspectos esenciales:

- Garantizar la seguridad de las vecindades. Detectar grandes deformaciones y esfuerzos en el suelo vecino de la excavación antes de la falla para tomar acciones de mitigación.

- Confirmar las hipótesis de diseño. Comparación de registros de campo con resultados teóricos y retroalimentar.
- Seguimiento del comportamiento de la excavación en el largo plazo. Retroalimenta los diseños con parámetros que deben ser tenidos en cuenta de acuerdo a su variabilidad en el largo plazo.
- Evidencias para juicios legales. Cuando ocurren daños en vecindades, constituyen evidencia de juicio.

2.3.1. ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE MONITOREO

Los sistemas de monitoreo y control se pueden clasificar de acuerdo a su modo de funcionamiento e instrumento empleados según el organigrama contenido en la Figura 6.

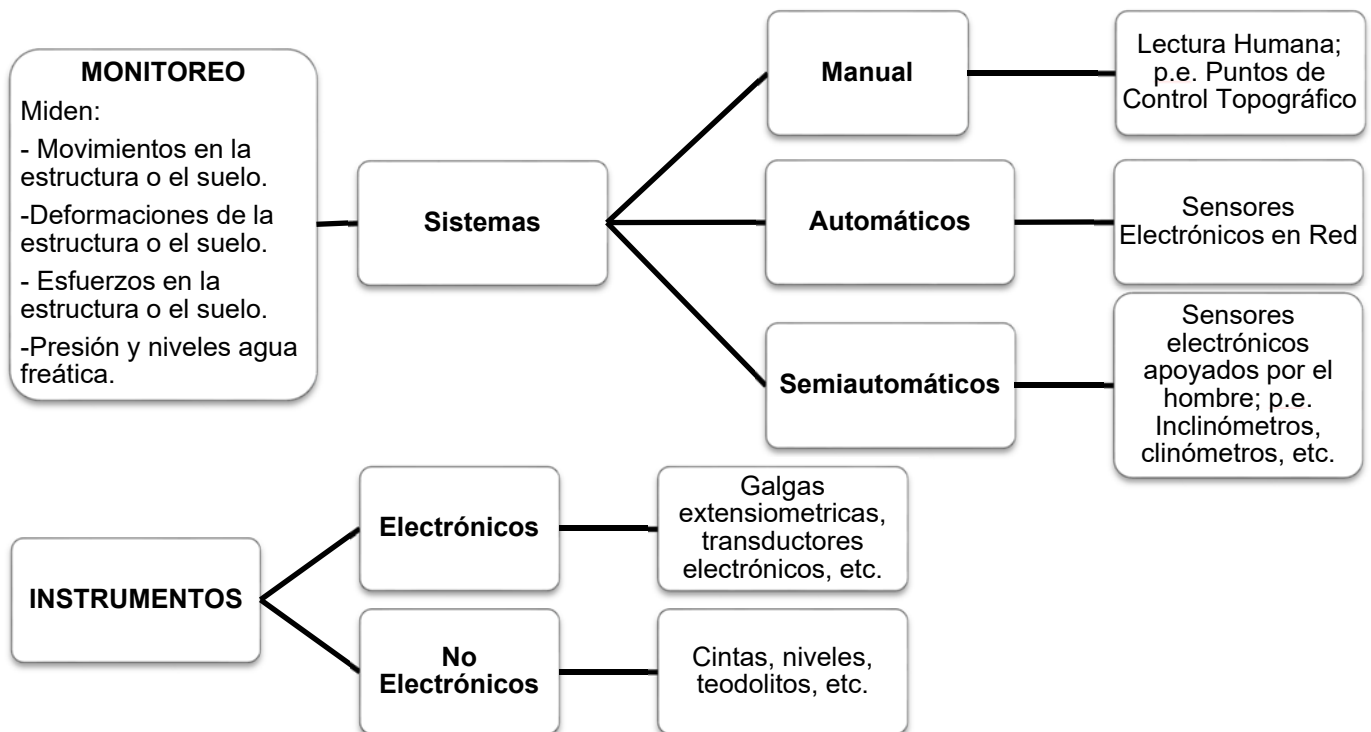


Figura 6: Organigrama clasificación Sistemas de Monitoreo.

2.3.2. MEDICIÓN DE MOVIMIENTO E INCLINACIÓN

Las mediciones más importantes que pueden ser realizadas en una excavación son: deformación horizontal del sistema de contención, desplazamientos horizontales del suelo contenido, desplazamientos verticales, inclinación de la estructura y asentamiento del terreno y de la estructura (Ou, 2006). La medida de interés en el desarrollo de este trabajo consiste en el desplazamiento horizontal del suelo en el trasdós del muro de contención.

Se pueden obtener mediante extensómetros, puntos de control e inclinómetros instalados en el trasdós del muro de contención. En este trabajo se referenciará únicamente la obtención de medidas mediante el inclinómetros toda vez que es el instrumento de medición y control empleado en el proyecto evaluado.

2.3.2.1. Inclinómetro

Los inclinómetro verticales son instrumentos empleados para medición de desplazamientos horizontales relativos evidenciados por el cambio de forma y/o verticalidad de la tubería de cubierta del mismo, la cual está embebida en el suelo o estructura de contención. La probeta del inclinómetro mide desplazamientos en dos planos perpendiculares, según se observa en la Figura 7, de esta forma se puede calcular la magnitud de los desplazamientos y las direcciones (vectores). El extremo inferior de la tubería de cubierta del inclinómetro sirve como una referencia estable (datum) y debe estar embebido más allá de la zona de desplazamiento. El desplazamiento relativo es determinado con medidas repetidas a las mismas profundidades en el tiempo y comparando los registros de lectura (Ou, 2006).

La cubierta guía del inclinómetro queda embebida en el terreno, en una interfase suelo-cemento que simula la flexibilidad del suelo circundante y evita agregar rigidez adicional a la tubería que reduzca equívocamente las deformaciones horizontales. La obtención de datos se logra mediante desplazamientos y lecturas sucesivas desplazando la probeta manualmente a lo largo de la tubería, desde el fondo hasta la parte superior de la misma, según se indica en la Figura 8.

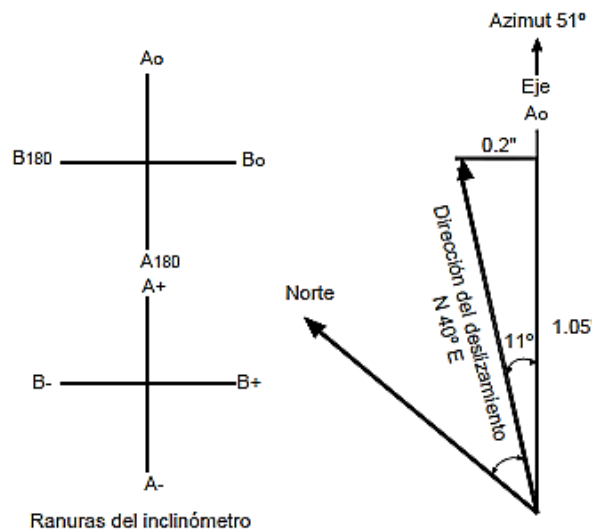


Figura 7: Direcciones de registro de desplazamiento en el inclinómetro y desplazamiento resultante, tomado de (Suarez, 2009)

La obtención de datos se logra mediante desplazamientos y lecturas sucesivas desplazando la probeta manualmente a lo largo de la tubería, desde el fondo hasta la parte superior de la misma, según se indica en la Figura 8.

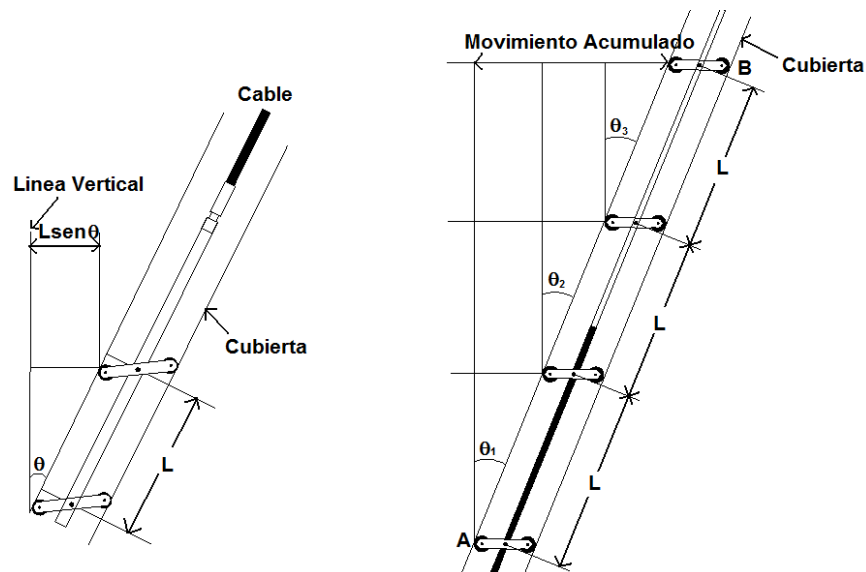


Figura 8: Esquema medición inclinación mediante ascenso sucesivo de la probeta, tomado de (Ou, 2006)

Cuando se instala la cubierta del inclinómetro, el par de marcas o guías de la cubierta del inclinómetro deben estar paralelas a la dirección de la deformación del muro de retención según la dirección que se desee registrar, en otras palabras, debe ser perpendicular al muro de retención. El par de guías perpendiculares al

muro de contención es llamado el eje AA. El otro par paralelo al muro de contención es llamado el eje BB como se muestra en la Figura 9.

Cuando se quiere medir la deformación lateral del muro, los juegos de ruedas del inclinómetro deben ser embebidas dentro de las guías AA. Cuando se quiere medir la otra dirección de la deformación, las ruedas tienen que estar embebidas en dentro de las guías BB.

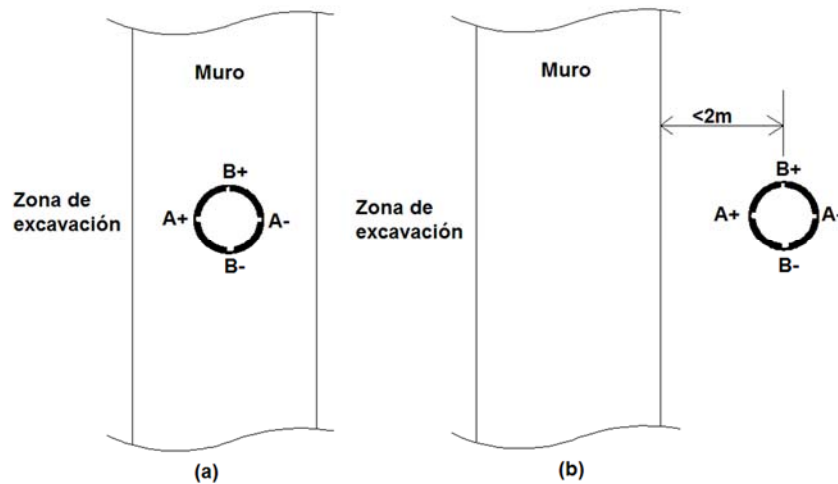


Figura 9: Vista en planta de la Instalación de las cubiertas del inclinómetro con muros diafragma: (a) instalado en el muro diafragma y (b) instalado por fuera del muro diafragma. Tomado de (Ou, 2006)

2.3.2.2. Piezómetros

La presión de poros se puede monitorear utilizando excavaciones de observación o piezómetros, los cuales pueden ser de tubo abierto, neumáticos o de cable vibratorio. Los más comúnmente empleados son los piezómetros de tubo abierto y son los empleados en el proyecto objeto de estudio en el presente trabajo, razón por la cual solamente se introducirá, definirá y describirá este tipo de piezómetros.

2.3.2.2.1. Tubo Abierto

Consiste en perforaciones abiertas en las cuales se coloca un tubo perforado en su base o tubos que se hincan a presión y luego se extraen ligeramente. La grafica de la Figura 8 ilustra la composición de un piezómetro de cabeza abierta.

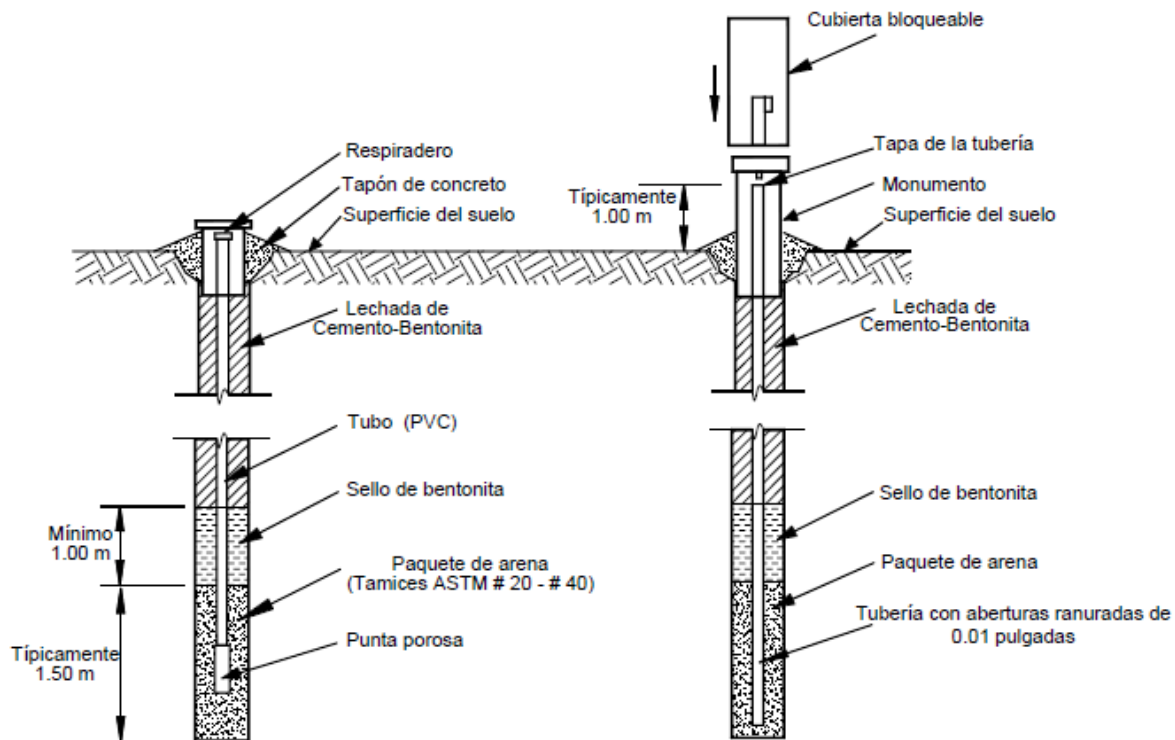


Figura 10: Piezómetros de cabeza abierta. Tomado de (Conforth, 2005)

La profundidad del nivel de agua se puede medir por medio de un cable y un elemento detector (que bien puede ser un medidor eléctrico o un simple objeto metálico). Una cubierta de protección impide la entrada del agua lluvia.

2.4. CONSIDERACIONES TEORICAS PARA SOLUCIÓN DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS

Para obtener una solución numérica exacta se deben cumplir los requerimientos de equilibrio, compatibilidad, comportamiento del material y condiciones de frontera, fuerza y desplazamiento. A continuación, se referencian los métodos de análisis empleados en la actualidad para atender los requerimientos teóricos mencionados.

Los métodos de análisis actuales se pueden agrupar en las siguientes categorías: Forma aproximada, análisis simples y numéricos. En la siguiente tabla se relaciona la capacidad de cada método para satisfacer los requerimientos teóricos y proveer información para diseño.

Tabla 2: Cumplimiento de requerimientos básicos de solución por diversos métodos de análisis

Método de Análisis	Requerimientos para la Solución				
	Equilibrio	Compatibilidad	Comportamiento constitutivo	Condiciones de Frontera	
				Fuerza	Desplazamiento
Forma Cerrada	S	S	Elástico Lineal	S	S
Equilibrio Limite	S	NS	Rígido con criterio de falla	S	NS
Campo de Esfuerzos	S	NS	Rígido con criterio de falla	S	NS
Analisis Limite	S	NS	Plasticidad ideal con ley de flujo asociado	S	NS
Limite Inferior				NS	S
Limite Superior	NS	S			
Aproximación viga sobre resorte	S	S	Suelo modelado por resortes o factores de interacción elástica	S	S
Analisis Numérico Completo	S	S	Cualquiera	S	S

NS: No Satisface; S: Satisface

Por otra parte, los requerimientos de estabilidad, cálculo de desplazamientos, deformaciones e influencia de las estructuras adyacentes se satisfacen de acuerdo al método de análisis empleado:

Tabla 3: Requerimientos de diseño satisfechos por varios métodos de análisis

Método de Análisis	Requerimientos de Diseño		
	Estabilidad	Movimientos	Estructuras Adyacentes
Forma Cerrada	No	Si	Si
Equilibrio Limite	Si	No	No
Campo de Esfuerzos	Si	No	No
Analisis Limite	Si	No	No
Limite Inferior			
Limite Superior	Si	Estimado	No
Aproximación viga sobre resorte	Si	Si	No
Analisis Numérico Completo	Si	Si	Si

El presente trabajo solamente formulará el método de análisis de interés, el cual sigue estrechamente la formulación general presentada en el Manual Científico de Plaxis 2DAE (PLAXIS, 2014).

2.4.1. ECUACIONES BASICAS DE DEFORMACIÓN EN EL MEDIO CONTINUO

El equilibrio estático de un medio continuo se formula como:

$$\underline{\underline{L}}^T \underline{\sigma} + \underline{p} = \underline{0}, \quad (5)$$

Esta ecuación relaciona las derivadas parciales de las seis componentes de esfuerzo, contenidas en el vector $\underline{\sigma}$, a las tres componentes de las fuerzas de cuerpo, agrupadas en el vector $\underline{p}$. ($\underline{\underline{L}}^T$) es la transpuesta del operador diferencial, definido como:

$$\underline{\underline{L}}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (6)$$

De igual manera, la relación cinemática bajo el supuesto de deformaciones pequeñas se formula como:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\underline{L}} \underline{\mu} \quad (7)$$

Finalmente, la ley constitutiva expresada en forma incremental se torna en:

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{\underline{M}} \underline{\dot{\varepsilon}} \quad (8)$$

Siguiendo conceptos clásicos de cálculo variacional, la forma de la ecuación de equilibrio corresponde a:

$$\int \delta \underline{\mu}^T (\underline{\underline{L}}^T \underline{\sigma} + \underline{p}) dV = 0 \quad (9)$$

En ecn. (9), $\delta \underline{u}$ representa una variación de desplazamientos cinematicamente admisible. Aplicando el teorema de Green para la integración parcial del primer término de ecn. (9) conduce a:

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{\mu}^T \underline{p} dV + \int \delta \underline{\mu}^T \underline{t} dS \quad (10)$$

La ecuación (10) corresponde al conocido teorema de trabajo virtual. En este, el último término del lado derecho representa al trabajo virtual externo producido por las fuerzas de superficie representadas por el vector $\underline{t}$.

Debido a la naturaleza no-lineal del modelo constitutivo, el vector de esfuerzos $\underline{\sigma}$ debe ser considerado como un proceso incremental:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{i-1} + \Delta \underline{\sigma} \quad , \quad \Delta \underline{\sigma} = \int \dot{\underline{\sigma}} d t ; \quad (11)$$

En esta relación $\underline{\sigma}^i$ representa el estado actual de esfuerzos desconocido y $\underline{\sigma}^{i-1}$ representa el estado previo de esfuerzos conocidos. El incremento de esfuerzos $\Delta \underline{\sigma}$ es la tasa de esfuerzo integrada sobre un incremento pequeño de tiempo.

Si la ecuación (10) es considerada para el estado actual i , los esfuerzos desconocidos $\underline{\sigma}^i$ pueden ser eliminados usando la ecn. (11):

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{\mu}^T \underline{p}^i dV + \int \delta \underline{\mu}^T \underline{t}^i dS - \int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (12)$$

2.4.2. DISCRETIZACIÓN EN ELEMENTOS FINITOS

De acuerdo al método de elementos finitos, el campo aproximado, $\underline{\mu}$, se obtiene del valor discreto nodal representado por el vector $\underline{v}$ usando las funciones de interpolación que componen la matriz $\underline{N}$:

$$\underline{\mu} = \underline{N} \underline{v} \quad (13)$$

La sustitución de la ecn. (13) en la relación cinemática ecn. (7) da:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{N} \underline{v} = \underline{B} \underline{v} \quad (14)$$

En esta relación, $\underline{B}$ es la matriz de interpolación de deformaciones, la cual contiene las derivadas parciales de las funciones de interpolación.

La forma discreta de la ecn. (12) es representada por:

$$\delta \underline{v}^T \int \underline{B}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \delta \underline{v}^T \int \underline{N}^T \underline{p}^i dV + \delta \underline{v}^T \int \underline{N}^T \underline{t}^i dS - \delta \underline{v}^T \int \underline{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (15)$$

Ya que la anterior ecuación es cierta para cualquier variación de desplazamiento cinematicamente admisible, la ecuación puede ser escrita como:

$$\int \underline{\underline{B}}^T \Delta \underline{\underline{\sigma}} dV = \int \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{p}}^i dV + \int \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{t}}^i dS - \int \underline{\underline{B}}^T \sigma^{i-1} dV \quad (16)$$

Los dos primeros términos del lado derecho en ecn. (15) representan el vector de fuerzas externas actual, mientras que el ultimo termino denota el vector de reacciones internas del paso previo. La diferencia entre el vector de fuerzas externas y el vector de reacciones internas debería ser balanceada mediante un incremento de esfuerzos $\Delta \underline{\underline{\sigma}}$.

La relación entre los incrementos de esfuerzos y los incrementos de deformaciones usualmente son no-lineales. Como un resultado, los incrementos de esfuerzos generalmente no pueden ser calculados de manera directa y se hacen necesarios procedimientos globales iterativos para satisfacer la condición de equilibrio de la ecn. 16 en todos los puntos del material.

2.4.3. INTEGRACIÓN IMPLICITA DE MODELOS DIFERENCIALES DE PLASTICIDAD

Los incrementos de esfuerzos $\Delta \underline{\underline{\sigma}}$ son obtenidos mediante la integración de las tasas de esfuerzos de acuerdo a la Ecn. 7. Para modelos de plasticidad diferenciales, los incrementos de esfuerzos generalmente pueden ser escritos como:

$$\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}}^e (\Delta \underline{\underline{\varepsilon}} - \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p) \quad (17)$$

En esta relación $\underline{\underline{D}}^e$ representa la matriz elástica del material para los incrementos de esfuerzos actuales. Los incrementos de deformaciones $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}$ son obtenidos a partir de los incrementos de desplazamientos nodales, $\Delta \underline{\underline{v}}$, empleando la matriz de interpolación de deformaciones $\underline{\underline{B}}$, similar a la ecn. (14)

Para comportamiento elástico del material, el incremento de deformaciones plásticas $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p$ es cero. De otro lado, para comportamiento plástico del material, los incrementos de deformaciones plásticas pueden ser escrito como:

$$\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p = \Delta \lambda \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right)^i \quad (18)$$

En esta ecuación, $\Delta \lambda$ es el incremento del multiplicador plástico y g corresponde al potencial de flujo plástico. El superíndice "i" representa el paso actual. Su

derivada con respecto al estado de esfuerzos actual define la dirección del tensor de deformación plástica incremental.

Sustituyendo ecn. (17) en ecn. (16) y posteriormente en ecn. (11), se tiene:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{tr} - \Delta\lambda \underline{D}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \text{ con: } \underline{\sigma}^{tr} = \underline{\sigma}^{i-1} + \underline{D}^e \Delta \underline{\varepsilon} \quad (19)$$

En esta relación, $\underline{\sigma}^{tr}$ es el vector de esfuerzos auxiliar obtenido bajo el supuesto de cero deformaciones plásticas al inicio del incremento " $i - 1$ ".

En geoplasticidad, el inicio de flujo plástico en el incremento " i " es definido por valores positivos de la función de fluencia $f(\underline{\sigma}^i) > 0$. La determinación de este valor involucra dos pasos. El primer paso comprueba si el vector de esfuerzos auxiliar es un estado elástico i.e., $f(\underline{\sigma}^{tr}) \leq 0$. Si la anterior ecuación es verdadera, $\Delta\lambda = 0$, y el incremento de deformación es elástico. De otro lado, para $f(\underline{\sigma}^{tr}) > 0$, el incremento del multiplicador plástico es diferente de cero, $\Delta > 0$, y puede ser resuelto de la condición que el nuevo estado de esfuerzo debe satisfacer la condición de fluencia:

$$f(\underline{\sigma}^i) = 0 \quad (20)$$

Para modelos de endurecimientos elásticos-perfectamente plásticos, el incremento del multiplicador plástico se puede escribir como:

$$\Delta\lambda = \frac{f(\underline{\sigma}^{tr})}{d+h}, \quad (21)$$

donde:

$$d = \left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}} \right)^{\underline{\sigma}^{tr}} \underline{D}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (22)$$

El símbolo h denota el parámetro de endurecimiento, el cual es cero para modelos perfectamente plásticos y constante para modelos de endurecimiento lineal. En el último caso el nuevo estado de esfuerzos puede ser formulado como:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{tr} - \frac{\langle f(\underline{\sigma}^{tr}) \rangle}{d+h} \underline{D}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (23)$$

Los paréntesis $\langle \rangle$ se refieren a los paréntesis McCauley, los cuales tienen la siguiente convención:

$$\langle x \rangle = 0 \text{ para } x \leq 0 \text{ y } \langle x \rangle = x \text{ para } x > 0$$

El modelo constitutivo empleado en los modelos de elementos finitos implementados en el desarrollo del presente trabajo corresponde al bien conocido y aceptado por la comunidad geotécnica criterio de Mohr – Coulomb. A continuación se presenta una breve explicación tomando como referencia el trabajo de investigación realizado por Giraldo C & Gomez Z (2015).

2.4.4. SUPERFICIE DE FLUENCIA MOHR - COULOMB

Existe un límite para el cual se determina el dominio elástico y el plástico, el cual está determinado por $\sigma = Y_0$ o $\sigma = -Y_0$ (para el caso de compresión). Esta función se reescribe como:

$$f(\sigma) = |\sigma| \leq Y_0 \quad (24)$$

A la ecn. (24) se le conoce como superficie de fluencia para el caso unidimensional. Así mismo existen funciones para el caso 3D las cuales se definen dependiendo del tipo de material con el que está compuesto el medio a analizar (Giraldo C & Gomez Z, 2015).

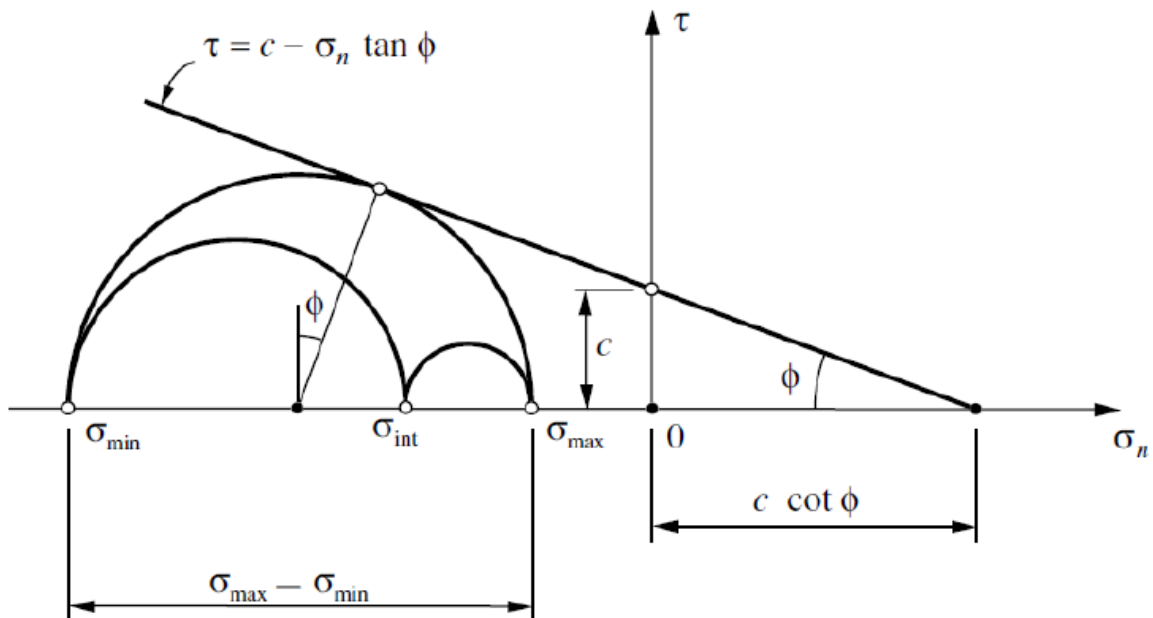


Figura 11: Descripción de Mohr-Coulomb, Tomado de (Neto, et al., 2008)

El criterio de Mohr-Coulomb establece que materiales como rocas, suelos y concretos presentan deformaciones plásticas esencialmente cuando para un plano cualquiera existe una combinación entre el esfuerzo de corte, τ , y el esfuerzo normal, σ_n , de la forma:

$$\tau = c - \sigma_n \tan(\varphi) \quad (25)$$

En donde c es la cohesión y φ es el ángulo de fricción del material friccional.

Tomando como referencia relaciones geométricas de la Figura 11, la ecn. (25) puede reescribirse en términos de los valores máximos y mínimos del estado de esfuerzos como:

$$(1 + \sin \varphi) \sigma_{max} - (1 - \sin \varphi) \sigma_{min} = 2c \cos \varphi \quad (26)$$

Teniendo en cuenta la ecuación (26), la superficie de fluencia del criterio de Mohr-Coulomb se define como:

$$f(\sigma) := (1 + \sin \varphi) \sigma_{max} - (1 - \sin \varphi) \sigma_{min} - 2c \cos \varphi \leq 0 \quad (27)$$

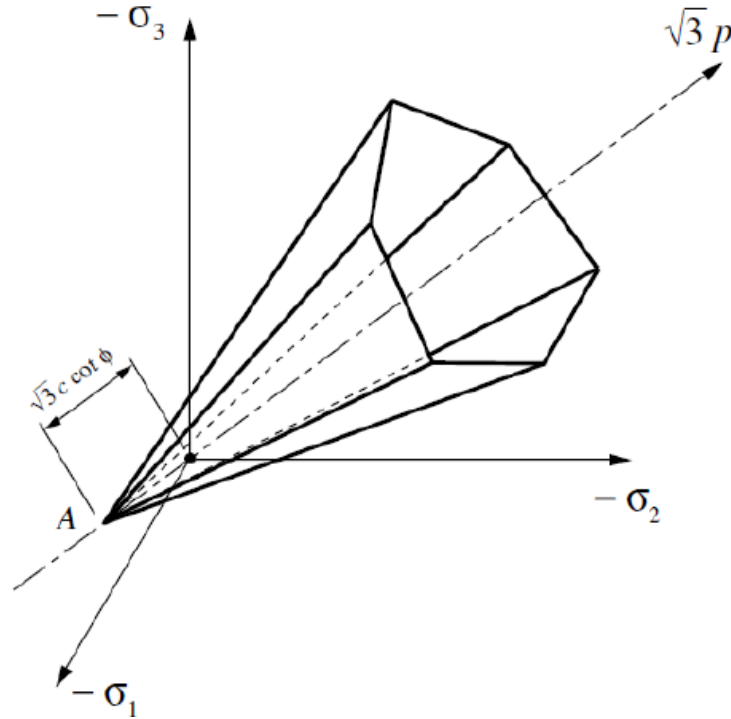


Figura 12: Superficie de Mohr-Coulomb en el espacio de esfuerzos principales, Tomado de (Neto, et al., 2008).

La Figura 12 muestra la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos principales, la cual tiene forma de cono hexagonal, en donde un estado de esfuerzos en el dominio elástico cumpliría que $f(\sigma) < 0$ y se mantendría dentro del cono; y en el dominio plástico se cumpliría que $f(\sigma) = 0$ y este estaría en la frontera del cono. Se resalta que la ecuación (27) siempre debe ser satisfecha por cualquier estado de esfuerzos y por consiguiente, cuando la deformación total aumenta, la deformación plástica hace que dicho estado de esfuerzo se mueva a través de la frontera del cono y no sería admisible que estuviera por fuera de este. Lo anterior es alternativamente conocido como el principio de “persistencia” y presenta el requisito de que para que exista flujo plástico, el estado de esfuerzos debe “persistir” en $f(\sigma) = 0$ (Simo & Hughes, 2006).

3. DESARROLLO

En el presente trabajo de grado se emplea como objeto de análisis los registros de la instrumentación instalada en el proyecto: *Centro comercial Mayorca III*, actualmente en construcción en el municipio de Sabaneta, Antioquia – Colombia.

3.1. GENERALIDADES

3.1.1. Localización

Se ubica al oriente del actual centro Comercial Mayorca, entre las Carreras 44 y 48 (Av. Las Vegas) y al norte de la Calle 52Sur hasta la Calle 50S, al sur de área metropolitana del Valle de Aburrá, tal como se muestra en el mapa de localización contenido en la Figura 13. En donde el contorno color rojo presenta el lindero del proyecto en construcción y el contorno azul es el lindero del centro comercial Mayorca II, construido y en funcionamiento.



Figura 13: Localización urbana (Google Earth, 2015).

3.1.2. Descripción Proyecto

Corresponde a un centro comercial y edificio de oficinas. Cubre un área aproximada de 250 m de largo por 80 a 110 m de ancho, e incluye una conexión peatonal por encima de la Av. Las Vegas con el centro comercial existente.

El nivel inferior (Nivel 1) coincide con la cota 1556.80, situación que origina cortes con relación a la vía entre 8 y 16 m, teniendo en cuenta que la Carrera se encuentra entre las cotas 1570 y 1572.

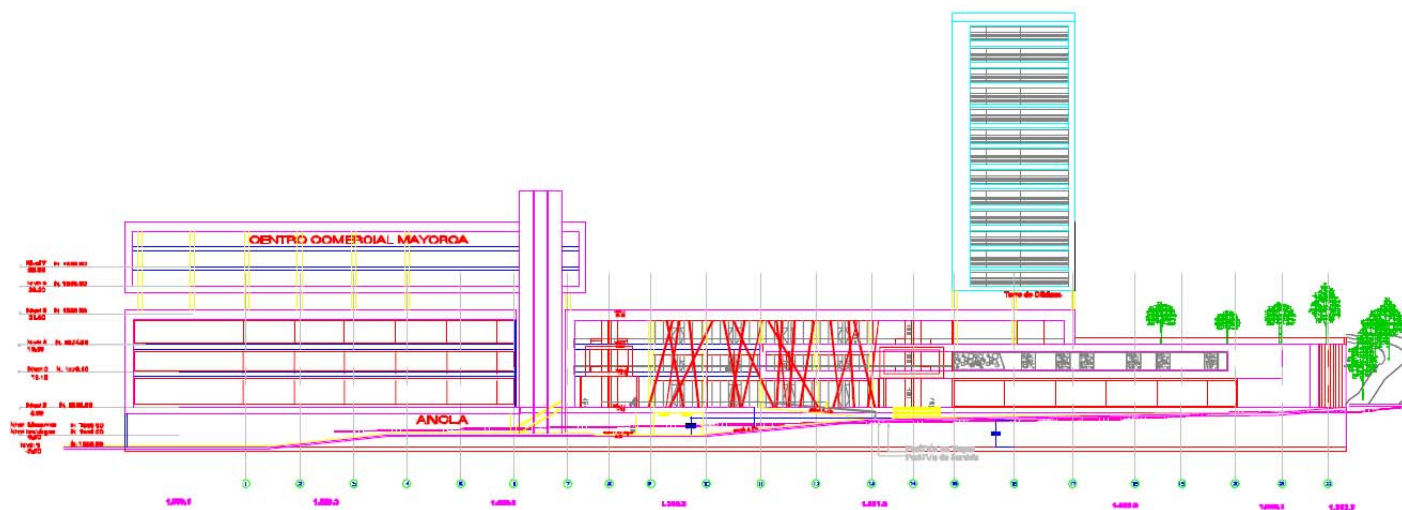


Figura 14: Fachada Occidental del proyecto (Vieco, 2012)

El proyecto incluye un almacén ancla en el primer nivel, en la zona norte, una zona central de menor altura, y edificio, en el sur, como se indica en la Figura 14.

La estructura está concebida en columnas y vigas de concreto reforzado, con luces amplias, del orden de 10 m, originando cargas a nivel de cimentación estimadas variables entre 6 y 20 MN por apoyo (Vieco, 2012).

3.1.3. Marco Geológico Local

El sector corresponde a depósitos sedimentarios y aluviales del cuaternario, que reposan sobre una terraza aluvial descompuesta más antigua, según se indica en el mapa geológico de la Figura 15 en donde los depósitos sedimentarios, localmente se intercalan con depósitos de ladera (flujos de lodos), particularmente hacia la zona alta y oriental del proyecto.

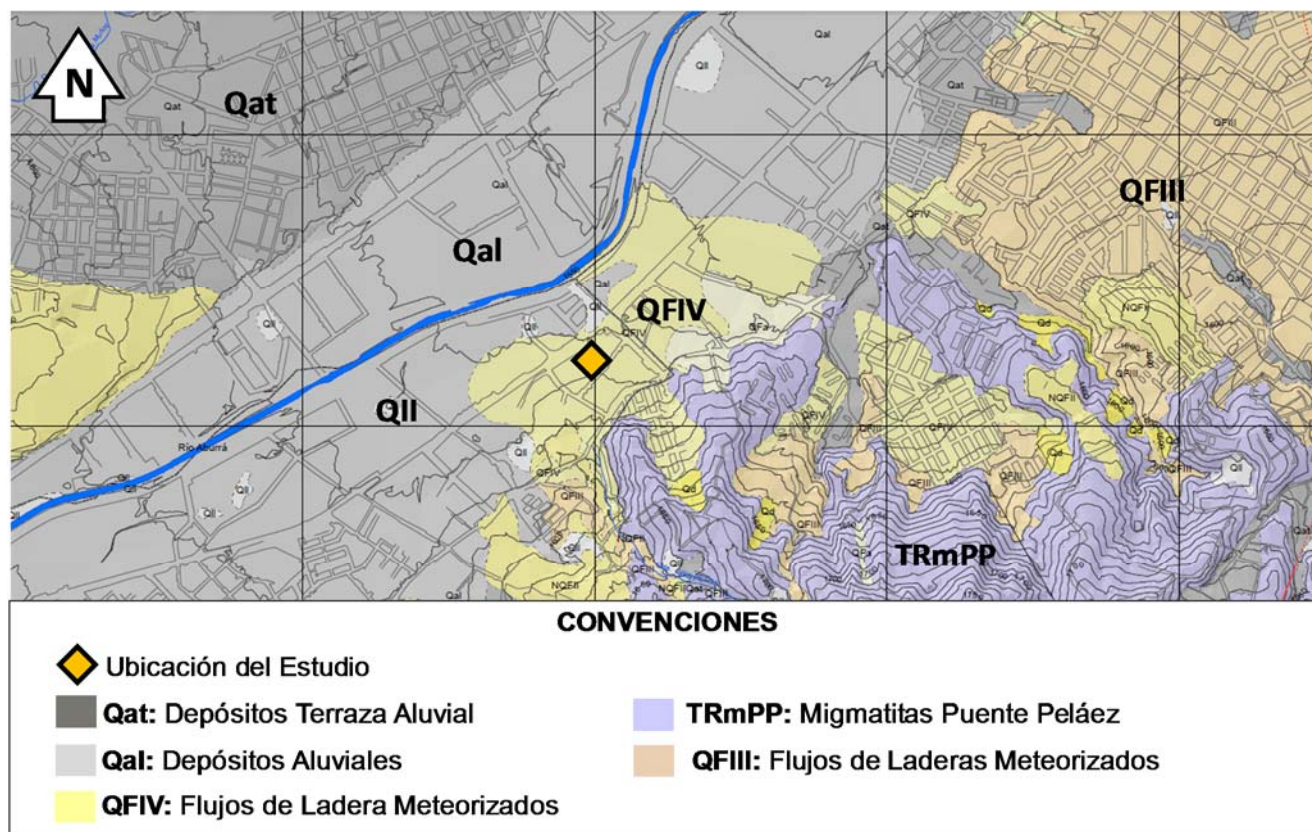


Figura 15: Mapa Geológico Zona de Influencia del Estudio (AMVA, 2006)

Morfológicamente el lote presenta una pendiente moderada que asciende de norte a sur, aparentemente sin accidentes particulares, construido con bodegas ya hace mucho tiempo. La zona no presenta accidentes geológicos, ni evidencias superficiales que indiquen fenómenos de inestabilidad.

La generación de cortes en el terreno hasta de 18 m de altura hacia la zona sur-oriental del proyecto implica la construcción de un sistema de contención consistentes en muros diafragmas, descritos en el capítulo 2.2.

3.2. EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Para la caracterización geotécnica del perfil de suelos se realizaron los sondeos y ensayos de campo en las cantidades y longitudes que se relacionan en la Tabla 4.

Tabla 4: Cantidades de Sondeos y Ensayos de Campo

Ensayo de Campo	Cantidad	Prof. Max. (m)
<i>Sondeo a percusión y rotación con ejecución de ensayo SPT y recuperación de muestras alteradas e inalteradas</i>	18	35
<i>Ensayo de penetración dinámica súper pesada (DPSH)</i>	17	15.4
<i>Ensayo de cono holandes con dilatometro de Marchetti</i>	2	6.8
<i>Ensayo presiométrico de Menard</i>	2	6.8
<i>Línea de Geofísica con medición de velocidad de onda de corte y compresión</i>	2	30

La utilidad de cada sondeo y ensayo de campo según sus resultados son:

- Sondeos a roto-percusión con ejecución de ensayos SPT metro a metro para caracterizar mecánicamente el perfil del subsuelo mediante correlaciones estimativas de parámetros de resistencia, y recuperación de muestras alteradas e inalteradas para la realización de ensayos de laboratorio que permitan identificar los estratos involucrados, sus propiedades índices y sus características geomecánicas.
- Ensayos de penetración dinámica súper pesada (DPSH) con punta cónica perdida para determinación de espesores de los depósitos sedimentarios expuestos en superficie y detección de la profundidad del depósito aluvial con respecto al nivel final de excavación para fines de cimentación. Además, se obtuvieron valores orientativos de módulos de deformación mediante correlaciones estandarizadas del ensayo.
- Ensayo de cono holandés con hincado continuo a presión para determinar la profundidad máxima de ejecución del ensayo dilatométrico de Marchetti.
- Ensayo dilatométrico de Marchetti para obtener módulos edométricos, índices de material, resistencia esfuerzo cortante no drenado y estado de esfuerzos de los depósitos sedimentarios arcillosos y arenosos, válidos para cálculo de capacidades de cargas, asentamientos, coeficientes de reacción horizontal y empujes.
- Ensayo presiométrico de Menard para obtención de presión límite y módulo presiométrico del aluvión, válido para cálculo de capacidades de carga y asentamientos.

- Líneas de Geofísica para determinación de velocidades de onda de corte y compresión válidas para la caracterización sísmica del perfil de suelos, cálculo de módulos de rigidez a cortante y módulos de Poisson para determinación de parámetros de deformabilidad, además de cálculo del tramo de la curva de degradación del material para bajos niveles de deformación. La ubicación de estos sondeos se encuentra en la planta general de la Figura 16.

Los ensayos de laboratorio realizados para la caracterización geomécanica del perfil de suelos y que complementan los sondeos anteriores se relacionan en la Tabla 5.

Tabla 5: Cantidades Ensayos de Laboratorio

Ensayo de Laboratorio	Cantidad
<i>Humedad Natural</i>	459
<i>Limites de consistencia</i>	23
<i>Granulometria con lavado sobre tamiz No. 200 e hidrometro</i>	27
<i>Compresión Simple</i>	20
<i>Corte directo modalidad CD</i>	7
<i>Gravedad Especifica</i>	27
<i>Resistencia del penetrómetro manual</i>	229

La utilidad de cada ensayo de laboratorio según sus resultados son:

- Humedad Natural, Limites de Consistencia y Granulometría para identificación y clasificación de los estratos.
- Compresión simple para determinación de la resistencia a la compresión confinada de las muestras inalteradas de los suelos y deducción de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada.
- Corte Directo modalidad Consolidado-Drenado para aproximación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción del suelo en condiciones drenadas.
- Gravedad Específica para identificación de los estratos y presencia de minerales pesados.

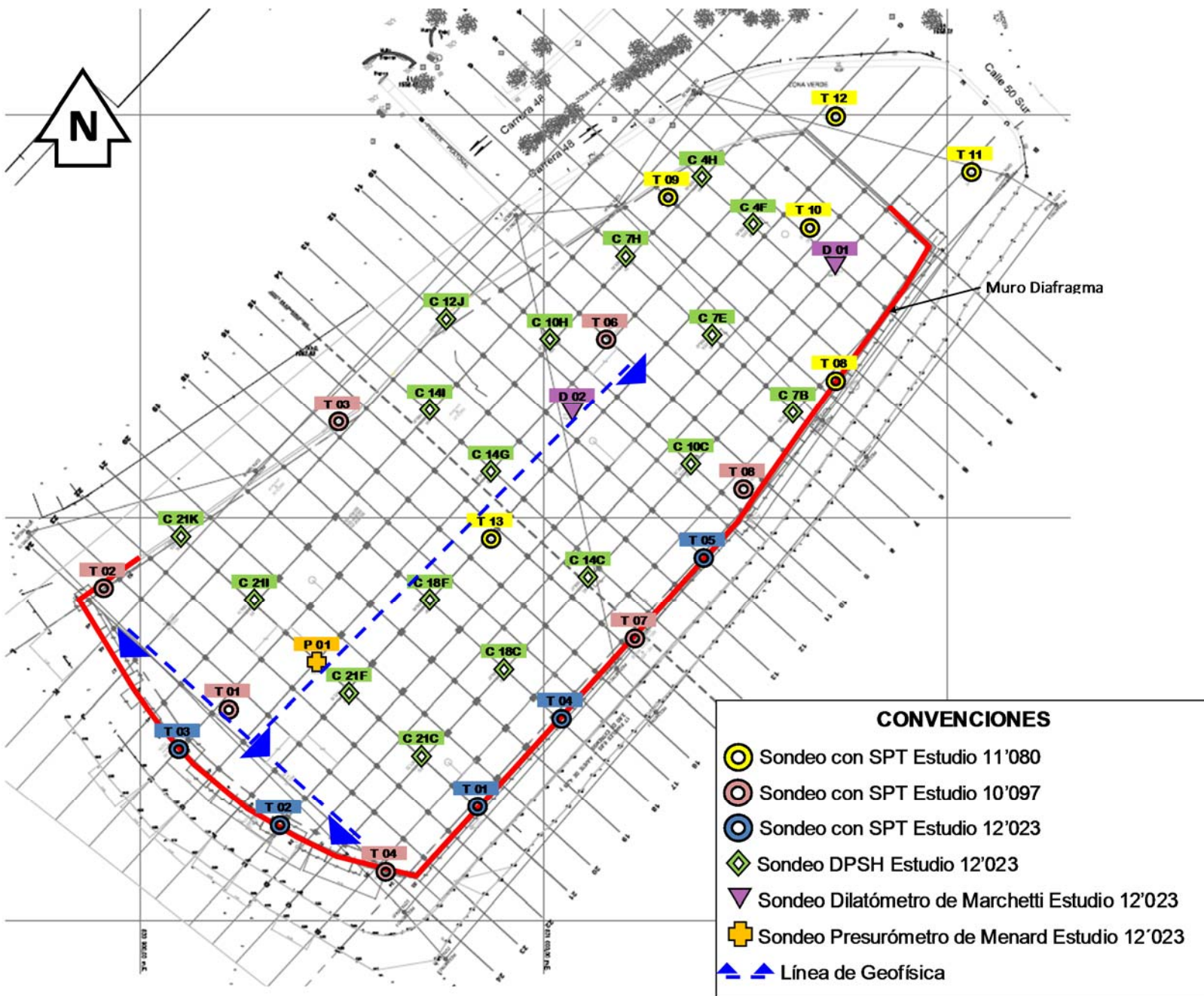


Figura 16: Planta General con Localización de Sondeos y Ensayos de Campo

En la Tabla 6 se resumen los parámetros de resistencia geomecánica y deformabilidad más relevantes obtenidos a partir de los ensayos de campo y de laboratorio arriba relacionados, agrupados por estratos identificados en los sondeos y categorizados por ensayos.

Tabla 6: Resumen Parámetros Ensayos de Laboratorio y de Campo.

Estrato	Ensayo	γ , kN/m ³	ϕ °	c' , kpa	C_u , kPa	E , kPa	k , m/s
Depósitos Sedimentarios Arenosos (Qsa)	Correlación SPT						
	Compresión Simple	20.38	33	0	14		
		19.91			8		
		19.5			13.5		
		19.14			11		
		20.72			11.5		
		19.19			15.5		
		20.46			69.5		
		20.38			14		
		17.59			28		
		17.94			17.5		
		20.31			11.5		
		19.47			39.5		
	Corte Directo CD		33	21.6			5.50E-09
			23.6	55.7			5.30E-09
			31.9	69.4			6.50E-09
			39.1	22.9			2.30E-09
			40	4.7			6.50E-09
			45.5	13.4			2.30E-09
	Dilatometro					9000	
						10000	
Depósitos Sedimentarios Arcillosos (Qsl)	Correlación SPT		20	0			
	Compresión Simple	19.1			51.5		
		20.71			29		
		17.17			9.5		
		19			28		
		19.88			74		
		19.18			113		
	Corte Directo CD		22	16.9			2.90E-09
			20.9	26.1			7.80E-09
	Dilatometro					800	
						4500	
Depósito Aluvial (Qal)	Correlación SPT	20	32			20000	
	Compresión Simple	21.69			41		
Terraza Aluvial Descompuesta (Tad)	Correlación SPT		42.6	0			
	Compresión Simple	21.51			13.5		
	Corte Directo CD		22	81.7			1.80E-09
			29.1	38.3			1.80E-09
	Presuometro					21433	
						33240	

3.3. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

3.3.1. Llenos heterogéneos (QI)

Superficialmente existen rellenos heterogéneos, pisos, asfalto y entresuelo cuyo espesor alcanza profundidades se encuentran hasta 1.6 m. Estos rellenos presentan condiciones muy variables a lo largo de la exploración, desde rellenos compactados en arenilla, con buenas especificaciones hasta rellenos heterogéneos con escombros y materia orgánica. (Vieco, 2011)

3.3.2. Depósitos sedimentarios arenosos y limosos (Qsa-Qsl)

Bajo los llenos y hasta el aluvión, presente a partir de profundidades variables entre 9.5 y 14 m bajo la superficie actual del terreno, en la mayoría del lote, materiales originados en inundaciones del río Medellín, que corresponden principalmente a limos algo arcillosos y arenas micáceas de coloración café oscuro de consistencia media a blanda.

En forma general, se observa que la zona superior de los depósitos sedimentarios corresponden a materiales principalmente granulares, arenas algo limosas y micáceas, con contenidos de finos entre el 14 y 25%. Se clasifican como SM, con un reducido número de golpes en el ensayo de penetración estándar, indicativo de su baja compacidad. Los valores de N60, sin corrección por confinamiento caracterizan este material entre 1 y 5 golpes.

La intercalación de zonas con mayor contenido de finos, da lugar a aumentos locales en el número de golpes, también evidenciado en los registros de sondeos con un incremento de la humedad natural. Es de esta forma que existen en algunas áreas, hacia la parte inferior del depósito, capas con mayor contenido de finos (que alcanzan hasta el 90%, con contenidos de arcilla hasta el 15 a 18%), dando lugar a clasificaciones como MH y ML, y eventualmente hasta CH.

Las zonas arcillosas, localmente pueden presentar material orgánica, evidencia de su origen de inundación, con épocas de mayor velocidad, depositando arenas, y otras de menor velocidad, con el depósito de limos y arcillas. La resistencia al

corte no-drenada en estos materiales se encuentra por debajo de 75kPa, cubriendo el rango de suelos blandos a medios (Vieco, 2011).

3.3.3. Depósito Aluvial (Qal)

Se presenta a partir de profundidades variables entre 9.5 m y 14 m y consisten en materiales grueso-granulares, generalmente gravas arenosas provenientes del río Medellín.

Se trata de un material grueso granular de coloración café amarillenta a gris, de compacidad media a compacta, que corresponde a gravas y bolos en matriz arenosa, micácea.

Presenta resistencias a la penetración estándar entre 20 y más de 100 golpes, partir de estos resultados y la compacidad del depósito, se adopta un valor de ángulo de fricción por encima de 32° , con un peso unitario promedio de 20 kN/m³.

En los niveles superiores se presenta café amarillento a gris, y con la profundidad predominan los colores gris verdosos, gravas y bolos hasta 0.30 a 0.40 m de diámetro (Vieco, 2011).

3.3.4. Terraza Aluvial Descompuesta (Tad)

Finalmente, a partir de profundidades variables entre 12 y 18 m bajo la superficie, del orden de 6 a 8 m bajo el nivel general de excavación, aparece una terraza aluvial más antigua, con evidencias de meteorización in situ. Se trata de un suelo residual producto de la meteorización in situ de un depósito aluvial.

Este material, de mayor rigidez y resistencia al corte, tiene buena extensión por debajo del nivel de excavación, con profundidades superiores a los 32m bajo la superficie actual del terreno.

Los parámetros de resistencia al corte evaluados a partir de los ensayos de campo y laboratorio indican una resistencia drenada que puede caracterizarse con una cohesión efectiva superior a 25 kPa, y un ángulo de fricción por encima de 29° .

3.3.5. Depósitos de Ladera (Qfl-Qfe)

En el costado sur y oriental, se presentan depósitos de ladera intercalados con los depósitos sedimentarios del Cuaternario. Corresponden a flujos de lodos (Qfl) y flujos de escombros (Qfe).

Los flujos de lodos, están constituidos por capas sin presencia de bloques, con suelos limosos rojizos, de consistencia media. Los flujos de escombros, son depósitos en los cuales predominan los bloques de roca con una matriz limosa, de compactación compacta.

Estos materiales sólo aparecieron en el sondeo T04, y no es clara la continuidad de estos depósitos con el resto de los sondeos. Por lo tanto, se requiere ampliar la exploración para determinar la transición entre los diferentes depósitos (Vieco, 2011).

3.3.6. Niveles Freáticos

En principio, se ubican entre 2 y 5 m por debajo de la superficie original de cada sondeo, con una profundidad predominante alrededor de los 4 m.

Tabla 7: Cotas y profundidades de niveles freáticos (Vieco, 2011).

Sondeo	Cota Inicio	Prof. NF	Cota NF
T04	1569.6	4	1565.6
T01	1567.7	1	1566.7
T02	1567.5	1	1566.5
T07	1570.4	4.5	1565.9
T03	1564.2	2	1562.2
T05	1567.7	2.2	1565.5
T06	1565.2	4	1561.2
T08	1564.7	4.3	1560.4
T10	1564.0	4	1560.0
T09	1563.7	5.5	1558.2

A lo largo del desarrollo del proyecto, se realizaron lecturas periódicas de la profundidad del nivel freático en los piezómetros instalados para tal fin.

Los rangos de variación de los parámetros de resistencia y deformación deducidos para cada estrato a partir de los ensayos de campo y laboratorio se muestran en la Tabla 8.

Estos valores definirán los límites de variación de cada parámetro que nutren los modelos de elementos finitos.

Tabla 8: Rango de variación parámetros geomecánicos

Estrato	γ , kN/m ³			ϕ			c' , kPa		
	Min	Med	Max	Min	Med	Max	Min	Med	Max
Llenos Heterogeneos (Ql)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Depósitos Sedimentarios Arenosos (Qs a)	17.59	19.56	20.72	23.60	34.51	45.50	0.00	26.81	69.40
Depósitos Sedimentarios Arcillosos (Qs l)	17.17	19.14	20.71	20.00	20.95	22.00	0.00	14.33	26.10
Depósito Aluvial (Qal)	20.00	20.83	21.69	32.00	32.00	32.00	0.00	0.00	0.00
Terraza Aluvial Descompuesta (Tad)	21.51	21.51	21.51	25.00	30.10	42.60	0.00	40.00	81.70
Depósitos de Ladera (Qfl-Qfe)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Estrato	Cu, kPa			E, kPa			k, m/s		
	Min	Med	Max	Min	Med	Max	Min	Med	Max
Llenos Heterogeneos (Ql)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Depósitos Sedimentarios Arenosos (Qs a)	8.00	21.13	69.50	9,000	9,500	10,000	0.00	0.00	0.00
Depósitos Sedimentarios Arcillosos (Qs l)	9.50	50.83	113.00	800	2,650	4,500	0.00	0.00	0.00
Depósito Aluvial (Qal)	41.00	41.00	41.00	20,000	20,000	20,000	0.00	0.00	0.00
Terraza Aluvial Descompuesta (Tad)	13.50	13.50	13.50	21,433	27,337	33,240	0.00	0.00	0.00
Depósitos de Ladera (Qfl-Qfe)	-	-	-	-	-	-	-	-	-

3.4. CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CONTENCIÓN

3.4.1. Pantalla

El sistema de contención empleado es un muro diafragma, descrito en el capítulo 2.2.1.1. *Muros In-Situ* del marco teórico y soportado mediante anclajes en el terreno a diferentes niveles de acuerdo a la altura final de la excavación frente al muro.

El muro posee una altura variable en toda su longitud, indicada en la Figura 16, variando desde 6 m en la parte más baja hasta 19.57 m en la parte más alta. Posee un espesor de 0.6 m y fue construido con concreto reforzado de 24.5 MPa con barras 5/8 y 7/8" en ambas direcciones y con refuerzo transversal de 1".

En la Figura 17 se muestra a la izquierda una sección estructural del muro de la pantalla 30 de 20.6 m de longitud y 0.6m de espesor y a la derecha se presenta

un alzado del mismo con 6.65 m de ancho. Se indican además los niveles de los pases para los anclajes.

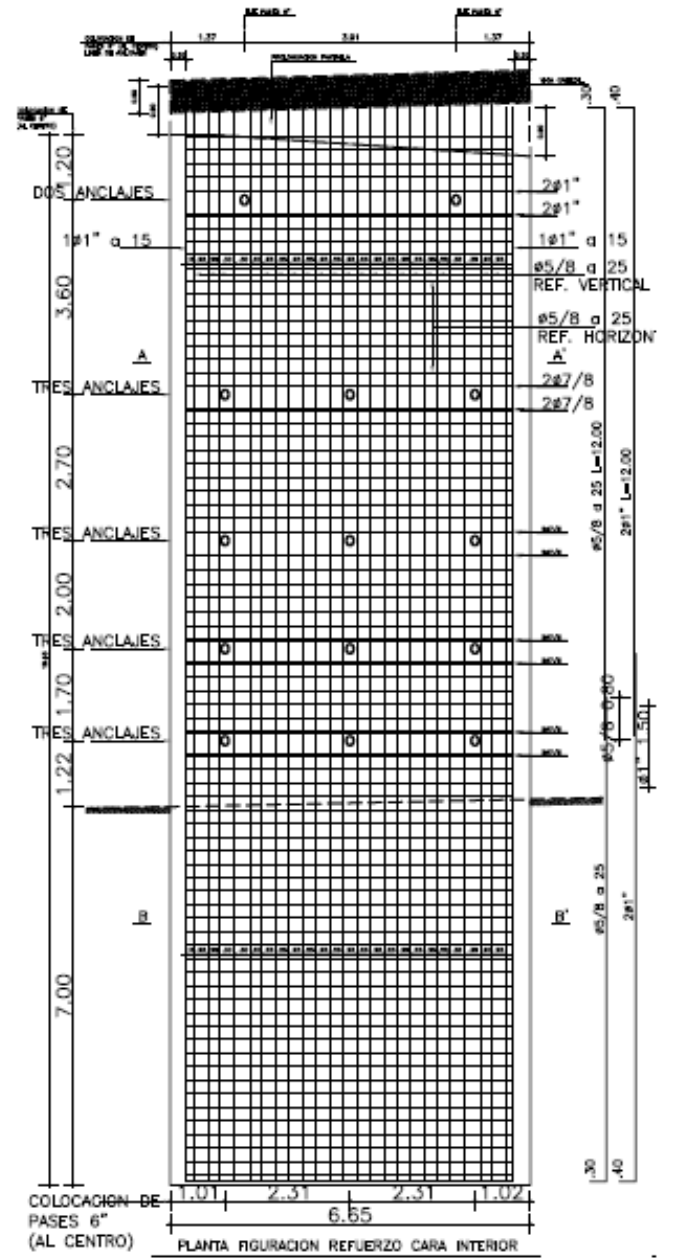
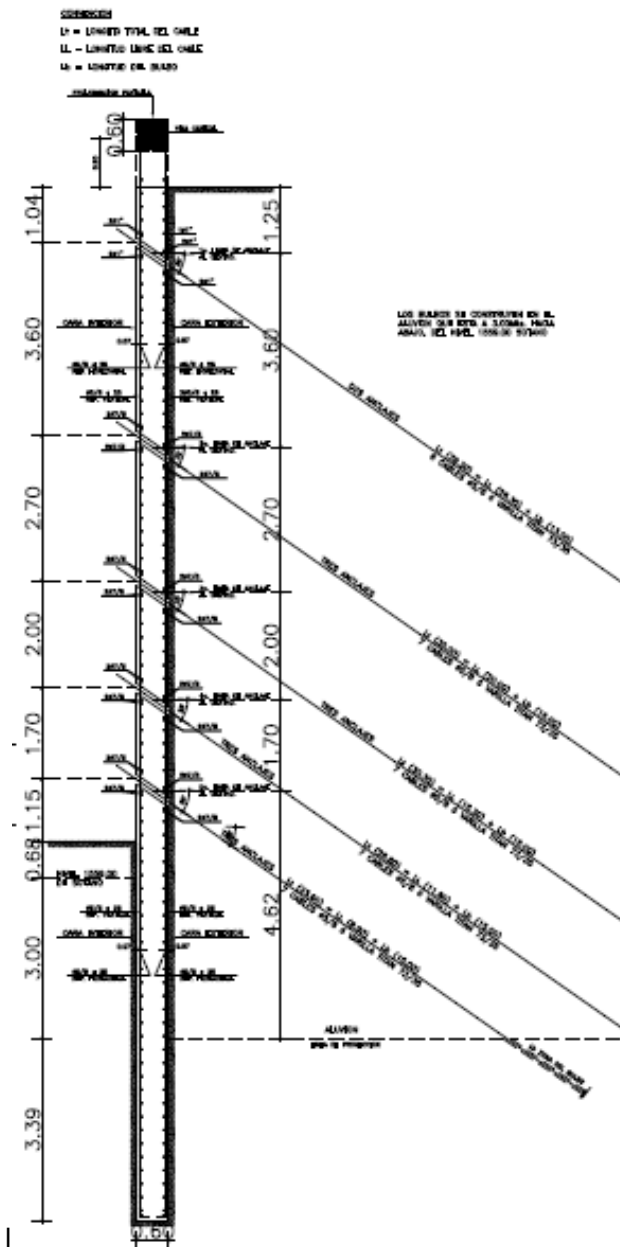


Figura 17: Características Estructurales Pantallas

El muro está seccionado en módulos típicos de 6.65 m de ancho y separados entre sí mediante una junta de construcción impermeable, a su vez, se vinculan en

su extremo superior mediante una viga cabezal de 0.6 m de espesor y alto variable. Durante la etapa de simulación se enunciará con más detalle las características geométricas y estructurales de las pantallas objeto de análisis.

3.4.2. Anclajes

Los anclajes están compuestos por barras autoperforantes tipo TITAN 73/35 y algunos de los niveles inferiores se componen por barras TITAN 103/78. Las especificaciones técnicas de los dos tipos de barras empleadas en el proyecto se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9: Especificaciones Técnicas Barras Empleadas

Tipo de Barra	Unidad	TITAN 73/35	TITAN 103/78
Diámetro nominal exterior f	mm	73	103
Diámetro nominal interior f	mm	35	78
Sección de Acero Efectiva A_{ef}	mm ²	2714	3140
Carga de Rotura F_u	kN	1865	2270
Carga en el límite elástico aparente, F_y	kN	1430	1800
Carga en el límite elástico $f_{0,2}$	N/mm ²	530	565
Módulo de Rigidez Axial $E \cdot A$	10 ³ kN	502	580
Módulo de Rigidez a la Flexión $E \cdot I$	10 ⁶ kNmm ²	185	564
Peso	kg/m	21,2	25,3
Longitud de barras disponibles	m	3	3
Rosca	-	Derecha	Derecha

Los anclajes poseen una longitud libre variable entre 6 y 24 m desde la primera hasta la quinta fila de anclajes. Esta longitud libre no aporta fricción con el suelo circundante y durante la perforación se recubrió con una tubería plástica para generar una interface libre de fricción.

Por otra parte, la longitud de bulbo varía entre 15 y 18 m y es la que entra directamente en contacto con el terreno y tiene capacidad de desarrollar fricción entre la lechada en cemento que lo constituye y el suelo circundante. En la foto de la Figura 18 se muestra la exhumación de un micropilote de prueba, análogo a un anclaje dentro del terreno. Se indica en la foto la longitud libre sin el recubrimiento y el bulbo del mismo.



Figura 18: Exhumación Micropilotes de Prueba

Cada anclaje luego de ser perforado, equipado e inyectado, se deja en proceso de fraguado durante 7 días hasta que adquiera una resistencia mínima a la compresión de 18 MPa, posteriormente, se procede con el tensionamiento del mismo hasta la carga especificada en cada caso.

El tensionamiento se realiza mediante un gato hidráulico con embolo hueco, que permita agarrar uniformemente la barra a tensionar, tal como se observa en la foto de la Figura 19. La capacidad del gato es de 800 ton.



Figura 19: Etapa de tensionamiento de anclajes

Durante la etapa de simulación se enunciará con más detalle las características geométricas y estructurales de los anclajes instalados en las pantallas objeto de análisis.

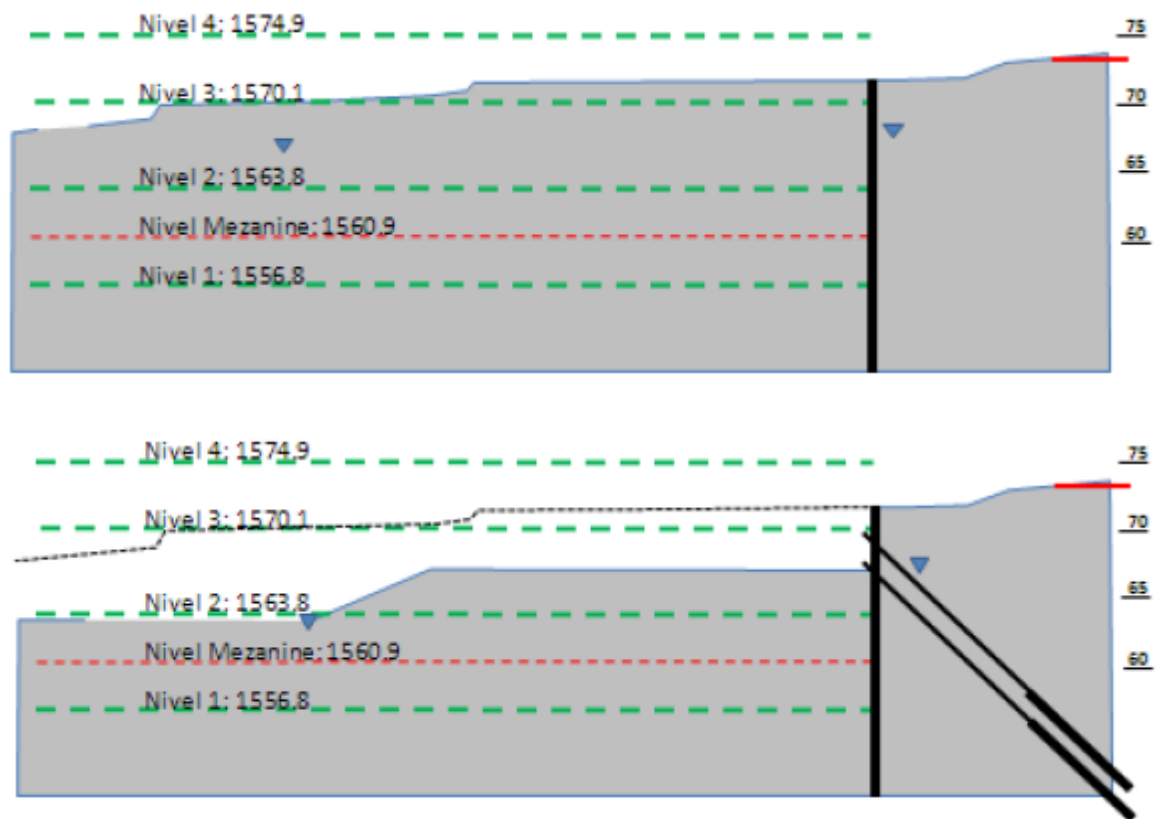
3.5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y DE EXCAVACIÓN

Luego de construir la pantalla diafragma de acuerdo a los requisitos de diseño y según la zonificación, cumpliendo con los empotramientos mínimos (que varían entre 4 y 8 m según la altura de la excavación), se procedió con la siguiente secuencia de excavación y construcción:

1. El primer nivel del anclaje se consideró de 2.5 a 3m por debajo de la viga cabezal de la pantalla, construida posterior al vaciado de la misma. La excavación de la primera “faja” de terreno se adelantó hasta 0.50 m bajo la primera fila de anclajes con un ancho de berma mínimo de 20 m en dirección ortogonal a la pantalla.

2. Se perforó, equipó y tensionó el primer nivel de anclajes.
3. Se excavó hasta 0.50 m por debajo del nivel inmediatamente inferior de anclajes y se procedió en forma similar.
4. El proceso se continuó progresivamente hasta el nivel inferior de sótanos (1560.90).

Esta secuencia se indica esquemáticamente a continuación:



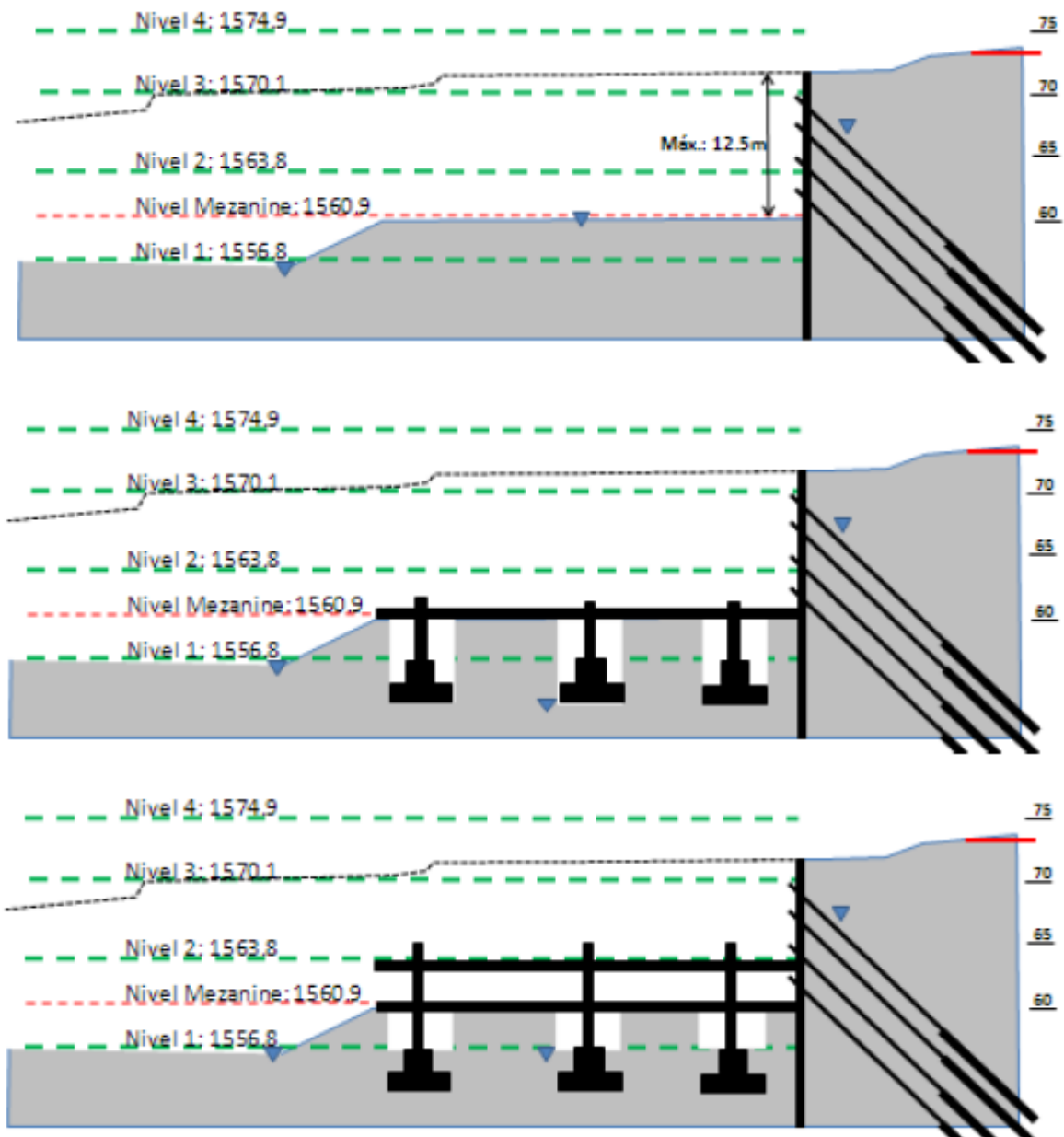


Figura 20: Esquema del proceso de excavación y contención (Vieco, 2011)

En las fotos contenidas en la Figura 21 se ilustra el proceso de excavación por bermas intermedias de 20 m de ancho perpendicular a la pantalla, equipamiento y tensionamiento de anclajes.



Paso 1: Trazado y excavación pantalla diafragma



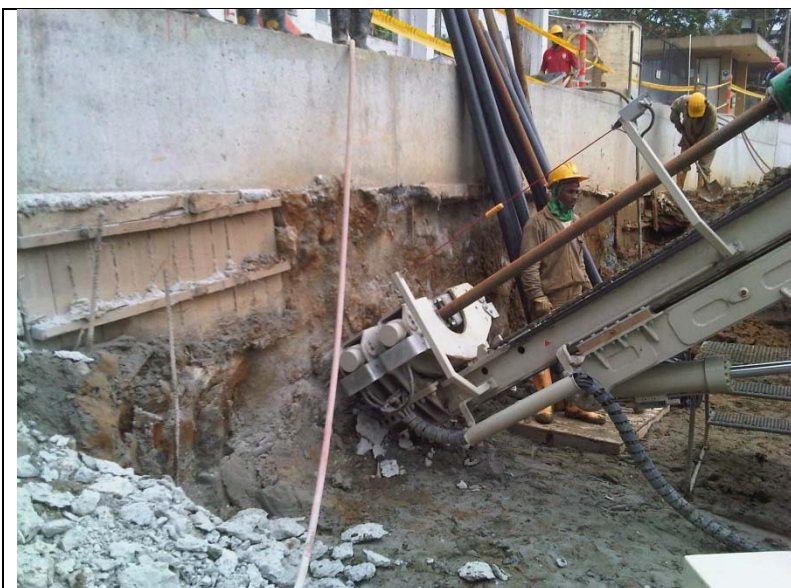
Paso 2: Instalación refuerzo y vaciado pantalla diafragma



Paso 3: Movimiento de tierra y generación berma transitable de 20 m de ancho



Paso 4: Excavación para el primer nivel de anclajes



Paso 5: Perforación e instalación primer nivel de anclajes



Paso 6: Tensionamiento primer nivel de anclajes



Paso 7: Excavación hasta el segundo nivel de anclajes

Figura 21: Fotos del proceso de excavación, perforación e instalación de pantalla y anclajes

3.6. PLAN DE INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL

Tal como se anotó en el marco teórico y según se verificó en los diseños de la contención contenidos en el estudio de suelos del proyecto objeto de análisis, se pronosticaron deformaciones horizontales máximas en las pantallas de hasta 36 mm y asentamientos en las vecindades entre 10 y 18 mm. Para tal fin, el proyecto se instrumentó de acuerdo a las cantidades y dimensiones relacionadas en la Tabla 10.

Tabla 10: Cantidades Instrumentación

Instrumentación	Cantidad	Prof. Max. (m)
<i>Inclinómetros</i>	8	23
<i>Piezómetros de tubo abierto</i>	13	15
<i>Puntos de control topográfico</i>	144	-

La utilidad de cada sistema de instrumentación según sus resultados es:

- Los inclinómetros miden la deformación horizontal del suelo detrás de la pantalla durante las etapas de excavación.
- Los piezómetros permiten el registro de las posiciones del nivel freático con respecto a su extremo superior, facilitando la cuantificación del empuje hidrostático máximo que actúa en el trasdós de la pantalla durante épocas de alta pluviosidad.
- Los puntos de control topográfico permiten medir la magnitud y dirección de los desplazamientos horizontales y asentamientos de la viga cabezal de la pantalla y de las vías adyacentes a la excavación del proyecto.

La planta general contenida de la Figura 22 muestra la ubicación de la instrumentación instalada y los puntos de control topográficos para control de desplazamientos y deformaciones.

3.6.1. Periodicidad de los controles

Las lecturas de los inclinómetros se realizaron cada 15 días, aproximadamente en coincidencia con las fechas de excavaciones de las bermas hacia los niveles de anclajes siguientes.

Los registros piezométricos se realizaron en principio al mismo tiempo que las lecturas de los inclinómetros y en épocas de alta pluviosidad se registraron a diario.

Los levantamientos topográficos de los puntos de control se realizaron en principio cada 30 días y cuando finalizaron los procedimientos de excavación, instalación y tensionamientos de los anclajes, se levantaron cada dos meses.

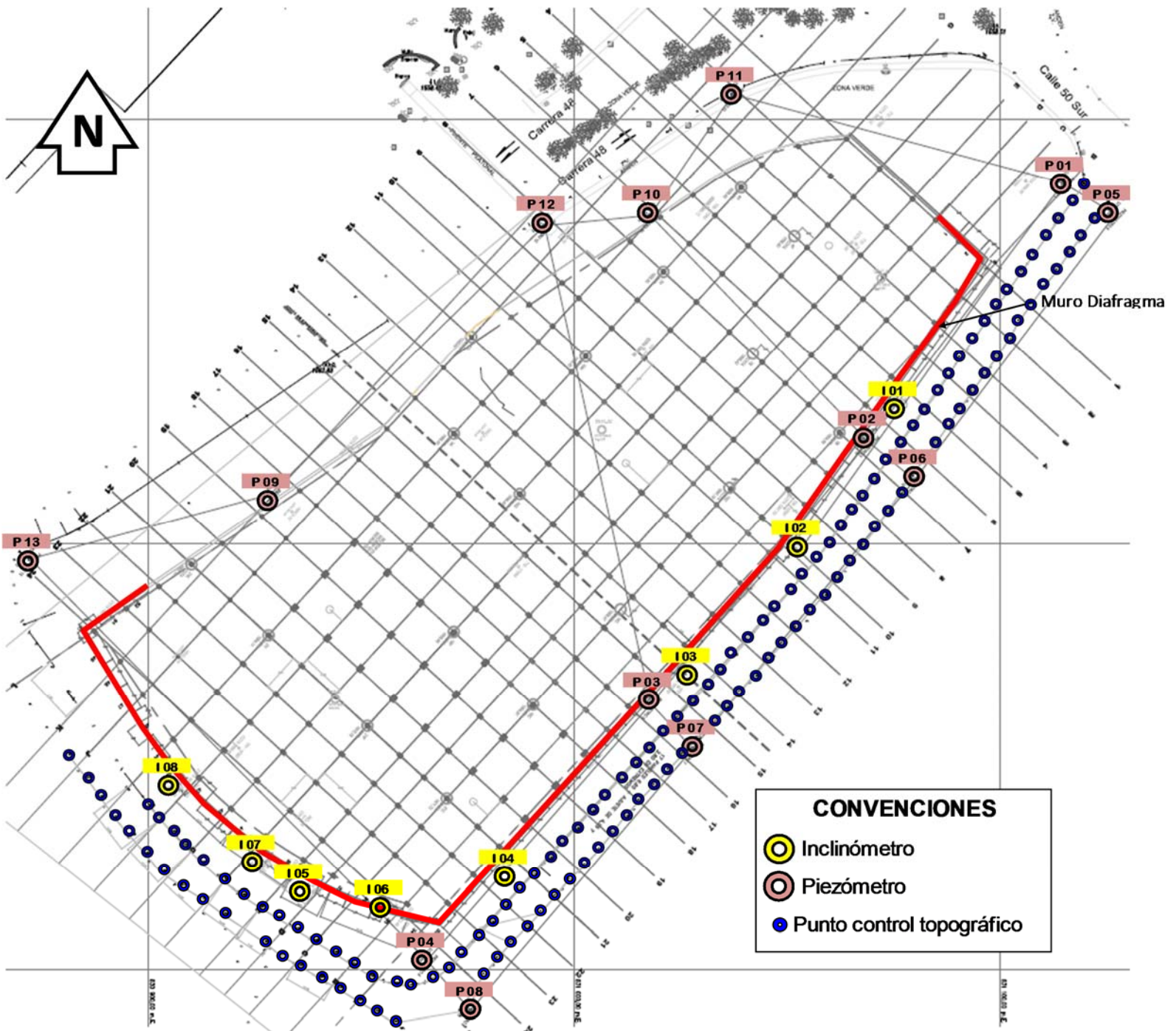


Figura 22: Planta Localización Instrumentación y Puntos de Control Topográficos¹

¹ Además de los puntos de control trazados en ambos márgenes de las vías adyacentes, se trazaron puntos de control cada 5 m sobre la viga cabezal de la pantalla perimetral de contención.

3.6.2. Resultados de La Instrumentación

Para efectos de un análisis representativo del área del proyecto, se seleccionó el inclinómetro de mayor longitud física y de registro, correspondiente al instalado detrás de la pantalla más alta, pantalla 30, ubicada hacia el costado sur-oriental del lote y denominado Inclinómetro 04.

Para simplificación de los análisis en modelos de elementos finitos en 2D, solo se tendrán en cuenta las deformaciones coincidentes con los desplazamientos causados en la dirección A del inclinómetro, es decir, coincidentes con la dirección principal del movimiento de la pantalla y solo se muestran las lecturas correspondientes a la fecha más próxima a la etapa de excavación – construcción realizada.

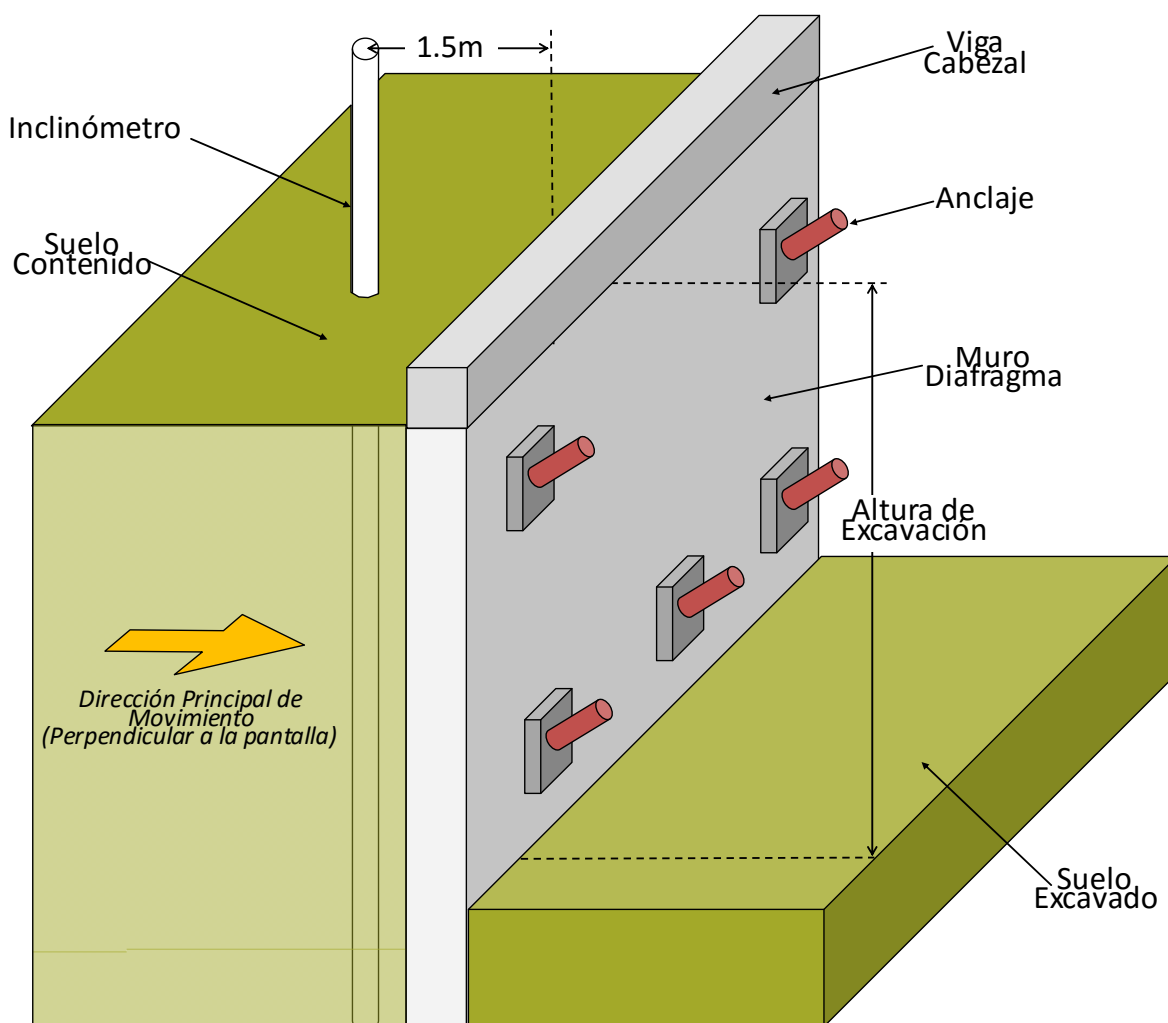
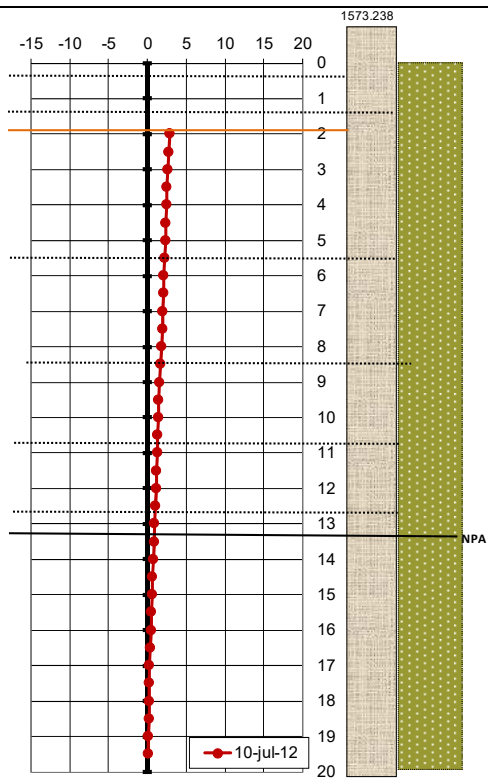


Figura 23: Esquema Elementos de La Contención

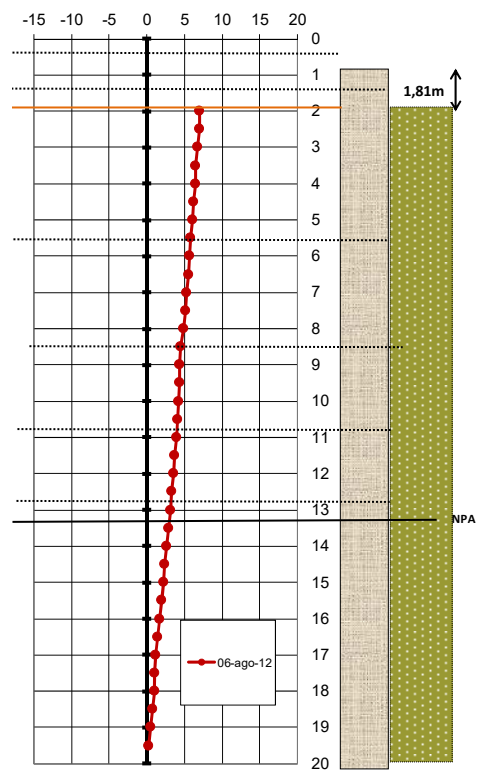
El esquema de la Figura 23 ilustra los diferentes elementos que componen la contención y el problema analizado. El esquema muestra un sentido de excavación igual al mostrado en las gráficas de desplazamientos horizontales medidas por los inclinómetros (hacia la derecha). Se aclara, además, que los modelos en elementos finitos presentados más adelante se encuentran en el sentido contrario (hacia la izquierda).

El inclinómetro 04 está ubicado de 1 a 2 m detrás de la pantalla P30, localizada entre los ejes 21 y 22 (ver Figura 22). Tiene una longitud total de 19.5 m dentro del terreno y se encuentra embebido para efectos de restricción en desplazamientos de su base en el depósito aluvial o aluvión.

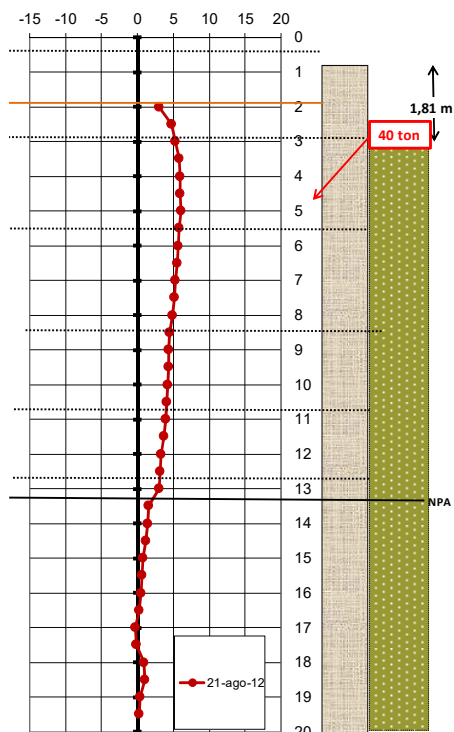
Las curvas que reflejan los desplazamientos horizontales por etapas, medidos a través del inclinómetro 04 y correspondientes a la pantalla 30 se presentan a continuación:



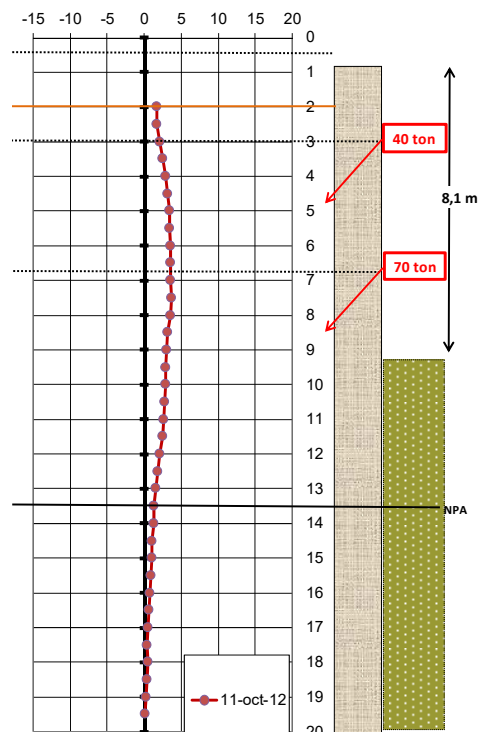
Etapa 1: Primera Lectura posterior a la lectura inicial de referencia



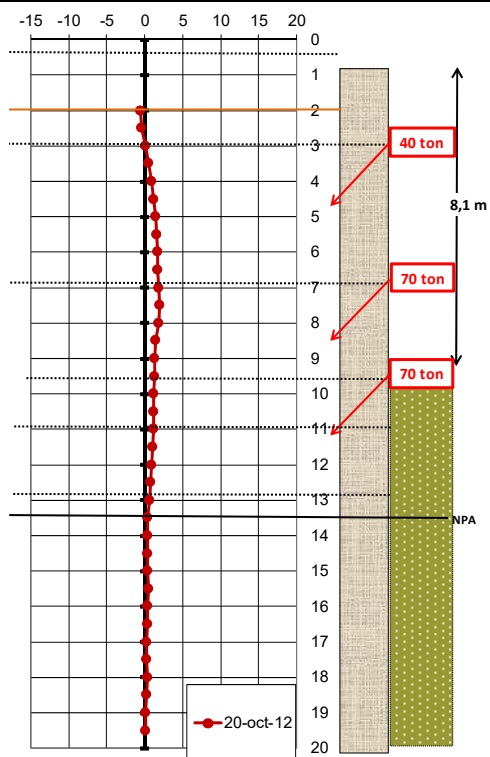
Etapa 2: Excavación primer nivel de anclajes



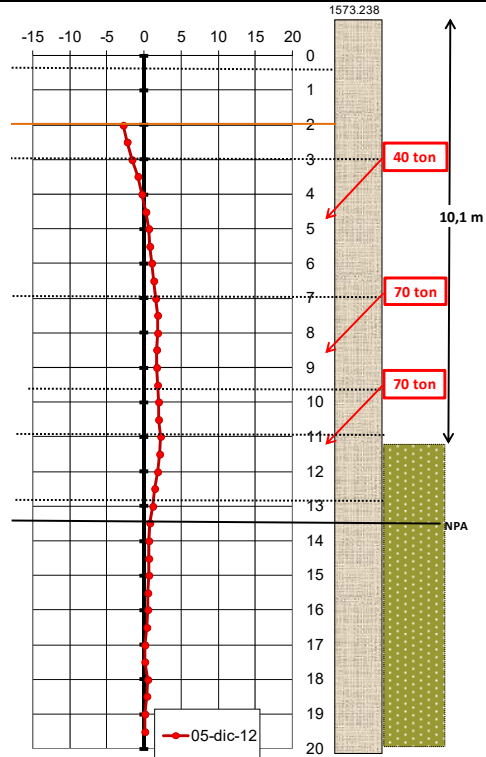
Etapa 3: Instalación primer nivel de anclajes



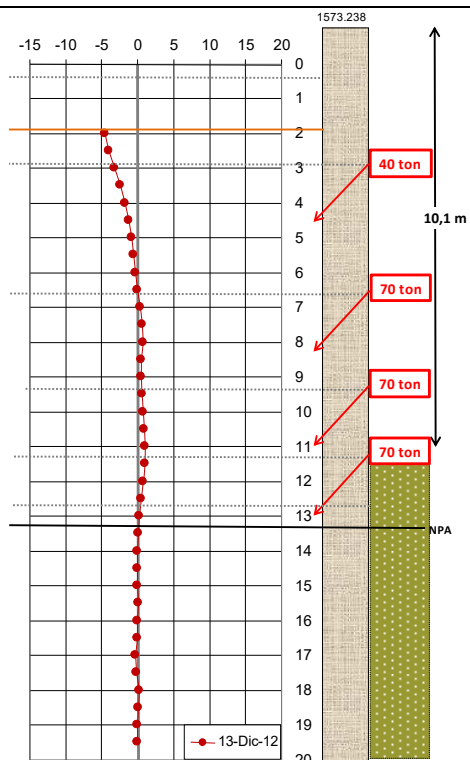
Etapa 4-5-6: Instalación 2do nivel anclajes y excavación hasta el 3ro



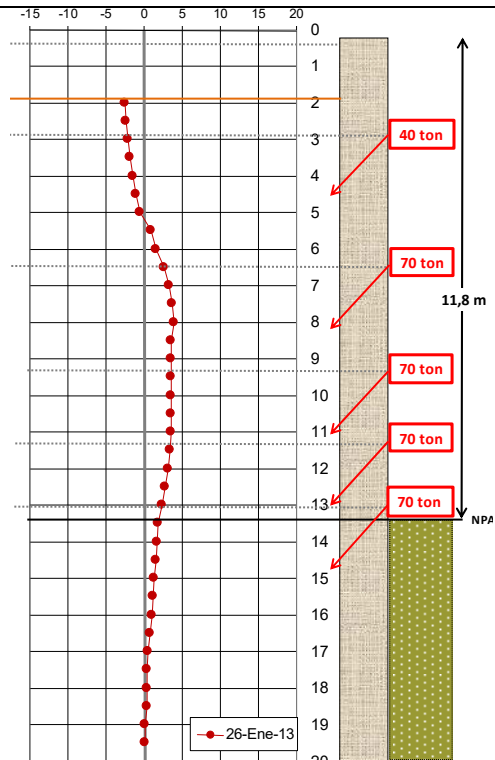
Etapa 7: Instalación Tercer Nivel de Anclajes



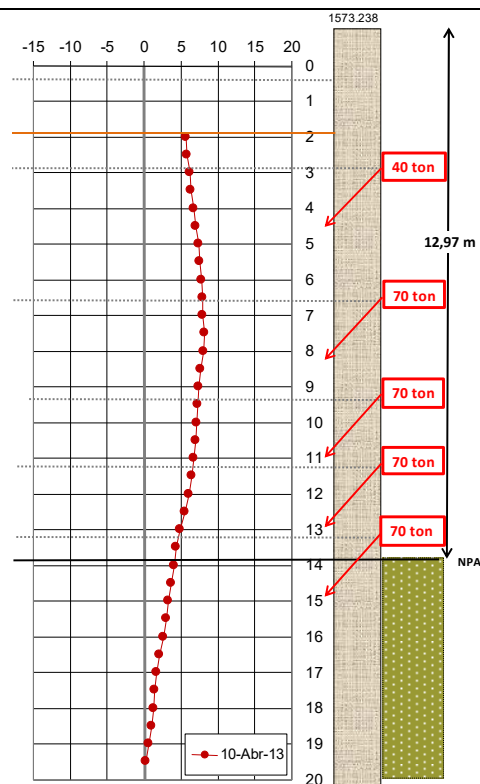
Etapa 8: Excavación Cuarto Nivel de Anclajes



Etapa 9: Instalación Cuarto Nivel de Anclajes



Etapa 10-11: Excavación e Instalación Quinto Nivel de Anclajes



Etapas 12: Excavación Nivel Final Sótanos

Figura 24: Etapas de Excavación y Construcción de Bermas y Anclajes

3.7. SIMULACIÓN MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

El modelo de elementos finitos en deformación plana se implementó mediante el software PLAXIS 2D AE®, el cual permitió definir etapas de excavación y construcción de acuerdo a la secuencia presentada en la Figura 24 toda vez que su método de análisis lo permite.

La implementación de los modelos en elementos finitos en el software PLAXIS® se rige por la definición de la geometría y materiales del modelo, condiciones de frontera y etapas de excavación-construcción.

El modelo a realizar corresponde a la pantalla 30 del Centro Comercial Mayorca III, monitoreada mediante el inclinómetro 04, instalado en su trasdós.

3.7.1. Consideraciones Iniciales del modelo y las simulaciones

- Estratos delgados de baja resistencia

Corridas preliminares considerando todas las capas detectadas en el perfil geotécnico de la Figura 25 presentaron inestabilidades numéricas y ausencia de convergencia del equilibrio global. De lo anterior, el modelo fue artificialmente simplificado mediante la eliminación de las capas superficiales de material coincidentes con la ceniza volcánica y los rellenos.

De este modo, solamente se involucran tres estratos de suelos en el modelo evaluado: Depósito Sedimentario Arenoso, Flujo de Lodos y Terraza Aluvial Descompuesta (ver Figura 26).

- **Modelo Constitutivo de los Materiales Involucrados en la Excavación**

La escogencia del modelo constitutivo de los materiales está sujeta a la disponibilidad de parámetros deducidos a partir de ensayos de campo y de laboratorio. Pese a la gran variedad de ensayos realizados durante el estudio de suelos del proyecto, no se llevaron a cabo ensayos triaxiales ni de carga y descarga que reflejaran la variación de los parámetros de resistencia y deformabilidad de los materiales para distintos niveles de esfuerzos. En consecuencia, se escogió el ampliamente aceptado modelo perfectamente plástico de Mohr-Coulomb en el cual los parámetros requeridos para nutrirse se limitan al ángulo de fricción, cohesión y dilatación, además de las clásicas constantes de Lamé, por ejemplo, coeficiente de Poisson y módulo de elasticidad. Los anteriores parámetros son ampliamente evaluados a lo largo del desarrollo del diseño del proyecto.

Por otra parte, los materiales se consideran completamente isotrópicos, por lo que no se considera variación de sus propiedades en las distintas direcciones.

- **Viga Cabezal**

Los módulos en los que se divide la pantalla diafragma se vinculan en su extremo superior mediante una viga cabezal, vaciada en concreto reforzado del mismo espesor de la pantalla y de altura variable desde 0.5 hasta 1 m en aquellos tramos donde surgió la necesidad de realizar realces del muro para alcanzar los niveles finales del proyecto.

Esta viga cabezal cumple la función de redistribuir uniformemente los empujes horizontales del suelo contra el muro en la totalidad de los módulos, garantizando un comportamiento conjunto del sistema de contención, toda vez que la pantalla no es un elemento monolítico por su

gran longitud en planta y consta de juntas de construcción en sentido vertical. En consecuencia, el desplazamiento de las pantallas adyacentes a la del análisis generará esfuerzos en la viga cabezal, los cuales se transferirán por medio de la misma hacia la pantalla evaluada, ocasionando un desplazamiento horizontal adicional al generado por efecto de la excavación del suelo en frente de la contención.

Para efectos de su simulación, se realizaron tres variaciones en el modelo:

- Ubicando un elemento tipo *Fixed-end anchor* en la posición de la viga cabezal, con un valor de rigidez, K , variable en función de los desplazamientos horizontales medidos en campo mediante el inclinómetro a esa altura para cada etapa de excavación.
- Prescribiendo un desplazamiento horizontal en la parte superior del muro o pantalla cuya magnitud y sentido es igual al registrado por el inclinómetro 04, instalado a 1.5 m en distancia horizontal medidos ortogonalmente desde la cara del trasdós del muro hacia atrás del mismo. Estos desplazamientos prescritos corresponden a los medidos en campo desde la etapa de excavación para la instalación del primer nivel de anclajes hasta el nivel final de excavación en el terreno.
- Prescribiendo una fuerza en vez de un desplazamiento y seguir un esquema de prueba y error hasta encontrar un desplazamiento en la parte superior de la pantalla similar o igual al registrado por el inclinómetro en cada etapa de excavación.

- **Modelo del Material del Estrato de Desplante de La Contención**

El inclinómetro registra desplazamientos horizontales relativos a su base, es decir, sin importar si su extremo inferior se desplaza o no durante las etapas de la excavación, el desplazamiento horizontal en su base será 0.

En aras de reducir al máximo el desplazamiento horizontal en el extremo inferior del inclinómetro y hacer comparable los resultados del modelo con los registros de la instrumentación, se les asignan valores más altos a los parámetros de rigidez y resistencia del estrato portante, coincidente con la terraza aluvial descompuesta.

Lo anterior se traduce en asumir un comportamiento elástico lineal en el estrato portante.

3.7.2. Perfil Geotécnico del Modelo

Para la implementación del modelo, se empleó la estatificación correspondiente al sondeo T01 (Ver Figura 25) del estudio de suelos 12'023 Informe Final C.C. Mayorca III, realizado por la empresa VIECO Ingeniería de suelos Ltda y coincidente con la localización en planta de la pantalla 30 (ver Figura 22).

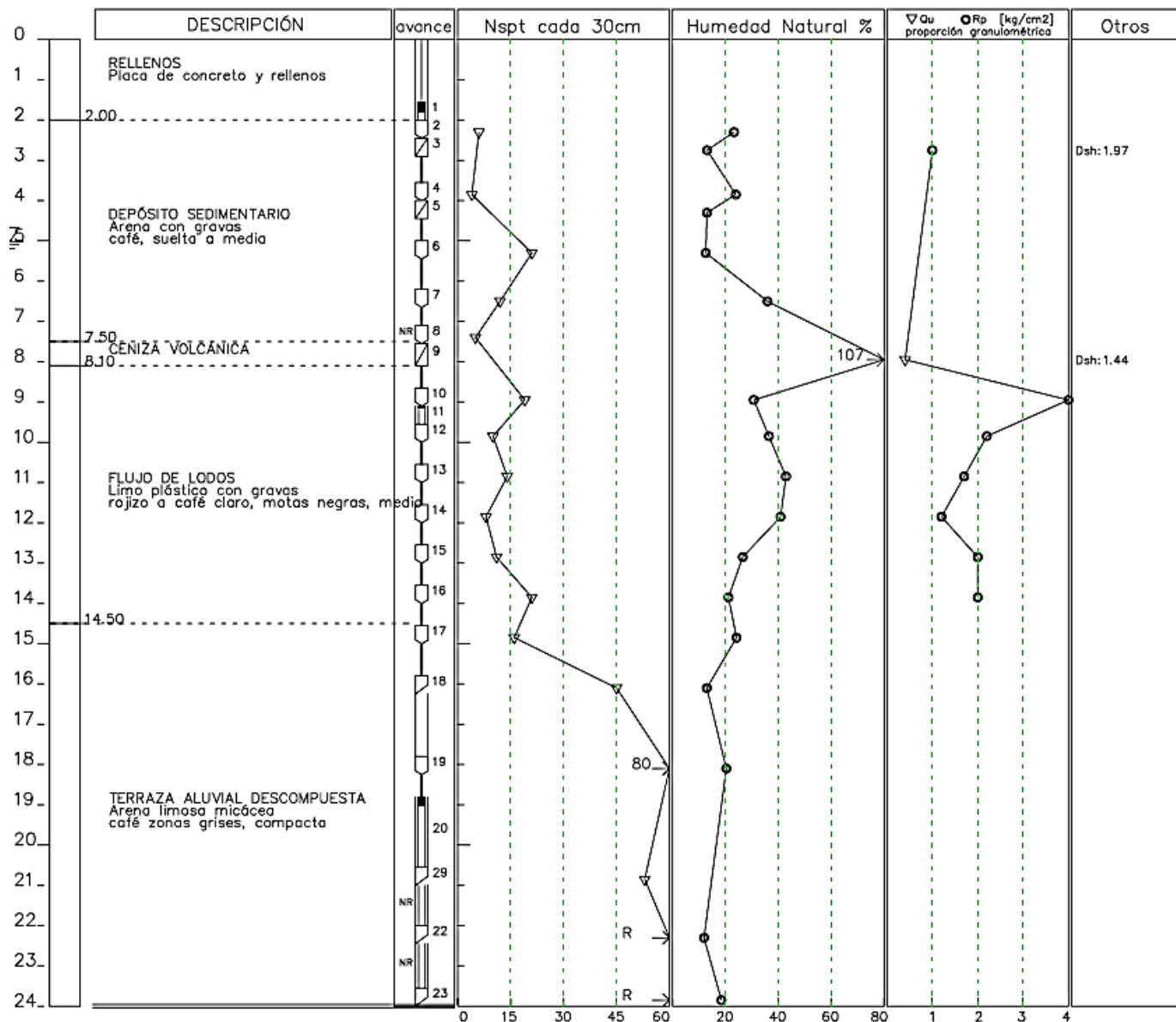


Figura 25: Perfil Estratigráfico Sondeo T01-12'023, de izquierda a derecha: Profundidad, Descripción, Método de Avance y Muestreo, Resultados Ensayo SPT cada 30 cm, Humedad Natural, Resistencia a La Compresión Simple, Resistencia a la Penetración Manual, Densidad Húmeda.

3.7.3. Parámetros de Entrada del Modelo en Elementos Finitos

Los parámetros de entrada al modelo son:

Tabla 11: Propiedades Muro Diafragma Pantalla 30

PROPIEDADES DEL MURO DIAFRAGMA			
PARAMETROS	NOMBRE	VALOR	UNIDAD
Elemento	<i>Plate</i>		
Tipo de comportamiento	<i>Tipo de material</i>	No Drenado	-
Rigidez normal	<i>EA</i>	1.63E+07	kN/m
Rigidez a Flexión	<i>EI</i>	4.90E+05	kNm ² /m
Espesor equivalente	<i>d</i>	0.60	m
Peso	<i>w</i>	0.00	kg/m
Relación de Poisson	<i>ν</i>	0,15	-

Tabla 12: Propiedades longitud descubierta primer nivel de anclajes

PROPIEDADES DE LA LONGITUD LIBRE DEL PRIMER NIVEL DE ANCLAJE			
PARAMETROS	NOMBRE	VALOR	UNIDAD
Elemento	<i>Node to Node Anchor</i>	-	-
Tipo de comportamiento	<i>Tipo de material</i>	Elástico	-
Rigidez normal	<i>EA</i>	5.02E+05	kN
Espaciamiento	<i>Ls</i>	4	m

Tabla 13: Propiedades de la longitud libre del segundo nivel de anclajes

PROPIEDADES DE LA LONGITUD LIBRE DEL 2 ^{DO} A 5 ^{TO} NIVEL DE ANCLAJES			
PARAMETROS	NOMBRE	VALOR	UNIDAD
Elemento	<i>Node to Node Anchor</i>		
Tipo de comportamiento	<i>Tipo de material</i>	Elástico	-
Rigidez normal	<i>EA</i>	5.02E+05	kN
Espaciamiento	<i>Ls</i>	2.3	m

Tabla 14: Propiedades del bulbo del anclaje

PROPIEDADES DEL BULBO DEL ANCLAJE			
PARAMETROS	NOMBRE	VALOR	UNIDAD
Elemento	<i>Geogrid</i>		
Rigidez normal	<i>EA</i>	1.28E+06	kN/m

El perfil del subsuelo evaluado corresponde al registrado en el sondeo T01-12'023, mostrado en la Figura 25 y las propiedades iniciales asignadas a los estratos del modelo, corresponden a los valores mínimos obtenidos de los rangos de variación enunciados en la Tabla 8 y resumidos en la Tabla 15.

Tabla 15: Parámetros iniciales de resistencia del suelo para el análisis

Estrato	Modelo	γ , kN/m ³	γ_{sat} , kN/m ³	ϕ	c' , kPa	C_u , kPa	E, kPa	ν	k, m/s	Interfaces
Qsa	MC	19.56	22.00	23.60	1.00	-	9,000	0.40	2.30E-09	0.50
Qfl-Qfe	MC	19.00	21.00	19.00	20.00	-	9,500	0.40	4.73E-09	0.50
Tad	Lineal	25.00	28.00	-	-	-	1,000,000	0.00	1.80E-09	1.00

Aunque se tienen registros piezométricos variables durante el desarrollo del proyecto, se empleará la posición de nivel freático más alta, coincidente con el nivel mostrado en el perfil estratigráfico del sondeo T01, contenido en la Figura 25.

Una vista general del modelo en elementos finitos implementado en Plaxis® se muestra en la Figura 26.

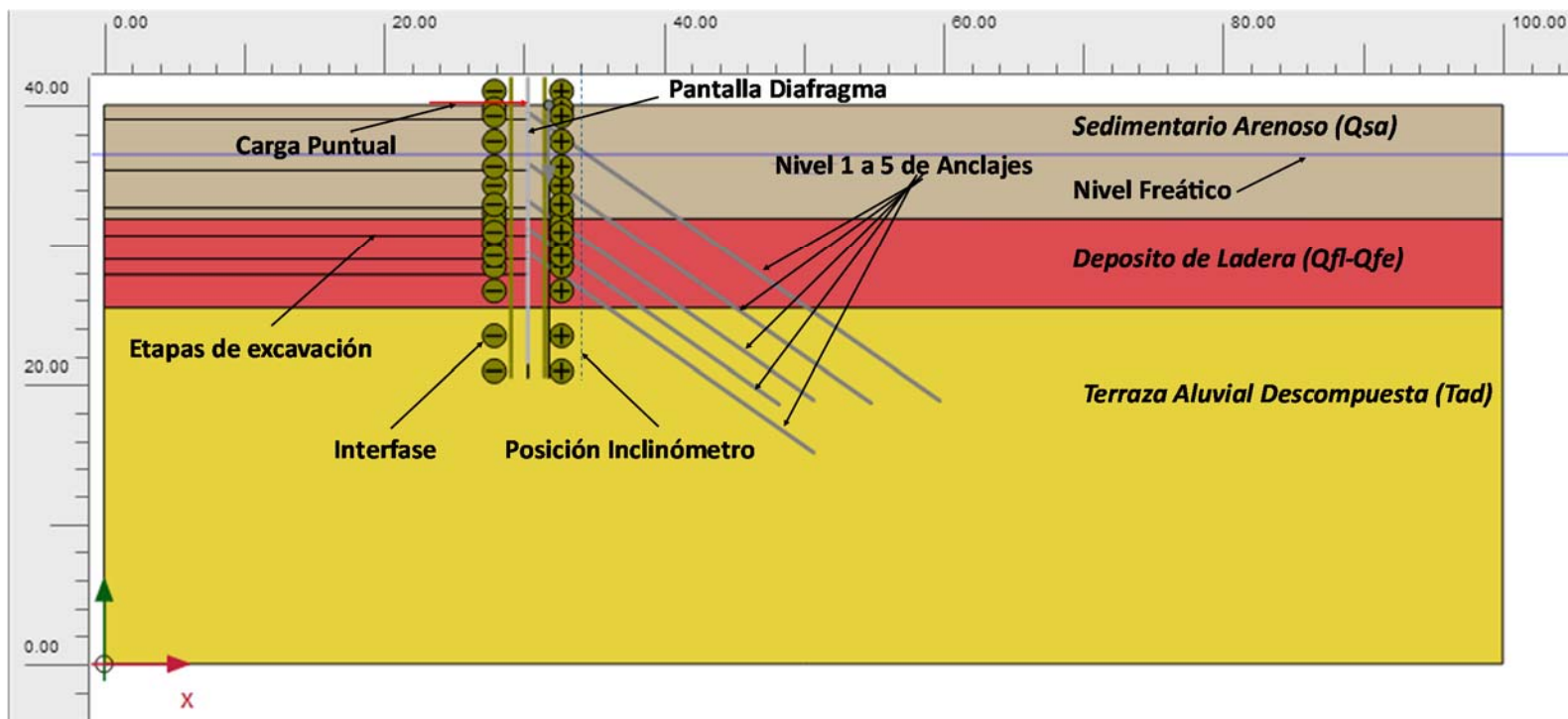


Figura 26: Vista General Modelo en Elementos Finitos Pantalla 30

3.7.4. Procedimiento y Desarrollo de Las Simulaciones

Para cada una de las doce (12) etapas de excavación-construcción presentadas en la Figura 24, se realizaron seis (6) simulaciones. A su vez, algunas simulaciones tienen varios ciclos de simulación o sub-simulaciones según el análisis de sensibilidad de parámetros que se realice (ver Figura 27).

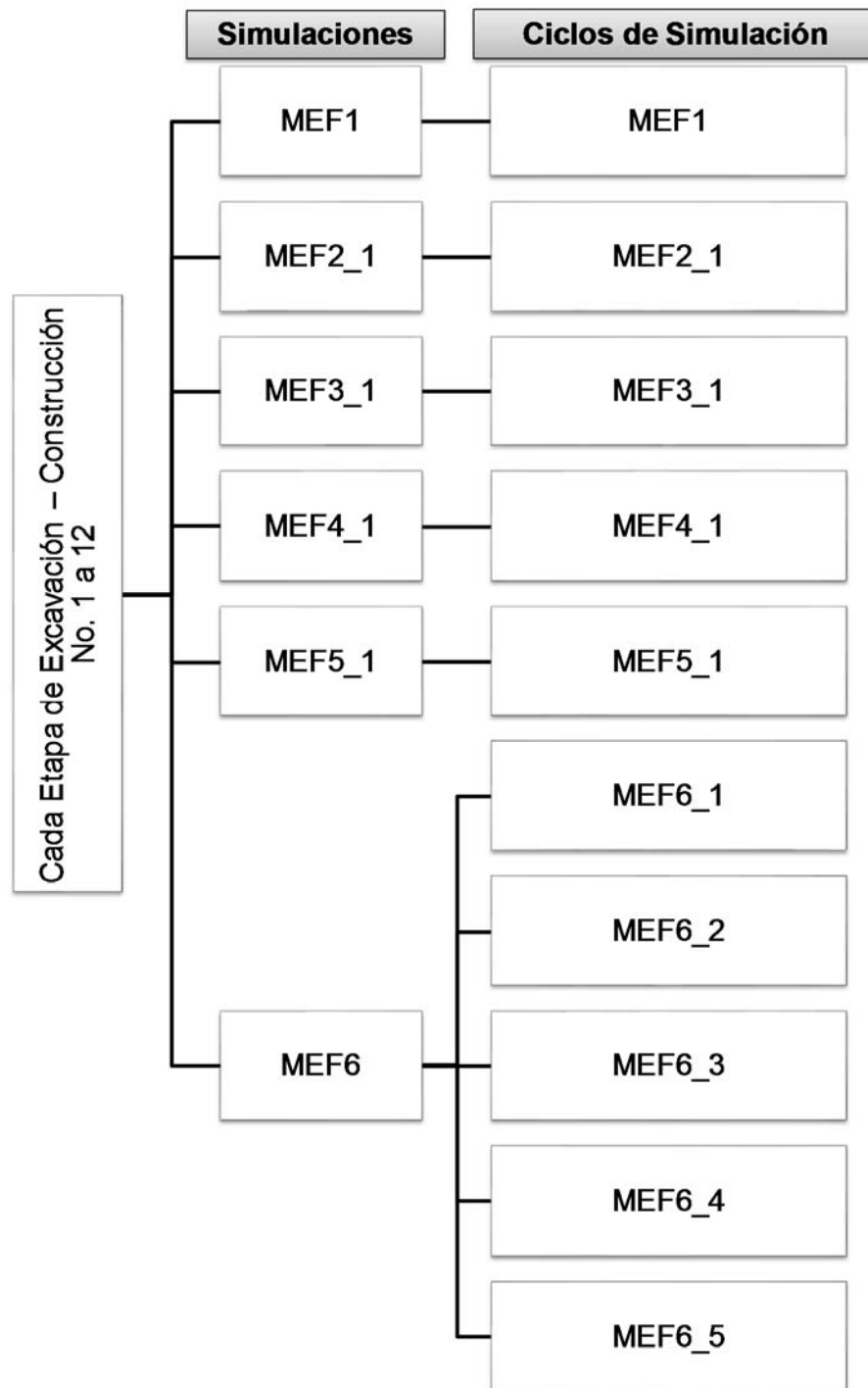


Figura 27: Árbol de simulaciones y sub-simulaciones llevadas a cabo por cada una de las doce etapas de excavación – construcción.

El procedimiento general y desarrollo de cada simulación y sub-simulaciones de las etapas de mayor interés se presenta a continuación:

MEF1

Simulaciones iniciales para calibración de la geometría del modelo y parámetros de entrada. No se relacionan ni se analizan los resultados de estas simulaciones.

MEF2_1

El comportamiento de la viga cabezal se simuló prescribiendo desplazamientos iguales en magnitud y dirección a los medidos en el extremo superior de la pantalla (resumidos en Tabla 17) y el estrato de empotramiento de la base del inclinómetro, coincidente con la terraza aluvial descompuesta, se modeló con Mohr-Coulomb y con parámetros geomecánicos que reflejan la resistencia al esfuerzo cortante medida del material. Los demás estratos involucrados también se modelaron con Mohr-Coulomb y los parámetros de peso unitario húmedo (γ), cohesión drenada (c'), ángulo de fricción drenado (ϕ) y módulo elástico (E) permanecieron invariables para cada etapa.

Los parámetros asignados a los estratos que componen el modelo de esta simulación se muestran en la Tabla 16.

Tabla 16: Parámetros de resistencia y modelos constitutivos de los estratos en la simulación MEF2_1

Estrato	Modelo	γ , kN/m ³	γ_{sat} , kN/m ³	ϕ	c' , kPa	E , kPa	ν	k , m/s	Interfaces
Qs a	MC	17.6	20.0	26.8	1	9000	0.40	2.30E-09	0.5
Qf-QI	MC	19.0	21.0	19.0	20	9500	0.40	4.73E-09	0.5
Tad	MC	21.5	24.0	43.0	120	60000	0.37	1.80E-09	0.5

Tabla 17: Desplazamientos prescritos a la altura de la viga cabezal en la simulación MEF2_1 (los valores negativos indican desplazamientos hacía la izquierda en el modelo, es decir, hacia el lado de la excavación).

ETAPA	DESCRIPCIÓN	Ux, mm
2	Excavación 1er Nivel de Anclajes	-7.06
3	Instalación 1er Nivel de Anclajes	-3.00
6	Excavación 3er Nivel de Anclajes	-1.79
7	Instalación 3er Nivel de Anclajes	0.38
8	Excavación 4to Nivel de Anclajes	2.75
9	Instalación 4to Nivel de Anclajes	4.50
11	Instalación 5to Nivel de Anclajes	2.57
12	Excavación Final	-5.65

Con la intención de no extender innecesariamente el presente trabajo, se presentan y explican los contornos de desplazamientos horizontales y perfiles de plastificación–rotura para cuatro etapas representativas de las simulaciones con mayor sensibilidad en los resultados finales.

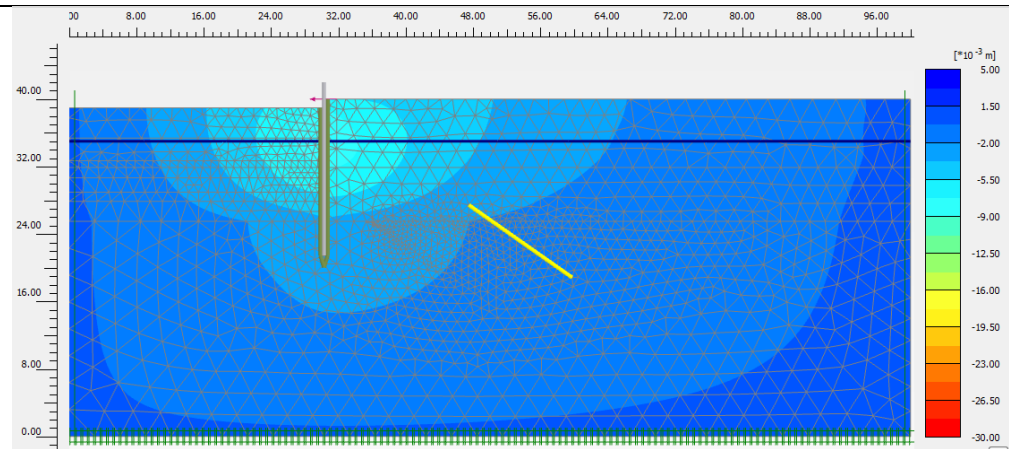


Figura 28: Desplazamientos Horizontales Excavación 1er nivel de anclajes en simulación MEF2_1

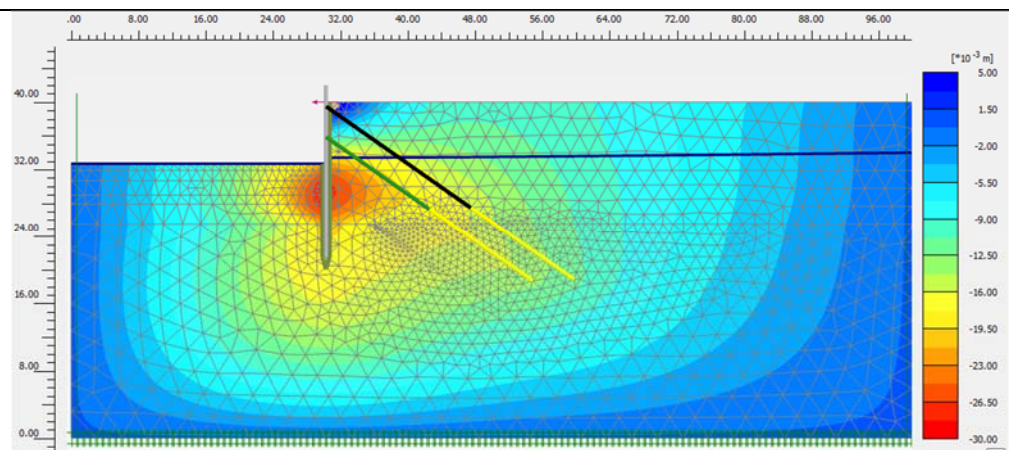


Figura 30: Desplazamientos Horizontales Excavación 3er nivel de anclajes en simulación MEF2_1

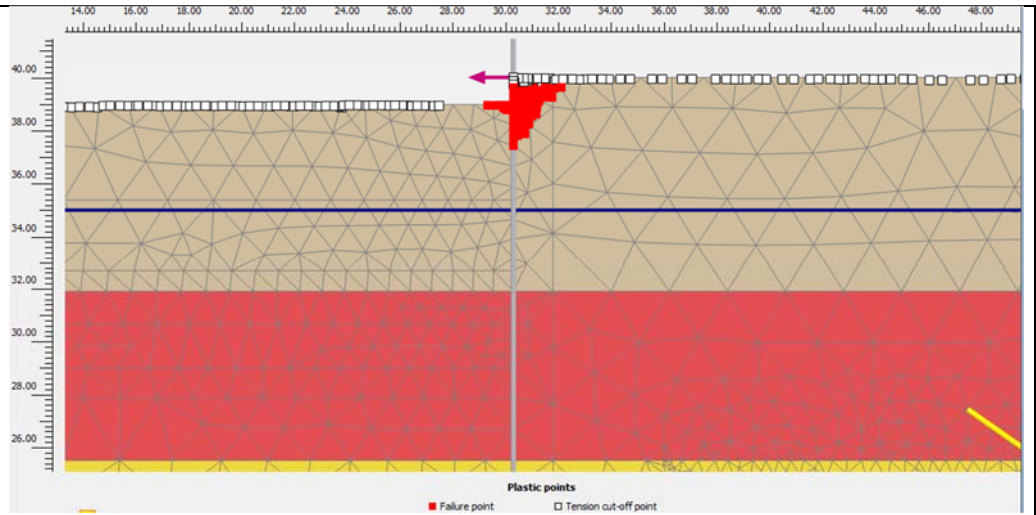


Figura 29: Puntos de Plastificación y Rotura Excavación 1er nivel de anclajes en MEF2_1

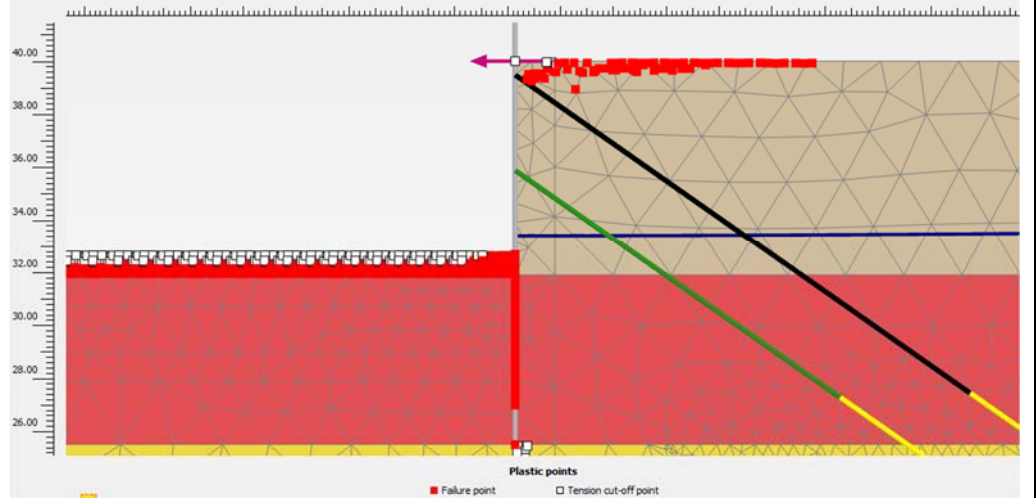


Figura 31: Puntos de Plastificación y Rotura Excavación 3er nivel de anclajes en MEF2_1

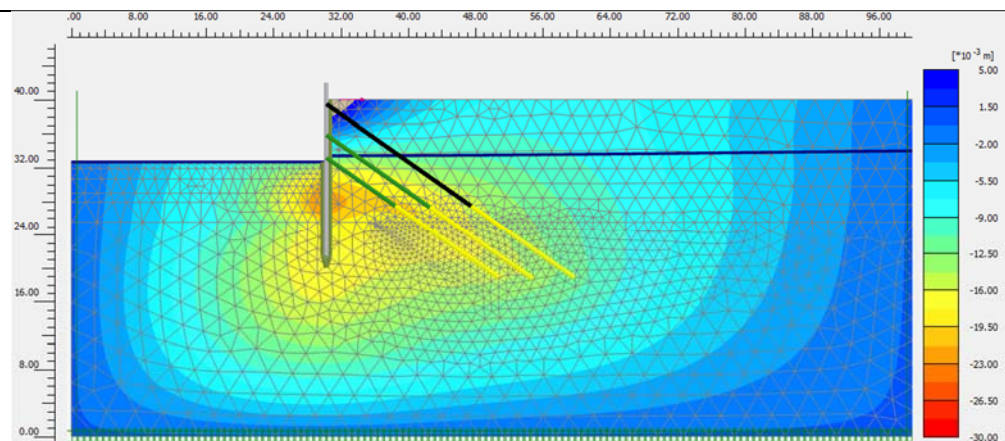


Figura 32: Desplazamientos Horizontales Instalación y tensionamiento 3er nivel de anclajes en simulación MEF2_1

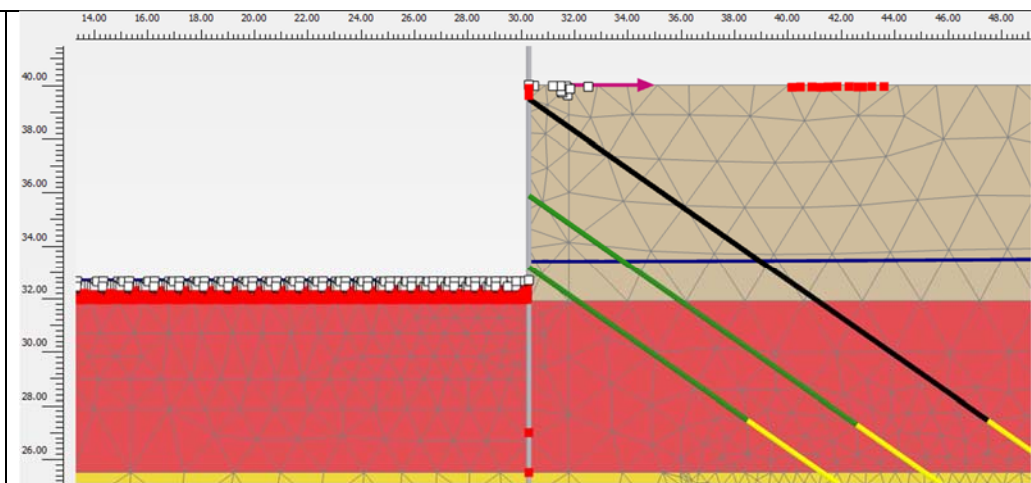


Figura 33: Puntos de Plastificación y Rotura instalación y tensionamiento 3er nivel de anclajes en MEF2_1

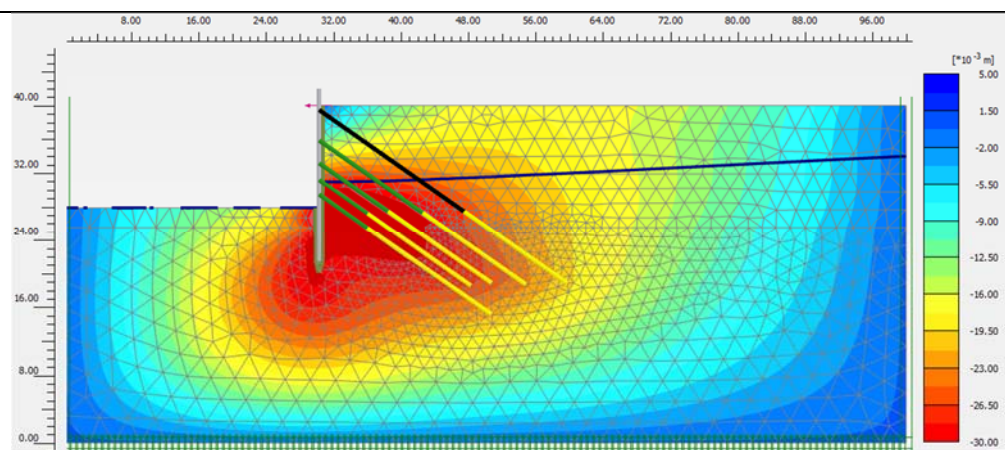


Figura 34: Desplazamientos Horizontales Excavación hasta Nivel Inferior de Piso Acabado en MEF2_1

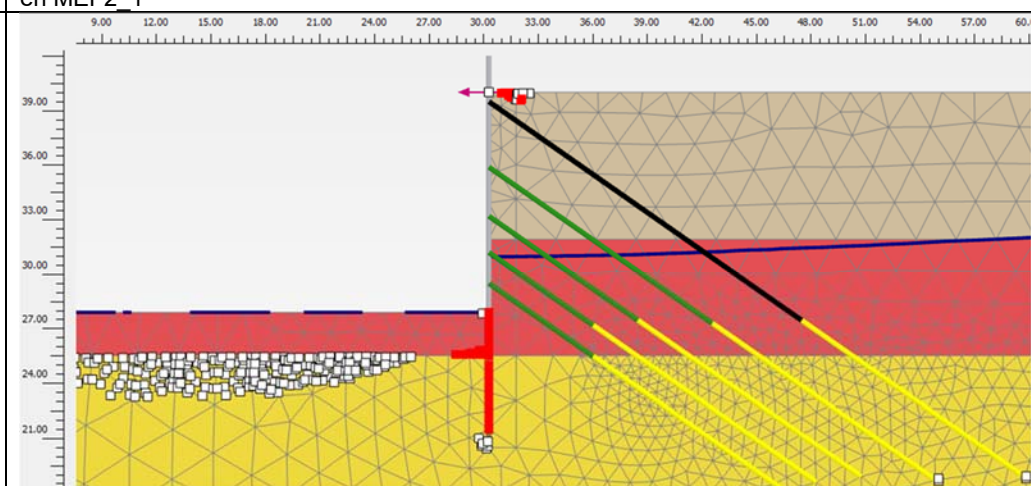


Figura 35: Puntos de Plastificación y Rotura Excavación hasta Nivel inferior de Piso Acabado en MEF2_1

Análisis e Interpretación

La excavación hacia la posición del primer nivel de anclajes induce desplazamientos horizontales en el terreno entre 6 y 8 mm en el sentido de la excavación, evidenciados desde la superficie hasta la parte intermedia de la pantalla; es decir, hasta los 8 a 9 m de profundidad con respecto al extremo superior de la contención (ver Figura 28).

En la Figura 29 se evidencian los puntos de plastificación a lo largo de la superficie tanto del lado pasivo como del lado activo (lado pasivo: lado de la excavación, lado activo: lado contenido) y los puntos de rotura se distribuyen a lo largo de una potencial cuña de falla que se profundiza hasta aproximadamente una vez y media la altura de la excavación. La plastificación en superficie evidenciada por los puntos de rotura en tensión ocurre toda vez que los nodos correspondientes del modelo carecen de peso y consecuentemente, no existe un esfuerzo geoestático vertical que añada resistencia al corte del suelo.

En la etapa posterior analizada, en este caso, la excavación hacia el tercer nivel de anclajes (ver Figura 30), los desplazamientos en el sentido de la excavación se incrementan hasta 23 a 30 mm y se concentran entre los 2 a 4 primeros metros por debajo del nivel actual de excavación, evidenciando que el suelo del lado pasivo ofrece menor restricción a los desplazamientos que los anclajes superiores instalados, de ahí que los puntos de rotura de Mohr-Coulomb se concentren en esta zona (ver Figura 31). Por otra parte, los anclajes tiran de la pantalla hacia el suelo del lado contenido, ocasionando desplazamientos en el terreno entre 1 y 8 mm en dirección opuesta a la excavación en el extremo superior de la contención, pese a que el efecto tridimensional de la viga cabezal empuja la contención hacia el lado excavado. De ahí que, los puntos de rotura de Mohr-Coulomb también se concentren hacia esta zona, con desplazamientos horizontales en dirección opuesta al movimiento inducido por la excavación.

La instalación y tensionamiento del tercer nivel de anclajes (ver Figura 32) reduce los desplazamientos causados en la zona inmediatamente subyacente al nivel de excavación, desde 24 a 26 mm hasta 15 a 20 mm e incrementa igualmente los desplazamientos contra el suelo en la parte superior de la pantalla hasta 5 a 10 mm. Lo anterior coincide con la reducción en los puntos de rotura en la parte superior del suelo en el trasdós del muro, presentando en su mayoría puntos de plastificación; de igual forma, se disminuye la concentración de puntos de rotura inmediatamente por debajo del nivel de excavación.

Por otra parte, en la etapa de excavación final (ver Figura 34), los desplazamientos horizontales totales causados son entre 30 y 40 mm, en coincidencia con el nivel final de excavación. Como consecuencia, los puntos de rotura se concentran a lo largo de la interfaz de la pantalla en el tramo empotrado y el suelo del lado pasivo se plastifica en los puntos de mayor desplazamiento, toda vez que la contención tiene un efecto pivotante por el tensionamiento de los anclajes, haciendo que su tramo empotrado empuje el suelo en el lado pasivo.

Finalmente, se deduce también una influencia de la excavación en profundidad de hasta 2.5 aproximadamente veces la altura de la excavación, en donde se evidencian desplazamientos horizontales entre 5 y 9 mm.

MEF3_1

El comportamiento de la viga cabezal se simuló prescribiendo desplazamientos iguales en magnitud y dirección a los medidos en el extremo superior de la pantalla mediante el inclinómetro (ver Tabla 17); y el estrato de empotramiento de la base, coincidente con la terraza aluvial descompuesta se modeló con Mohr-Coulomb y con parámetros geomecánicos muy rígidos, análogos a los empleados en mecánica de rocas, con el fin de restringir los desplazamientos en la base. Los demás estratos involucrados también se modelaron con Mohr-Coulomb y los parámetros de peso unitario húmedo (γ), cohesión drenada (C'), ángulo de fricción drenado (ϕ) y módulo elástico (E) permanecieron invariables para cada etapa.

Los parámetros asignados a los estratos que componen el modelo de esta simulación se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18: Parámetros de resistencia y modelos constitutivos de los estratos en la simulación MEF3_1

Estrato	Modelo	γ , kN/m ³	γ_{sat} , kN/m ³	ϕ	C' , kPa	E, kPa	ν	k, m/s	Interfaces
Qs a	MC	17.6	20.0	26.8	1	9000	0.40	2.30E-09	0.5
Qf-QI	MC	19.0	21.0	19.0	20	9500	0.40	4.73E-09	0.5
Tad	MC	25.0	28.0	80.0	1000	1000000	0.10	1.80E-09	1.0

Intencionalmente se omiten gráficos de resultados de las etapas de excavación-construcción para las simulaciones MEF3_1 para no extender innecesariamente el cuerpo del trabajo, pero se incluyen los desplazamientos horizontales encontrados en el capítulo de análisis de resultados.

MEF4_1

El comportamiento de la viga cabezal se simuló instalando un elemento *end fixed anchor* con una rigidez k y una carga puntual en el extremo superior de la pantalla y el modelo de comportamiento del suelo base del inclinómetro, coincidente con la terraza aluvial descompuesta (TAD) se estableció Lineal-Elastico con valores inusualmente altos para restricción de desplazamientos en la base. Los demás estratos involucrados se simularon con modelo de Mohr-Coulomb y los parámetros de peso unitario húmedo (γ), cohesión drenada (C'), ángulo de fricción drenado (ϕ) y módulo elástico (E) permanecieron invariables para cada etapa. Los resultados de esta simulación no se presentan en el trabajo final toda vez que se descartaron durante el proceso.

Esta simulación fue realizada con los siguientes parámetros del suelo:

Tabla 19: Parámetros de Resistencia y modelos constitutivos de los estratos en la simulación MEF4_1

Estrato	Modelo	γ , kN/m ³	γ_{sat} , kN/m ³	ϕ	C' , kPa	E , kPa	ν	k , m/s	Interfaces
Qs a	MC	17.6	20.0	26.8	1	9,000	0.40	2.30E-09	0.50
Qf-Ql	MC	19.0	21.0	19.0	20	9500	0.40	4.73E-09	0.50
Tad	Linear	25.0	28.0	-	-	1,000,000	0.00	1.80E-09	1.00

MEF5_1

El comportamiento de la viga cabezal se simuló mediante la adición de un elemento tipo resorte con rigidez variable y aplicación de fuerza puntual en la parte superior de la pantalla. La terraza aluvial descompuesta (TAD), se simuló con un modelo Lineal-Elastico altamente rígido para restricción de desplazamientos en la base del inclinómetro. Los demás estratos involucrados se simularon con modelo de Mohr-Coulomb y los parámetros de peso unitario húmedo (γ), cohesión drenada (C'), ángulo de fricción drenado (ϕ) y módulo elástico (E) permanecieron invariables para cada etapa. Esta simulación fue realizada con los siguientes parámetros del suelo:

Tabla 20: Parámetros de resistencia y modelos constitutivos de los estratos en la simulación MEF5_1

Estrato	Modelo	γ , kN/m ³	γ_{sat} , kN/m ³	ϕ	C' , kPa	E , kPa	ν	k , m/s	Interfaces
Qs a	MC	17.6	20.0	26.8	1	9,000	0.40	2.30E-09	0.5
Qf-Ql	MC	19.0	21.0	19.0	20	9,500	0.40	4.73E-09	0.5
Tad	Linear	25.0	28.0	-	-	1,000,000	0.00	1.80E-09	1.0

MEF6

En el modelo para estas simulaciones, se eliminó el resorte que simulaba la viga cabezal y se aplicó una carga puntual directamente a la pantalla en su extremo superior, con magnitudes y direcciones variables que causaran desplazamientos parecidos o iguales a los medidos por el inclinómetro en cada etapa de excavación-construcción y contenidos en la Tabla 21.

Tabla 21: Fuerza Puntual Necesaria para Causar Desplazamiento Registrado en Viga Cabezal por Etapas y Sub-simulación

ETAPA	DESCRIPCIÓN	Ux, mm	Fuerza Viga Cabezal (kN/m)				
			MEF 6_1	MEF6_2	MEF6_3	MEF6_4	MEF6_5
2	Excavación 1er Nivel de Anclajes	7.06	-2	-9	-9	-32	-32
3	Instalación 1er Nivel de Anclajes	3.00	-1	-5	-5	-23	-23
6	Excavación 3er Nivel de Anclajes	1.79	125	70	20	15	12
7	Instalación 3er Nivel de Anclajes	-0.38	128	70	23	10	10
8	Excavación 4to Nivel de Anclajes	-2.75	150	85	38	30	30
9	Instalación 4to Nivel de Anclajes	-4.50	165	100	55	45	45
11	Instalación 5to Nivel de Anclajes	-2.57	140	80	28	18	14
12	Excavación Final	5.65	50	0	-65	-135	-135

Para simplificar el proceso de análisis, las diferentes simulaciones realizadas con este modelo se llevaron a cabo variando los parámetros de cohesión drenada, ángulo de fricción y modulo elástico del depósito sedimentario arenoso (Q_s a), toda vez que es el de mayor espesor representativo en la altura de la excavación y se mantuvieron constantes los parámetros de resistencia del depósito de laderas (Q_{fl} y Q_l) y de la terraza aluvial descompuesta (T_{ad}).

MEF6_1

Todos los estratos del suelo se modelaron con Mohr-Coulomb, excepto la terraza aluvial descompuesta, modelada como Lineal-Elástica. Los parámetros de peso unitario húmedo (γ), cohesión drenada (C'), ángulo de fricción drenado (ϕ) y módulo elástico (E) permanecieron invariables para cada etapa. El comportamiento de la viga cabezal

La Tabla 22 resume los parámetros de resistencia y rigidez de los estratos de suelos involucrados en la excavación.

Tabla 22: Parámetros invariables de resistencia y rigidez de depósito de laderas (Qf-Ql) y terraza aluvial descompuesta (Tad)

Estrato	Modelo	γ, kN/m³	γ_{sat}, kN/m³	ϕ	c', kpa	E, kPa	ν	k, m/s	Interfaces
Qs a	MC	19.6	22.0	23.6	1	9,000	0.40	2.30E-09	0.50
Qf-Ql	MC	20.0	22.0	19.0	20	9500	0.40	4.73E-09	0.50
Tad	Linear			-	-	1,000,000	0.00	1.80E-09	1

Con la intención de no extender innecesariamente el presente trabajo, se presentan y explican los contornos de desplazamientos horizontales y perfiles de plastificación–rotura para cuatro etapas representativas de las simulaciones con mayor sensibilidad en los resultados finales.

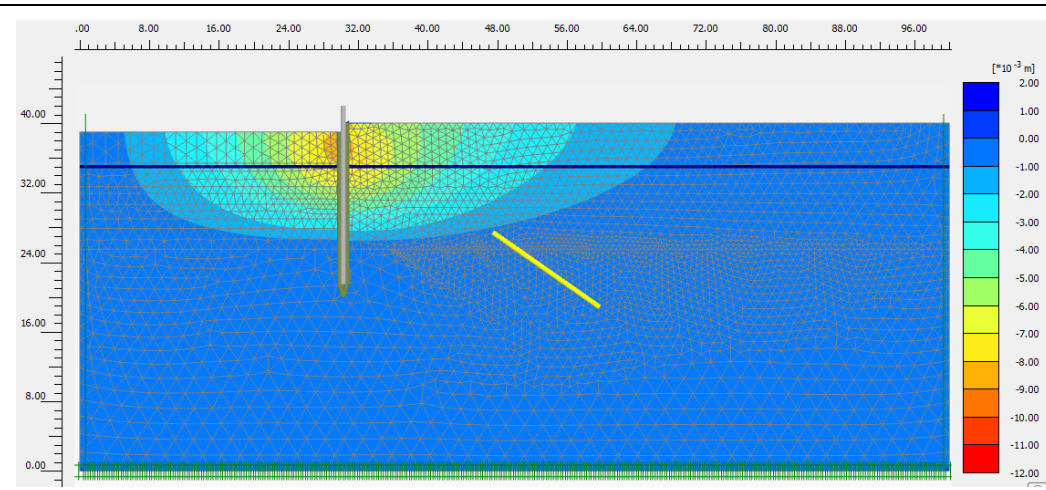


Figura 36: Desplazamientos Horizontales Excavación 1er nivel de anclajes en simulación MEF6_1

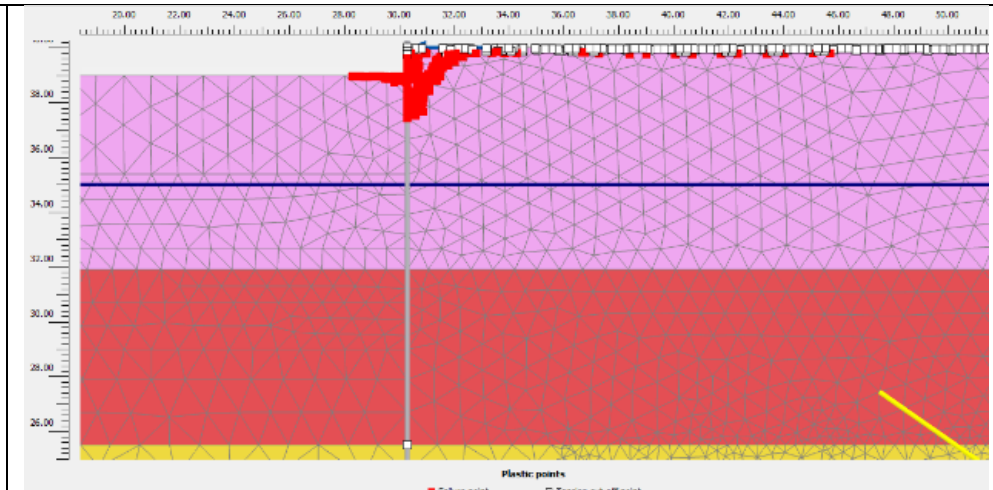


Figura 37: Puntos de plastificación y rotura Excavación 1er nivel de anclajes en simulación MEF6_1

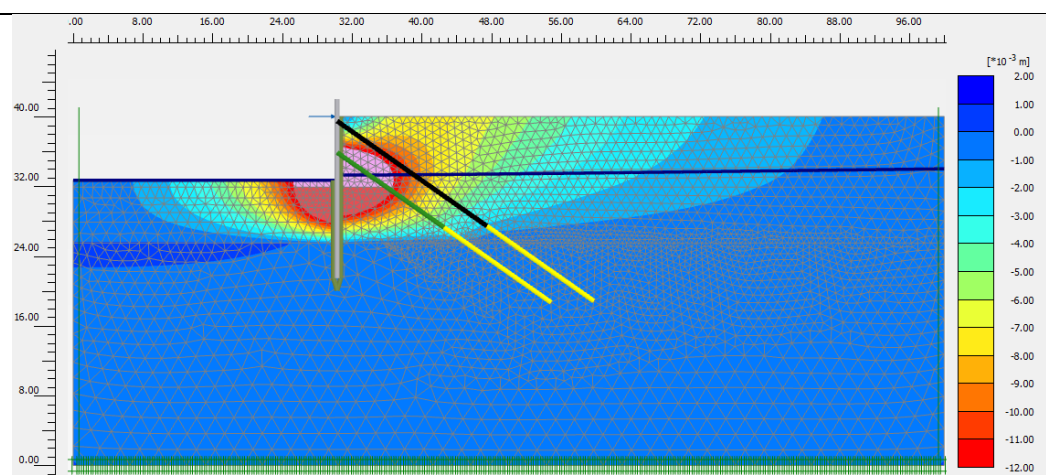


Figura 38: Desplazamientos Horizontales Excavación 3er nivel de anclajes

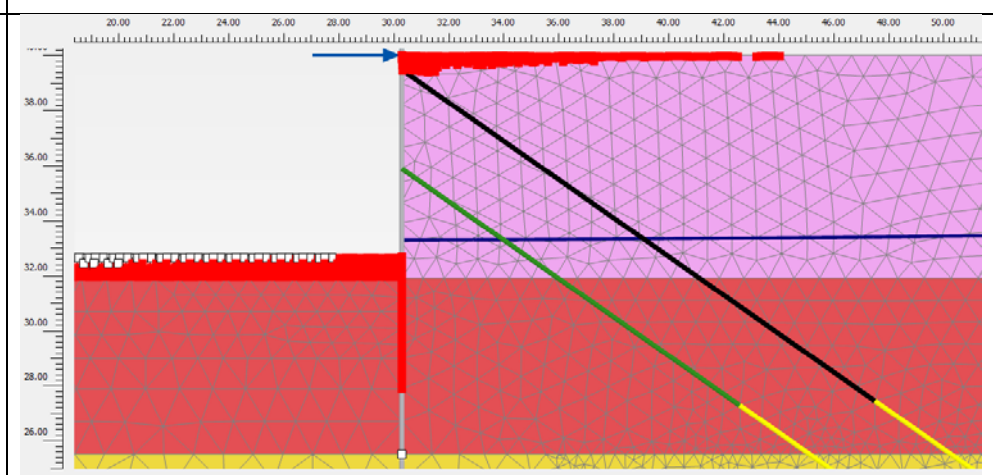


Figura 39: Puntos de excavación y rotura Excavación 3er nivel de anclajes en simulación MEF6_1

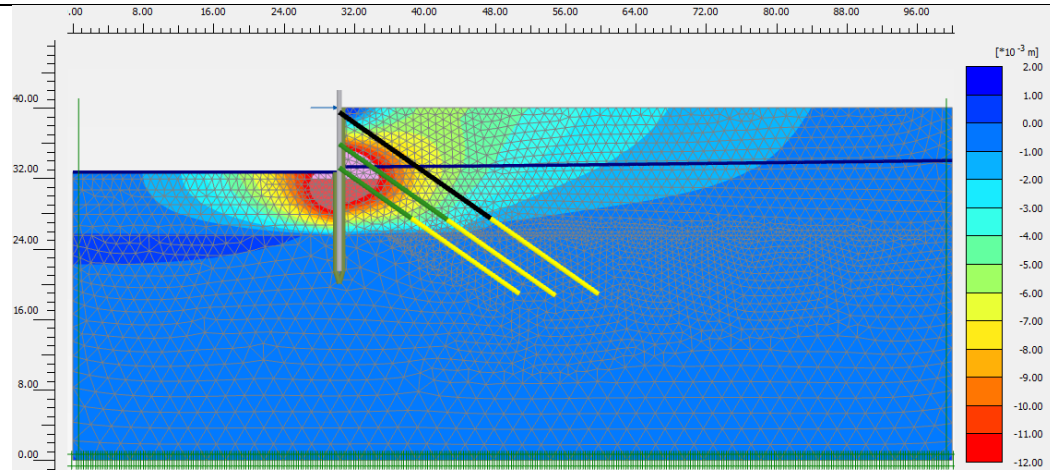


Figura 40: Desplazamientos horizontales instalación 3er nivel de anclajes en MEF6_1

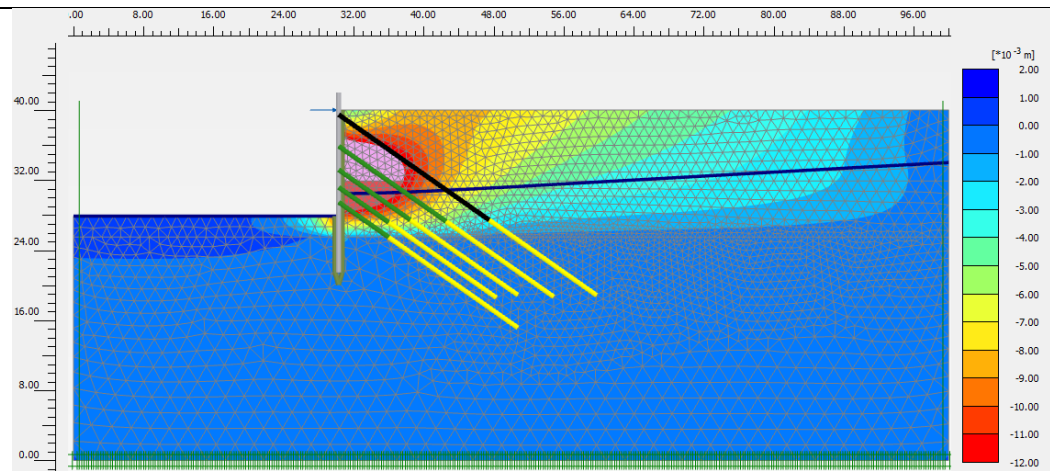


Figura 42: Desplazamientos horizontales excavación final en MEF6_1

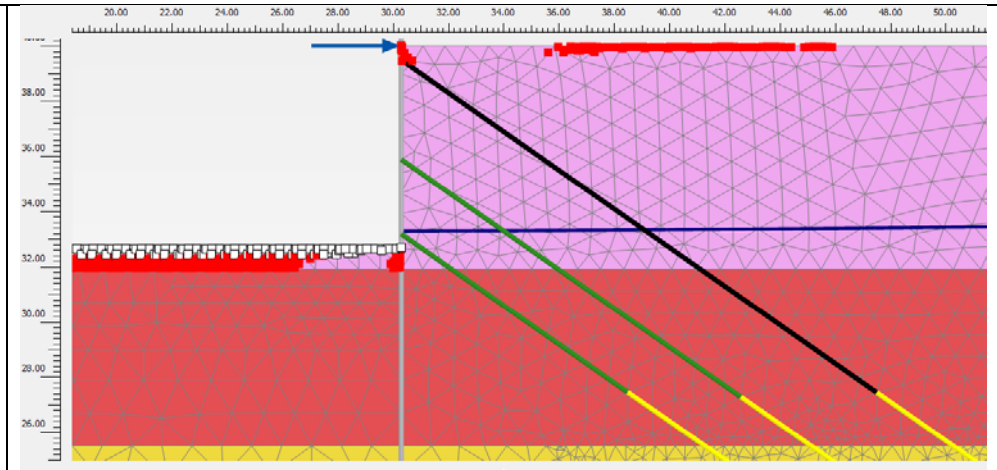


Figura 41: Puntos de rotura y plastificación instalación 3er nivel de anclajes en MEF6_1

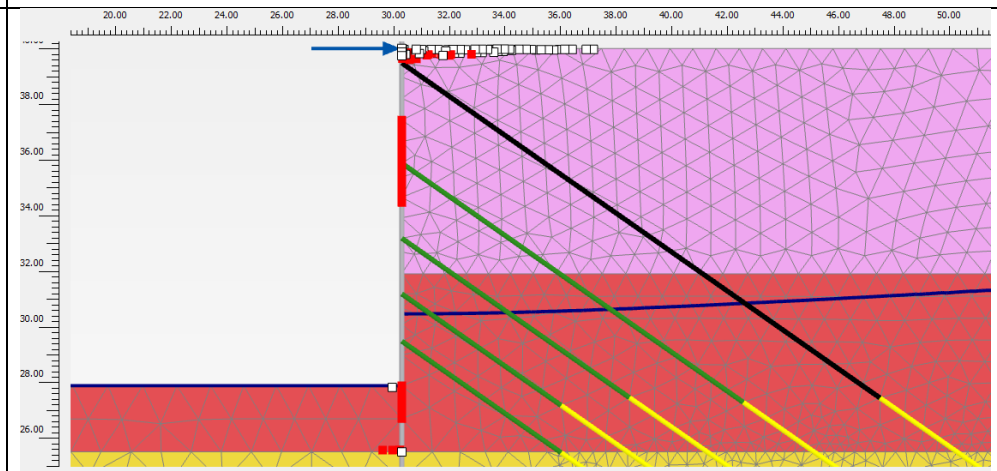


Figura 43: Puntos de Rotura y Plastificación excavación final en MEF6_1²

² El contorno sin relleno (o con relleno discontinuo) hacia la parte central indica que se manejan magnitudes desplazamiento por fuera de la escala anotada en las gráficas.

Análisis e Interpretación

La excavación hacia la posición del primer nivel de anclajes induce desplazamientos horizontales en el terreno entre 6 y 8 mm en el sentido de la excavación, evidenciados desde la superficie hasta la parte intermedia de la pantalla; es decir, hasta los 8 a 9 m de profundidad con respecto al extremo superior de la contención (ver Figura 36).

En la Figura 37 se evidencian los puntos de plastificación a lo largo de la superficie del lado activo (lado contenido) y los puntos de falla (puntos rojos) se distribuyen a lo largo de una potencial cuña de falla que se profundiza hasta aproximadamente una vez y media la altura de la excavación. La plastificación en superficie evidenciada por los puntos de rotura en tensión (puntos blancos) ocurre toda vez que los nodos correspondientes del modelo carecen de peso y consecuentemente, no existe un esfuerzo geoestático vertical que añada resistencia al corte del suelo.

En la etapa posterior analizada, en este caso, la excavación hacia el tercer nivel de anclajes (ver Figura 38), los desplazamientos en el sentido de la excavación se incrementan hasta 20 mm y se concentran entre los 2 a 4 primeros metros por debajo y por encima del nivel actual de excavación, evidenciando que el suelo del lado pasivo ofrece menor restricción a los desplazamientos que los anclajes superiores instalados, de ahí que los puntos de plastificación de Mohr-Coulomb se concentren hacia el lado pasivo (ver Figura 39). Por otra parte, los anclajes tiran de la pantalla hacia el suelo del lado contenido, sin embargo, no restringe totalmente el desplazamiento hacia el lado excavado. De ahí que, los puntos de rotura de Mohr-Coulomb también se concentren hacia esta zona, con desplazamientos horizontales en la misma dirección al movimiento inducido por la excavación.

La instalación y tensionamiento del tercer nivel de anclajes (ver Figura 40) reduce los desplazamientos causados en la zona inmediatamente subyacente al nivel de excavación, desde 20 mm hasta 15 mm aproximadamente e incrementa igualmente los desplazamientos contra el suelo en la parte superior de la pantalla hasta 2 mm. Lo anterior coincide con la reducción en los puntos de plastificación en el suelo del trasdós del muro presentando en su mayoría puntos de rotura. Por el contrario, los puntos de plastificación hacia el lado excavado (pasivo) presentan mayor concentración por el empuje de la “pata” de la pantalla contra el suelo del lado pasivo debido al efecto pivotante conferido por la tensión de los anclajes.

Por otra parte, en la etapa de excavación final (ver Figura 42), los desplazamientos horizontales totales causados son entre 15 y 20 mm, en coincidencia con la altura intermedia de longitud libre de la pantalla y. Como consecuencia, los puntos de rotura se concentran a lo largo de la interfaz de la pantalla en el tramo empotrado y los puntos de plastificación se concentran hacia el lado activo, es decir en el trasdós de la pantalla de contención, toda vez que los nodos correspondientes carecen de peso, ocasionando su plastificación inmediata ante el movimiento principal de la pantalla.

Finalmente, se deduce también una influencia de la excavación de hasta 4 a 5 veces la altura de la excavación, en donde se evidencian desplazamientos horizontales entre 1 y 2 mm.

MEF6_2:

Los parámetros de peso unitario húmedo (γ), cohesión drenada (C'), ángulo de fricción drenado (ϕ) y módulo elástico (E) permanecieron constantes; es decir, no variaron con respecto a la simulación anterior (MEF6_1). La fuerza puntual que simula la viga cabezal (VC) disminuye su magnitud para causar un desplazamiento igual o parecido al registrado por el inclinómetro.

En esta simulación no se variaron los parámetros de resistencia del suelo involucrado en la excavación con respecto a la simulación anterior (MEF6_1), pero si se varió la fuerza que simula el comportamiento de la viga cabezal, incrementando ligeramente su valor.

La Tabla 23 resume los parámetros de resistencia y rigidez de los estratos de suelos involucrados en la excavación.

Tabla 23: Parámetros de resistencia del suelo involucrado en la excavación MEF6_2

Estrato	Modelo	γ, kN/m³	γ_{sat}, kN/m³	ϕ	c', kpa	E, kPa	ν	k, m/s	Interfaces
Qs a	MC	19.56	22.00	23.60	1.00	9,000	0.40	2.30E-09	0.50
Qf-QI	MC	19.97	21.97	19	20	9500	0.40	4.73E-09	0.50
Tad	Linear	-	-	-	-	1,000,000	0.00	1.80E-09	1

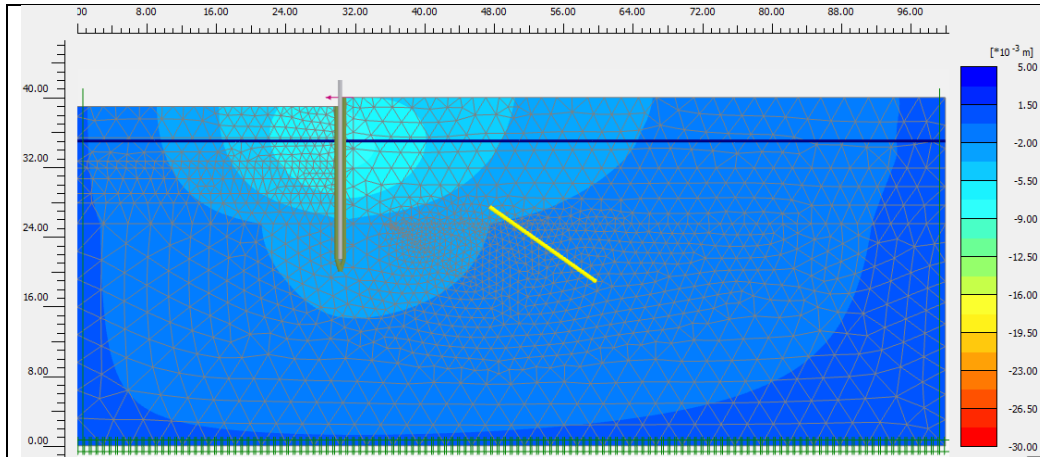


Figura 44: Desplazamientos horizontales Excavación 1er Nivel de Anclajes MEF6_2

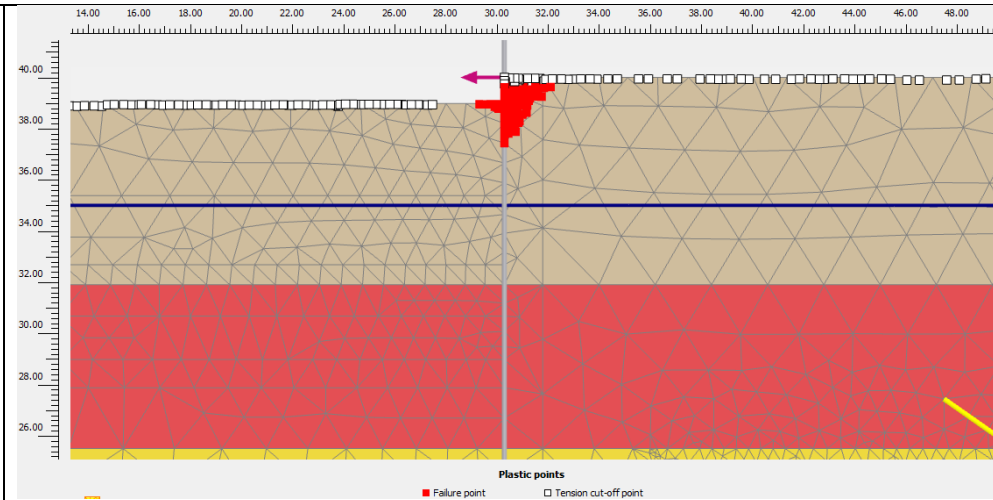


Figura 45: Puntos de rotura y falla MC Excavación 1er Nivel de Anclajes MEF6_2

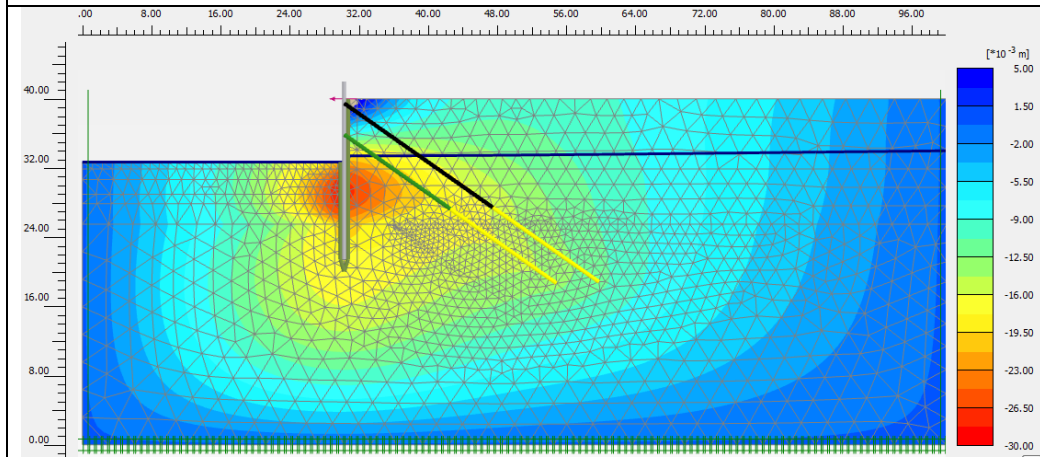


Figura 46: Desplazamientos Horizontales Excavación 3er nivel de anclajes MEF6_2

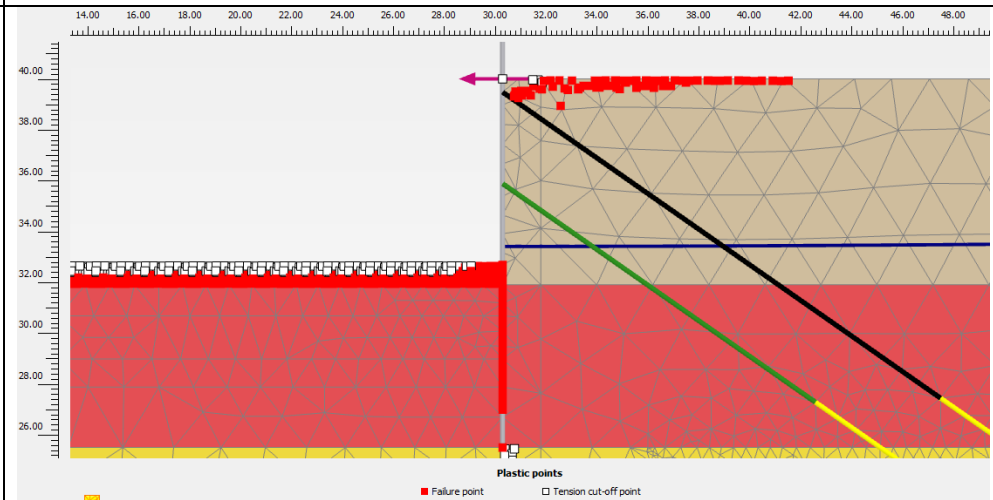


Figura 47: Puntos de rotura y falla MC Excavación 3er nivel de anclajes MEF6_2

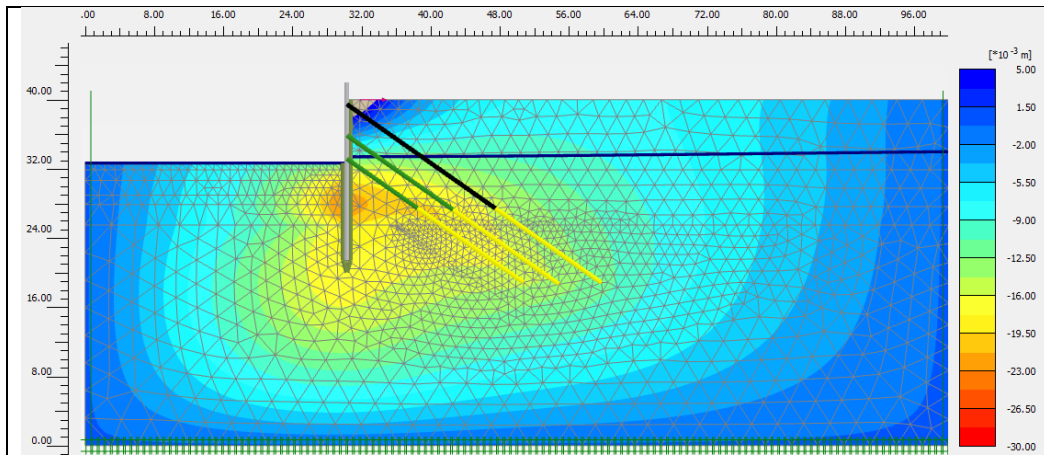


Figura 48: Desplazamientos horizontales instalación 3er nivel de anclajes MEF6_2

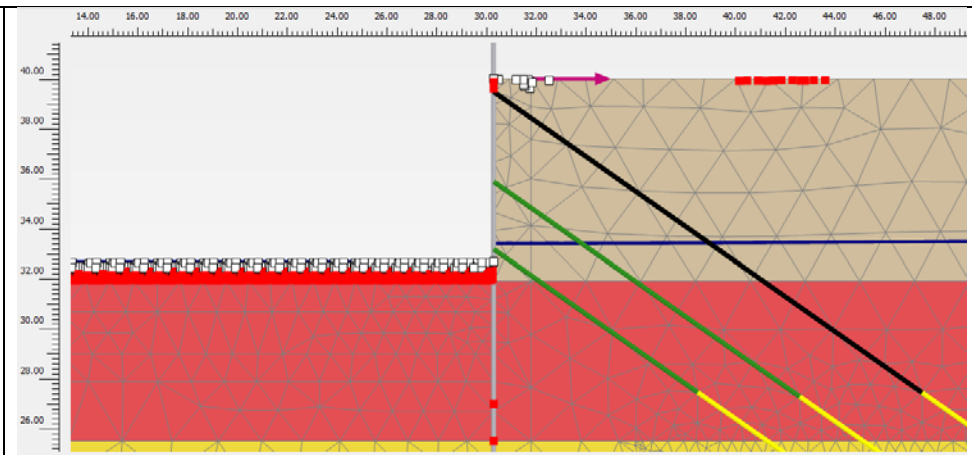


Figura 49: Puntos de rotura y falla MC Instalación 3er nivel de anclajes MEF6_2

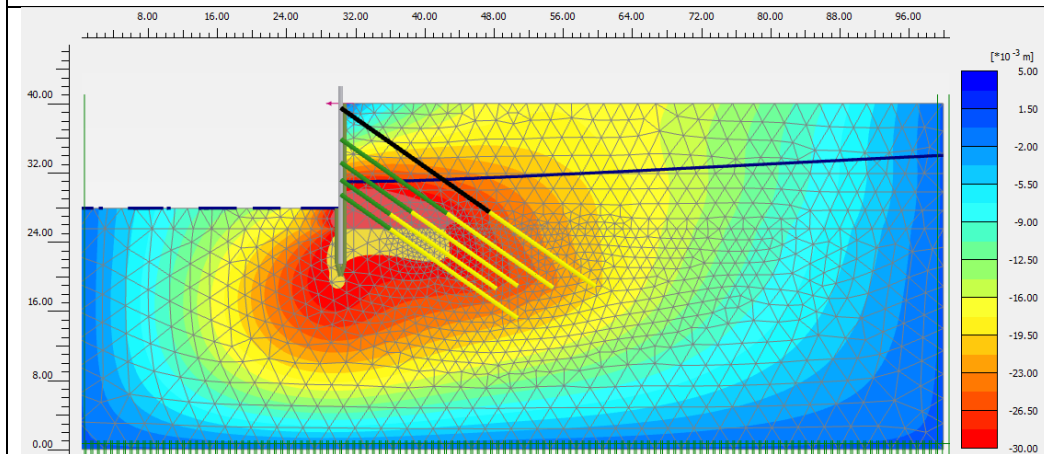


Figura 50: Desplazamientos horizontales excavación final MEF6_2

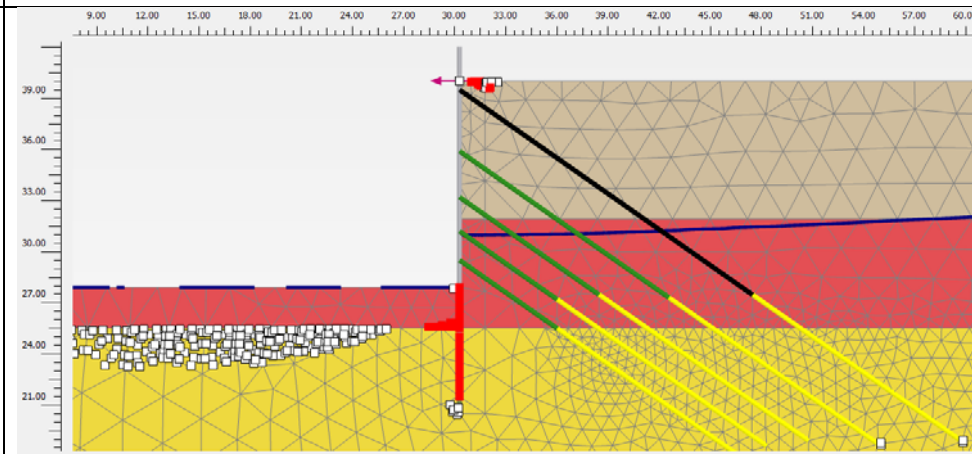


Figura 51: Puntos de rotura y plastificación Excavación Final MEF6_2

Análisis e Interpretación

La excavación hacia la posición del primer nivel de anclajes induce desplazamientos horizontales en el terreno entre 7 y 8 mm en el sentido de la excavación, evidenciados desde la superficie hasta la parte intermedia de la pantalla; es decir, hasta los 8 a 9 m de profundidad con respecto al extremo superior de la contención (ver Figura 44).

En la Figura 45 se evidencian los puntos de plastificación a lo largo de la superficie del lado activo (lado contenido) y los puntos de falla (puntos rojos) se distribuyen a lo largo de una potencial cuña de falla que se profundiza hasta aproximadamente una vez y media la altura de la excavación. La plastificación en superficie evidenciada por los puntos de rotura en tensión (puntos blancos) ocurre toda vez que los nodos correspondientes del modelo carecen de peso y consecuentemente, no existe un esfuerzo geoestático vertical que añada resistencia al corte del suelo, tanto del lado activo como del lado pasivo.

En la etapa posterior analizada, en este caso, la excavación hacia el tercer nivel de anclajes (ver Figura 46), los desplazamientos en el sentido de la excavación se incrementan hasta 16 a 17 mm y se concentran entre los 2 a 4 primeros metros por debajo del nivel actual de excavación, evidenciando que el suelo del lado pasivo ofrece menor restricción a los desplazamientos que los anclajes superiores instalados, de ahí que los puntos de plastificación de Mohr-Coulomb se concentren hacia el lado pasivo (ver Figura 47). Por otra parte, los anclajes tiran de la pantalla hacia el suelo del lado contenido, empujando la pantalla contra el suelo, desplazándolo alrededor de 1 a 5 mm. En consecuencia, los puntos de rotura de Mohr-Coulomb también se concentran hacia esta zona.

La instalación y tensionamiento del tercer nivel de anclajes (ver Figura 48) reduce los desplazamientos causados en la zona inmediatamente subyacente al nivel de excavación, desde 16 a 17 mm hasta 12 mm aproximadamente e incrementa igualmente los desplazamientos contra el suelo en la parte superior de la pantalla hasta 7 mm. Lo anterior coincide con la reducción en los puntos de plastificación en el suelo del trasdós del muro presentando en su mayoría, puntos de rotura. Por el contrario, los puntos de plastificación hacia el lado excavado (pasivo) presentan mayor concentración por el empuje de la “pata” de la pantalla contra el suelo del lado pasivo debido al efecto pivotante conferido por la tensión de los anclajes.

Por otra parte, en la etapa de excavación final (ver Figura 50), los desplazamientos horizontales totales causados son entre 14 y 15 mm, en coincidencia con la altura intermedia de longitud libre de la pantalla y de acuerdo al movimiento principal de la excavación. Como consecuencia, los puntos de rotura se concentran a lo largo de la interfaz de la pantalla en el tramo empotrado y los puntos de plastificación se concentran hacia el lado pasivo, debido al empuje de la “pata” o extremo inferior de la pantalla de contención.

Finalmente, se deduce también una influencia de la excavación de hasta 4 a 5 veces la altura de la excavación, en donde se evidencian desplazamientos horizontales entre 2 y 3 mm.

MEF 6_3

Los parámetros de peso unitario húmedo (γ), cohesión drenada (C'), ángulo de fricción drenado (ϕ) y módulo elástico (E) permanecieron constantes; es decir, no variaron con respecto a la simulación anterior MEF6_2. La fuerza puntual que simula la viga cabezal (VC) disminuye su magnitud para causar un desplazamiento igual o parecido al registrado por el inclinómetro en el extremo superior de la pantalla.

La Tabla 24 resume los parámetros geomecánicos empleados en los estratos involucrados en la excavación.

Tabla 24: Parámetros de resistencia del suelo involucrado en la excavación MEF6_3

Estrato	Modelo	γ , kN/m ³	γ_{sat} , kN/m ³	ϕ	c' , kpa	E, kPa	ν	k, m/s	Interfaces
Qs a	MC	19.56	22.00	23.60	1.00	9,000	0.40	2.30E-09	0.50
Qf-QI	MC	19.97	21.97	19	20	9500	0.40	4.73E-09	0.50
Tad	Linear	-	-	-	-	1,000,000	0.00	1.80E-09	1

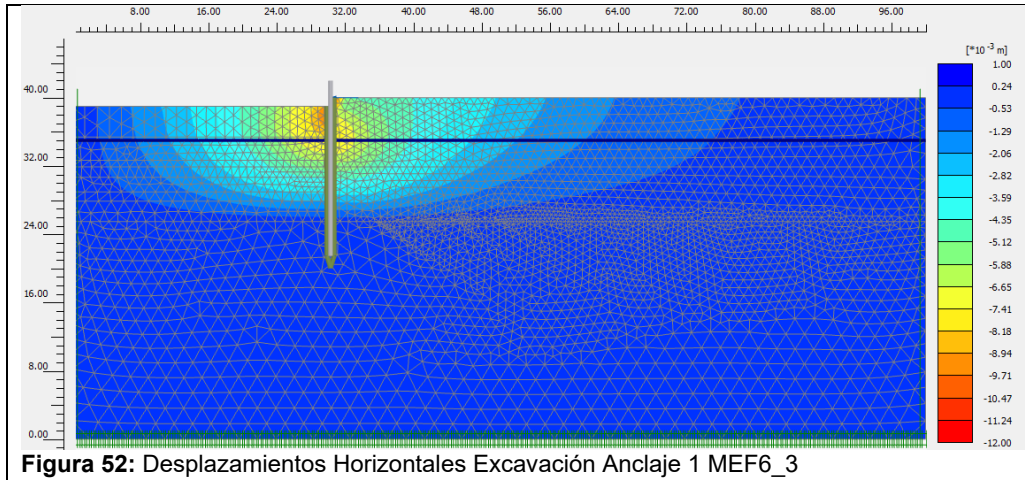


Figura 52: Desplazamientos Horizontales Excavación Anclaje 1 MEF6_3

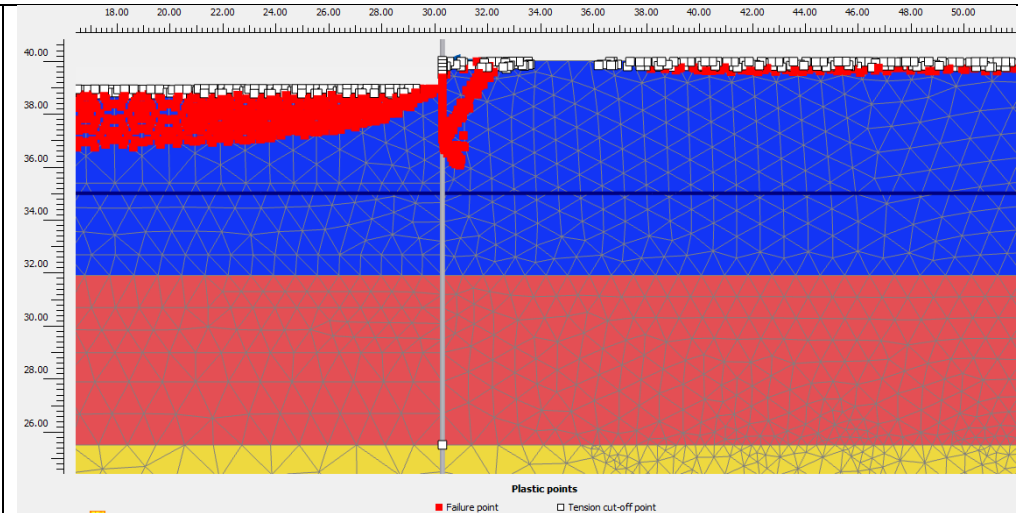


Figura 53: Puntos plásticos y de rotura MC en excavación anclaje 1 MEF6_3

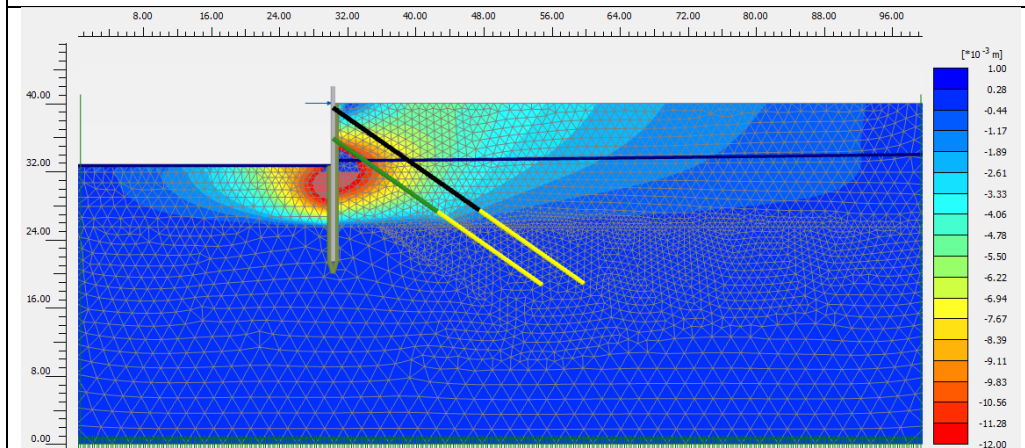


Figura 54: Desplazamientos Horizontales Excavación Anclaje 3 MEF6_3

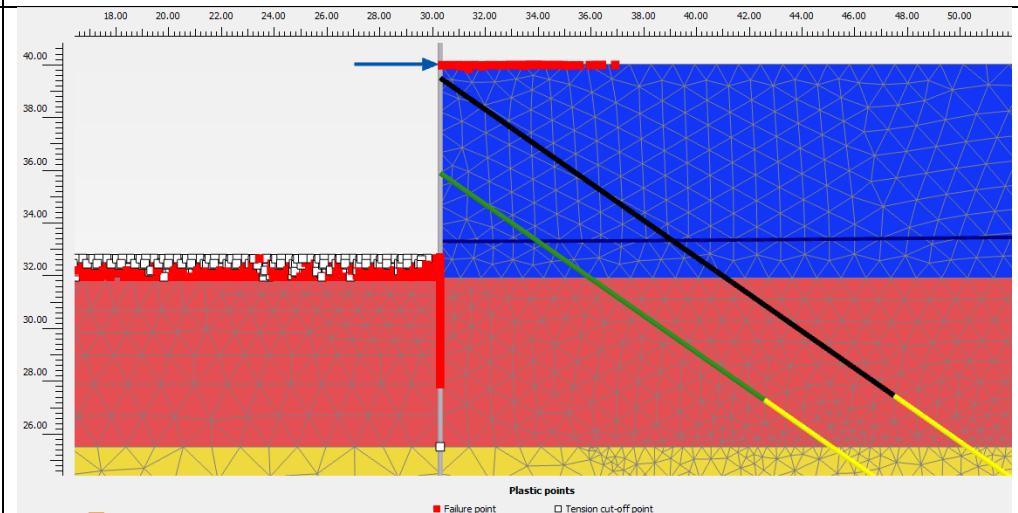


Figura 55: Puntos plásticos y de rotura MC en Excavación Anclaje 3 MEF6_3

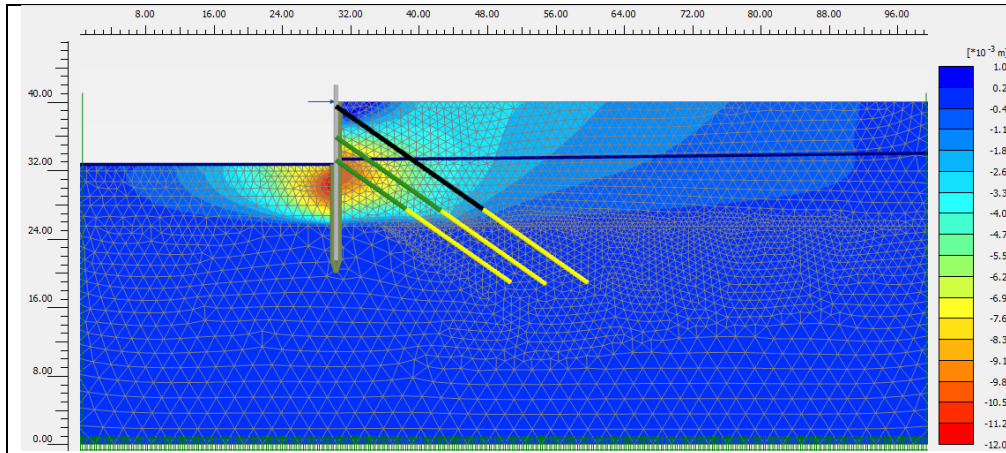


Figura 56: Desplazamientos horizontales instalación Anclaje 3 MEF6_3

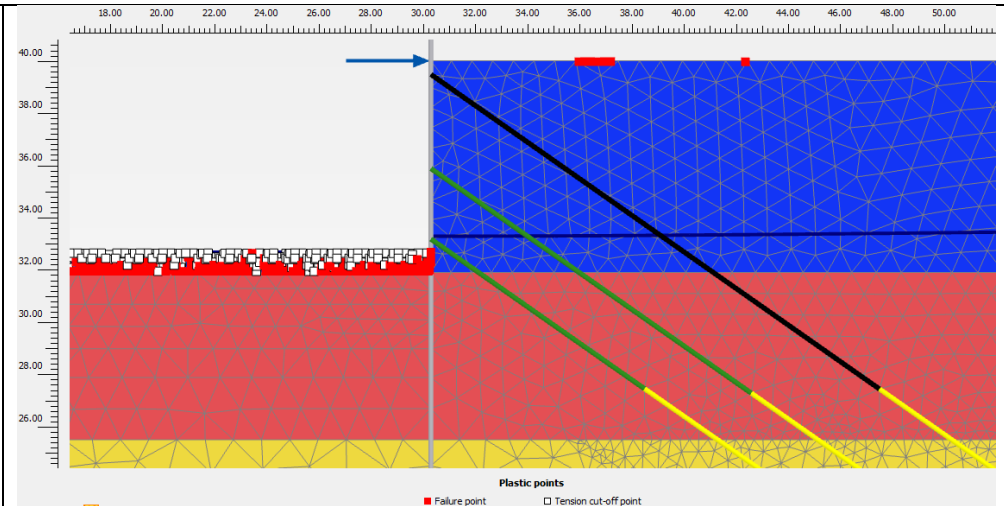


Figura 57: Puntos plásticos y de rotura Instalación Anclaje 3 MEF6_3

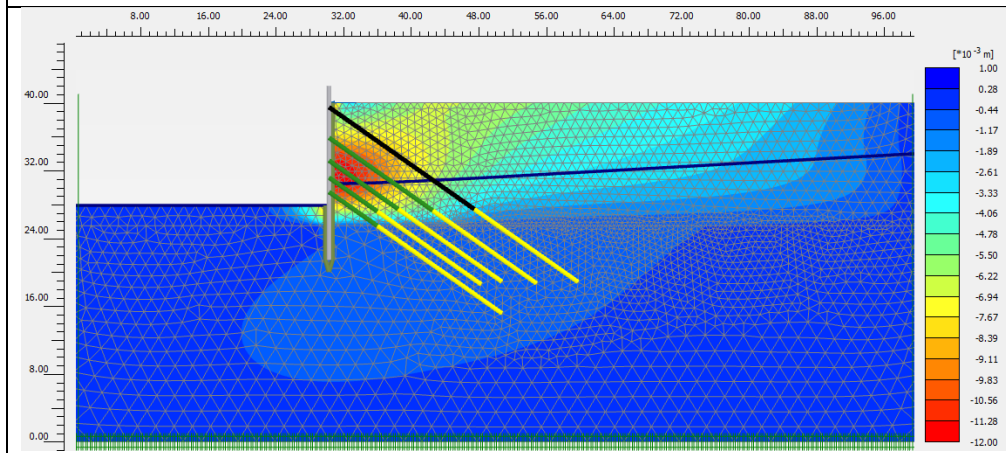


Figura 58: Desplazamientos horizontales Excavación Final

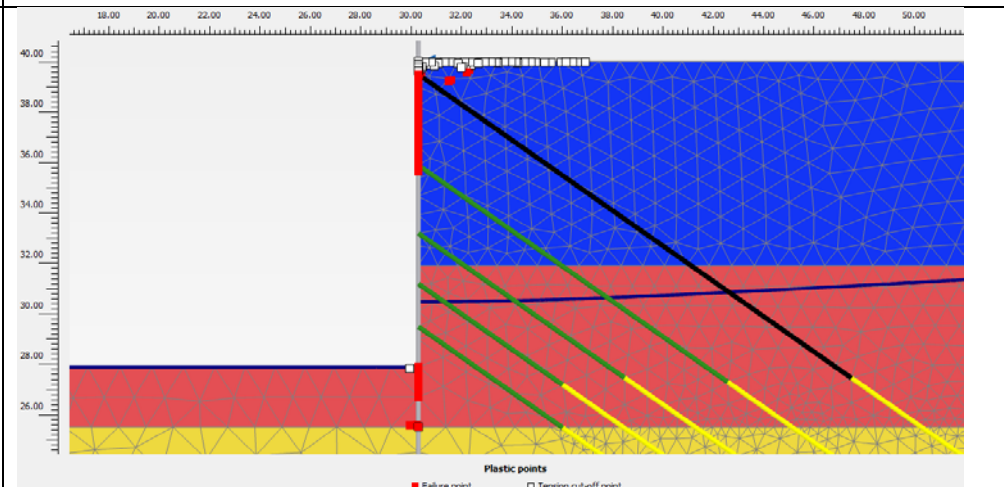


Figura 59: Puntos Plásticos y de Rotura Excavación final

Análisis e Interpretación

Los desplazamientos horizontales máximos causados por la excavación hacia el primer nivel de anclajes son del orden de 7 a 8 mm a los 5 a 6 m de profundidad con respecto al extremo superior de la contención (ver Figura 52). Los puntos de rotura se causan en la superficie del lado activo y pasivo al igual que los puntos de plastificación. De igual forma, se insinúa la cuña de falla por los puntos de rotura de Mohr-Coulomb (ver Figura 53).

Cuando se excava hacia el tercer nivel de anclajes, se observa un incremento en los desplazamientos horizontales hasta los 12 a 13mm, con concentración hacia el tramo inmediatamente inferior al segundo nivel de anclajes, toda vez que por efecto del tensionamiento de los dos primeros niveles y por la rigidez de la contención y su empotramiento, la pantalla insinúa un movimiento curvo hacia el lado de la excavación (ver Figura 54).

El empuje hacia el lado pasivo de la pantalla por el efecto mencionado en el párrafo anterior, ocasiona que el suelo del lado pasivo se plastifique y toda la superficie alcance una condición por falla a tensión (Figura 55).

Por otra parte, el empuje de la viga cabezal ocasiona empujes hacia el lado activo, cambiando el suelo del trasdós del muro en el extremo superior de la pantalla hacia un estado de esfuerzos en condición pasiva y únicamente en inmediaciones del punto de aplicación de la carga. Aproximadamente unos 3 a 4 m por detrás de la contención, se genera una superficie de tensión por el movimiento principal de la contención hacia la excavación.

Finalmente, en la etapa de excavación final, los puntos de plastificación y rotura son mínimos y se encuentran principalmente hacia la superficie del suelo en el trasdós y a lo largo de la interfaz suelo – pantalla.

MEF 6_4

El peso unitario húmedo (γ) permaneció igual y la cohesión drenada (C'), ángulo de fricción drenado (ϕ) y módulo elástico (E) del estrato sedimentario arenoso se incrementaron para un mejor ajuste de la curva de desplazamientos teórica a la real medida en campo. La fuerza puntual que simula la viga cabezal (VC)

disminuye su magnitud para causar un desplazamiento igual o parecido al registrado por el inclinómetro.

Los parámetros geomecánicos empleados se muestran en la tabla Tabla 25.

Tabla 25: Parámetros geomecánicos empleados en MEF6_4

Estrato	Modelo	γ, kN/m³	γ_{sat}, kN/m³	ϕ	c', kPa	E, kPa	ν	k, m/s	Interfaces
Qs a	MC	19.56	22.00	45.50	26.81	10,000	0.40	2.30E-09	0.50
Qf-QI	MC	19.97	21.97	48	37.42	18000	0.40	4.73E-09	0.50
Tad	Linear						0.00	1.80E-09	1

No se presentan las gráficas de resultados, pero se relacionan los desplazamientos máximos alcanzados en los análisis de resultados.

MEF6_5

Todos los parámetros permanecieron invariables excepto la cohesión drenada (C'), la cual se incrementó al valor máximo de cohesión encontrado para el estrato sedimentario arenoso y el valor de la fuerza en la viga cabezal se mantuvo constante.

Tabla 26: Parámetros geomecánicos de los estratos involucrados en MEF6_5

Estrato	Modelo	γ, kN/m³	γ_{sat}, kN/m³	ϕ	c', kPa	E, kPa	n	k, m/s	Interfaces
Qs a	MC	19.56	22.00	45.50	69.40	10,000	0.40	2.30E-09	0.50
Qf-QI	MC	19.00	21.97	19	20	9500	0.40	4.73E-09	0.50
Tad	Linear	25.00	28.00	-	-	1,000,000	0.00	1.80E-09	1

A continuación, se presenta las gráficas de resultados de la simulación para las etapas más representativas.

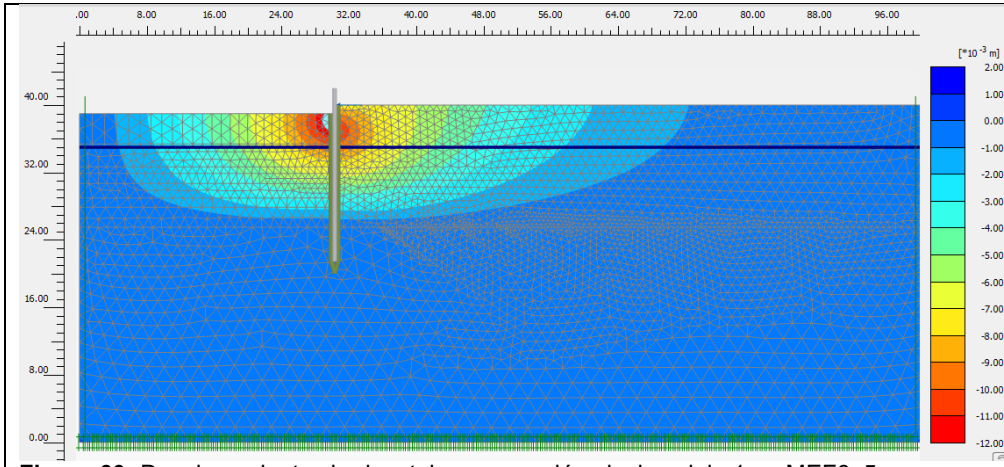


Figura 60: Desplazamientos horizontales excavación nivel anclaje 1 en MEF6_5

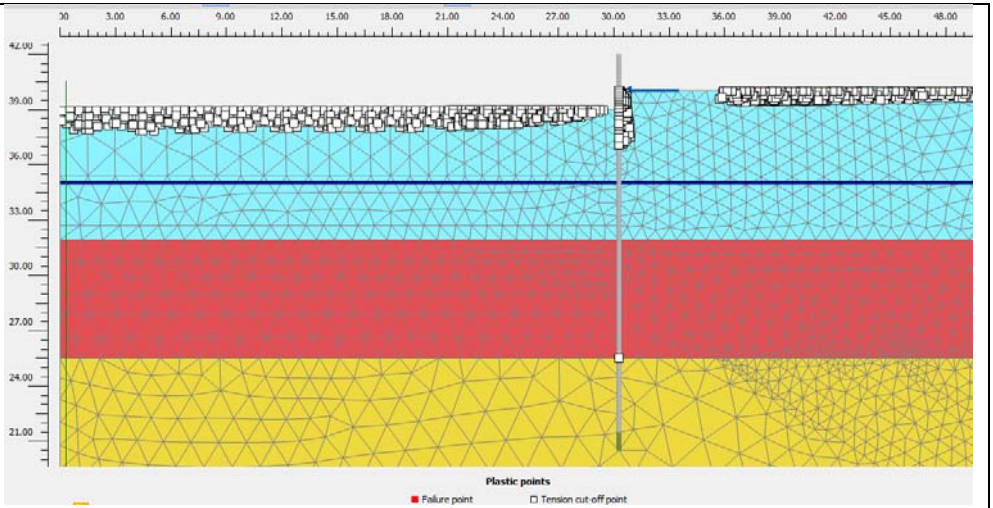


Figura 61: Puntos de plastificación y rotura Nivel anclaje 1 MEF6_5

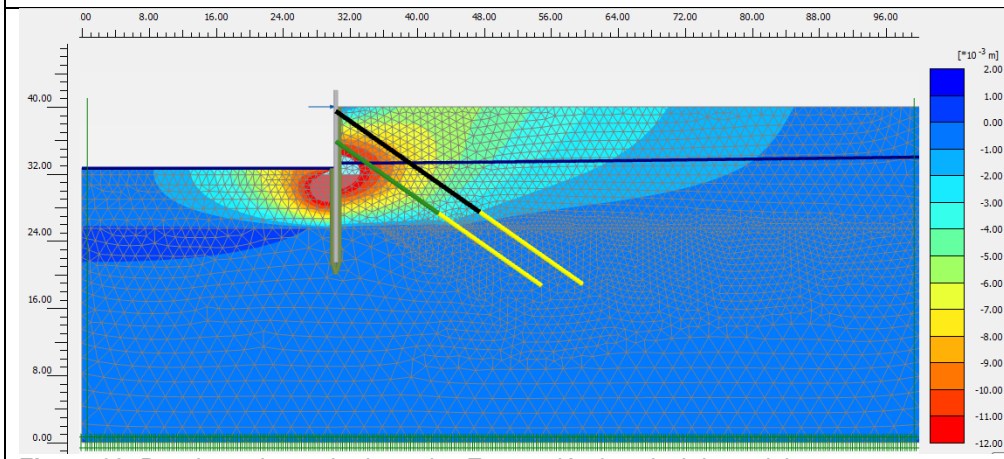


Figura 62: Desplazamientos horizontales Excavación 3er nivel de anclajes

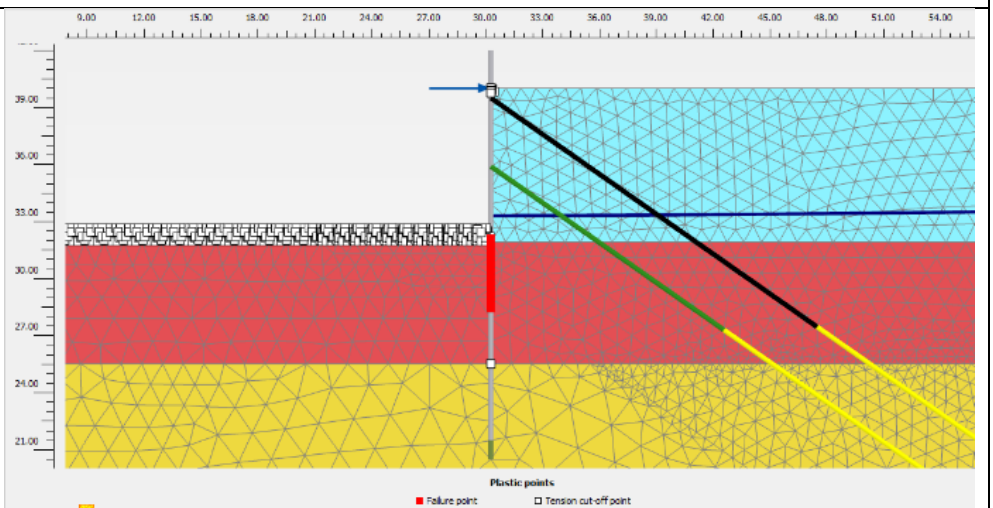


Figura 63: Puntos de rotura y plastificación Excavación 3er nivel de anclajes

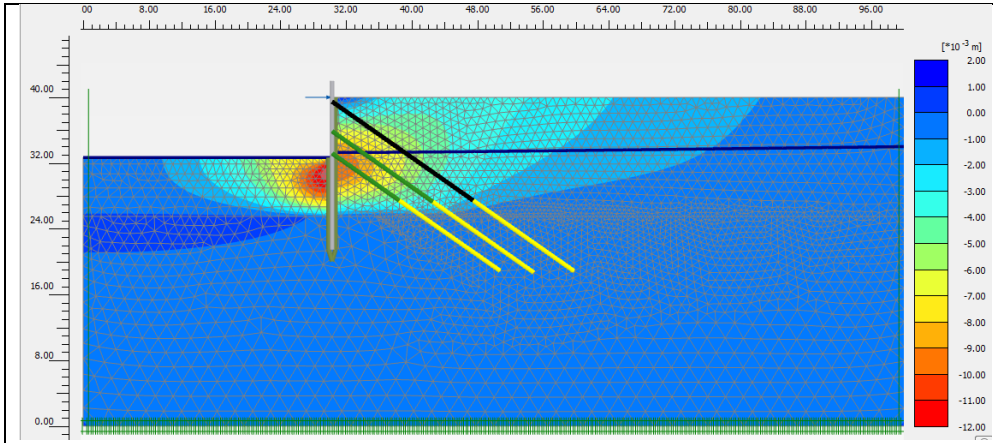


Figura 64: Desplazamientos horizontales Instalación 3er nivel de anclaje

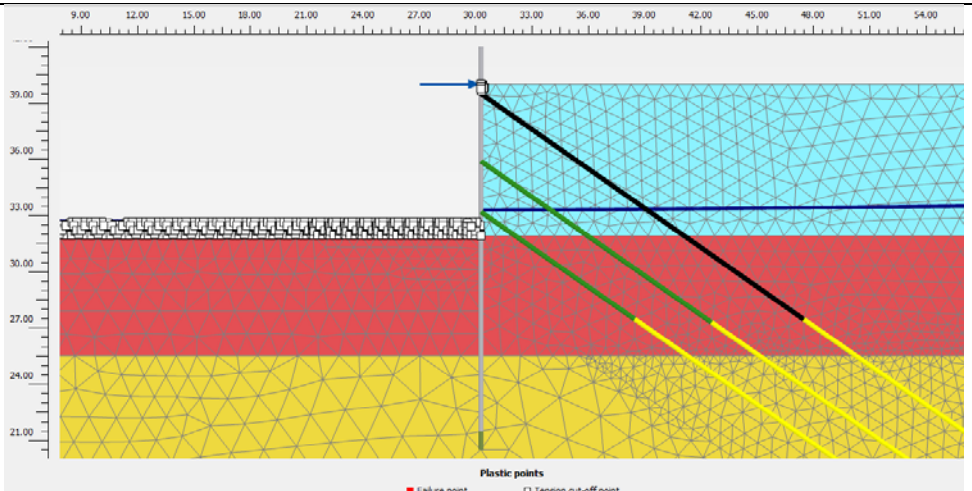


Figura 65: Puntos de rotura y plastificación instalación 3er nivel de anclaje

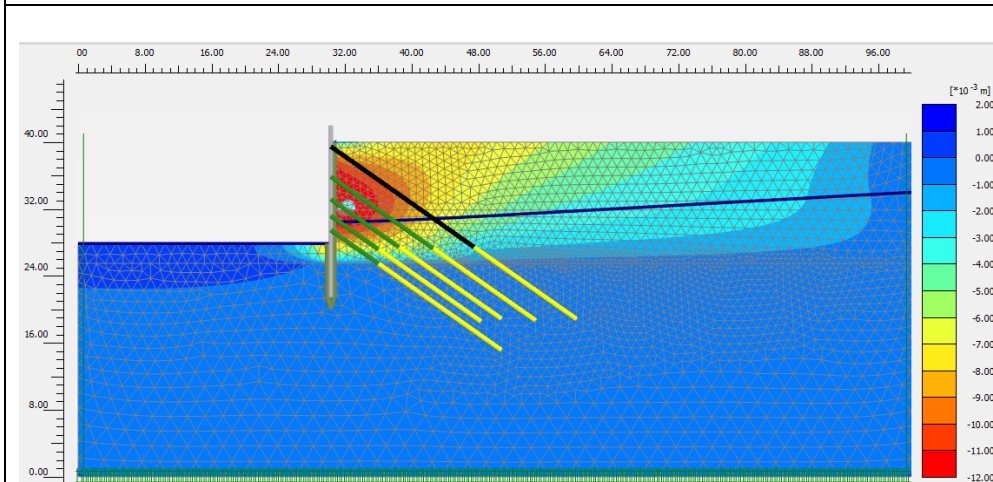


Figura 66: Desplazamientos horizontales Excavación Final

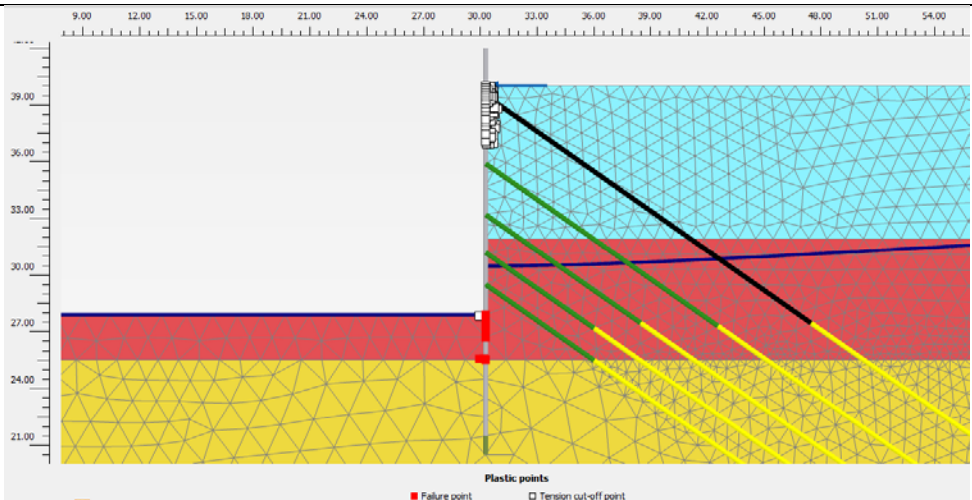


Figura 67: Puntos de rotura y plastificación Excavación Final

Análisis e Interpretación

Los desplazamientos horizontales máximos causados por la excavación hacia el primer nivel de anclajes son del orden de 9 a 10 mm a los 5 a 6 m de profundidad con respecto al extremo superior de la contención (ver Figura 60). Los puntos de rotura se causan en la superficie del lado activo y pasivo al igual que los puntos de plastificación. De igual forma, se insinúa la cuña de falla por los puntos de rotura de Mohr-Coulomb (Figura 61).

Cuando se excava hacia el tercer nivel de anclajes, se observa un incremento en los desplazamientos horizontales hasta los 12 a 13mm, con concentración hacia el tramo inmediatamente inferior al segundo nivel de anclajes, toda vez que por efecto del tensionamiento de los dos primeros niveles y por la rigidez de la contención y su empotramiento, la pantalla insinúa un movimiento curvo hacia el lado de la excavación (ver Figura 62).

El empuje hacia el lado pasivo de la pantalla por el efecto mencionado en el párrafo anterior, ocasiona que el suelo del lado pasivo se plastifique y toda la superficie alcance una condición por falla a tensión (Figura 63).

Por otra parte, el empuje de la viga cabezal ocasiona empujes hacia el lado activo, cambiando el suelo del trasdós del muro en el extremo superior de la pantalla hacia un estado de esfuerzos en condición pasiva y únicamente en inmediaciones del punto de aplicación de la carga. Aproximadamente unos 1 a 2 m por detrás de la contención, se genera una superficie de tensión por el movimiento principal de la contención hacia la excavación.

Finalmente, en la etapa de excavación final, los puntos de plastificación y rotura son mínimos y se encuentran principalmente hacia la superficie del suelo en lado pasivo y a lo largo de la interfaz suelo – pantalla.

3.8. COMPARACIONES DE LAS CURVAS DE DESPLAZAMIENTOS REALES Y TEORICAS

A continuación, se presenta una comparación directa de las curvas de desplazamientos horizontales medidas con el inclinómetro y simuladas por los modelos en elementos finitos en cada etapa de excavación.

3.8.1. Etapa 2: Excavación 1er Nivel de Anclajes

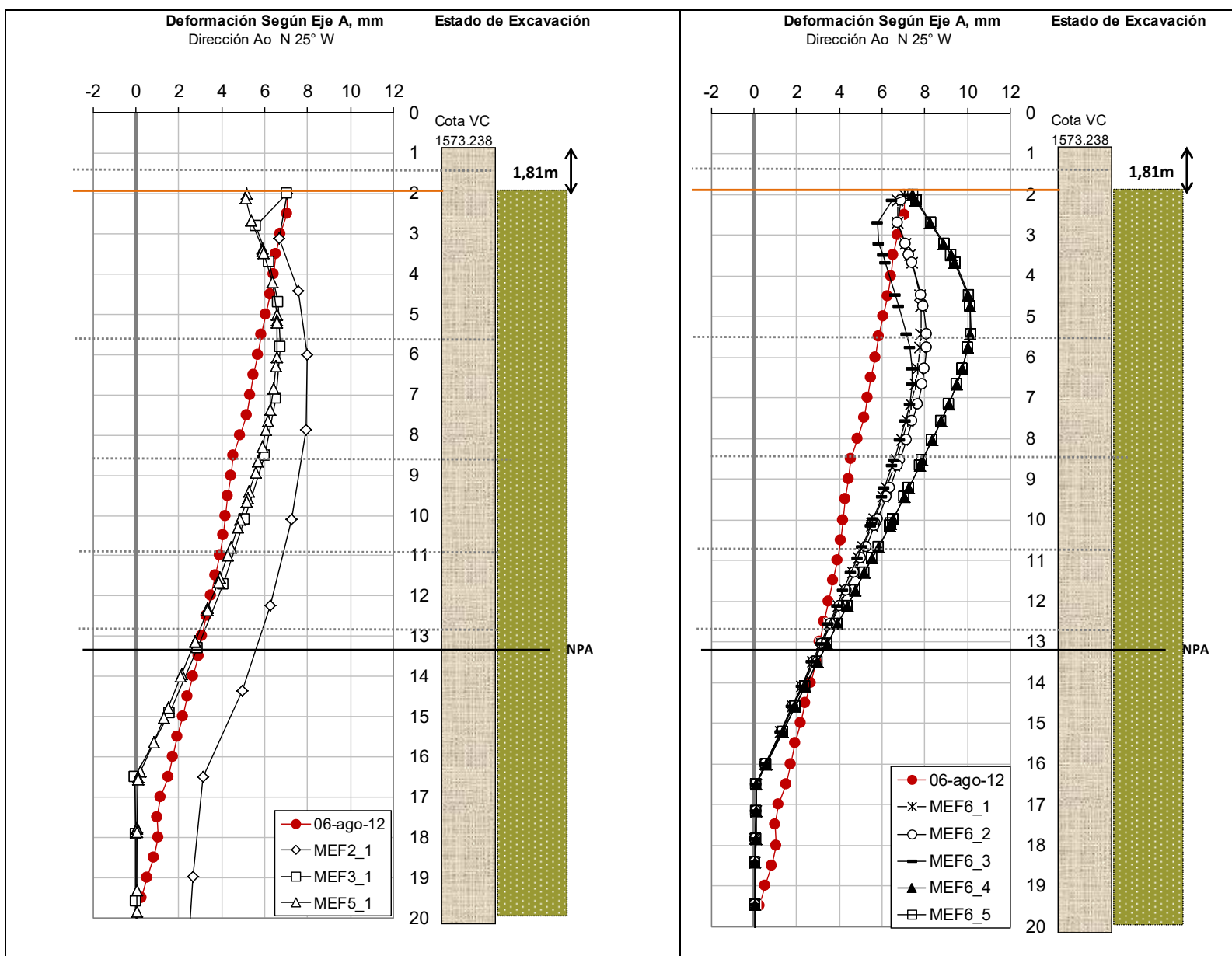


Figura 68: Desplazamientos Horizontales de Campo Vs. Teóricos Etapa 2.

Análisis

- Los desplazamientos horizontales obtenidos a través de la simulación MEF2_1 reflejan lo indicado previamente en el numeral 3.7.1 *Consideraciones Iniciales del Modelo y La Simulación* en donde la terraza aluvial descompuesta se moviliza tras la generación de empujes derivados por la excavación.
- Luego de sustituir el modelo constitutivo de la terraza aluvial por un modelo lineal con módulo de elasticidad muy alto, se reduce los desplazamientos en la base a aproximadamente cero, eliminando el problema de los desplazamientos absolutos, permitiendo realizar comparaciones con desplazamientos relativos a la base.
- Por otra parte, MEF3_1 refleja desplazamientos casi imperceptibles en la base debido a la asignación de parámetros muy altos de resistencia a la terraza aluvial descompuesta. A su vez, en la parte superior se prescribió un desplazamiento de 7.06 mm, coincidente con el registro del inclinómetro 04, sin embargo, se observa que la integración del modelo solamente obliga al punto prescrito a tomar dicho desplazamiento pero el resto del dominio sigue la tendencia determinada por los esfuerzos generados en la masa del suelo.
- La curva de desplazamientos de la simulación MEF5_1 refleja un comportamiento similar al MEF3_1 toda vez que los parámetros de resistencia del suelo asignados a los estratos no variaron y únicamente difiere en el tratamiento que se le da al punto que representa la viga cabezal. En esta simulación, no se prescribe desplazamientos pero se inserta un resorte con rigidez variable. De todas formas, este elemento no es capaz de simular el comportamiento de la viga cabezal.
- Las simulaciones MEF6_1 a MEF6_3 se realizaron incrementando progresivamente el ángulo de fricción y el módulo de elasticidad del depósito sedimentario arenoso hasta el valor límite superior del rango de variación de parámetros, obtenidos a partir de la nube de resultados de ensayos de laboratorio y de campo. Se evidencia que el nivel de desplazamientos horizontales se reduce para valores altos del ángulo de fricción y del módulo de elasticidad toda vez que la resistencia al esfuerzo cortante dada por $\tau = c' + \sigma' * \tan\phi$, se incrementa de manera directa. Por

otra parte, no se requiere una magnitud de carga alta para simular el desplazamiento de la viga cabezal.

- Por el contrario, las simulaciones MEF6_4 y MEF6_5 obedecen a un incremento en la cohesión del depósito sedimentario arenoso desde 1 kPa hasta 26.8 y 69.40 kPa manteniendo el ángulo de fricción en el límite superior con un valor de 45.50° . El desplazamiento horizontal debería ser menor al calculado en las simulaciones MEF6_4 y MEF6_5, sin embargo, al simular la fuerza necesaria para lograr el desplazamiento registrado por el inclinómetro a la altura de la viga cabezal, se incrementan los desplazamientos horizontales en el sentido de aplicación de la fuerza.
- Se puede inferir de manera preliminar que el comportamiento reflejado por la simulación MEF6_3 se aproxima más a los registros reales de desplazamiento, orientando hacia valores medios a altos de ángulos de fricción y cohesiones drenadas muy bajas o nulas.

3.8.2. Etapa 3: Instalación y Tensionamiento 1er Nivel de Anclajes

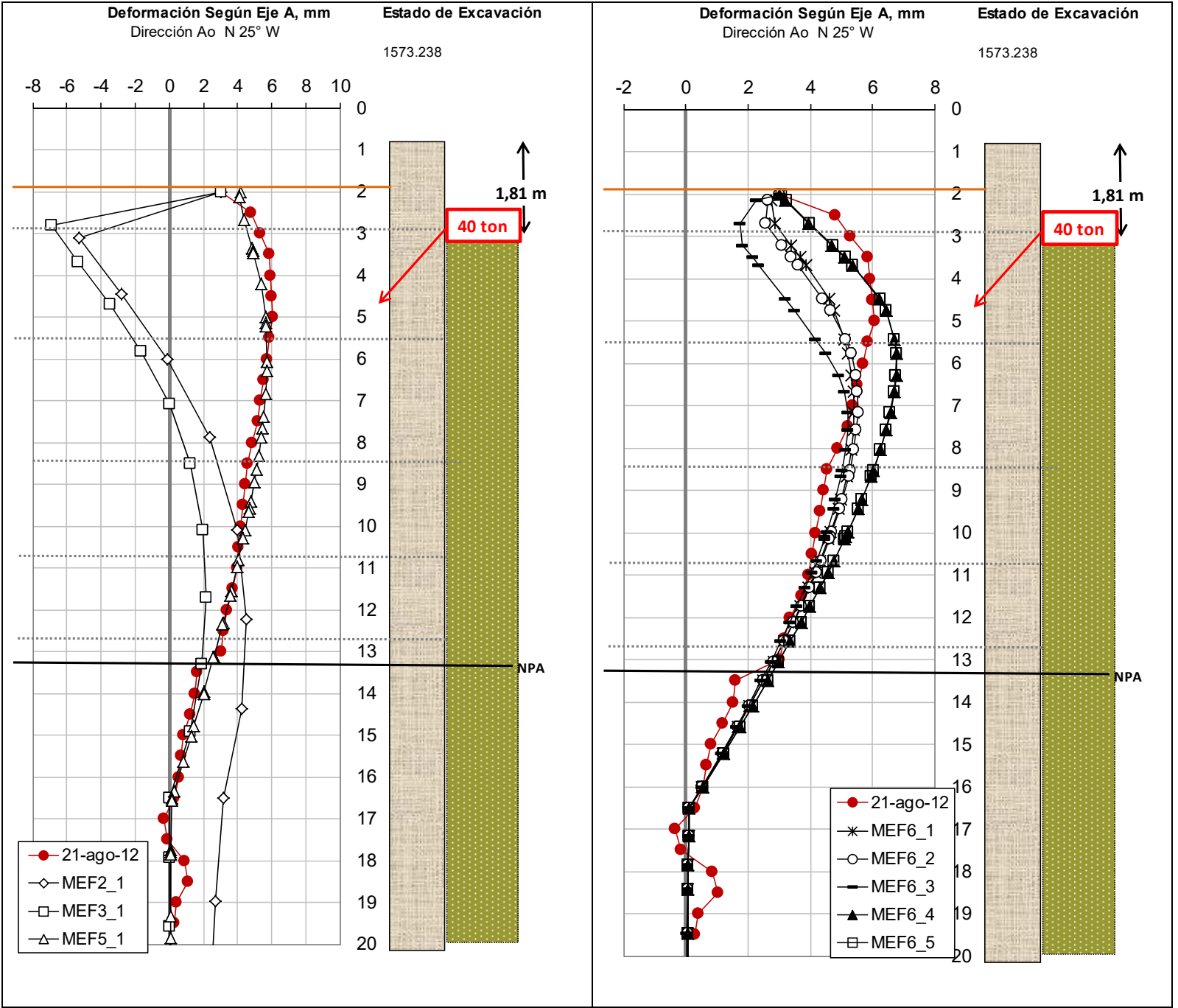


Figura 69: Desplazamientos Horizontales de Campo Vs. Teóricos Etapa 3.

Análisis

- Las simulaciones MEF2_1 y MEF3_1 evidencian lo anteriormente descrito con respecto al desplazamiento horizontal prescrito.
- La modelación de la viga cabezal mediante un resorte en la parte superior de la pantalla se aproximó suficientemente bien a la curva de desplazamientos del inclinómetro, no obstante, hubo que ingresar dos variables, rigidez del resorte, k , y una fuerza adicional de 50 kN/m para alcanzar el desplazamiento del inclinómetro.
- Las simulaciones MEF6_1 y MEF6_2 son las que más se aproximan a la curva de desplazamientos reales para esta etapa, en donde la cohesión toma un valor de 1 kPa y los ángulos de fricción varían entre 23.6° y 34.51° , con módulos elásticos entre 9000 y 9500 kPa. La curva de desplazamientos de la simulación MEF6_3 sugiere que la cohesión del estrato sedimentario aluvial tiene un valor superior a 1 kPa y menor a 26.81 kPa por la curva de la simulación MEF6_4.
- Por otra parte, a partir de las simulaciones MEF6_4 y MEF6_5 se infiere que la rigidez de la pantalla tiene mayor influencia sobre la magnitud de los desplazamientos horizontales que los parámetros de resistencia asignados al suelo, toda vez que, valores de resistencia elevados implica mayor magnitud de la fuerza que simula la viga cabezal para alcanzar el desplazamiento prescrito e igual al del inclinómetro 04 en el extremo superior de la pantalla, y a su vez, por compatibilidad de deformaciones en la contención, los desplazamientos horizontales hacia la parte media a alta de la misma son mayores que aquellos calculados con un suelo de menor resistencia.

3.8.3. Etapa 6: Excavación 3er Nivel de Anclajes

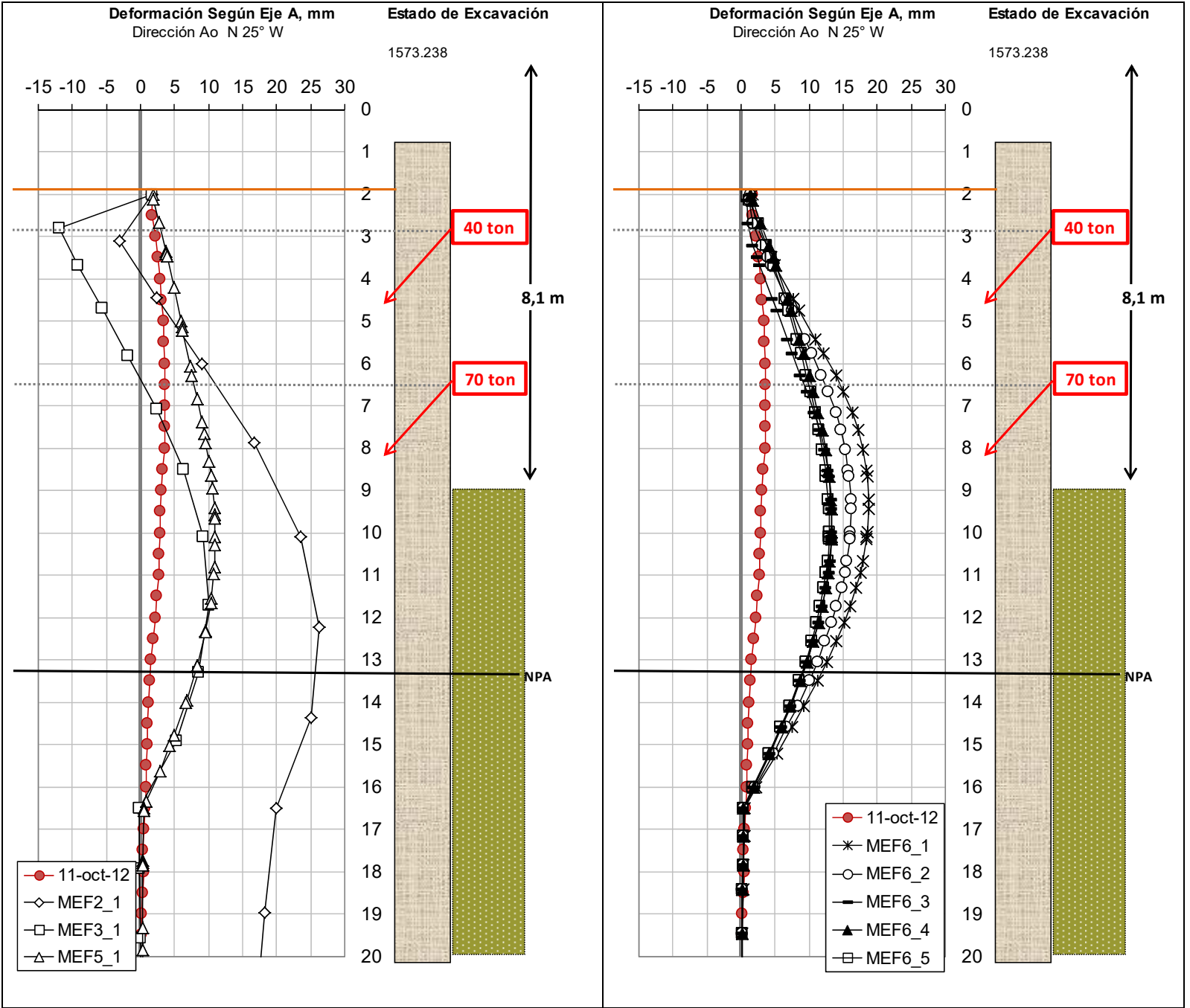


Figura 70: Desplazamientos Horizontales de Campo Vs. Teóricos Etapa 6.

Análisis

- Las simulaciones MEF2_1 y MEF3_1 evidencian lo anteriormente descrito con respecto al desplazamiento horizontal prescrito.
- Los desplazamientos horizontales calculados asignando cohesiones de 26 y 69 kPa son menores que aquellos calculados con cohesiones de 1 kPa.
- La curva de desplazamientos simulados que mejor se aproxima a la curva de desplazamientos reales corresponden a las simulaciones MEF6_4 y MEF6_5, con una diferencia en los desplazamientos máximos de 8 a 10 mm.
- Los desplazamientos horizontales simulados difieren de los reales no solamente en el depósito sedimentario aluvial si no también en el depósito de laderas que le subyace. De este modo, la forma de la curva sugiere que el estrato de laderas no restringe suficientemente los desplazamientos horizontales haciendo que, por la rigidez de la pantalla, se incrementen hacia el depósito sedimentario arenoso. En este orden de ideas, se supone que los parámetros de resistencia del flujo de laderas son mayores a los empleados en las simulaciones.
- Por otra parte, los desplazamientos horizontales medidos en campo parecen estar influenciados por la cercanía a las esquinas, según se observa en la ubicación en planta del inclinómetro 04 (Figura 22), toda vez que de acuerdo a investigaciones realizadas por Ou y otros, 1993, hacía las esquinas se experimenta un efecto de arco ante los empujes del suelo con una consiguiente reducción en las deformaciones horizontales de la pantalla en las zonas cercanas y hacia las zonas centrales se experimenta la mayor deformación de la pantalla (ver Figura 71).

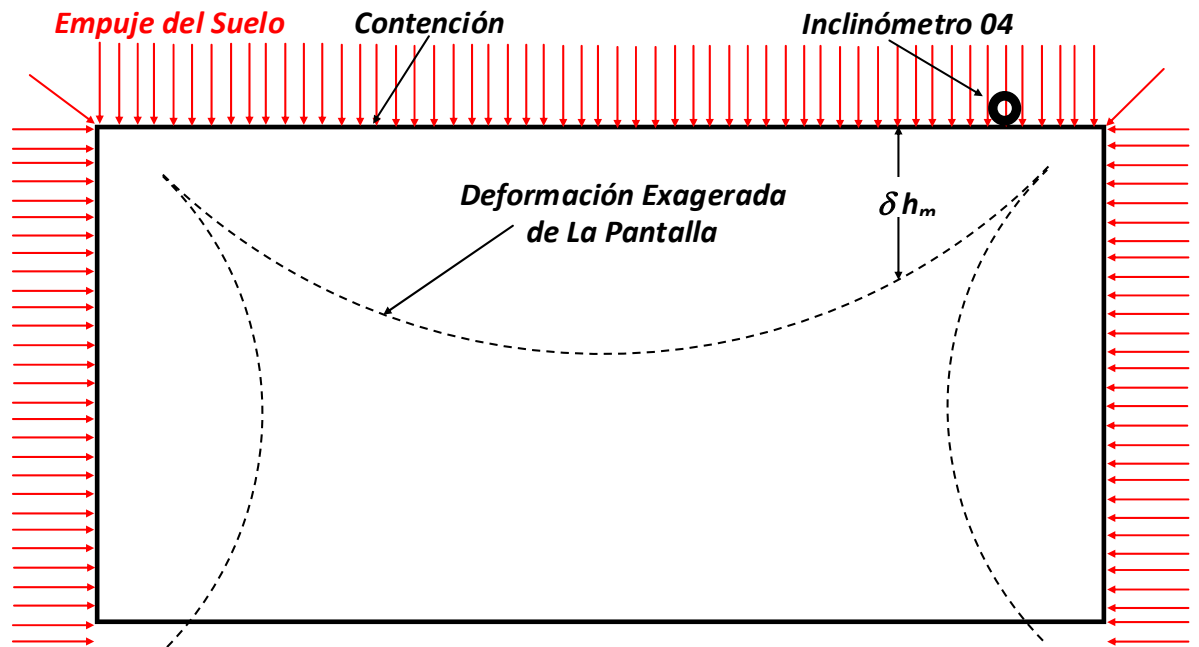


Figura 71: Esquema Comportamiento en planta de la contención general, análogo a un pórtico sometido a cargas distribuidas.

En consecuencia, los desplazamientos horizontales simulados tienen mayores magnitudes toda vez que el software de integración trabaja en deformación plana y la fuerza FC no refleja en su totalidad el efecto tridimensional de la excavación. Esta solamente refleja la transferencia de empujes de una pantalla a otra.

3.8.4. Etapa 7: Instalación y Tensionamiento 3er Nivel de Anclajes

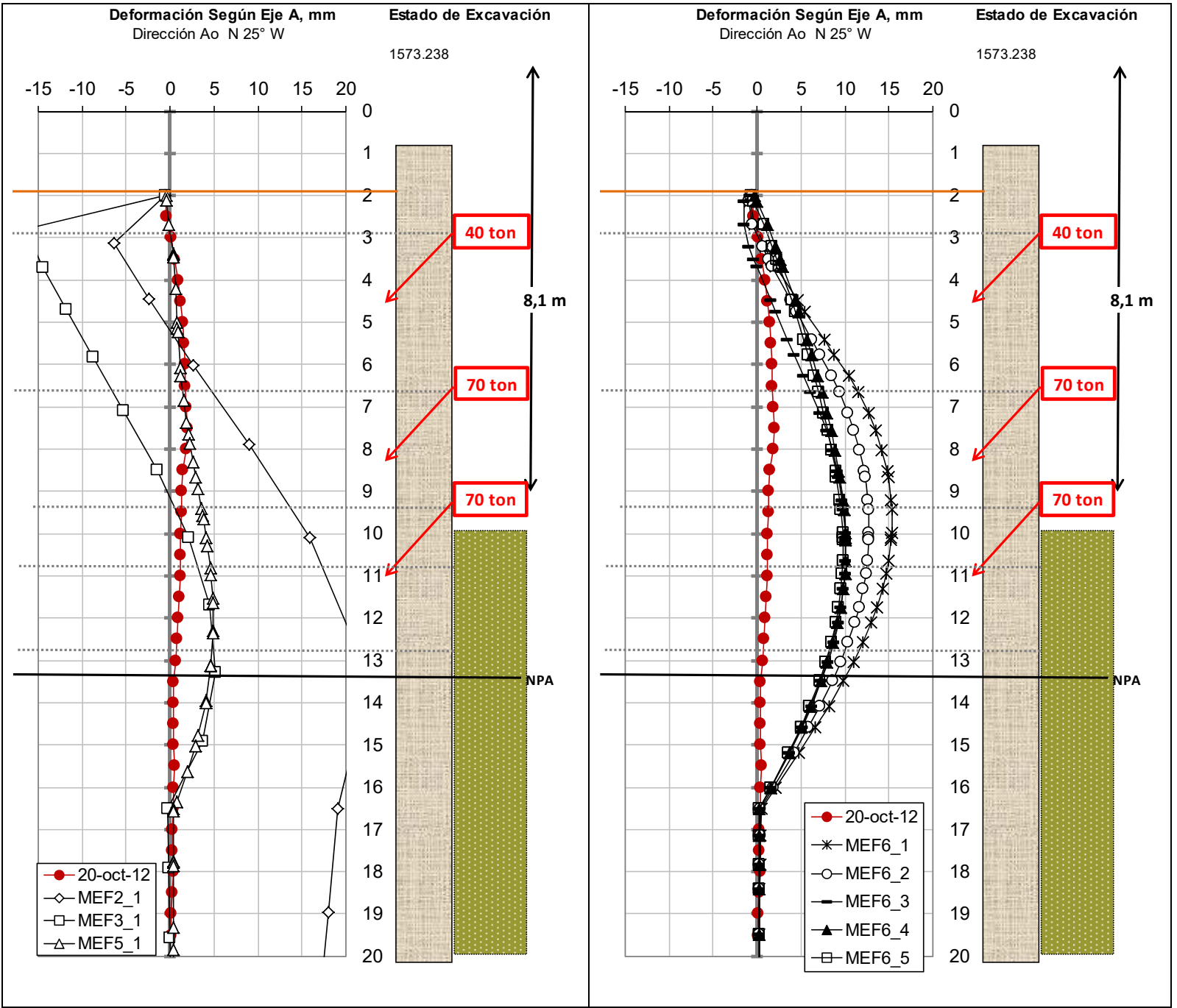


Figura 72: Desplazamientos Horizontales de Campo Vs. Teóricos Etapa 7.

Análisis

Los análisis para esta etapa son análogos a los determinados en la etapa 6.

3.8.5. Etapa 8: Excavación 4to Nivel de Anclajes

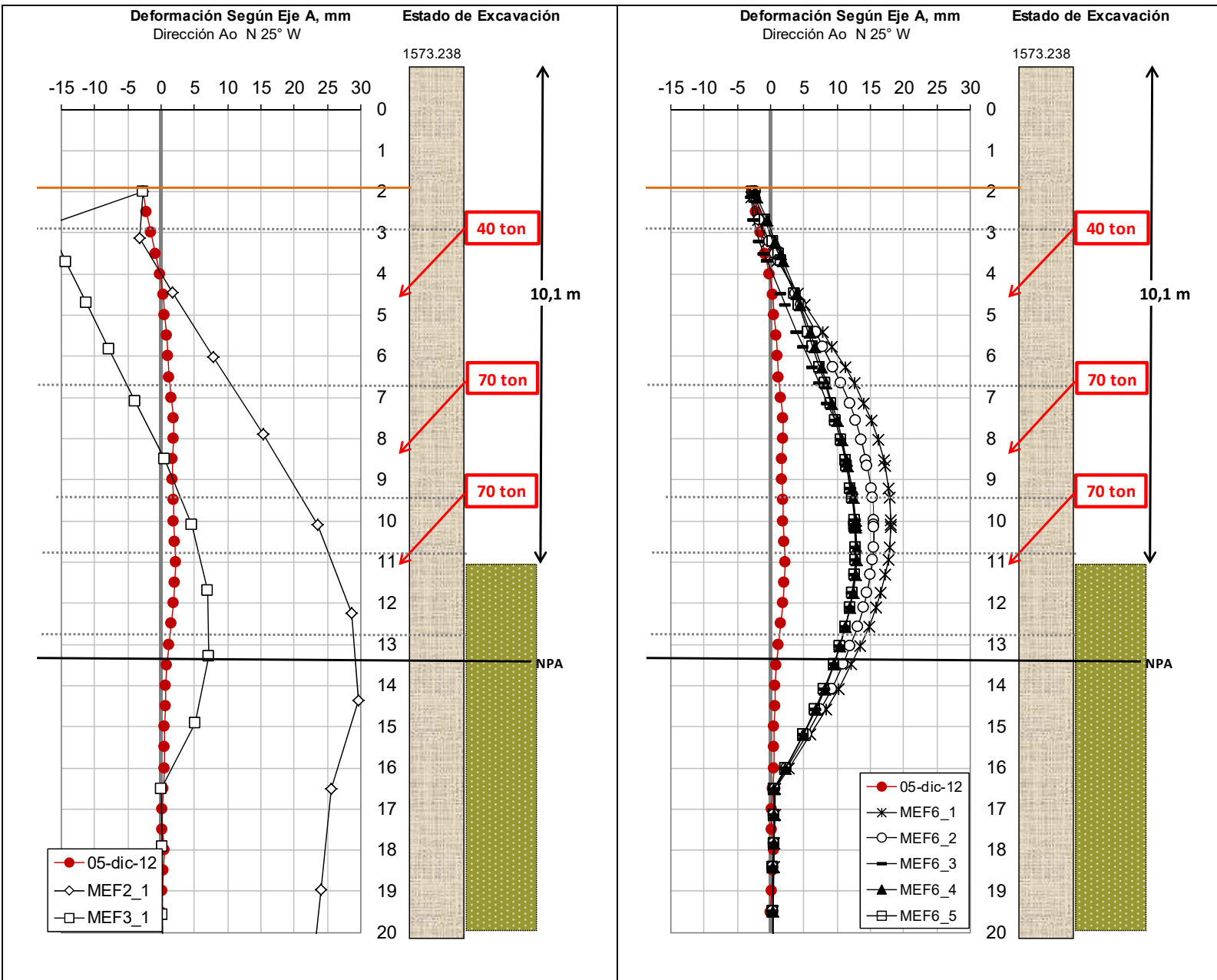


Figura 73: Desplazamientos Horizontales de Campo Vs. Teóricos Etapa 8.

Análisis

Los análisis para esta etapa son análogos a los determinados en la etapa 6.

3.8.6. Etapa 9: Instalación y Tensionamiento 4to Nivel de Anclajes

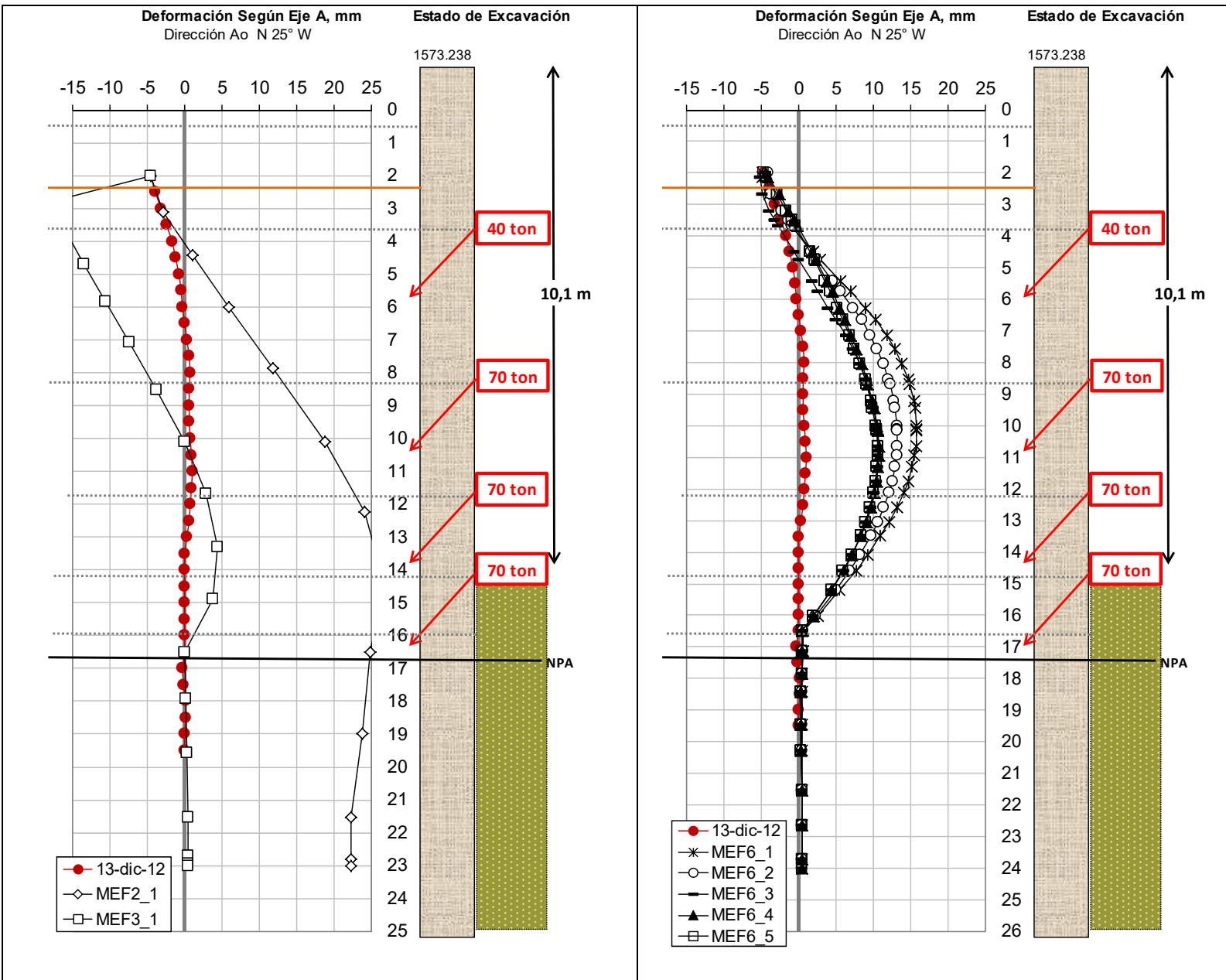


Figura 74: Desplazamientos Horizontales de Campo Vs. Teóricos Etapa 9.

Análisis

Los análisis para esta etapa son análogos a los determinados en la etapa 6.

3.8.7. Etapa 11: Instalación y Tensionamiento 5to Nivel de Anclajes

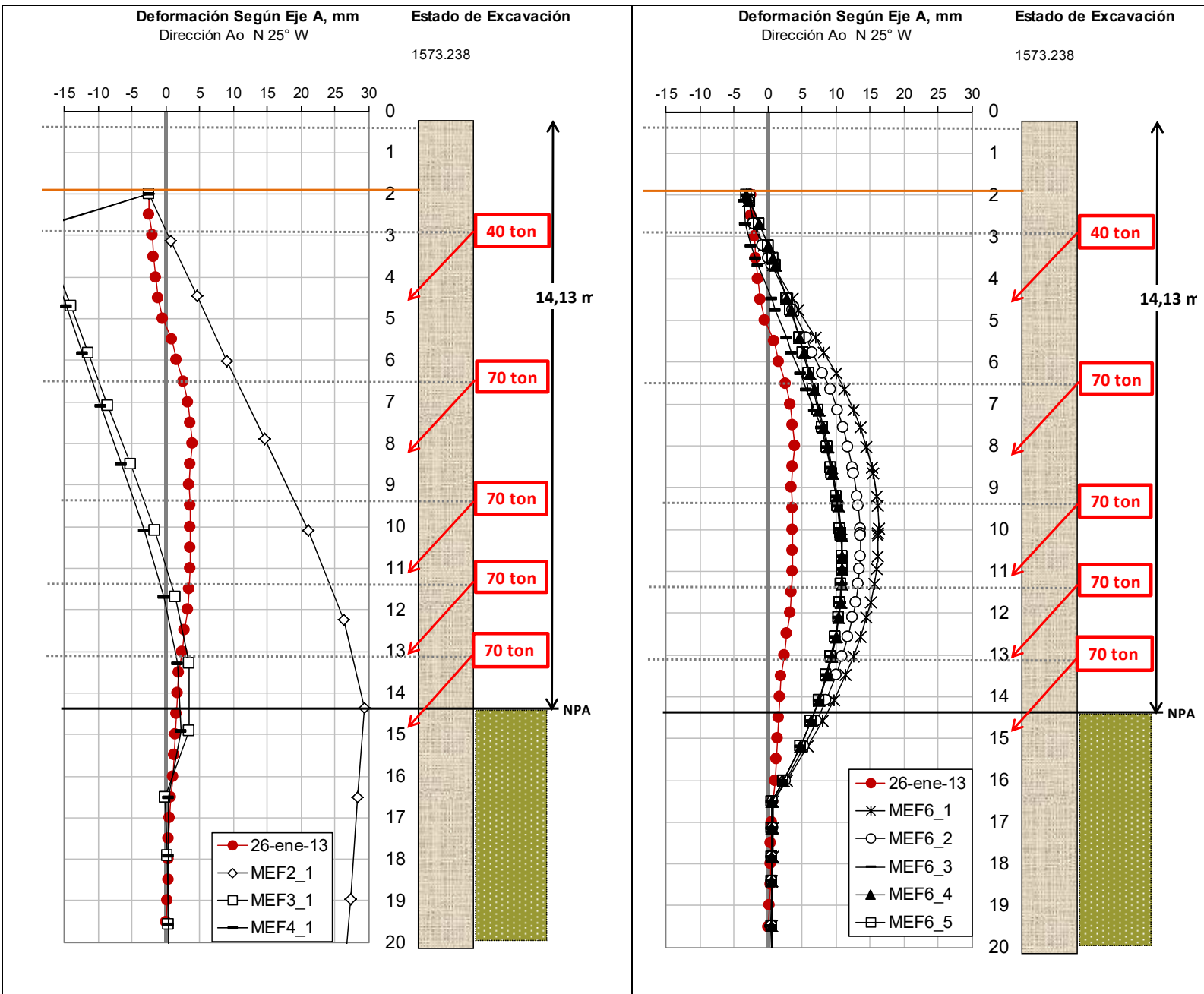


Figura 75: Desplazamientos Horizontales de Campo Vs. Teóricos Etapa 11.

Análisis

- La curva de desplazamientos final registrada por el inclinómetro 04 refleja valores inferiores a 5 mm y un empuje de la pantalla contra el suelo desde los 0 y hasta los 7 m de profundidad con respecto al extremo superior de la pantalla, en coincidencia con el depósito sedimentario aluvial. Este comportamiento evidencia que el depósito de laderas tiene parámetros de resistencia y rigidez muy por encima que los del depósito sedimentario aluvial y restringe adecuadamente los desplazamientos.
- Por otra parte, la curva de desplazamientos que más se aproxima a los registros reales de la instrumentación corresponde a la de la simulación MEF6_3, con cohesión de 1 kPa, ángulo de fricción de 45.50° y E_s de 10000 kPa. La porción de la curva que más se ajusta corresponde a la coincidente con el depósito sedimentario aluvial. Por otro lado, la porción de la curva que corresponde al depósito de laderas reflejó desplazamiento mucho mayores, alrededor de 10 mm de diferencia con la curva de desplazamientos reales, lo que sugiere que los parámetros de resistencia asignados al estrato podrían ser mayores a los de la simulación.
- Las curvas de las simulaciones no reflejan el punto de aplicación de los anclajes, por el contrario, la curva de desplazamientos reales muestra pequeños puntos de inflexión con cambio de concavidad en coincidencia con el nivel de aplicación de los anclajes.

3.8.8. Etapa 12: Excavación Final

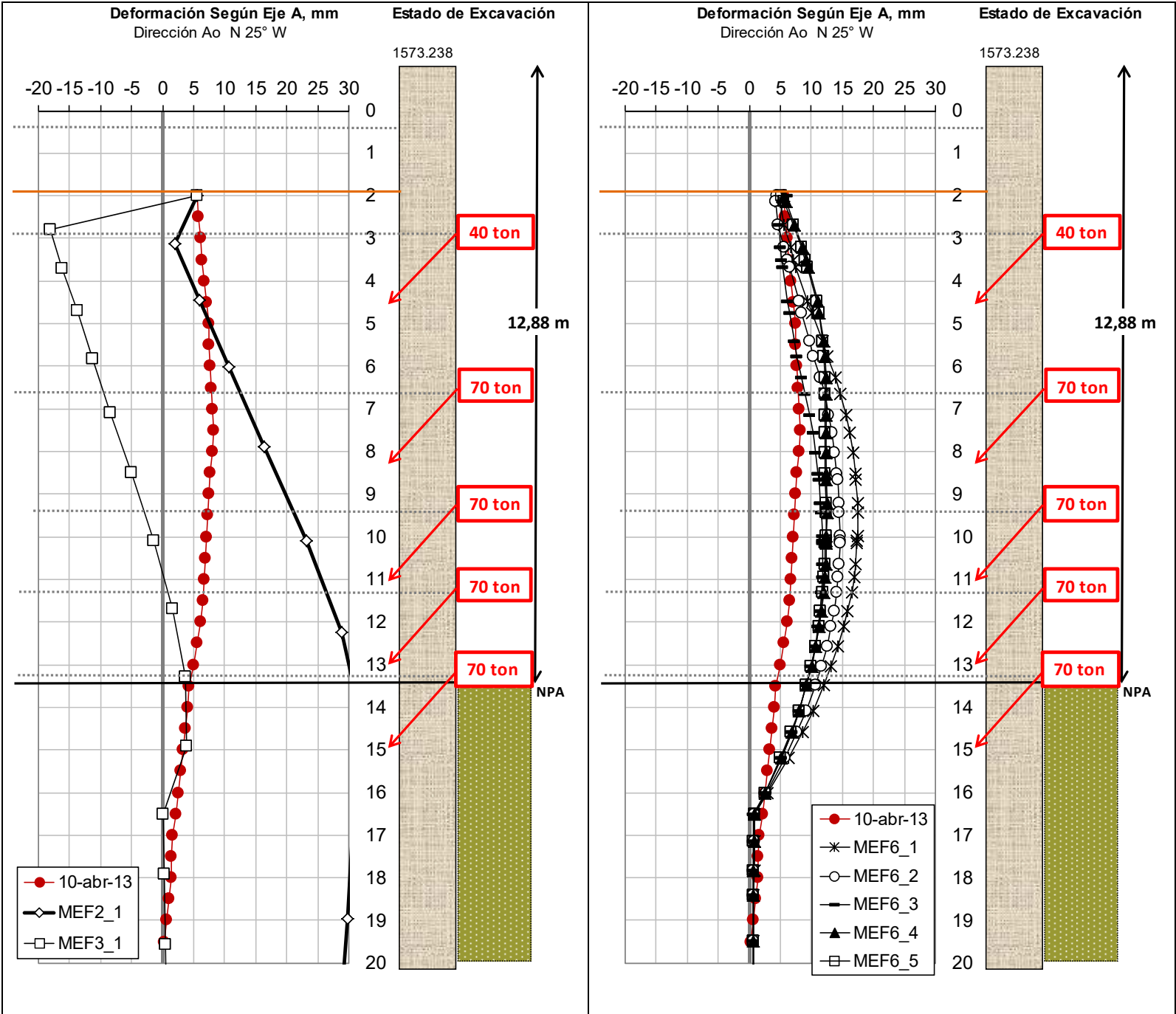


Figura 76: Desplazamientos Horizontales de Campo Vs. Teóricos Etapa 12.

Análisis

- Esta etapa refleja los efectos de relajación del suelo y de los anclajes, toda vez que los desplazamientos horizontales negativos desaparecen.
- La curva de desplazamientos de las simulaciones que mejor se ajusta a los desplazamientos reales medidos en campo corresponde a la MEF6_3, similar a la etapa anterior, y con un ajuste mucho mejor de la curva en el depósito sedimentario aluvial. Esto no necesariamente implica que los parámetros de resistencia del depósito aluvial sean los reales en campo debido a que existe un efecto tridimensional por cercanía a las esquinas que reduce los desplazamientos y que el modelo en elementos finitos no captura por ser en deformación plana.
- Por otro lado, el tramo de la curva de desplazamientos en el depósito de laderas no presenta un ajuste cercano, sugiriendo emplear valores de cohesión y ángulos de fricción más elevados.

4. ANALISIS DE RESULTADOS

En la Tabla 27 se muestra un resumen de las etapas de excavación con sus fechas de realización, altura excavada, desplazamiento horizontal máximo, desplazamiento horizontal relativo a la altura de la excavación, fecha de lectura del inclinómetro en el trasdós del muro, profundidad niveles freáticos y desplazamiento a prescribir en la parte superior del muro en el modelo que simula el desplazamiento producido por la viga cabezal.

Tabla 27: Resumen etapas de excavación y resultados de instrumentación

Etapas	Descripción	Fecha	He, mm	dh max, mm	dh He, mm	dh/He, %	dh He/He, %	Lectura Inclinómetro	N.F. Piezo.8, m
1	Instalación Inclinómetro	8/6/2012		2.87	#N/A	#N/A	#N/A	10-Jul-12	6.17
2	Excavación 1er Nivel Anclajes	6/8/2012	1810	8.75	7.06	0.483%	0.390%	6-Ago-12	6.21
3	Instalación y tensionamiento 1er Nivel Anclajes	17/8/2012	1810	6.08	#N/A	0.336%	#N/A	21-Ago-12	6.26
4	Excavación 2do Nivel Anclajes	27/9/2012	5410	3.63	3.51	0.067%	0.065%	11-Oct-12	7
5	Instalación y tensionamiento 2do Nivel Anclajes	5/10/2012	5410	3.63	#N/A	0.067%	#N/A	11-Oct-12	7
6	Excavación 3er Nivel Anclajes	9/10/2012	8100	3.63	3.51	0.045%	0.043%	11-Oct-12	7
7	Instalación y tensionamiento 3er Nivel Anclajes	19/10/2012	8100	1.94	#N/A	0.024%	#N/A	20-Oct-12	8
8	Excavación 4to Nivel Anclajes	28/11/2012	10100	2.21	1.93	0.022%	0.019%	5-Dic-12	8.3
9	Instalación y tensionamiento 4to Nivel Anclajes	6/12/2012	10100	1.07	#N/A	0.011%	#N/A	13-Dic-12	9.08
10	Excavación 5to Nivel Anclajes	11/1/2013	11800	3.9	4.92	0.033%	0.042%	26-Ene-12	9.3
11	Instalación y tensionamiento 5to Nivel Anclajes	19/1/2013	11800	3.9	#N/A	0.033%	#N/A	26-Ene-12	9.3
12	Excavación Final	1/4/2013	12970	8.15	4.92	0.063%	0.038%	10-Abr-13	6.54

La grafica de la Figura 77 muestra la variación del desplazamiento horizontal máximo y relativo a la altura de la excavación por etapa y constituye un punto de comparación con los desplazamientos calculados en las simulaciones numéricas.

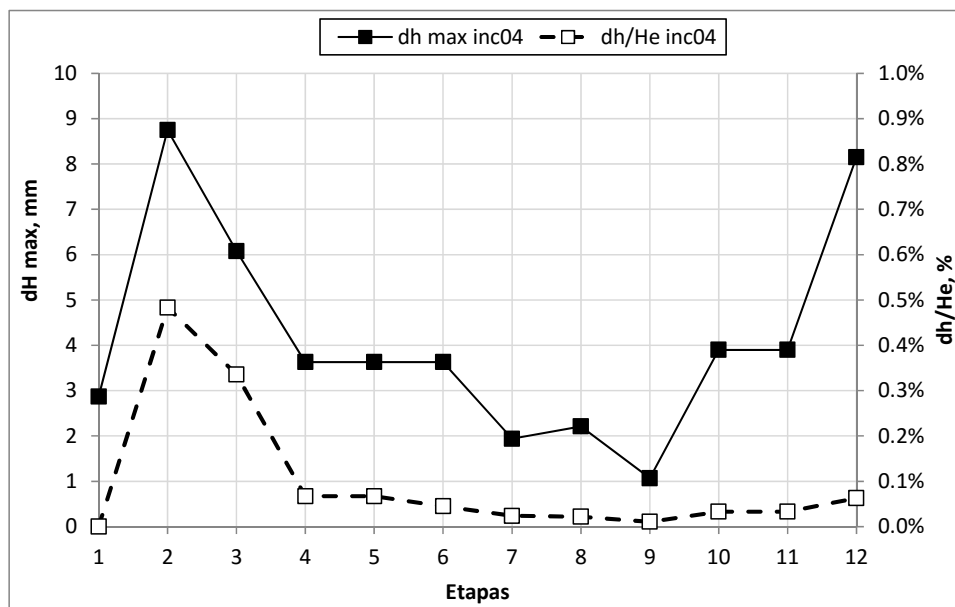


Figura 77: Variación del desplazamiento horizontal máximo y relativo a la altura de la excavación por etapas

4.1. Desplazamientos Horizontales por Etapas

4.1.1. MEF2_1:

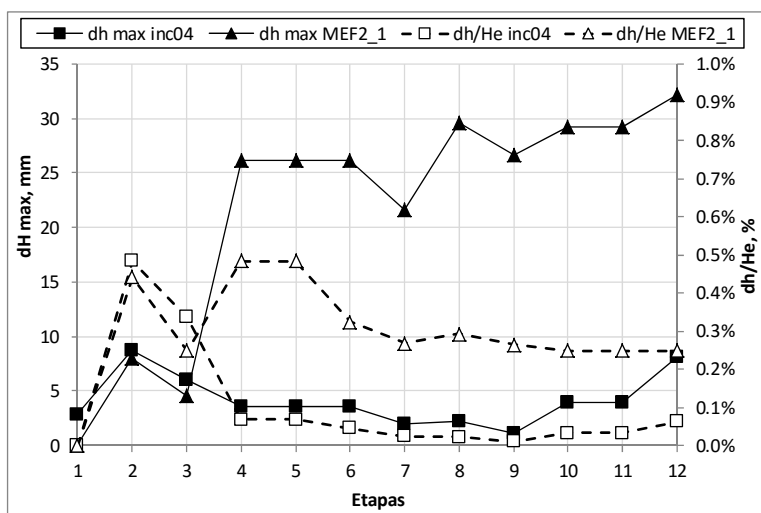


Figura 78: Desplazamientos horizontales máximos absolutos y relativos a la altura de la excavación por etapas MEF2_1

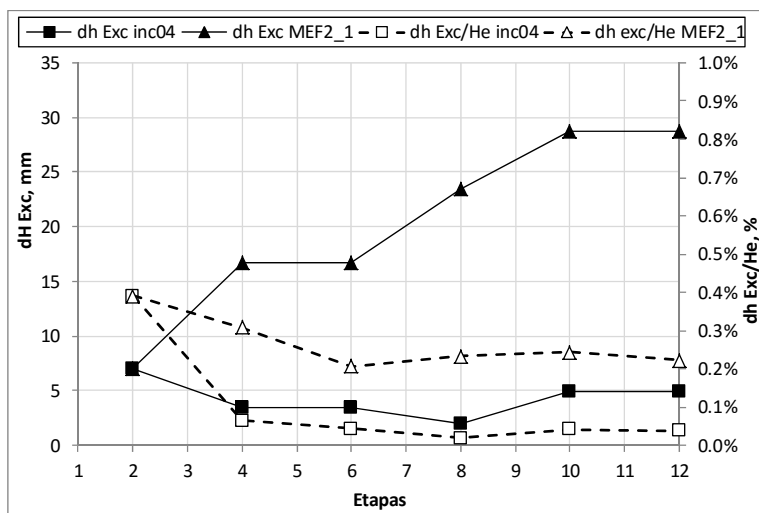


Figura 79: Desplazamiento horizontal a nivel de excavación, absoluto y relativo a la altura de la excavación por etapas ME2_1

En la gráfica de la Figura 78, los desplazamientos horizontales máximos (dh max) reales y teóricos, son similares para las primeras tres etapas y para las demás etapas (4 a 12) difieren cerca de 20 mm.

Por otra parte, los desplazamientos horizontales relativos a la altura de la excavación (dh/He) reales y teóricos, se asemejan porcentualmente en las etapas 1, 2 y 3, en el resto de las etapas difieren entre 0.2 y 0.3% en ningún caso el desplazamiento horizontal máximo supera el 0.5% de la altura de excavación (He).

En la gráfica de la Figura 79, los desplazamientos horizontales a nivel de excavación, (dh He) reales y teóricos se asemejan en la etapa 2 y en las demás etapas difieren progresivamente desde 10 hasta 25 mm.

Por otro lado, los desplazamientos horizontales a nivel de excavación (dh He) relativos a la altura de la excavación (He) se igualan durante la etapa 2, en donde el desplazamiento es igual al 0.4%He. En el resto de las etapas, se mantiene una diferencia porcentual entre 0.1 y 0.15% y en ningún caso, el desplazamiento a nivel de excavación supera el 0.4% de la altura de la excavación (He).

4.1.2. MEF3_1:

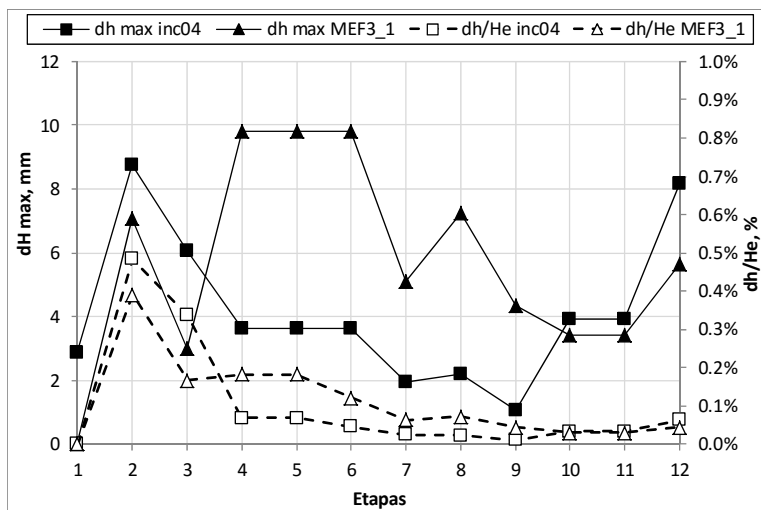


Figura 80: Desplazamientos horizontales máximos absolutos y relativos a la altura de la excavación por etapas MEF3_1

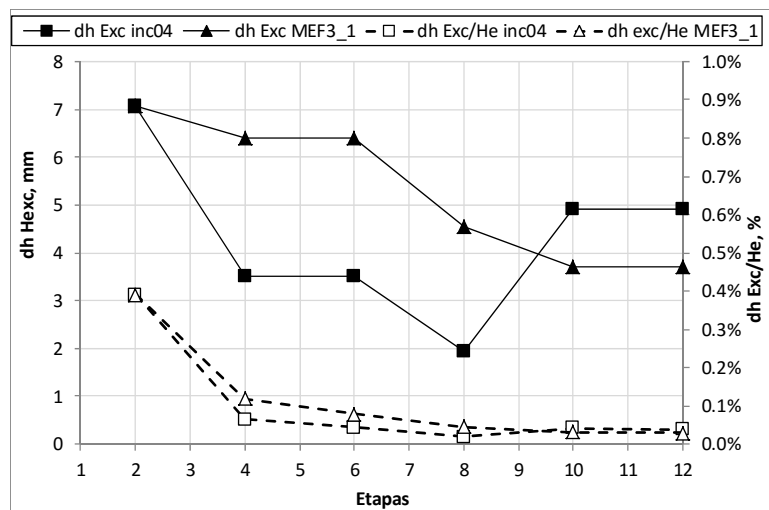


Figura 81: Desplazamiento horizontal a nivel de excavación, absoluto y relativo a la altura de la excavación por etapas ME3_1

En la gráfica de la Figura 80, los desplazamientos horizontales máximos (dh max) reales y teóricos difieren entre 2 y 3 mm para las primeras tres etapas. Esta diferencia es controlada por la magnitud de la fuerza que simula la viga cabezal en las simulaciones, de ahí, su baja dispersión. Para las etapas 4 a 9, la dispersión entre los desplazamientos es mayor (entre 4 y 6 mm) y se encuentra controlada por los parámetros de resistencia y rigidez del depósito sedimentario arenoso.

Finalmente, En las últimas tres etapas, la diferencia entre los desplazamientos máximos se reduce hasta 0.5 a 1 mm, controlado por los parámetros de rigidez de la terraza aluvial descompuesta.

Por otra parte, comparando los desplazamientos máximos relativos a la altura de excavación teóricos y simulados (ver Figura 81), la variación no excede 0.05% en ningún caso, reflejando buena correlación de los resultados de la simulación con los registros de campo en cuanto a los desplazamientos máximos.

Finalmente, los desplazamientos a nivel de excavación, difieren en todas las etapas entre 1 y 3 mm, excepto en la primera, en donde se aplicó la carga puntual de la viga cabezal y se igualó el desplazamiento en el extremo superior de la pantalla. Sin embargo, la relación de desplazamiento a nivel de excavación con respecto a la altura de excavación toma valores similares en todas las etapas, con una variación máxima de 0.05%.

4.1.3. MEF6_1:

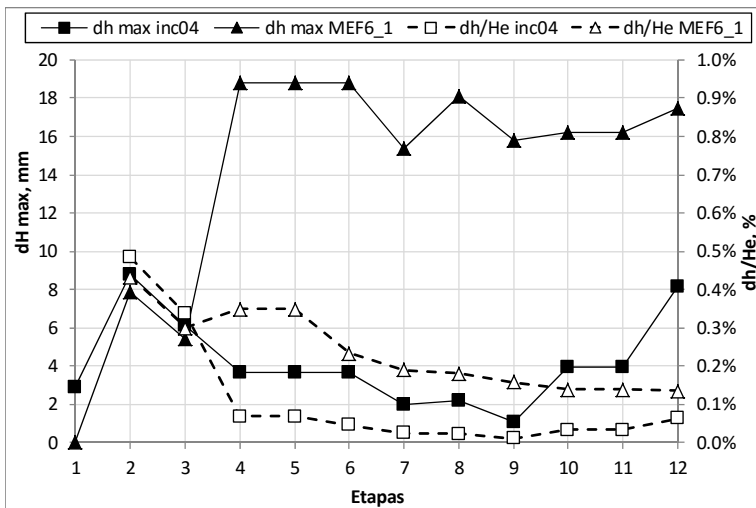


Figura 82: Desplazamientos horizontales máximos absolutos y relativos a la altura de la excavación por etapas MEF6_1

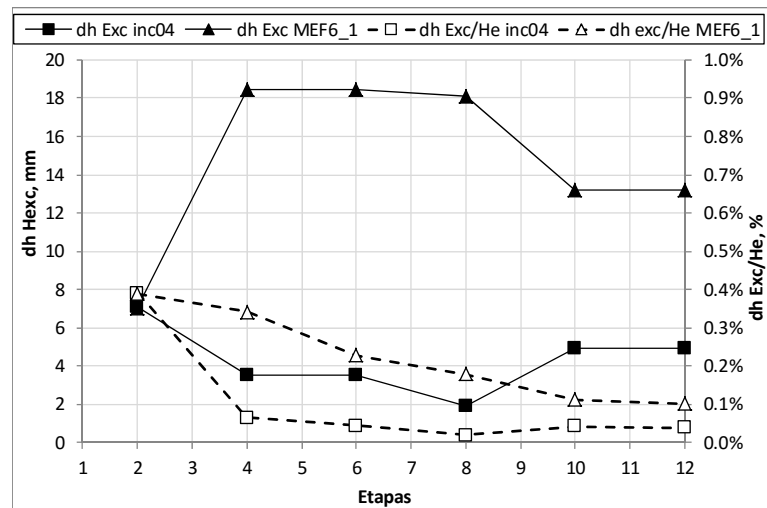


Figura 83: Desplazamiento horizontal a nivel de excavación, absoluto y relativo a la altura de la excavación por etapas MEF6_1

Los desplazamientos horizontales máximos teóricos y reales se asemejan en las tres primeras etapas, es decir, hasta la fase de instalación y tensionamiento del primer nivel de anclajes (ver Figura 82). En las etapas posteriores, los desplazamientos difieren entre 10 y 14 mm, esto debido a que el modelo no captura el efecto tridimensional de cercanía hacia las esquinas, según se anotó en

el título 3.8.3, en donde ocurre una reducción de los desplazamientos horizontales por la condición de apoyo de las pantallas ortogonales. En este mismo orden, los desplazamientos relativos a la altura de excavación difieren entre 0.1 y 0.3%.

En cuanto a los desplazamientos a nivel de excavación (ver Figura 83), la dispersión es similar con relación a los desplazamientos horizontales máximos, con diferencias entre el caso teórico y real entre 8 y 14 mm y relativos a la altura de la excavación entre 0.1 y 0.2%.

4.1.4. MEF6_2:

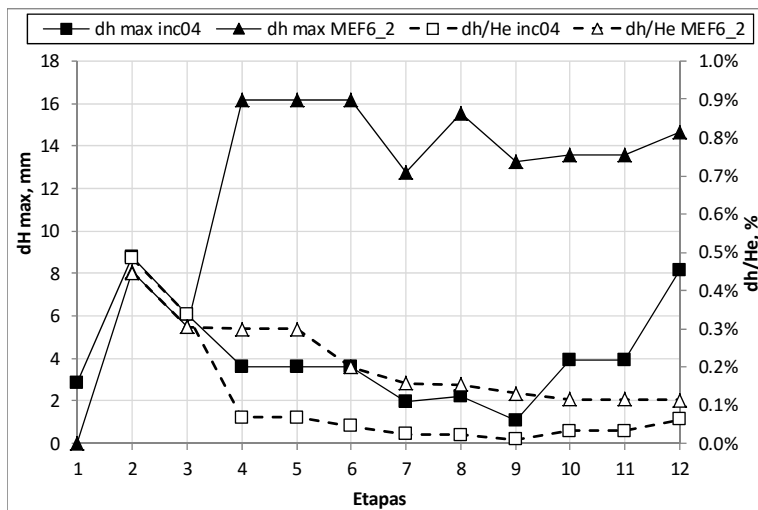


Figura 84: Desplazamientos horizontales máximos absolutos y relativos a la altura de la excavación por etapas MEF6_2

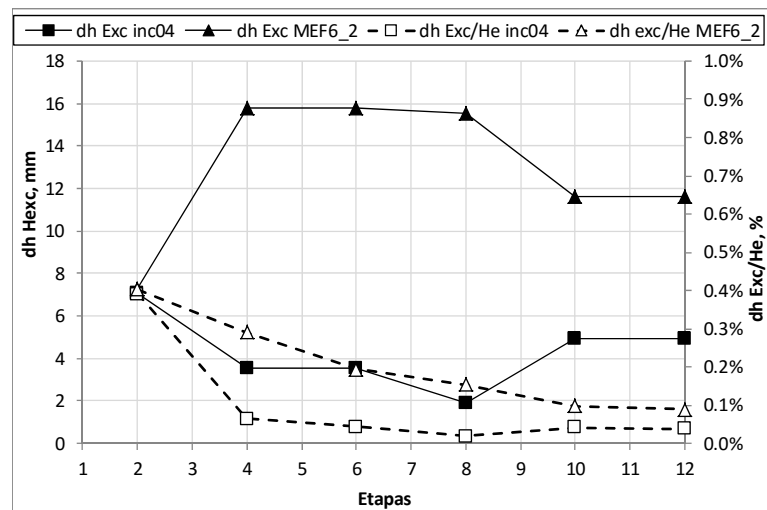


Figura 85: Desplazamiento horizontal a nivel de excavación, absoluto y relativo a la altura de la excavación por etapas ME6_2

En la curva de desplazamientos horizontales máximos reales y teóricos (ver Figura 84), los picos coincidentes con las etapas 3, 7, 9 y 11 corresponde a las fases de instalación y tensionamiento de anclajes. Las primeras fases de tensionamiento coincidente con el tensionamiento de los tres primeros niveles de anclajes, reducen los desplazamientos horizontales tratando de regresar la pantalla a su posición inicial pero en la fase de excavación inmediatamente posterior se ocasionan los mismos, incluso mayores desplazamientos; a diferencia de las fases de tensionamiento 9 a 11, en donde no se generan picos y los desplazamientos máximos recuperados tras los tensionamientos se mantienen en las fases de excavación posterior. Este comportamiento obedece a la disminución en la separación vertical de los anclajes en la parte inferior de la pantalla, disminuyendo a su vez, la altura de excavación por etapas.

El comportamiento “inverso” de las curvas de desplazamiento horizontal a nivel de excavación en la Figura 85 indica que tan dispersos se encuentran las mediciones reales con respecto a los datos teóricos a nivel de excavación, denotando diferencias importantes en las etapas intermedias y un ligero acercamiento de los valores luego de la instalación y tensionamiento de todos los niveles de anclajes.

4.1.5. MEF6_3:

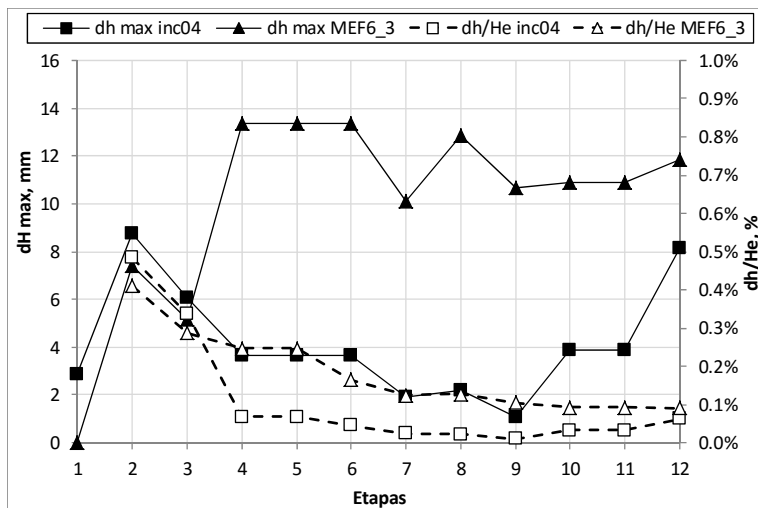


Figura 86: Desplazamientos horizontales máximos absolutos y relativos a la altura de la excavación por etapas MEF6_3

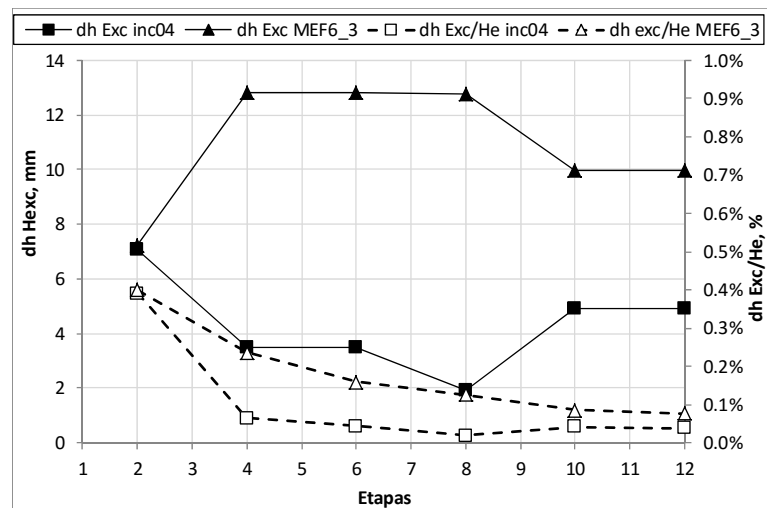


Figura 87: Desplazamiento horizontal a nivel de excavación, absoluto y relativo a la altura de la excavación por etapas ME6_3

Los análisis para esta simulación son análogos a los incluidos en 4.1.4. Adicionalmente, se observa tanto en la Figura 86 como en la Figura 87 que los desplazamientos horizontales máximos y a nivel de excavación relativos a la altura de excavación, tienen una tendencia a disminuir conforme avanza la excavación y se instalan y tensionan los niveles de anclaje, variando desde 0.4 a 0.5% en la primera etapa hasta 0.1% en la última.

4.1.6. MEF6_4:

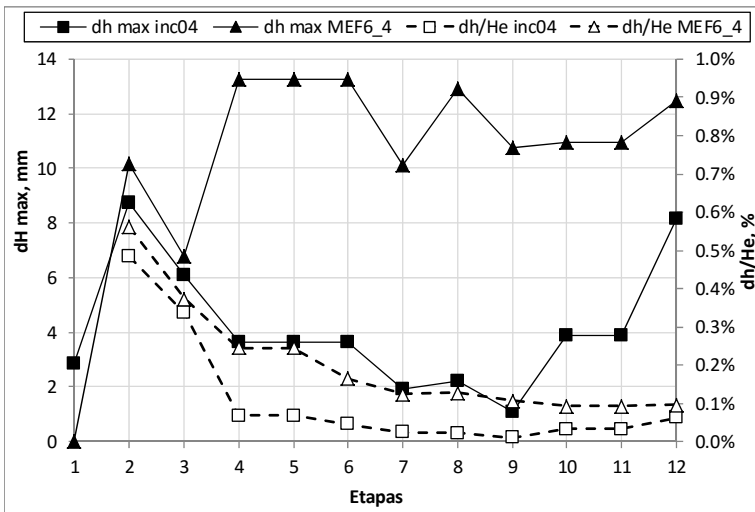


Figura 88: Desplazamientos horizontales máximos absolutos y relativos a la altura de la excavación por etapas MEF6_4

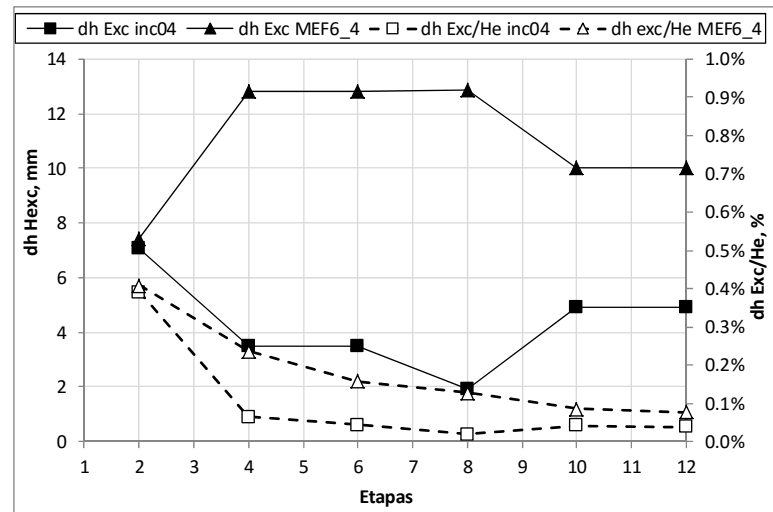


Figura 89: Desplazamiento horizontal a nivel de excavación, absoluto y relativo a la altura de la excavación por etapas ME6_4

Los análisis para esta simulación son análogos a los incluidos en 4.1.5.

4.1.7. MEF6_5:

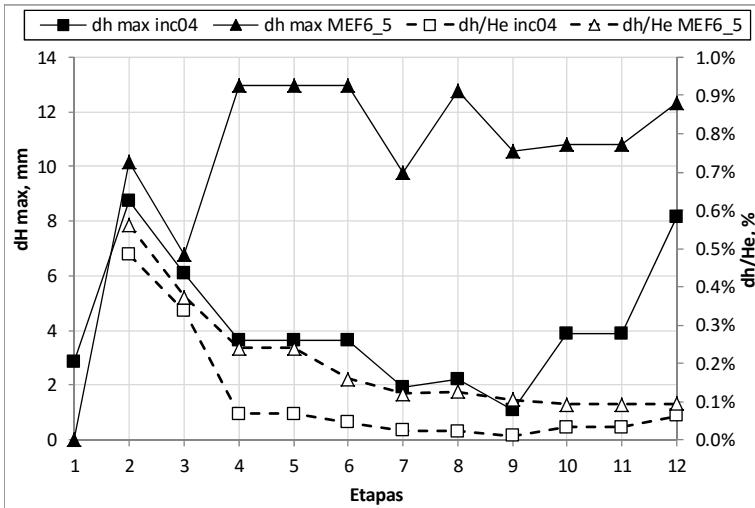


Figura 90: Desplazamientos horizontales máximos absolutos y relativos a la altura de la excavación por etapas MEF6_5

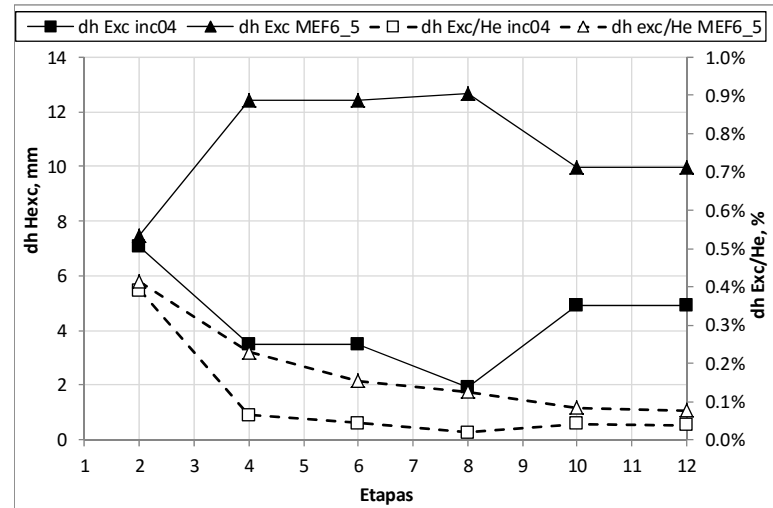


Figura 91: Desplazamiento horizontal a nivel de excavación, absoluto y relativo a la altura de la excavación por etapas ME6_5

Los análisis para esta simulación son análogos a los incluidos en 4.1.5.

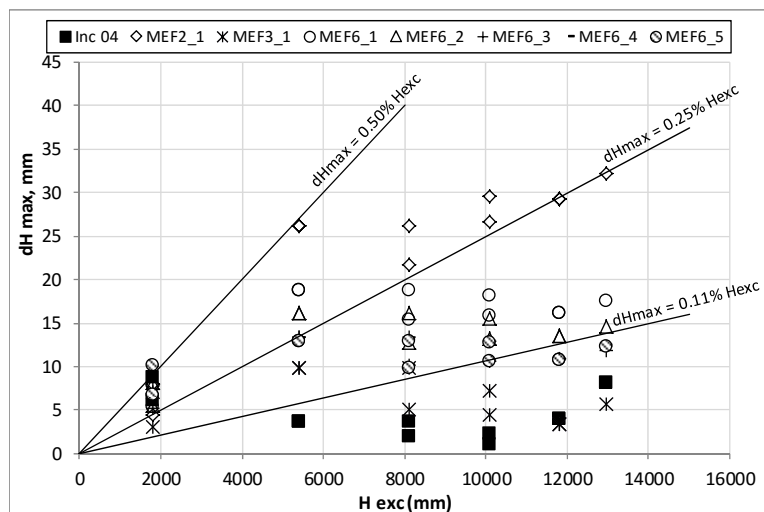


Figura 92: Desplazamientos horizontales máximos versus altura de la excavación.

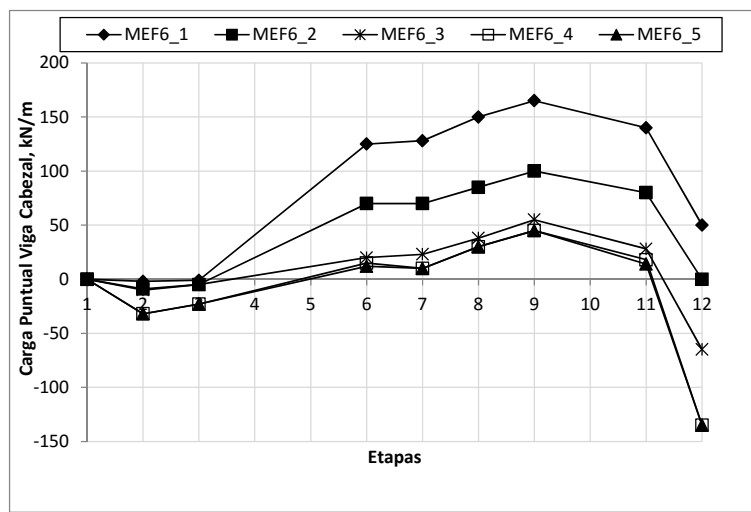


Figura 93: Carga Puntual Viga Cabezal Versus Etapa de Excavación – Construcción.

Por otra parte, la Figura 92 muestra los desplazamientos horizontales máximos según la altura de la excavación. De acuerdo a lo observado, los desplazamientos medidos por el inclinómetro en campo no superan el 0.11% de la altura de la excavación excepto en la primera etapa, en donde alcanza hasta el 0.5% de la altura de la excavación.

Igualmente, los desplazamientos calculados en la simulación MEF2_1, en donde se permite desplazamientos y deformaciones en la terraza aluvial descompuesta, alcanzan hasta el 0.5% de la altura de la excavación en casi todas las etapas. Así mismo, la mayoría de los desplazamientos calculados por las simulaciones MEF6, se ubican entre el 0.11 y el 0.25% de la altura de la excavación.

La Figura 93 muestra la variación por etapas de la magnitud de la fuerza puntual que simula el efecto tridimensional conferido por la viga cabezal. Se observa que la mayor fuerza puntual requerida para simular el desplazamiento de la viga cabezal ocurre en las etapas 8, 9, 10 y 11, coincidentes con la excavación y tensionamiento del cuarto y quinto nivel de anclajes, con magnitudes entre 130 y 160 kN/m.

Finalmente, se deduce una tendencia a disminuir la magnitud de la fuerza cabezal (FC) conforme se incrementa los ángulos de fricción, ϕ , del depósito sedimentario aluvial según los diagramas de simulación incluidos en el título 3.7.4. en el capítulo 3. Además, se infiere a partir de las simulaciones MEF6_4 y MEF6_5 que el parámetro variado en estos casos, c' , no tiene tanto peso como el ángulo de fricción toda vez que la diferencia de magnitudes de la fuerza

cabezal, FC, no supera los 10 kN/m, contrario a las diferencias de hasta casi 50 kN/m para las demás simulaciones.

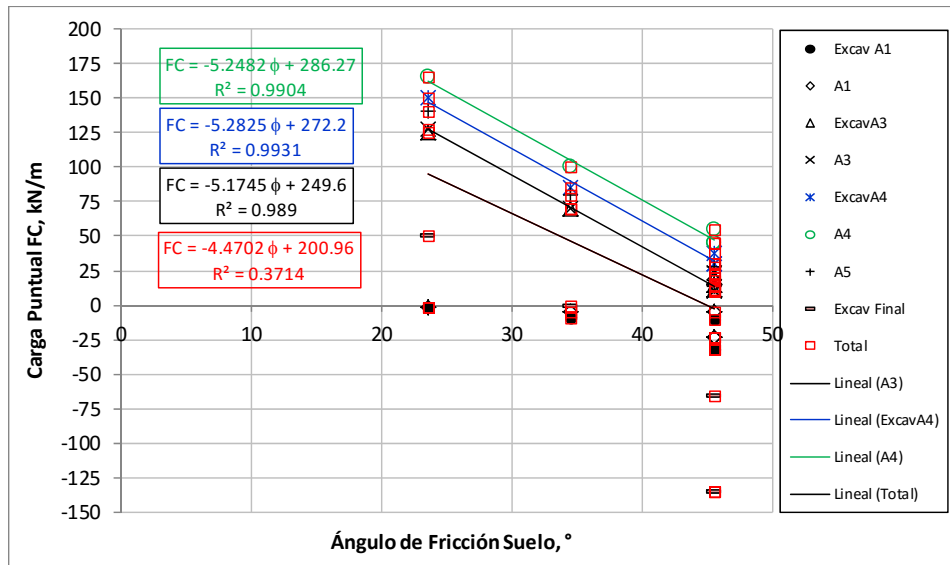


Figura 94: Carga Puntual Viga Cabezal Versus Ángulo de Fricción del Suelo

En la Figura 94 se observa la tendencia de disminución de la fuerza cabezal según se incrementa el ángulo de fricción del depósito sedimentario arenoso. Para cada simulación individual, la tendencia se correlaciona linealmente con un ajuste próximo a 1, sin embargo, para la nube de resultados de todas las simulaciones, la tendencia no puede correlacionarse linealmente.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. La comparación directa de los desplazamientos horizontales medidos por el inclinómetro versus los obtenidos mediante las simulaciones no es posible debido a que los primeros son mediciones relativas a la base del inclinómetro y las segundas son relativas al sistema de referencia del modelo. En consecuencia, para hacerlas comparables, se garantizó durante las simulaciones que el estrato en donde se empostra el inclinómetro, coincidente con la terraza aluvial descompuesta, fuera lo suficientemente rígido para restringir los desplazamientos en este material a cero en cualquier etapa de excavación – construcción. En este orden de ideas, impidiendo la fase de plastificación del estrato, se consideró un material lineal-elástico.
2. De acuerdo a los antecedentes explorados, se concluye que los desplazamientos horizontales iniciales reportados en los registros de campo pueden obedecer no solamente al efecto tridimensional de la viga cabezal sino también a los efectos de instalación del muro y los trabajos en el sitio, como excavaciones superficiales, cargas de tránsito y abatimientos temporales del nivel freático.
3. La viga cabezal que vincula las pantallas en su parte superior, transmite un efecto tridimensional al problema de deformación plana, en donde los desplazamientos generados por la excavación al frente de las pantallas contiguas se traducen en un empuje adicional al del suelo en la pantalla de análisis. Este efecto es simulado en el modelo mediante la aplicación de una carga puntual que causa el mismo desplazamiento registrado por el inclinómetro en la parte superior de la pantalla y resulta acertado su implementación.
4. Luego de simular el efecto que tiene la viga cabezal sobre la pantalla y realizar las simulaciones variando los parámetros de resistencia más relevantes del estrato sedimentario aluvial, los desplazamientos horizontales medidos en campo son mucho menores que los desplazamientos calculados a través de las simulaciones, lo que conduce a la existencia de un efecto tridimensional no considerado en el modelo y correspondiente a la cercanía de la pantalla de análisis hacia una condición de esquina, en donde existe reducción de desplazamientos horizontales

con respecto a los causados hacía el centro (en planta) de la pantalla, según lo anotado en 3.8.3.

5. Aunque solo se variaron los parámetros de resistencia del depósito sedimentario aluvial y se adoptaron parámetros constantes para el depósito de laderas, estos últimos también influyen sobre los desplazamientos horizontales. Según lo observado en las simulaciones, para mayores valores de ángulos de fricción, se producen menores desplazamientos horizontales.
6. Los desplazamientos horizontales máximos registrados en campo no superan los 10 mm y el 0.11% de la altura de la excavación. Mientras que los desplazamientos horizontales máximos simulados se encuentran entre los 5 y los 30 mm y entre el 0.11% y el 0.50% la altura de la excavación.
7. Una de las causas de la diferencia en los desplazamientos teóricos y reales puede ser que el modelo de Mohr-Coulomb empleado para simular el comportamiento de los materiales involucrados en la excavación, sobrestima la resistencia del suelo toda vez que no considera degradación del módulo de Young con el nivel de deformaciones. Por otra parte, el comportamiento del suelo podría regirse por una ley de endurecimiento que permita introducir al modelo distintos módulos para distintos niveles de esfuerzos.
8. Mayores valores de ángulos de fricción en el depósito sedimentario aluvial, implica menor magnitud de carga que desplace la parte superior de la pantalla hasta el desplazamiento registrado por el inclinómetro a la altura de la viga cabezal.
9. En las simulaciones en donde se varió el ángulo de fricción, la fuerza cabezal (FC) tiene una relación lineal e inversa al ángulo de fricción, pudiendo escribirse en función de este último como: $-5 \phi + 200$.
10. Los modelos teóricos mostraron una influencia de la excavación de hasta 4 a 5 veces la altura de la excavación, medidos en distancia horizontal desde el trasdós del muro hacía atrás. En la realidad del proyecto, aunque no fueron medidos influencias lejanas de la excavación, se tuvo registros de bodegas industriales y muros divisorios de las edificaciones con afectaciones en grietas y fisuras

6. BIBLIOGRAFÍA

Anon., 2015. *Deep Excavation*. [En línea] Available at: <http://www.deepexcavation.com/en/sheet-pile-walls> [Último acceso: 09 febrero 2015].

Atkinson, J. H. & Potts, D., 1975. A note os associated field solutions for boundary value problems in a variable ϕ -variable v soil. *Géotechnique*, Issue 25(2), pp. 379-384.

Bowles, J. E., 1988. *Foundation Analysis and Design*. Inglaterra: McGraw-Hill Book Company Limited.

Cano, L. F., 2002. *Diseño de Obras de Contención*. Medellín, Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín.

CAPRARU, C., 2011. Constitutive Laws and Necessary Geotechnical Parameters for Optimum Design of Deep Excavations. *Mathematical Modelling in Civil Engineering*.

CARBONELL, J., OÑATE, E. & SUAREZ, B., 2010. Modelling of Ground Excavation With the Particle Finite Element Method. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*.

Carter, T., 2014. *Ask The Builder*. [En línea] Available at: http://www.askthebuilder.com/B37_Retaining_Walls_-_Types.shtml [Último acceso: 28 Febrero 2014].

Chen, W., 1975. Limite analysis and plasticity. *Developments in Geotechnical Engineering*, Volumen 7.

Conforth, D., 2005. Landslide in practice investigation, analysis and remedial/preventive options in soils. En: New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, p. 596.

Das, B. M., 1999. *Principios de Ingenieria de Cimentaciones*. Mexico: Thomson Editores.

Dong, S. K. & Byoung, C. L., 2005. Instrumentation and Numerical Analysis of Cylindrical Diaphragm Wall Movement During Deep Excavation at Coastal Area. *Marine Georesources and Geotechnology*, pp. 117-136.

FHWA, F. H. A., 1976. *Lateral Support Systems and Underpinning: Design and Construction*. Washington: Department of Transportation EEUU.

Giraldo C, D. & Gomez Z, J. D., 2015. *Elementos Finitos Clásicos al Modelo de Plasticidad de Mohr-Coulomb, Formulación de un Caso y de Aplicación.*, Medellín: Grupo de Investigación en Mecánica Aplicada - Universidad EAFIT.

Gordon T.C., K., C. Hsein, J. & Evan C, H., 2007. Simplified Model for Wall Deflection and Ground-Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays. *Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, pp. 731-747.

Gunaratne, M., 2006. *The Foundation Engineering Handbook*. New York: Taylor & Francis.

HASHASH, Y., M, A. M. C., GHABOUSSI, J. & JUNG, S., 2006. Novel Approach to Integration of Numerical Modeling and Field Observations for Deep Excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

Hashash, Y. M., Marulanda, C. & Ghaboussi, J., 2006. Novel Approach to Integration of Numerical Modelling and Field for Deep Excavation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 1019-1031.

Hashash, Y. M. & Whittle, A. J., 1996. Ground Movement Prediction for Deep Excavations in Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, pp. 474-486.

Hunt, R., 1986. *Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation*. New York: McGraw-Hill.

KONSTANTAKOS, D. & RUTLEDGE, M., 2005. *Fine Element Analyses and Cofferdam Excavations*. New York, s.n.

LAWLER, M., FARREL, E. & LOCHADEN, A., 2011. Comparison of the Measured and Finite Element Predicted Ground Deformations of a Stiff Lodgment Till. *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 48,98-116.

LING, H. & WHITTLE, A., 1998. Three-Dimensional Fine Element Analysis of Deep Excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Mayo.pp. 458-460.

Lopez, J. A. & Moreno, A., 1999. *Curso de Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado: Muros de Contención y de Sótano*. Madrid: C.C.M..

Machan, G. & Benneth, V. G., 2008. Use of Inclinator for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects. *Transportation Research Circular Number E-C129*, pp. 1-80.

Megson, T. H. G., 2014. *Structural and Stress Analysis*. Oxford: Butterworth-Heinemann 2000.

MINGFEI, L., NAKAMURA, A., FEI, C. & UGAI, K., 2008. Application of FEM Analysis to Braced Excavation. *Tsinghua Science and Technology*, Octubre, Volumen 13, pp. 40-45.

Nethero, M., 1982. *Slide Control by Drilled Pier Walls*. Las Vegas, Proceedings ASCE National Convention, pp. 61-76.

Neto, E. A. d. S., Peric, D. & Owen, D. R. J., 2008. *Computational methods for plasticity*. s.l.:Wiley.

OSOULI, A., S.M, A., HASHASH, Y. & SONG, H., 2010. Interplay Between Field Measurements and Soil Behavior For Capturing Supported Excavation Response. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*.

Otros., A. y., 2002. Slope Stability and Stabilization Methods. En: New York: John Wiley & Sons, Inc., p. 712.

Ou, C.-Y., 2006. Monitoring Systems. En: *Deep Excavation: Theory and Practice*. Netherlands: Taylor & Francis Group, pp. 459-501.

Ou, C., Chiou, D. & Wu, T., 1996. Three-dimensional finite element analysis of deep excavations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(9), pp. 337-345.

Ou, C. Y., Hsieh, P. G. & Chiou, D. C., 1993. Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 758-767.

Peck, R. B., 1969. Deep excavation and tunnelling in soft ground. *International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 225-290.

PENG, F. y otros, s.f. Field Measurement and Finite Element Method Simulation of a Tunnel Shaft Constructed by Pneumatic Caisson Method in Shanghai Soft Ground.

PENG, F. & WANG, H. T. Y., 2011. Field Measurements and Fine Element Method Simulation of a Tunnel Shaft Constructed by Pneumatic Caisson Method in Shanghai Soft Ground. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, pp. 516-524.

PLAXIS, 2014. *PLAXIS Scientific Manual*. s.l.:s.n.

PLAXIS2D, s.f. *Reference Manual*. s.l.:s.n.

POPA, H., 2010. Deep Excavation in Urban Areas - Influence on the Neighboring Existing Structures, Numerical Modeling and Measurements.. *Mathematical Modelling in Civil Engineering*.

Potts, D. y otros, 2002. *Guidelines for the use of advanced numerical analysis*. Londres: Thomas Telford.

Potts, D. M. & Zdravkovic, L., 1999. *Finitie Elements Analysis in Geotechnical Engineering: Theroy*. Londres: Thomas Telford Publishing.

Randolph, M. & Houlsby, G., 1984. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. *Géotechnique*, pp. 613-623.

Richards, D. J., J, C. J. & Powrie, W., 2006. Installation effects of a bored pile wall in overconsolidated clay. *Geotechnique*, Issue 56, pp. 411-425.

Schuster, M., Gordon, T.-C. K., Juan C, H. & Hasash, Y., 2009. Simplified Model for Evaluating Damage Potential of Buildings Adjacent to a Braced Excavation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

SHAO, Y., ASCE, M. & MACARI, J., 2008. Information Feed Back Analysis in Deep Excavation. *International Journal of Geomechanics, ASCE*, pp. 91-103.

Simo, J. & Hughes, T., 2006. *Computational Inelasticity*. s.l.:Springer Science & Business Media.

SOO, K. C. L. B., 2005. Instrumentation and Numerical Analysis of Cylindrical Diaphragm Wall Movement During Deep Excavation at Coastal Area. *Marine Georesources and Geotechnology*, pp. 117-136.

Suarez, J., 2009. Capitulo 12: Control y Monitoreo. En: *Deslizamientos: Analisis Geotecnicos*. Bogotá: www.erosion.com.co, pp. 497-526.

Suarez, J., 2009. *Deslizamientos: Técnicas de Remediación*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

Teixeira, R. & Patricio, A., 2006. *Dimensionamento e Execução de Cortinas do tipo Berlim*. Brasília: s.n.

Timoshenko, S. & Goodier, J. N., 1951. *Theory of Elasticity*. New York: McGraw-Hill.

TITAN, I., 2014. *Geotecnia*. [En línea] Available at: www.ischebeck.es [Último acceso: 14 Noviembre 2014].

UPME, 2015. *Unidad de planeación minero-energética*. [En línea] Available at: http://www.upme.gov.co/guia_ambiental/GuiasAmbientales2002/htm/Cap7a/7_7_1_6.htm [Último acceso: 02 Febrero 2015].

Vieco, B., 2011. *11'080 Estudio de Suelos y Cimentaciones CC MAYORCA 3ra ETAPA*, Medellín: VIECO Ingeniería de Suelos Ltda.

Vieco, B., 2012. *12'023: CC MAYORCA 3ra Etapa: Informe Geotécnico Final para Construcción*, Medellín: Vieco Ingeniería de Suelos Ltda.

www.soil.co.uk, 2014. *Soil Instruments*. [En línea] Available at: http://www.itmsoilsupport.com/manuals/Man176_EC_Casing_Quick_Install_Guide.pdf [Último acceso: 23 enero 2015].

Yong Shao, P. & Macari, E. J., 2008. Information Feedback Analysis in Deep Excavations. *International Journal of Geomechanics*, pp. 92-103.

Yue L, S. S., 2010. *Ground Movement due to Excavation in Clay: Physical and Analytical Models*. s.l.:University of Cambridge.