

Escuela Superior Politécnica del Litoral

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**Optimización del diseño de cimentaciones con técnicas de precarga en
suelos compresibles, Km.20 Vía Daule**

INGE-2897

Proyecto Integrador

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

Alisson Rocio Rivadeneira Mora

Guayaquil – Ecuador

Año: 2025

Dedicatoria

A mi familia. A mis padres, Gerardo y Anabelle, que me dieron la vida y me han acompañado a lo largo de todos estos años de formación, creyendo en mí sin dudar. A mis hermanos, Daniel y Jimena, por su apoyo en cada etapa de mi vida, por sus consejos y motivación que llegaron en el momento preciso. A mi esposo José David, por ser ese compañero incondicional de vida, que ha sido mi soporte en cada momento decisivo al que me he enfrentado. Y a mi hijo, Miguel Adrián, por renovar mis fuerzas día a día, por ser mi mayor motivación para superar cada reto, por ser siempre mi motor y demostrarme que soy más valiente de lo que jamás creí ser.

Alisson Rocio Rivadeneira Mora

Agradecimientos

Agradezco primero a Dios, que me ha permitido llegar hasta este momento de mi vida y por poner en mi camino a gente valiosa, que ha aportado su granito de arena en el logro de este objetivo. A mis docentes, por haber compartido sus conocimientos y consejos en pro de mi formación profesional. A Ingrid Orta, mi docente de materia integradora, por sus palabras de motivación durante estos meses decisivos. A Davide Besenzon, mi tutor, que con paciencia me supo guiar a fin de culminar con éxito el presente proyecto. Finalmente, a mi familia, sin ustedes nada de esto tendría sentido.

Alisson Rocio Rivadeneira Mora

Declaración Expresa

Yo Alisson Rocio Rivadeneira Mora acuerdo y reconozco que:

La titularidad de los derechos patrimoniales de autor (derechos de autor) del proyecto de graduación corresponderá al autor o autores, sin perjuicio de lo cual la ESPOL recibe en este acto una licencia gratuita de plazo indefinido para el uso no comercial y comercial de la obra con facultad de sublicenciar, incluyendo la autorización para su divulgación, así como para la creación y uso de obras derivadas. En el caso de usos comerciales se respetará el porcentaje de participación en beneficios que corresponda a favor del autor o autores. La titularidad total y exclusiva sobre los derechos patrimoniales de patente de invención, modelo de utilidad, diseño industrial, secreto industrial, software o información no divulgada que corresponda o pueda corresponder respecto de cualquier investigación, desarrollo tecnológico o invención realizada por mí durante el desarrollo del proyecto de graduación, pertenecerán de forma total, exclusiva e indivisible a la ESPOL, sin perjuicio del porcentaje que me corresponda de los beneficios económicos que la ESPOL reciba por la explotación de mi innovación, de ser el caso.

En los casos donde la Oficina de Transferencia de Resultados de Investigación (OTRI) de la ESPOL comunique al autor que existe una innovación potencialmente patentable sobre los resultados del proyecto de graduación, no se realizará publicación o divulgación alguna, sin la autorización expresa y previa de la ESPOL.

Guayaquil, 30 de agosto del 2025.

Alisson Rocio
Rivadeneira Mora

Evaluadores

M.Sc. Ingrid Tatiana Orta Zambrano
Profesor de Materia

Ph.D. Davide Besenzon Venegas
Tutor de proyecto

Resumen

El objetivo de este estudio es diseñar una solución de cimentación eficiente en suelos arcillosos altamente compresibles mediante la aplicación de la técnica de precarga para la reducción de los asentamientos a largo plazo y sobredimensionamiento estructural en el kilómetro 20 de la vía a Daule. Mediante los ensayos CPTu y SDMT se identificó que el suelo de estudio correspondía a estratos de arcilla blanda y arcilla limosa firme, ubicados debajo del nivel freático, por lo tanto, son estratos saturados con coeficiente de permeabilidad considerablemente bajos estableciendo que no cuentan con capacidad de disipación de exceso de presión de poros. Se modeló el comportamiento del suelo, estableciendo previamente su geometría y características geotécnicas, utilizando el modelo constitutivo Hardening Soil Model mediante el software PLAXIS 2D, esto permitió identificar los ajustes necesarios aplicados al diseño de precarga a fin de optimizar el tiempo de consolidación. Estos ajustes consistieron en la implementación de 6336 drenes verticales con una profundidad de 18 metros y disposición cuadrada con separación de 2 metros entre sí. Finalmente, se estableció que, si bien la inversión económica para implementar los drenes verticales aumenta en un 77%, esta alternativa sigue siendo eficiente debido a que se reduce el tiempo de consolidación en un 93% lo que permite la pronta utilización del terreno para actividades económicas. En conclusión, la implementación de técnicas de precarga con drenes verticales resulta una alternativa eficaz para el mejoramiento de suelos saturados altamente compresibles, este enfoque de diseño es replicable en terrenos que cuenten con condiciones geotécnicas similares.

PALABRAS CLAVE: Consolidación – Precarga – Drenes Verticales – Hardening Soil Model

– Suelos Blandos

Abstract

The objective of this study is to design an efficient foundation solution in highly compressible clayey soils by applying the preloading technique to reduce long-term settlements and structural oversizing at kilometer 20 of the road to Daule. Through the CPTu and SDMT tests, it was identified that the study soil corresponded to strata of soft clay and firm silty clay located below the water table, therefore, they are saturated strata with considerably low permeability coefficients, establishing that they do not have the capacity to dissipate excess pore pressure. The behavior of the soil was modeled, previously establishing its geometry and geotechnical characteristics, using the Hardening Soil Model constitutive model through PLAXIS 2D software. This allowed identifying the necessary adjustments applied to the preload design in order to optimize consolidation time. These adjustments consisted of the implementation of 6,336 vertical drains with a depth of 18 meters and a square layout spaced 2 meters apart. Finally, it was established that, although the economic investment for implementing vertical drains increases by 77%, this alternative remains efficient because it reduces consolidation time by 93%, allowing for the prompt use of the land for economic activities. In conclusion, the implementation of preloading techniques with vertical drains is an effective alternative for improving highly compressible saturated soils. This design approach is replicable in soils with similar geotechnical conditions.

KEY WORDS: Consolidation – Preload – Vertical Drains – Hardening Soil Model – Soft Soils

Índice General

Resumen	I
Abstract	II
Abreviaturas	VI
Simbología	VII
Índice de figuras	VIII
Índice de tablas	X
Índice de planos	XI
Capítulo 1	1
1. INTRODUCCIÓN	2
1.1 Antecedentes	3
1.2 Descripción del Problema	5
1.3 Justificación del Problema	7
1.4 Objetivos	8
1.4.1 Objetivo general	8
1.4.2 Objetivos específicos	8
Capítulo 2	10
2. MATERIALES Y MÉTODOS	11
2.1 Revisión literaria	11
2.2 Área de estudio	15
2.3 Trabajos de campo y laboratorio	17
2.3.1 Introducción a los ensayos in-situ para caracterización de suelo	17
2.3.2 Ensayos Ejecutados	20
2.3.2.1 Ensayo de Penetración con Piezocono (CPTu)	21
2.3.2.2 Ensayo de Dilatómetro Sísmico de Marchetti (SDMT)	23
2.3.2.3 Ensayo de Penetración Dinámica (DPSH)	25
2.3.3 Ensayo utilizado como referencia	26
2.4 Análisis de datos	31
2.4.1 Ensayo CPTu	31
2.4.2 Ensayo SDMT	34
2.5 Análisis de alternativas	39
2.5.1 Precarga con material de relleno	40

2.5.2 Precarga con material de relleno y colocación de drenes verticales.....	41
2.5.3 Implementación de cimentación profunda con pilotes.....	43
2.5.4. Comparación de alternativas.....	44
Capítulo 3	46
3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES.....	47
3.1 Diseños.....	47
3.1.1 Estratigrafía definida en base a los ensayos CPTU y SDMT	47
3.1.2 Modelo constitutivo Hardening Soil Model (HSM).....	48
3.1.3 Calibración del modelo constitutivo del software en PLAXIS 2D.....	50
3.1.4 Diseño de precarga.....	55
3.1.5 Resultados obtenidos del modelado en PLAXIS 2D.....	68
Capítulo 4	71
4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL.....	72
4.1 Descripción del proyecto.....	72
4.2 Línea base ambiental	73
4.2.1 Medio Físico	73
4.2.2 Medio Biótico	74
4.2.3 Medio Humano:.....	75
4.3 Actividades del proyecto	76
4.3.1 Obras Preliminares.....	76
4.3.2 Obras de ejecución	76
4.3.3 Obras de finalización	76
4.3.4 Generales	77
4.4 Identificación de impactos ambientales	77
4.4.1. Suelo	77
4.4.2. Agua.....	77
4.4.3 Aire	78
4.4.4 Flora y fauna	78
4.4.5 Economía del sector	78
4.4.6 Valoración cualitativa.....	78
4.6 Medidas de prevención/mitigación.....	82
Capítulo 5	83

5. PRESUPUESTO	84
5.1 Estructura Desglosada de Trabajo.....	84
5.2 Especificaciones técnicas.....	85
5.2.1 Obras preliminares	85
5.2.1.1 Valla temporal de obra	85
5.2.1.2 Desbroce y remoción de vegetación	85
5.2.1.3 Trazado y replanteo.....	86
5.2.2 Instalación de drenes verticales	88
5.2.2.1 Diseño del patrón de drenes	88
5.2.2.2 Hincado de drenes verticales.....	89
5.2.3 Estructura del terraplén.	93
5.3 Rubros y análisis de precios unitarios.....	94
5.4 Descripción de cantidades de obra.....	95
5.5 Valoración integral del costo del proyecto	95
5.6 Cronograma de obra.....	96
Capítulo 6	98
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	99
6.1 Conclusiones	99
6.2 Recomendaciones	100
REFERENCIAS	102
ANEXOS Y PLANOS	108

Abreviaturas

ASTM	American Society for Testing and Materials
3D	Tridimensional
CPTu	Cone Penetration Test with pore water pressure measurement
DPSH	Dynamic Penetration Super Heavy
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
FVT	Electric Field Vane test
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
OCR	Overconsolidation Ratio
ODS	Objetivo de Desarrollo Sostenible
SCPT	Seismic Cone Penetration Test
SDMT	Seismic Dilatometer Test
APU	Análisis de Precio Unitario
IVA	Impuesto al valor agregado
HSM	Hardening Soil Model

Simbología

q_c	Resistencia del Cono
u	Presión de Poros
f_c	Punta de Fricción
u_0	Presión Hidrostática

Índice de figuras

Figura 1 Textura del suelo.....	6
Figura 2 Zona de estudio y alrededores.....	16
Figura 3 Zona de estudio.....	17
Figura 4 Tabla informativa de ensayos in situ	18
Figura 5 Penetrómetro dinámico	19
Figura 6 Penetrómetro Estático.....	20
Figura 7 Equipo CPTu y (b) Dispositivo piezocono	22
Figura 8 Dilatómetro sísmico Marchetti	24
Figura 9 Puntazas de penetración dinámica Borro (1) DPSH (2) ambas con punta perdida, DPSH con punta recuperable (3) y cabezal de golpeo (4)	26
Figura 10 Esquema de los edómetros convencional y con carga variable	28
Figura 11 Gráfica Deformación vs Tiempo obtenida de un ensayo edométrico	30
Figura 12 Parámetros secundarios: (A) Resistencia de punta corregida y (B) Factor de resistencia.....	33
Figura 13 Parámetros secundarios: (A) Relación de presión hidrostática y (B) Índice de material.....	34
Figura 14 Parámetros básicos: (A) P_0 y P_1 [kPa] y (B) P_2 [kPa]	36
Figura 15 Parámetros secundarios: (A) Índice de material I_D , (B) Índice de esfuerzo horizontal K_D y (C) Módulo dilatométrico E_D	37
Figura 16 Parámetros geotécnicos interpretados: (A) Resistencia al corte no drenado, (B) Módulo edométrico y (C) Coeficiente de sobreconsolidación	38
Figura 17 Parámetro: Velocidad de onda de corte V_s	38
Figura 18 Clasificación de los estratos de suelo	39
Figura 19 Proceso constructivo de un terraplén	40
Figura 20 Tipos de drenes prefabricados sintéticos	41
Figura 21 Propiedades de los tipos de drenes	42
Figura 22 Estratigrafía del terreno de estudio	48
Figura 23 Creación de materiales para configuración de estratigrafía	51
Figura 24 Estratigrafía establecida en el software Plaxis 2D	52
Figura 25 Calibración de estrato 1 con parámetros de ensayo y software	53
Figura 26 Calibración de estrato 2 con parámetros de ensayo y software	54
Figura 27 Comparación de parámetro M real con respecto a simulaciones con el software	54
Figura 28 Exceso de presión de poros en estado inicial del suelo	55
Figura 29 Asentamientos en estado inicial del suelo	56
Figura 30 Exceso de presión de poros en el suelo debido a la colocación del terraplén	57
Figura 31 Asentamientos en el suelo debido a la colocación de terraplén	57
Figura 32 Zonas de falla debido a la colocación del terraplén	58
Figura 33 Curva de falla debido a colocación de precarga.....	58
Figura 34 Exceso de presión de poros después de 360 días.....	59
Figura 35 Asentamientos al finalizar la consolidación	60
Figura 36 Exceso de presión de poros al finalizar la consolidación	60
Figura 37 Asentamiento después de mantener el terraplén 700 días	61
Figura 38 Curva Asentamiento vs Tiempo	61

Figura 39	Estratigrafía final con los drenes colocados en software Plaxis 2D	62
Figura 40	Exceso de presión de poros en estado inicial	63
Figura 41	Presión de poros en fase inicial	63
Figura 42	Exceso de presión de poros durante la construcción del terraplén	64
Figura 43	Asentamiento del suelo durante la construcción del terraplén.....	64
Figura 44	Exceso de presión de poros después de 92 días de consolidación	65
Figura 45	Asentamiento del suelo por consolidación después de los 92 días	66
Figura 46	Curva Exceso de presión de poros vs Tiempo.....	66
Figura 47	Curva Asentamiento vs Tiempo	67
Figura 48	Estructura Desglosada de Trabajo	84
Figura 49	Cronograma del proyecto	97

Índice de tablas

Tabla 1	Parámetros empleados en la calibración del estrato 1	52
Tabla 2	Parámetros empleados en la calibración del estrato 2	53
Tabla 3	Configuración constructiva de terraplén en precarga simple	68
Tabla 4	Consolidación primaria por precarga simple.....	68
Tabla 5	Configuración constructiva de terraplén en precarga con drenes verticales	69
Tabla 6	Consolidación primaria por precarga con drenes verticales	69
Tabla 7	Valoración de metodología cualitativa	79
Tabla 8	Matriz de valoración de impacto relacionada al proyecto de precarga	80
Tabla 9	Escala de interpretación de metodología cualitativa.....	81
Tabla 10	Presupuesto del proyecto	96
Tabla 11	Detalle de fechas propuestas para la ejecución del proyecto y días de duración...	97

Índice de planos

Plano 1	IMPLANTACIÓN DEL TERRAPLÉN Y DRENES
Plano 2	ESTRATIGRAFÍA Y DRENES

Capítulo 1

1. INTRODUCCIÓN

En el campo de la ingeniería civil, la geotecnia juega un papel fundamental puesto que es el área del saber que estudia la aplicación de los principios científicos geológicos, geofísicos e hidrológicos orientados a resolver complicaciones ingenieriles en el suelo donde se construye. Dhir et al. (2017) refieren también que entre sus principales aplicaciones se esboza el diseño de cimentaciones, excavación y relleno de terreno, mejoramiento del suelo, estabilización de superficies inclinadas, así como la construcción de estructuras de contención.

Dado que el presente proyecto integrador se enfoca en el diseño de cimentaciones mediante técnicas de precarga en suelos compresibles, es importante mencionar que, en tiempos prehispánicos, las técnicas de estabilización de suelos utilizaban la cal como principal componente para lograr la consolidación de los suelos en caminos y carreteras públicas construidas a base de tierra; sin embargo, estas técnicas ancestrales han sido progresivamente reemplazadas por la aplicación de cemento. (Mendoza et al., 2019).

Continuando con el progreso a través del tiempo, Dranichnikova (2008) menciona que desde los años ochenta empezó la aplicación de técnicas de la estimación paramétrica y del problema inverso en la geotecnia y la mecánica de rocas, dichos métodos de cálculo novedosos supusieron un avance al mismo tiempo que surgieron nuevos dispositivos para realizar ensayos de campo. Lo antes mencionado refuerza la idea de que el sector de la construcción se encuentra en constante evolución buscando mejorar o innovar las técnicas utilizadas para la preparación del suelo donde se levantan edificaciones.

En Ecuador, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y la Cámara de la Industria de la Construcción (2014) reconocen la importancia de los estudios geotécnicos previos a la

construcción que aseguren un comportamiento estable de las estructuras para edificaciones, estas no deben representar una amenaza para quienes las habitan, ni tampoco impactar negativamente en los edificios circundantes. Entre los estudios necesarios se menciona el reconocimiento de campo, investigación del terreno, ensayos de consolidación, análisis, recomendaciones ingenieriles y establecimiento de los parámetros necesarios para un óptimo diseño y construcción de obras en contacto con el suelo, entre ellas la cimentación.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones (sección 4¹) estipula que, para la caracterización de la compresibilidad de los suelos cohesivos, como los arcillosos, se deben ejecutar ensayos de consolidación considerando los valores para total de la consolidación primaria para cada aumento de carga analizado en las curvas de compresibilidad. Bajo esta premisa, el presente proyecto integrador busca proponer la optimización del diseño de cimentaciones mediante técnicas de precarga en suelos compresibles cumpliendo con las normativas vigentes, protocolos establecidos, y demás consideraciones de carácter geotécnico.

1.1 Antecedentes

Desde hace una década aproximadamente, el concepto de un 'Gran Guayaquil' que define la unión urbanística de los cantones Guayaquil, Durán, Daule, Nobol y Samborondón parece tomar fuerza gracias al crecimiento urbano, comercial e industrial hacia el sector norte y que no solo atraviesa la vía a Samborondón, sino que integra sectores como La Aurora, La Joya, la vía a Salitre, y la vía a Daule. Para Diario El Comercio (2016), la expansión urbanística en estas zonas ha tenido lugar debido a factores como la nula oferta de conjuntos

¹ Diseño de excavaciones y de cimentaciones

habitacionales en la zona central de Guayaquil, niveles preocupantes de inseguridad y fluidez en la entrega de créditos hipotecarios por parte de entidades financieras.

En este sentido, el crecimiento urbano y el desarrollo de infraestructura se ha venido dando en dos direcciones principales. Por un lado, la expansión vertical, con construcciones de varios niveles diseñadas para optimizar el uso de suelo en zonas altamente pobladas. Por otro lado, la expansión horizontal, que ha implicado el desarrollo de proyectos de obra civil sobre nuevas extensiones de terreno, muchas veces en zonas periurbanas y rurales donde los suelos presentan baja capacidad portante. A fin de garantizar la estabilidad de estos terrenos, se emplean distintas técnicas de mejoramiento del suelo. Entre las más comunes están la precarga, los drenes verticales y el reemplazo de material en espesores definidos según los requisitos del proyecto. Sin embargo, la selección de la técnica más adecuada se basa en el criterio ingenieril y en un análisis económico. Es por eso que, una vez considerados estos dos factores resulta claro que el escenario actual precisa de la técnica de precarga, la misma que resulta ser una alternativa eficiente. En breve, se la describe como aplicar al suelo una carga temporal mayor a la de servicio para acelerar la consolidación del terreno, reducir asentamientos futuros y aumentar la capacidad portante del suelo logrando así optimizar el diseño de cimentaciones, evitar sobredimensionamientos innecesarios y reducir los costos totales del proyecto.

Se ha llevado a cabo una previa indagación de tesis y trabajos de grado en universidades públicas y privadas ubicadas en Guayaquil y Samborondón que estén relacionadas a solventar la necesidad de levantar infraestructuras en suelos con propiedades y características idóneas en las zonas ubicadas al norte de Guayaquil, específicamente en la vía a Daule pero se ha llegado a la conclusión que no se han desarrollado investigaciones de

este tipo orientadas a brindar soluciones en la región geotécnica de la vía a Daule, kilómetro 20 al norte de Guayaquil. Sin embargo, es necesario mencionar que se han encontrado trabajos investigativos relacionadas con la mejora de las características de suelos compresibles mediante técnicas de precarga, dos de ellos se describen brevemente en los siguientes párrafos.

El primer proyecto de titulación correlacionado perteneciente a Córdova (2016) llamado “Mejoramiento Masivo de Suelo Mediante Precarga” tuvo como objetivo diseñar cimentaciones adecuadas para los suelos arcillosos con estratos de arena en Samborondón. Para ello se realizaron ensayos de campo y laboratorio considerando una cimentación para una vivienda de dos pisos utilizando los programas Settle 3D y Geoslope 2007 sirvieron para evaluar la estabilidad del relleno y los asentamientos. Como propuesta final se propone medidas de precarga y taludes como guía para futuras construcciones en esta zona del país.

También, Balarezo Arzube et al. (2025) como autores del segundo proyecto integrador “Consolidación por precarga de suelos altamente compresibles en la ciudad de Durán” tuvieron como objetivo mejorar los suelos mediante la técnica de precarga con drenes verticales que favorecen la reducción de tiempo para la consolidación y reducen asentamientos. Con este fin, se aplicó la teoría de Terzaghi para estimar asentamientos y el software de análisis de elementos finitos PLAXIS sirvió para validar mediante simulaciones usando el modelo de Mohr–Coulomb. Se concluye que este enfoque optimiza el diseño del terraplén, logra la estabilidad del terreno dentro de un período trimestral, y es eficiente en suelos saturados y compresibles.

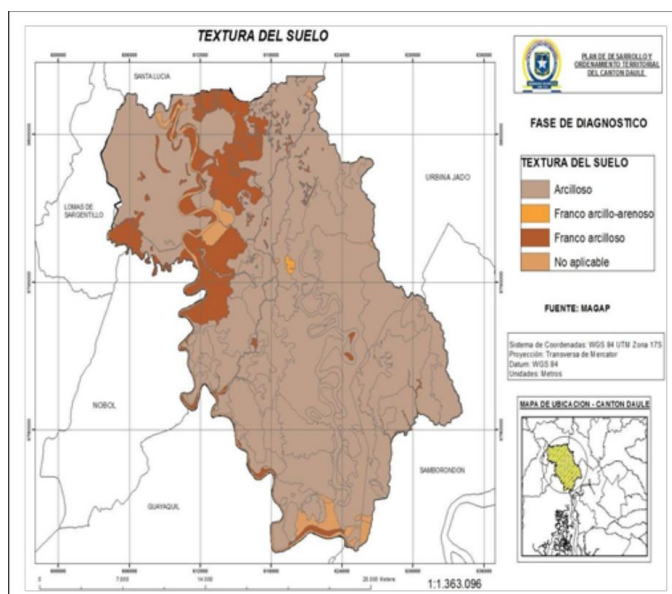
1.2 Descripción del Problema

El desarrollo urbano e industrial en el kilómetro 20 de la vía a Daule ha impulsado la planificación de nuevas construcciones en una zona con suelos arcillosos altamente

compresibles. El Gobierno Autónomo Descentralizado Ilustre Municipalidad del cantón Daule (2015) informa que 86,20% de su superficie está compuesta por suelo arcilloso y franco arcilloso, poco o moderadamente profundo, con regular o mal drenaje y con fertilidad media y alta tal como se muestra en la Figura 1.

Figura 1

Textura del suelo



Nota: GAD Ilustre Municipalidad del cantón Daule (2015)

Estas condiciones geotécnicas representan un desafío significativo, ya que los suelos blandos presentan baja capacidad portante y altos asentamientos, lo que compromete la estabilidad estructural a largo plazo. Frente a esta problemática, las soluciones convencionales como el cambio de suelo o cimentaciones profundas implican altos costos y tiempos prolongados de ejecución. Además, el diseño estructural se ve forzado a considerar cimentaciones de grandes dimensiones, lo que incrementa la inversión en materiales y mano de obra.

Las consideraciones mencionadas anteriormente acompañan al hecho de que Ecuador

está asentado sobre la Cordillera de los Andes y el Cinturón de Fuego del Pacífico, esto implica que, por ser una zona altamente sísmica y volcánica, el diseño de cimentación sea aún más desafiante. Del mismo modo, las características del suelo se ven afectadas por las fuertes lluvias en el litoral ecuatoriano entre los meses de diciembre hasta abril durante la época de invierno, así lo explican Varela y Ron (2022). Ante este escenario el cliente, SUBTERRA, requiere que se proponga una alternativa altamente eficiente.

La empresa SUBTERRA es reconocida por brindar eficientes servicios de investigación in situ y consultoría geotécnica en tierra y agua utilizando Cone Penetration Test (CPTu) principalmente. También, elaboran diversos ensayos en campo, tales como Electric Field Vane test (FVT), Dynamic Penetration Super Heavy (DPSH) y Seismic Cone Penetration Test (SCPT), los datos obtenidos se complementan con ensayos de laboratorio. El portal web de Innovación y Eficiencia En Consultoría Geotécnica – Subterra (2022) da a conocer su compromiso empresarial basado en proponer y ejecutar soluciones geotécnicas prácticas, efectivas, rápidas y asequibles.

1.3 Justificación del Problema

Dado que la industria de la construcción ha venido, a lo largo de los años, mejorando sus consideraciones técnicas para que los diseños sean óptimos, se considera que el presente estudio servirá de base para los futuros proyectos que se vayan a desarrollar en el territorio ecuatoriano, específicamente en suelos arcillosos. La cimentación de éstos deberá ser diseñada bajo criterios eficientes, tanto en lo estructural como en lo económico puesto que esta propuesta de optimización de diseño permite incrementar la capacidad portante del suelo existente y optimizar el dimensionamiento de la cimentación al mismo tiempo que disminuye los costos relacionados a la ejecución del proyecto.

A fin de garantizar el éxito del presente proyecto integrador, se realizarán inicialmente ensayos de campo y laboratorio, los cuales permitirán caracterizar e identificar qué tan compresible es el suelo de estudio y, por ende, estimar el asentamiento que se producirá en éste al aplicarle cargas; a partir de esa información se implementará la técnica de precarga del suelo con la finalidad de mejorar su capacidad portante permitiendo disminuir el dimensionamiento de la cimentación a utilizar.

Si no se realiza un diseño eficiente de cimentación en suelos arcillosos altamente compresibles, la infraestructura de los proyectos de edificación podría colapsar debido a los movimientos de expansión y contracción propios de los cambios de humedad en este tipo de suelos. Si esto sucede, las vidas humanas corren grave riesgo y la empresa constructora asumiría la responsabilidad debiendo gastar más de lo invertido, añadiendo el hecho que enfrentaría juicios de tipo penal. Todo esto, sin dejar de lado a las construcciones aledañas que también pudieran sufrir daños colaterales en su estructura.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Diseñar una solución de cimentación eficiente en suelos arcillosos altamente compresibles mediante la aplicación de la técnica de precarga para la reducción de los asentamientos a largo plazo y sobredimensionamiento estructural en el kilómetro 20 de la vía a Daule.

1.4.2 Objetivos específicos

- Caracterizar el suelo del kilómetro 20 de la vía a Daule mediante la ejecución de pruebas CPTu (Cone Penetration Test) y SDMT (Sismic Dilatometer Test) determinando sus propiedades geotécnicas tales como resistencia a la compresión

no drenada, parámetro OCR, entre otros.

- Diseñar la precarga de acuerdo a los requerimientos estructurales de la futura edificación y los parámetros mecánicos limitantes produciendo en el suelo los efectos de consolidación a largo plazo que genera la estructura en su etapa de servicio.
- Modelar el comportamiento del suelo a largo plazo con la ayuda del software PLAXIS 2D para la evaluación del proceso de consolidación y efectividad de la técnica aplicada, identificando así los ajustes necesarios orientados a la optimización del proceso de consolidación efectiva y reducción del tiempo de aplicación de la precarga.
- Analizar la evolución del comportamiento del suelo mediante una curva de asentamientos versus tiempo donde se evidencia la estabilización del terreno para el desarrollo de infraestructuras fiables procurando el bienestar humano contemplado en el ODS 9.²
- Elaborar una comparativa económica entre la aplicación de la técnica sugerida de precarga para la reducción de los asentamientos a largo plazo y sobredimensionamiento estructural en contraste con los métodos tradicionales de mejoramiento de suelo.

² ODS 9.– INDUSTRIA, INNOVACIÓN E INFRAESTRUCTURAS.

Meta 9.1.– *Desarrollar infraestructuras fiables, sostenibles, resilientes y de calidad, incluidas infraestructuras regionales y transfronterizas, para apoyar el desarrollo económico y el bienestar humano, haciendo especial hincapié en el acceso asequible y equitativo para todos.*

Capítulo 2

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Revisión literaria

Los suelos blandos han sido objeto de estudio dentro de la geotecnia debido a su comportamiento inestable para la construcción de estructuras civiles. Estos suelos están compuestos generalmente por arcillas orgánicas, limos blandos y turbas, los cuales son altamente compresibles, con baja resistencia al corte y permeabilidad (Alam et al., 2022). Estas características condicionan su respuesta ante diversos tipos de cargas, generando riesgos importantes como asentamientos excesivos o fallas por capacidad de carga, lo cual compromete tanto la funcionalidad como la seguridad de las obras construidas sobre ellos (Wang et al., 2019).

Los asentamientos presentes en este tipo de suelo se pueden clasificar en tres categorías: asentamientos inmediatos, los cuales ocurren al instante de aplicar una carga sobre el suelo; por consolidación primaria, originados por la expulsión de agua de los poros y que suelen ser los más relevantes en la práctica ingenieril y asentamientos secundarios. Estos últimos, aunque en muchos casos son de menor magnitud, pueden adquirir una gran importancia en ciertos terrenos (como suelos orgánicos), ya que resultan de la reorganización estructural del suelo después de la consolidación primaria, bajo esfuerzos constantes y a largo plazo. Por ellos es fundamental tanto su magnitud como la velocidad de desarrollo (Miao & He, 2024).

El diseño de cimentaciones sobre suelos blandos requiere de criterios rigurosos que consideren la resistencia y deformabilidad del terreno. Las cimentaciones superficiales, como zapatas o losas, pueden ser una solución adecuada siempre que los asentamientos

esperados no superen los límites admisibles para la estructura. Sin embargo, cuando el suelo blando es muy compresible, de gran espesor, o cuando las cargas transmitidas por la superestructura son elevadas, se puede recurrir a cimentaciones profundas para garantizar la seguridad y el desempeño a largo plazo (Zang et al., 2024). Alternativamente, también pueden emplearse técnicas de mejoramiento de terreno cuya elección depende de factores como la magnitud de la carga, la profundidad del estrato competente, las características del suelo y los costos asociados a su construcción.

Una de las técnicas utilizadas para mejorar el comportamiento de los suelos blandos es la estabilización, mediante la cual se modifican sus propiedades físicas a través de procesos de compactación, consolidación o, en algunos casos, mediante la sustitución del material. Otra alternativa es el empleo de geotextiles (Kebaili et al., 2020). Por otro lado, existen métodos de estabilización química en las que se usan aditivos como cemento, cal o cenizas volantes que modifican y mejoran las propiedades del suelo ya existente en el sitio de la obra (Fattah et al., 2016). No obstante, en suelos altamente compresibles, uno de los procedimientos más efectivos es la aplicación de precargas, que acelera la consolidación y disminuye los asentamientos a largo plazo.

La precarga es un método que consiste en aplicar sobre el terreno una carga temporal, generalmente superior o igual a la carga definitiva de la estructura que será construida, con el fin de inducir de forma controlada la consolidación del suelo antes de la construcción (Melentijevic et al., 2022). Esto acelera el proceso de consolidación, reduce la porosidad del suelo, incrementa la resistencia al corte y disminuye los asentamientos secundarios. Muchos estudios en Asia y Europa han documentado proyectos exitosos en infraestructuras portuarias y de carreteras sobre terrenos pantanosos.

Proyectos como el aeropuerto de Wenzhou, en China usaron mejoramiento del suelo previo a su construcción con el método de precarga y drenes, logrando mejorar la resistencia no drenada de 30 kPa a aproximadamente 67 kPa de un suelo arcilloso de espesor considerable después de 310 días de precarga (Yeung & So, 2024). Al retirar el relleno de forma parcial incluso se evidenció que el suelo se encontraba sobreconsolidado, disminuyendo el coeficiente de consolidación (C_v) de $6 \text{ m}^2/\text{año}$ a $2.1 \text{ m}^2/\text{año}$, lo cual reflejó la reducción en la compresibilidad del suelo. Posterior a la apertura del suelo, sólo se registró un asentamiento adicional de 7 milímetros, indicando un control efectivo de los asentamientos.

El fundamento de este método es la teoría de la consolidación desarrollada por Karl Terzaghi, en la cual describe la relación entre el cambio de volumen del suelo y la disipación del agua intersticial bajo condiciones de carga constante (Terzaghi, 1943). Esta teoría propone que la presión efectiva es la diferencia entre la presión total aplicada (carga) y la presión de poros y es la que controla directamente la resistencia al corte y la capacidad de deformación del suelo.

Durante el proceso de precarga, la presión efectiva del suelo incrementa a medida que el agua escapa, generando una mayor resistencia del material. Este método tiene el objetivo de inducir la consolidación de manera acelerada de forma que permite controlar la deformación del suelo. Una manera de optimizar el proceso de precarga es a través de la implementación de drenes verticales, que reduce considerablemente el tiempo en el que el agua abandona el sistema y, por lo tanto, el tiempo en el que se alcanza el grado de consolidación deseado (Borges, 2022).

Por otro lado, también se han implementado métodos de precarga con vacío, en el

cual se aplica una presión negativa o de succión en un sistema cerrado. Es decir, en lugar de aplicar material de carga sobre el terreno, se instala una membrana sobre la superficie, y a través de bombas de vacío y drenes, se extrae el aire y agua del suelo (Gouw & Gunawan, 2020).

A través de los años se ha comparado estos métodos de precarga. Un trabajo publicado por la revista *International Journal of Geotechnical Engineering* analizó suelos de arcilla de origen marino en laboratorio a través de condiciones controladas: una celda tridimensional con drenes, aplicando sobrecargas de 20 a 80 kPa y vacío de 0 a 100 kPa (Bhosle & Deshmukh, 2021). Se realizaron seis ensayos en los que se midieron los grados de consolidación horizontal y el tiempo que transcurrió hasta alcanzarlos. Los resultados mostraron que, con una sobrecarga convencional sin vacío de 20 kPa, se logró un grado de consolidación del 70% en aproximadamente 45 días y con 80 kPa se logró llegar al 90% en 30 días. Por otro lado, al incorporar vacío (50 kPa) y reducir la sobrecarga (50 kPa), en sólo 18 días se alcanzó una consolidación del 95%. El mejor resultado se logró al tener una sobrecarga de 80 kPa más vacío de 100 kPa, alcanzando el 98% en 12 días, es decir, se redujo 60% el tiempo en comparación al método tradicional.

Adicionalmente, también se evidenció la mejora de la resistencia al corte no drenado, de acuerdo con este estudio, después de la precarga convencional esta aumentó en 15% respecto a las condiciones iniciales, sin embargo, con el método de vacío se logró aumentar esta resistencia al 30%. El objetivo habitual es alcanzar al menos el 90% de la consolidación primaria antes de proceder con la cimentación definitiva, esto varía dependiendo de las características del suelo y las condiciones de drenaje, sin embargo, este método y sus variantes han demostrado ser exitosos en muchos casos.

La elección del método y su éxito dependerá de un análisis geotécnico detallado en el que a través de ensayos como CPTu y DMT se puedan evaluar las condiciones iniciales del suelo, de esta manera se podrá evaluar el grado de consolidación que debe alcanzarse, y sus respectivos asentamientos de acuerdo con la magnitud y distribución de las cargas esperadas. El contexto logístico y económico también juega un papel clave, ya que, por ejemplo, en zonas donde el transporte de material de relleno sea poco viable, un método con vacío podría ser más favorable. El análisis integral debe garantizar la estabilidad y funcionalidad del estudio para optimizar los recursos y contribuir a la sostenibilidad de la obra.

2.2 Área de estudio

La ciudad de Guayaquil es uno de los cantones correspondientes a la provincia del Guayas, éste se encuentra ubicado en la región Costa del Ecuador. El clima en la ciudad se define como tropical, con temperaturas que oscilan entre 21°C y 31°C. Cuenta con dos estaciones, lluviosa y seca. En la temporada lluviosa se ha alcanzado un promedio de precipitación de 199 milímetros lo que se traduce a 199 litros por metro cuadrado, posicionándose como un cantón con precipitaciones considerables (Weather Spark, 2025). Incluso se registraron precipitaciones de hasta 270 milímetros en el mes de abril de 2025, lo cual evidencia que la ciudad es azotada por fuertes lluvias. Este factor es de importancia cuando se habla acerca de suelos altamente compresibles ya que estos variarán considerablemente su volumen, debido a su característica expansiva, al estar en contacto con el agua, y esta variación afectará directamente a la estructura a la cual lo circunde.

En las zonas periurbanas de la ciudad, hablando específicamente del kilómetro 20 de la vía Daule, se ha incrementado en los últimos años la actividad industrial, contándose con

predios destinados a ser bodegas de empresas de electrodomésticos y negocios dedicados a la importación y exportación de productos, centros de distribución de supermercados e insumos médicos, e inclusive se han desarrollado proyectos urbanísticos formando parte de la conocida expansión horizontal.

Con esta información se reafirma la importancia de los estudios relacionados a los suelos altamente compresibles que sirven de fundación para todos los proyectos que formarán parte del desarrollo industrial, económico y social del sector.

La zona de estudio se encuentra a menos de 500 metros de distancia al Rio Daule y cuenta con áreas correspondientes a pantanales. El nivel freático está considerablemente influenciado por este rio y considerando el tipo de suelo expansivo presente, representan un desafío para cualquier obra de ingeniería civil cimentada en la zona. A continuación, en la Figura 2 y Figura 3 se presentan las referencias geográficas de la zona de estudio.

Figura 2

Zona de estudio y alrededores



Nota: Fuente (Google Earth, 2025)

Figura 3

Zona de estudio



Nota: Fuente (Google Earth, 2025)

2.3 Trabajos de campo y laboratorio

2.3.1 Introducción a los ensayos in-situ para caracterización de suelo

Como bien se ha mencionado, la caracterización del suelo es fundamental para evaluar las técnicas de mejoramiento que resulten más eficientes en términos estructurales y económicos. Esta caracterización se puede realizar a través de la ejecución de ensayos geotécnicos in situ, es decir en el mismo sitio de interés, y en laboratorio mediante la extracción de muestras del suelo. Dentro de los ensayos in situ se tienen dos grandes clasificaciones, aquellos que son no destructivos como el ensayo de Downhole (DHT), la refracción sísmica (SR) y la medición de ondas superficiales, y los ensayos invasivos de penetración como el ensayo de Penetración Estándar (SPT), el ensayo de penetración con Piezocono (CPTu), el presurómetro (PMT) y el dilatómetro de placa (Díaz Trillos, 2011). A

continuación, se presenta la Figura 4 que contiene una tabla resumen de los ensayos in situ que sirven para caracterizar el suelo de estudio.

Figura 4

Tabla informativa de ensayos in situ

Categoría	Ensayo	Designación	Medición	Común aplicación
Ensayos no destructivos o semi destructivos	<i>Ensayos geofísicos:</i>			
	Refracción sísmica	SR	Ondas P en la superficie	Caracterización del terreno rigidez a pequeñas deformaciones G_0
	Ondas superficiales	SASW	Ondas R en la superficie	
	Ensayo crosshole	CHT	Ondas P & S en perforaciones	
	Ensayo downhole	DHT	Ondas P & S en una perforación profunda	
	Ensayos de presurómetro:			Modulo de corte, G
	Pre excavado	PMT	$G_s(\Psi \times \epsilon)$ curva	Resistencia al corte in situ esfuerzo horizontal
	Auto excavado	SBPM	$G_s(\Psi \times \epsilon)$ curva	Propiedades de consolidación
	Placa de carga	PLT	Curva ($L \times \delta$)	Rigidez y resistencia
Ensayos de penetración invasivos	Ensayo de penetración con cono:			Perfil del suelo
	Eléctrico	CPT	q_c, f_s	Resistencia al corte
	Piezocono	CPTU	q_c, f_s, u	Densidad relativa propiedades de consolidación
	Ensayo de penetración estándar	SPT	Penetración (valor N)	Perfil del suelo ángulo de fricción interna
	Dilatómetro de placa plana	DMT	p_0, p_1	Rigidez Resistencia al corte
	Ensayo de rigidez de Vane	VST	Torque	Resistencia al corte no drenada, S_u
Ensayos combinados (invasivos + no destructivo)	Presuometro de cono	CPMT	$q_c, f_s, (+u), G_s(\Psi \times \epsilon)$	- Perfil del suelo - Modulo de rigidez, G - Resistencia al corte -Propiedades de consolidación
	Cono sísmico	SCPT	$q_c, f_s, v_p, v_s, (+u)$	-Perfil del suelo - Resistencia al corte - Rigidez a pequeñas
	Cono de resistividad	RCPT	q_c, f_s, ρ	-Perfil del suelo - Resistencia al corte - porosidad del suelo
	Dilatómetro sísmico		p_0, p_1, v_p, v_s	-Rigidez (G y G_0) - Resistencia al corte

Nota: Tabla extraída (Schnaid, 2005)

Como paso inicial de la metodología de trabajo del presente proyecto se realizaron ensayos in situ, estos fueron el Ensayo de Penetración con Piezocono (CPTu), el ensayo de Dilatómetro Sísmico de Marchetti (SDMT), y el ensayo de Penetración Dinámica (DPSH). Estos ensayos se ejecutan mediante un dispositivo denominado penetrómetro cuya función

principal es introducir el cono o la paleta en el terreno. En los ensayos estáticos, como el CPTu y el SDMT, el penetrómetro empuja el instrumento a velocidad constante, mientras que, en los ensayos dinámicos, como el DPSH, la hincada se logra a través de impactos repetidos de un martillo (Campbell & O'Sullivan M. F, 1991). Los datos obtenidos permiten caracterizar el comportamiento del suelo y evaluar parámetros relevantes para el análisis geotécnico (Sfeir & Piscitelli, 1996). La Figura 5 muestra un ejemplo del penetrómetro dinámico.

Figura 5

Penetrómetro dinámico



Nota: Figura extraída. <https://es.apageo.com/penetrometre-dynamique-lourd-apafor-100>

Entre sus principales usos se enlistan las pruebas de penetración con recuento de golpes integrado, controles de compactación, toma de muestras de trilla, y perforación con barrena. También, hay penetrómetros estáticos, tal y como que observa en la Figura 6, que son utilizados para evaluar la reacción del suelo ante la penetración continua de una punta cónica considerando los parámetros de resistencia de punta y fricción lateral, así se

obtienen medidas precisas de resistencia del suelo sin provocar un impacto dinámico según ARMOTEC (2023). Para llevar a cabo este ensayo es necesario hincar en el suelo una punta cónica con una presión y velocidad constante a medida que se va registrando el esfuerzo necesario para la penetración del cono.

Figura 6

Penetrómetro Estático



Nota: Figura extraída. <https://basaltoit.com/penetrometro-estatico-cpt/>

2.3.2 Ensayos Ejecutados

Considerando la importancia de conocer a detalle el suelo en el que se va a construir, la Sociedad Estadounidense para Pruebas y Materiales ASTM³ ha formulado estándares de ingeniería geotécnica que sirven como instrumentos para especificar, probar e investigar las características físicas y mecánicas, así como también el comportamiento

³ American Society for Testing and Materials

característico de los materiales presentes en el suelo y subsuelo entre los cuales se nombra al suelo, piedras dimensionales, pizarras, mezclas de suelo y cemento, agua subterránea, geomembranas bituminosas, lodo, masas rocosas, acuíferos y geotextiles; es fundamental analizarlos debido a que estos datos son de completa relevancia para formular proyectos de construcción. En este sentido, los profesionales de la construcción y compañías del mismo tipo garantizarán la seguridad de los ocupantes del edificio ya construido y preverán posibles riesgos no contemplados porque consideraron las características de elasticidad del suelo, el flujo y comportamiento erosivo de los materiales antes de construir (Normas ASTM | Normas ASTM En Español, 2025).

Es necesario mencionar que el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2016) a través de la Secretaría de Gestión de Riesgos toma como base la Norma Estadounidense para pruebas y materiales, estándar D2488⁴ para establecer las terminologías comunes y de uso internacional para definir y analizar las series estratigráficas presentes en el subsuelo, mismas que se usan en el desarrollo del presente trabajo de grado para en la descripción de ensayos y estudios de suelo.

2.3.2.1 Ensayo de Penetración con Piezocono (CPTu).

Este ensayo constituye un método in situ ampliamente utilizado en la investigación geotécnica por su eficiencia y precisión, ya que permite determinar las propiedades del suelo y evaluar la estratigrafía, la densidad relativa, la resistencia y las presiones intersticiales en equilibrio (JR Geoconsultores e Ingenieros Perú, 2022). A diferencia del ensayo CPT⁵, el CPTu incorpora además la medición de la presión (u_2). A continuación, se

⁴ Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedures)

⁵ Ensayo de Penetración de Cono

presentan los principales parámetros obtenidos en este ensayo:

- Resistencia de punta (q_c): Es la fuerza necesaria para penetrar el suelo con la punta del cono. Su variación con la profundidad permite identificar los cambios estratigráficos y estimar las características mecánicas del terreno.

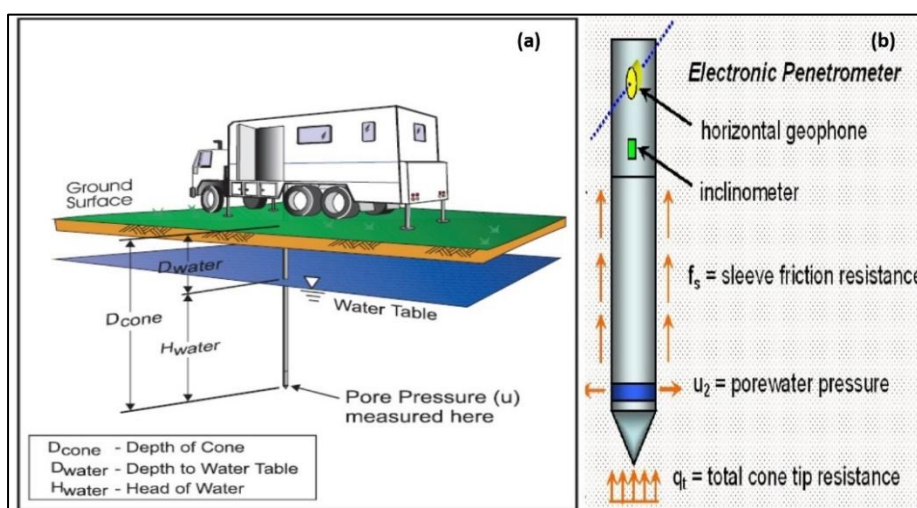
- Presión de Poros (u_2): Presión del agua en los espacios entre las partículas del suelo. Durante la penetración, se registra el incremento de presión generado por el avance del cono, lo que permite analizar el comportamiento de drenaje del suelo.

- Fricción lateral (q_s): Representa la resistencia por rozamiento que actúa sobre la manga de fricción del cono al penetrar el suelo.

Los datos descritos anteriormente son pieza clave al tomar decisiones geotécnicas y de construcción porque permiten diseñar cimentaciones considerando la estabilidad del suelo. La Figura 7 nos ilustra el equipo CPTu (a), y el dispositivo de piezocono (b).

Figura 7

Equipo CPTu y (b) Dispositivo piezocono



Nota: Figura extraída de <https://www.linkedin.com/pulse/supervision-data-analysis-piezocone-test-cptu-mayu-tincopa-heredia>

Del mismo modo, es importante conocer los pasos a seguir para realizar un ensayo CPTU:

- Preparación del equipo: Revisión y calibración del equipo.
- Selección del lugar: Identificación de la ubicación adecuada para realizar el ensayo.
- Instalación de la sonda: Introducción de la sonda mediante un sistema de empuje y de perforación. Se controla la velocidad de penetración para obtener datos precisos.
- Medición de la resistencia del cono: Registro periódico de la resistencia del cono a la vez que penetra el suelo. Esta mide la fuerza de penetración necesaria y se registra a intervalos regulares de profundidad.
- Medición de la presión de poros: Mientras el cono penetra el suelo, se mide la presión de poros necesaria para conocer la presión intersticial del suelo.
- Registro de datos: Se compilan los datos recopilados continuamente sobre la profundidad, la resistencia del cono y la presión de poros.
- Análisis de datos: Se analizan la información del ensayo para determinar las propiedades geotécnicas del suelo, entre ellas está la resistencia, la cohesión, el ángulo de fricción y la presión de poros.
- Informe del ensayo: Se realiza genera un informe minuciosamente detallado que refleja los resultados del ensayo y también se elaboran conclusiones y recomendaciones geotécnicas.

Finalmente, es menester resaltar que precisión y atención a los detalles son fundamentales para garantizar la obtención de datos confiables que son la base de la ingeniería geotécnica.

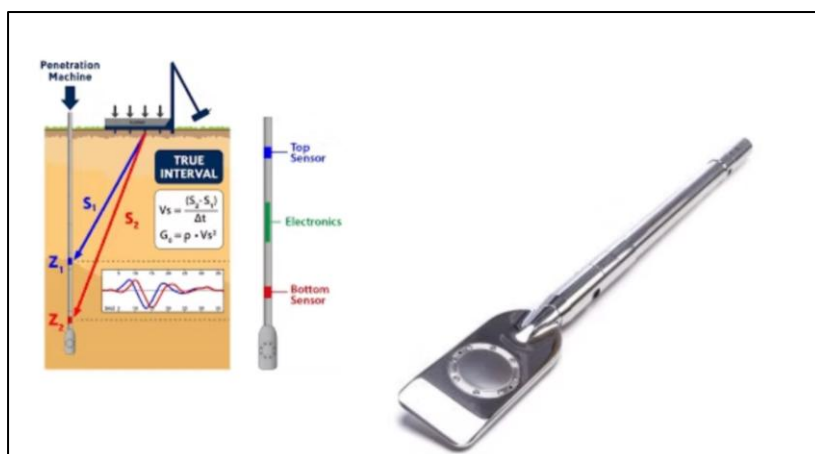
2.3.2.2 Ensayo de Dilatómetro Sísmico de Marchetti (SDMT)

Para comprender el alcance del dilatómetro sísmico, es necesario describir primero la prueba del dilatómetro plano Marchetti. El dilatómetro plano de Marchetti (DMT) consiste

en la hinca estática de una cuchilla delgada en el suelo, a intervalos de 200 milímetros de profundidad. En cada nivel, una membrana circular de acero situada en un costado de la cuchilla se expande lateralmente mediante presión neumática controlada, registrándose las presiones correspondientes en distintos momentos de la expansión (Ground Investigation, n.d.). Ahora bien, para realizar el ensayo de dilatómetro sísmico de Marchetti, se coloca un módulo adicional ilustrado en la Figura 8, que puede combinarse con el dilatómetro plano o con el CPT incorporado para medir la velocidad de onda transversal de corte V_s (SDMT) y, en caso de ser necesario, también proporciona datos sobre la velocidad de onda de compresión V_p (SPDMT). El módulo añadido tiene dos geófonos a 500 milímetros entre centros para obtener mediciones reales de la velocidad de las ondas transversales en intervalos. Entre las aplicaciones más comunes del SDMT tenemos: estimaciones precisas de asentamiento, capacidad portante, mejora del suelo, detección de superficies de deslizamiento en derrumbes, potencial de licuefacción, pilotes cargados lateralmente, y pilotes cargados axialmente.

Figura 8

Dilatómetro sísmico Marchetti



Nota: Figura extraída de <https://www.drillconnex.co.nz/dmt-sdmt-medusa-testing>

La configuración de la prueba de intervalo real con dos receptores hace que la repetibilidad de las mediciones de V_s sea bastante alta, alrededor del 1 %, es decir, unos pocos metros por segundo. Los valores de V_s calculados automáticamente se muestran en tiempo real, con un costo y un tiempo considerablemente menores que los de pozos de fondo (Pruebas de DMT/SDMT y MEDUSA | Drill Connex NZ, n.d.). El SDMT proporciona el módulo de deformación G_0 pequeño y el módulo de deformación de trabajo MDMT, es decir, dos puntos de la curva $G-\gamma$. Entonces, V_s se obtiene como la relación entre la diferencia de distancia entre la fuente y los dos receptores ($S_2 - S_1$) y el retardo ΔT del primer al segundo receptor. Esta característica de contar con dos puntos de medición resulta de gran utilidad al seleccionar la curva $G-\gamma$ de diseño. (Amoroso et al., 2014).

2.3.2.3 Ensayo de Penetración Dinámica (DPSH⁶)

Este ensayo al igual que los anteriores, brinda información sobre las características del terreno para un reconocimiento geotécnico que permita conocer la resistencia del terreno. El CTE⁷, este test es ampliamente utilizado en terrenos resistentes que ameritan reconocimientos de mayor profundidad según (GeoBiental, 2021)

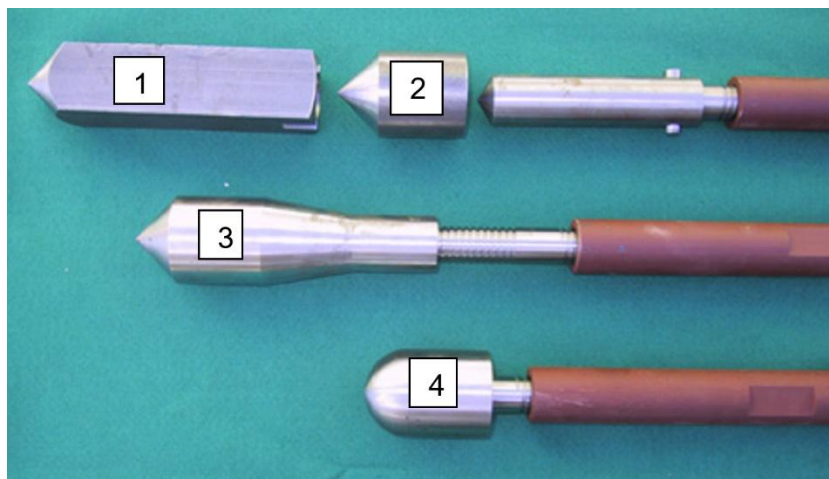
Para llevar a cabo el ensayo, se deja caer un peso de 63.5 kilogramos a 76 centímetros de altura en caída libre sobre el extremo superior de una varilla de acero que cuenta con una puntaza maciza circular situada al extremo inferior con un ángulo de ataque de 90°. A continuación, se observa en la Figura 9 los elementos que se pueden emplear durante el ensayo.

⁶ Dynamic Probing Super Heavy

⁷ Código Técnico de la Edificación en España

Figura 9

Puntazas de penetración dinámica Borro (1) DPSH (2) ambas con punta perdida, DPSH con punta recuperable (3) y cabezal de golpeo (4)



Nota: Figura extraída de <https://estudiosgeotecnicos.info/index.php/ensayos-de-penetracion-dinamica-continua/>

A medida que se golpea la varilla, se realiza el registro de los golpes que fueron necesarios para que la varilla avance una distancia 20 centímetros de profundidad. Es así que, gracias a las cifras de repeticiones necesarias por cada 20 centímetros de avance, se obtienen los valores N20 ó NDPSH que significa el número de golpes por cada 20 centímetros de avance (GEOSAND, n.d.).

El ensayo termina una vez se cumplan cualquiera de estos tres escenarios: en caso de que se llegue a la profundidad prevista, en circunstancias donde el número de golpes necesarios es igual o superior a 100 por cada 20 centímetros, ó cuando consecutivamente se avance tres tramos de 20 centímetros con un golpeo igual o superior a 75 repeticiones.

2.3.3 Ensayo utilizado como referencia

Para complementar la información requerida dentro de la caracterización y

estimación de parámetros del suelo se ha utilizado como referencia un ensayo edométrico realizado cerca del sitio de interés y que tenía como finalidad analizar suelos blandos, tal y como el presente proyecto.

2.3.3.1 Ensayo Edométrico

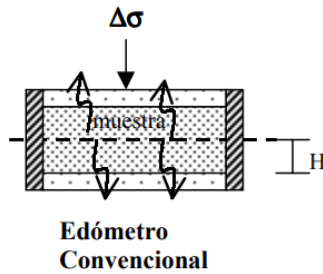
Entre los varios métodos de consolidación de suelos, tenemos el ensayo edométrico que como su nombre lo indica, utiliza un instrumento de medición llamado edómetro y es utilizado para obtener información sobre la compresibilidad de suelos cohesivos bajo cargas verticales en condiciones de confinamiento lateral (Villada, n.d.).

Entre sus principales bondades para estudios en suelos blandos saturados que deberán soportar grandes cargas con respecto al espesor del estrato compresible, se destaca la confiabilidad de los datos que arroja a fin de determinar los asientos y tiempos de consolidación de terraplenes; dichos datos son el valor total de asiento producido una vez se haya aplicado la carga y, la evolución de ese asiento a través del pasar del tiempo.

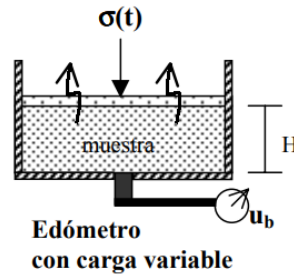
El segundo dato, se determina en base al retraso en la producción del asiento que puede estar condicionado a fenómenos de consolidación primaria y secundaria; ambos fenómenos ocurren al mismo tiempo, pero su importancia es relativa dependiendo de la etapa en la que se los tome en consideración, puede ser al inicio o al final del ensayo. De manera general, Grupo Geotecnia de la Universidad de Cantabria indica que “se utiliza este tipo de ensayo para medir la deformación vertical de una muestra de suelo confinado lateralmente y sometido a compresión vertical. Durante el ensayo se permite el drenaje por una o ambas caras de la muestra” (Grupo Geotecnia, n.d.). A continuación, en la Figura 10 se exhiben gráficos de un edómetro convencional, y otro con carga variable.

Figura 10

Esquema de los edómetros convencional y con carga variable



- Suelo confinado lateralmente.
- Drenaje 1-D en la cara superior e inferior de la muestra.
- Carga vertical por escalones, $\Delta\sigma$.



- Suelo confinado lateralmente.
- Drenaje 1-D en la cara superior.
- Carga vertical variable en función del tiempo, $\sigma(t)$.
- Medida de la presión intersticial u_b en la base de la muestra.

Nota: Fuente (Carrasco, 2004)

A fin de llevar a cabo el ensayo, los pasos a seguir se dividen en dos momentos: la preparación del suelo, y la ejecución del ensayo como tal. Para completar el primer proceso, el Departamento de Construcciones y Obras Civiles (n.d.) nos indica los siguientes pasos:

1. Preparar el anillo edométrico a fin de mitigar la fricción en las paredes laterales.
2. Elegir el diámetro del anillo (45 o 70 mm) y revestir las paredes con grasa de silicona
3. Dependiendo del tipo de muestra, seguiremos el siguiente proceso:
 - 3.1 Cuando la muestra es inalterada. Se da forma a una pastilla utilizando una probeta de arcilla con un diámetro un poco superior al del anillo. Luego, se hince el anillo lentamente a fin de no alterar la muestra. Finalmente, las bases son cortadas obteniendo una forma totalmente lisa.
 - 3.2 Cuando la muestra es amasada. Con la humedad necesaria, se amasa la muestra

de suelo hasta llegar al límite líquido, de esta forma la muestra saturada es fácilmente colocada. Los resultados no se ven afectados siempre y cuando el valor de la humedad de amasado sea elevado; ya que, al aplicar la carga, la muestra se comprimirá hasta alcanzar la humedad de equilibrio correspondiente a la presión aplicada. Luego de culminar este proceso, se coloca el anillo edométrico apoyado en la base rellenando su interior con una espátula a fin de eliminar cualquier burbuja de aire. Y, finalmente es necesario alisar la cara superior de la muestra.

Para ejecutar el ensayo, los pasos a seguir son:

- 1) Recolección de muestras inalteradas de cada nivel geotécnico.
- 2) Llevar a cabo ensayos edométricos para cada una de las muestras por nivel.
- 3) Mediante el método de Casagrande, se reciben datos sobre la presión de preconsolidación P_p , índice de compresión C_c y el índice de poros inicial e_0
- 4) Especificación de las tensiones verticales efectivas iniciales en cada punto de interés σ'_{v_0} y los incrementos de tensión vertical que se producen por la aplicación de nueva carga.

5) Utilizando la siguiente fórmula $S_i = \left(\frac{h_i}{(1+e_{0i})} \right) \cdot C_{ci} \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v_0}} \right)$ se realiza el cálculo del asiento por cada nivel geotécnico. A continuación, se interpreta cada símbolo.

S_i = Asentamiento en cada nivel geotécnico.

h_i = Espesor del nivel geotécnico.

e_{0i} = Índice de poros inicial.

C_{ci} = Índice de compresión inicial.

σ'_{v_0} = Tensión vertical efectiva inicial.

$\Delta\sigma'_v =$ Incremento de la tensión vertical efectiva inicial.

6) Al final, se suma de los asentamientos de cada capa para la obtención del asentamiento total con la fórmula: $S = \sum S_i$

La simbología se interpreta así:

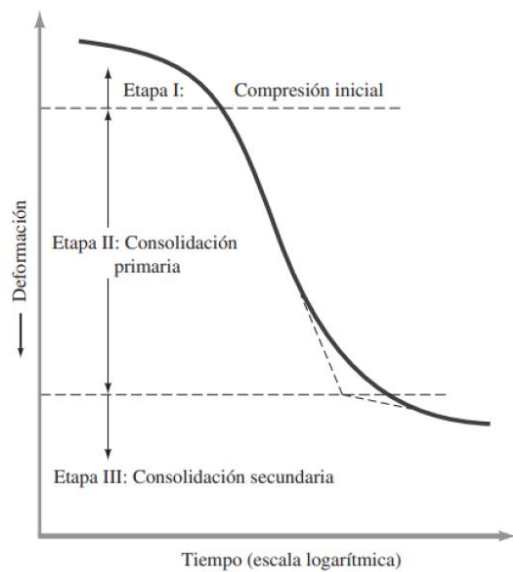
$S =$ Asentamiento total.

$S_i =$ Asentamiento en cada nivel geotécnico.

A continuación, en la Figura 11 se presenta un ejemplo de los resultados que se obtienen en un ensayo edométrico.

Figura 11

Gráfica Deformación vs Tiempo obtenida de un ensayo edométrico



Nota: Fuente (Das, 2001)

2.4 Análisis de datos

2.4.1 Ensayo CPTu

Este ensayo se realizó desde el nivel de un relleno ubicado a 1 metro sobre el nivel de terreno natural hasta una profundidad de 18.17 metros con mediciones constantes cada centímetro. Aquí se obtuvieron los siguientes parámetros primarios: resistencia de punta q_c en unidades de MPa, la fricción lateral f_s en unidades de kPa y la presión de poros u_2 en unidades de kPa.

Entre los parámetros básicos que obtenemos directamente del ensayo están los siguientes:

Parámetros primarios

Resistencia de punta q_c

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (2.1)$$

Donde:

Q_c = Fuerza de resistencia al hincado de la sonda (kN)

A_c = Área del cono (cm²)

Fricción lateral f_s

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (2.2)$$

Donde:

F_s = Fuerza de resistencia de fuste al hincado de la sonda (kN)

A_s = Área del manguito de fricción (cm²)

Adicionalmente, con los resultados básicos obtenidos se pueden estimar parámetros secundarios utilizando diversas correlaciones que resulten ser las más fiables en cuanto a aproximación.

Parámetros secundarios

Resistencia de punta corregida debido a la presión de poros q_t

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (2.3)$$

Donde:

u_2 = Presión de poros medida en la posición inmediatamente después de la base del cono.

a = Relación de áreas. (0.8)

Relación de fricción R_f

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} * 100\% \quad (2.4)$$

Factor de resistencia Fr

$$Fr = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} * 100\% \quad (2.5)$$

Donde:

σ_{vo} = Esfuerzo vertical total.

Resistencia al corte no drenado S_u

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (2.6)$$

Donde:

N_{kt} = Factor empírico de cono en un rango de 10 y 20 dependiente el tipo de suelo

Índice de material I_c

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log Fr)^2} \quad (2.7)$$

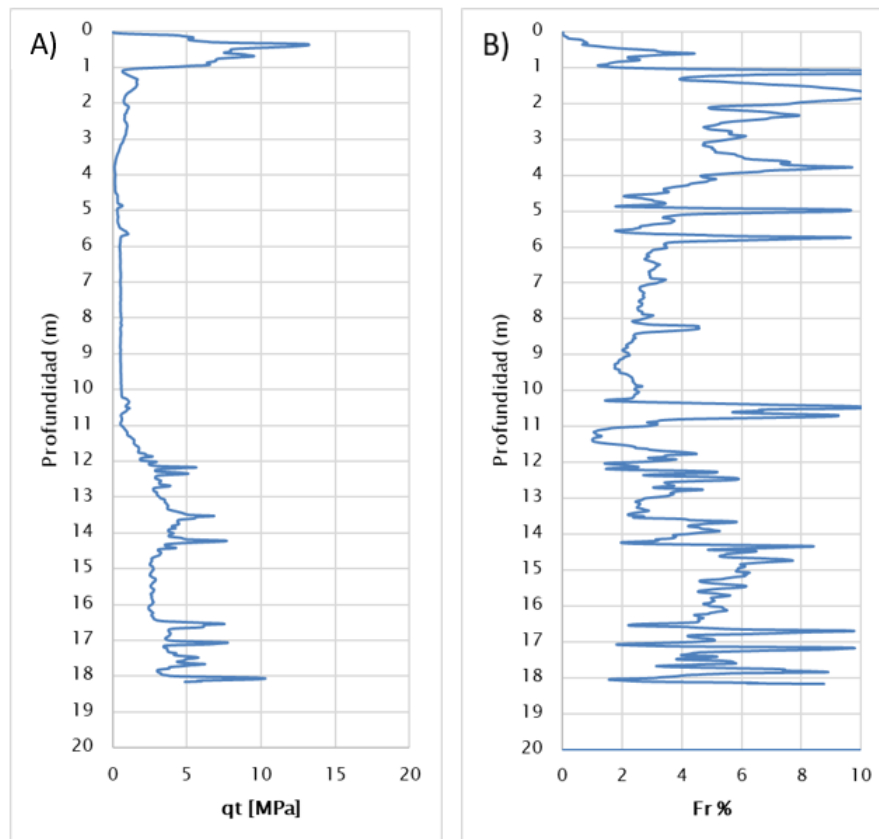
Para utilizar esta ecuación se asume inicialmente $n = 1$ y se itera hasta llegar a la convergencia

Así mismo se presentan las gráficas obtenidas correspondientes a los parámetros de interés mencionados anteriormente. Debido a que el material de relleno corresponde a 1

metro de profundidad no se enfocará el análisis en ese espesor. A continuación, se presenta en la Figura 11, Figura 12 y la Figura 13 las gráficas obtenidas de los parámetros secundarios.

Figura 12

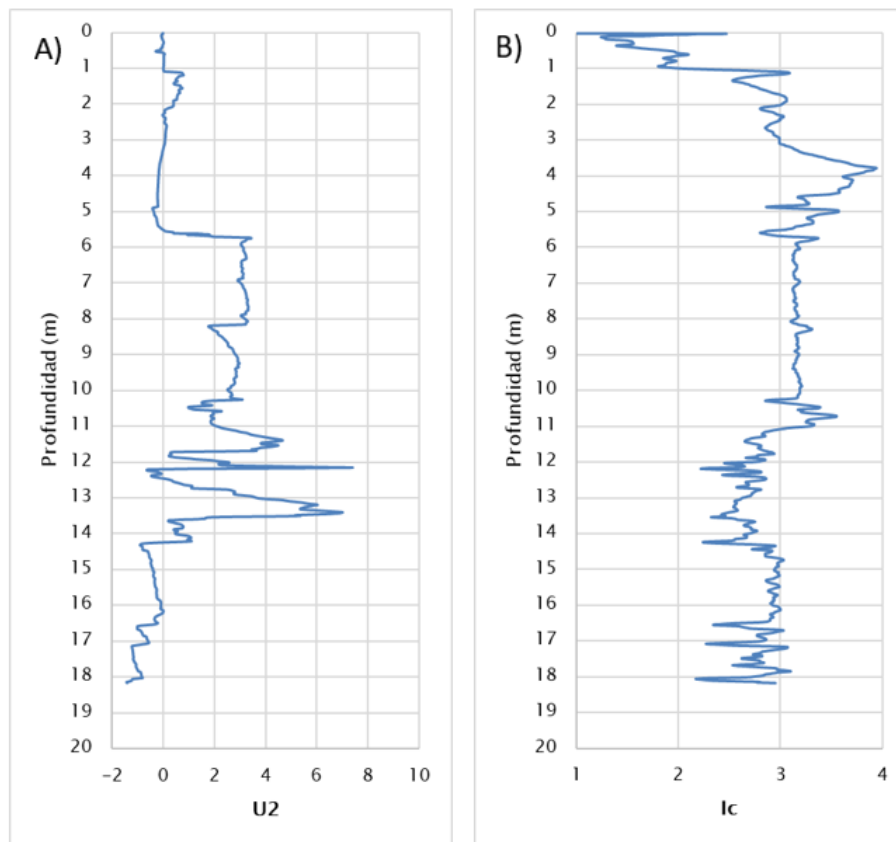
Parámetros secundarios: (A) Resistencia de punta corregida y (B) Factor de resistencia



Como se puede observar en la gráfica A desde la profundidad 1 metro hasta la profundidad 11 metros la resistencia por punta es considerablemente baja, en promedio 1 Mpa, y para los siguientes metros es en promedio 4 MPa. Por otro lado, se observa en la gráfica B que el factor de resistencia es en promedio 5% a lo largo de todo el espesor de suelo.

Figura 13

Parámetros secundarios: (A) Relación de presión hidrostática y (B) Índice de material



Como se puede observar en la gráfica A la relación de presión hidrostática es en promedio 1 hasta la profundidad 11 metros, y en los siguientes metros se puede estimar un promedio de 2. También en la gráfica B se observa que de acuerdo al índice de material que es en promedio 3, hasta la profundidad 11 metros se identifica el estrato como arcilla, y los siguientes metros de profundidad con un I_c de 2.5 corresponden a arcilla limosa.

2.4.2 Ensayo SDMT

Este ensayo se llevó a cabo capturando las mediciones desde 1.6 metros por debajo del nivel de relleno, cada 20 centímetros, hasta los 19.2 metros por debajo de este NR. Para la estimación de los parámetros de interés este ensayo implementa las siguientes ecuaciones.

Categorización de parámetros

Parámetros base corregidos a partir de las lecturas en campo

Primera medición de presión corregida

$$P_0 = 1.05 (A + \Delta A) - 0.05 (B - \Delta B) \quad (2.8)$$

Segunda medición de presión corregida

$$P_1 = B - \Delta B \quad (2.9)$$

Tercera medición de presión corregida

$$P_2 = C + \Delta A \quad (2.10)$$

Parámetros intermedios o secundarios

Índice de material

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - U_0} \quad (2.11)$$

Índice de esfuerzo horizontal

$$K_D = \frac{P_0 - U_0}{\sigma'_{vo}} \quad (2.12)$$

Módulo dilatométrico

$$E_D = 34.7 (P_1 - P_0) \quad (2.13)$$

Parámetros geotécnicos interpretados

Módulo edométrico:

$$M = R_M * E_D \quad (2.14)$$

Coefficiente de sobreconsolidación:

$$OCR = (0.5K_d)^{1.56} \quad (2.15)$$

Resistencia al corte no drenado:

$$Su = 0.22 \sigma'_{vo} (0.5K_d)^{1.25} \quad (2.16)$$

Índice de permeabilidad:

$$K_h = \frac{C_h * \gamma_w}{M_h} \quad (2.17)$$

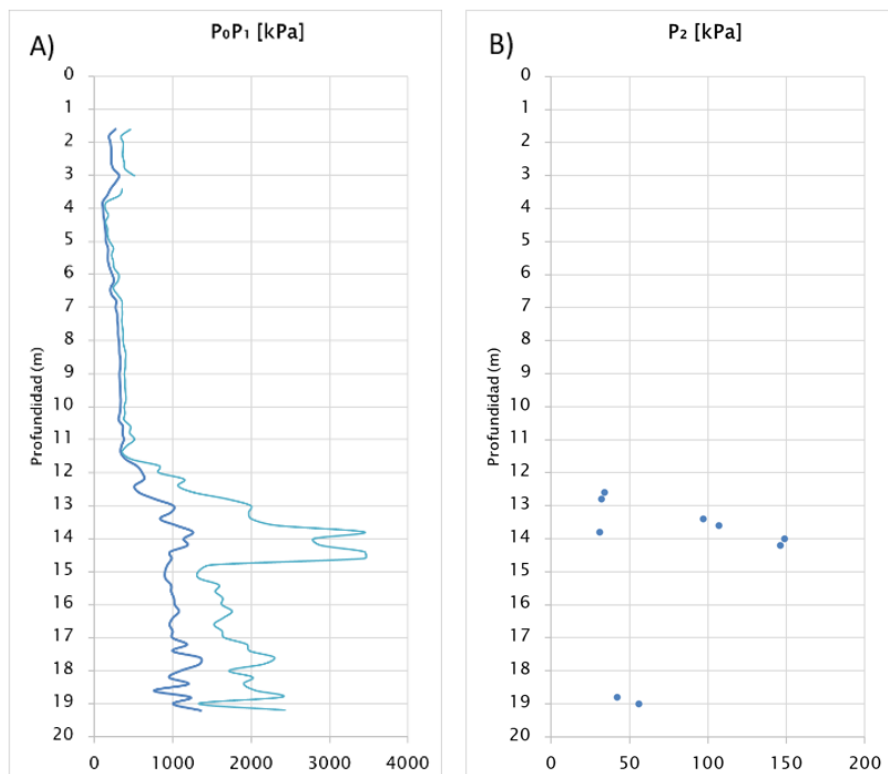
Velocidad de onda de corte

$$V_s = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad (2.18)$$

Las gráficas obtenidas se las presenta a continuación.

Figura 14

Parámetros básicos: (A) P_0 y P_1 [kPa] y (B) P_2 [kPa]



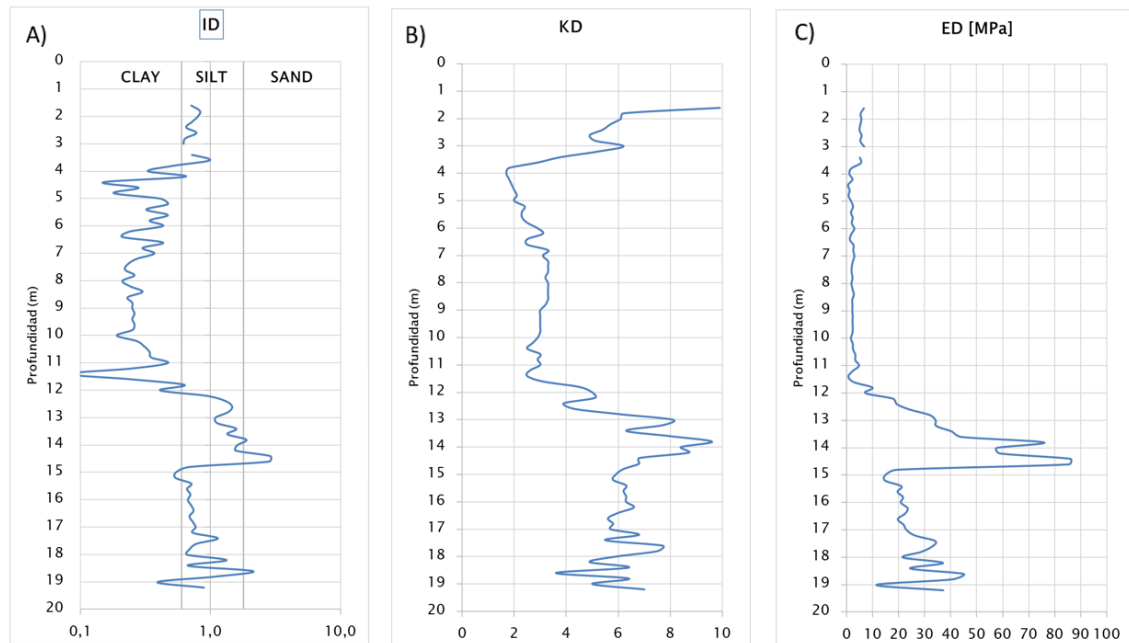
En la Figura 14 se observan los parámetros P_0 , P_1 y P_2 , con unidades de kPa, estos son los parámetros base corregidos a partir de las lecturas de campo.

Mediante correlaciones entre los parámetros base corregidos, empleando las fórmulas descritas anteriormente, se estiman los parámetros intermedios o secundarios I_D , K_D , E_D y se los presenta a continuación en la Figura 15.

Figura 15

Parámetros secundarios: (A) Índice de material I_D , (B) Índice de esfuerzo horizontal K_D y (C)

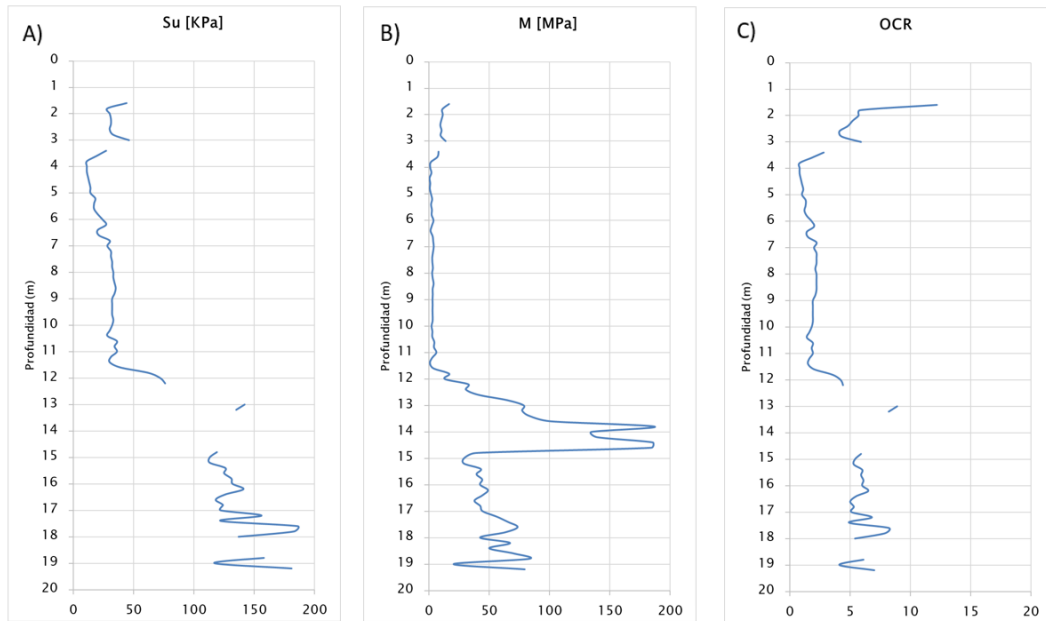
Módulo dilatométrico E_D



Así también, mediante las fórmulas descritas anteriormente, se estiman los parámetros geotécnicos interpretados tales como: Resistencia al corte no drenado S_u , módulo edométrico M y coeficiente de sobreconsolidación OCR , tal y como se muestra a continuación en la Figura 16.

Figura 16

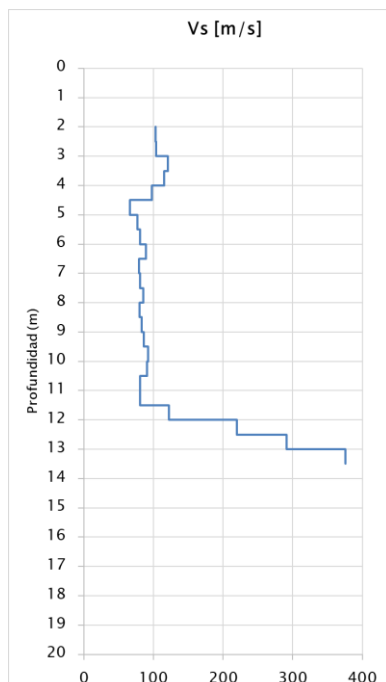
Parámetros geotécnicos interpretados: (A) Resistencia al corte no drenado, (B) Módulo edométrico y (C) Coeficiente de sobreconsolidación



Adicionalmente se presenta en la Figura 17 el parámetro velocidad de onda de corte

Figura 17

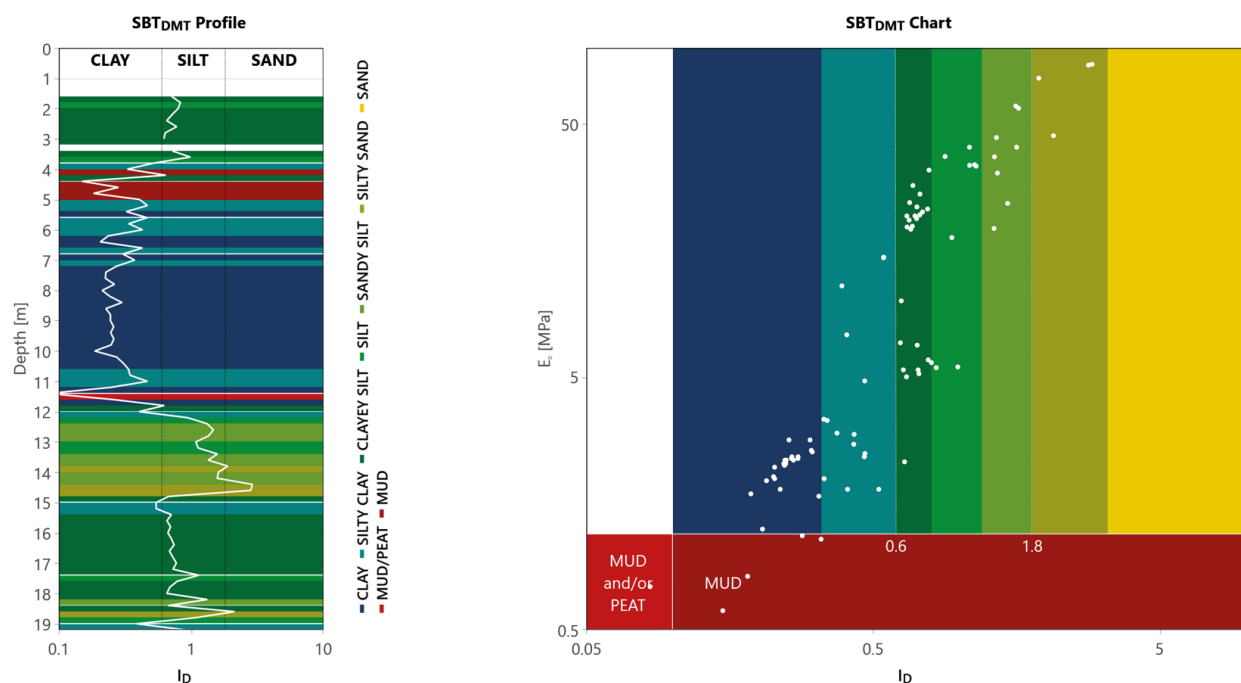
Parámetro: Velocidad de onda de corte V_s



Finalmente, se ha generado la siguiente gráfica resumen presentada en la Figura 18 que nos proporciona información acerca de la clasificación de los estratos de suelo presentes evidenciando así que la masa de suelo en el área de estudio está compuesta por estratos de limo, limo arcilloso, suelo orgánico (PEAT) y tipo barro (MUD), arcilla, arcilla limosa, limo arenoso y arena limosa.

Figura 18

Clasificación de los estratos de suelo



Nota: SUBTERRA (2023)

2.5 Análisis de alternativas

Antes de seleccionar la alternativa más eficiente y adecuada para mejorar las características del suelo bajo las condiciones específicas del proyecto, es necesario hacer un breve análisis comparativo de cada una de ellas, considerando sus ventajas y desventajas y qué tan alineadas se encuentran a las necesidades específicas del proyecto y del cliente.

Bajo este contexto, se presenta a continuación los siguientes aspectos a considerar:

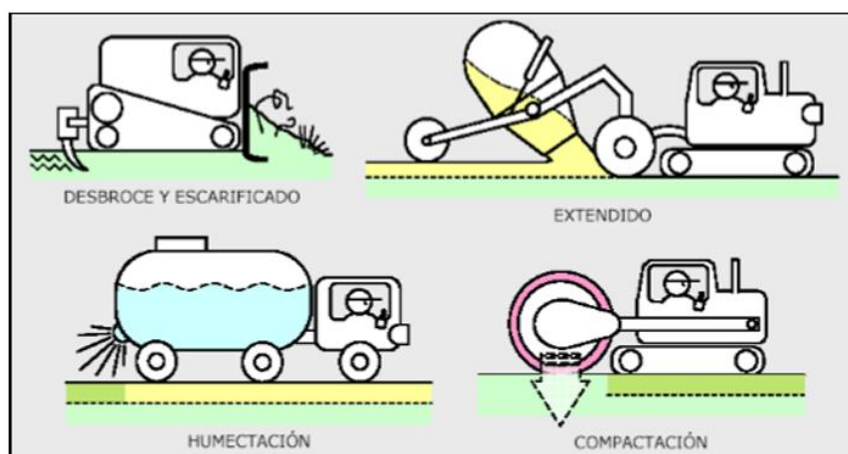
2.5.1 Precarga con material de relleno

Esta técnica, comúnmente llamada sobrecarga, suele ser una de las más usadas y consiste en colocar un relleno del material seleccionado a conveniencia. Generalmente el material de relleno seleccionado es la arena debido a que el proceso de compactación bajo este material estable se facilita dentro de la ejecución de la técnica, adicionalmente como este relleno se lo coloca en forma de terraplén, se busca que el material pueda mantenerse con la geometría adecuada manteniendo la estabilidad del talud.

El proceso constructivo, de manera general, inicia con la preparación del terreno sobre el cual se colocará el terraplén, esta preparación incluye, en caso de ser necesario, el desbroce del terreno y remoción de un espesor establecido a criterio. Posteriormente, se procede a colocar el material de relleno por capas, realizando la debida compactación de cada una de estas incluyendo para esta actividad la humectación adecuada. Así, finalmente se llega a tener el terraplén con las dimensiones requeridas y manteniéndose lo más estable posible. A continuación, en la Figura 19 se presenta un esquema del proceso.

Figura 19

Proceso constructivo de un terraplén



Nota: (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)

2.5.2 Precarga con material de relleno y colocación de drenes verticales

Esta técnica, es el resultado de complementar la técnica descrita previamente en el apartado 2.5.1 con un sistema de drenes verticales a fin de que el exceso de presión de poros debido a la sobrecarga disminuya en un período de tiempo significativamente menor. Estos drenes implementados pueden ser de arena, debido a su alta permeabilidad, o de algún material prefabricado que cumpla con la permeabilidad requerida.

Entre los drenes más utilizados, y sobre los cuales nos enfocaremos, están drenes prefabricados sintéticos (PVDs). Estos drenes se insertan en suelos blandos que presentan baja permeabilidad con la finalidad de acortar la distancia que debe recorrer el agua que sale de los poros permitiendo así que el proceso de consolidación de los estratos sea más rápido. La profundidad de desplante del dren puede ser hasta de 60 metros, su diámetro equivalente se encuentra en el rango de 0.05 metros a 0.1 metros y su espaciamiento recomendado está entre 1 metro a 3.5 metros (Holtz et al., 1991). A continuación, se presenta la Figura 20 donde se pueden observar los PVDs.

Figura 20

Tipos de drenes prefabricados sintéticos



Tipo banda o *wickdrain*



Cilíndrico tipo estrella



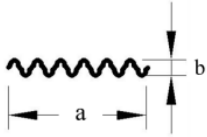
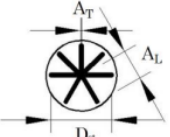
Cilíndrico

Nota: (Espinoza, 2023)

Así mismo, la Figura 21 corresponde a una tabla con las propiedades de los drenes verticales prefabricados (Espinoza, 2023).

Figura 21

Propiedades de los tipos de drenes

Tipo de dren	Elemento	Propiedad	Valor	Unidad
Dren vertical prefabricado tipo banda (wick drain) 	Cuerpo del dren	Material	Polietileno de alta densidad (HDPE)	---
		Ancho (a)	96	mm.
		Espesor (b)	6.5	mm.
	Filtro	Material	Polipropileno (PP)	---
		Tamaño de abertura O_{95dry}	177	μm
		Permeabilidad	6.2×10^{-4}	m/s
Dren vertical prefabricado tipo estrella (stardrain) 	Cuerpo del dren	Material	Polietileno de alta densidad (HDPE)	---
		Diámetro (D_{st})	30 ± 2	mm
		Longitud del brazo de la estrella (A_L)	12 ± 2	mm
		Espesor del brazo de la estrella (A_T)	0.45 ± 0.05	mm
	Filtro	Material	Polipropileno (PP)	---
		Tamaño de abertura O_{95dry}	218	μm
		Permeabilidad	2.03×10^{-3}	m/s
		Permitividad	3.35	s^{-1}

Nota: (Espinoza, 2013)

El proceso de implementación de drenes verticales inicia con un equipo de hincado o vibrado que permita introducir un mandril el cual tendrá en su interior el dren a anclar en el suelo a una profundidad establecida. Posteriormente se retira el mandril y cuando éste se encuentre fuera del terreno se corta el dren de manera que quede sobresaliendo de 30 centímetros a 50 centímetros del suelo. Una vez concluido el proceso de colocación de los drenes se procede a dejar por encima del suelo una capa de material drenante con la finalidad de que el agua expulsada a través de los drenes pueda ser evacuada ya en el terreno. Finalmente, encima de esta capa de arena drenante se colocarán las capas de material de relleno que cumplirán con la función de precargar el suelo.

2.5.3 Implementación de cimentación profunda con pilotes

Los pilotes son un tipo de cimentación profunda que se emplea cuando se desea construir sobre un terreno con estratos superiores débiles permitiendo transmitir las cargas de la edificación a construir a estratos muy por debajo de la superficie que cuenten con mejores características mecánicas. Esta transmisión de cargas puede darse a lo largo del fuste del pilote, apuntando a que la resistencia por fuste del suelo sea la adecuada para la magnitud de dicha carga, también puede darse sobre un estrato más resistente considerando que la resistencia por punta sea suficiente para evitar la falla o también se puede transferir la carga mediante la combinación de ambas aplicaciones. Cualquiera que sea el criterio de diseño de estos pilotes debe garantizar que la estructura no presente fallas ni por capacidad portante ni por asentamientos.

Los materiales con los que se pueden construir los pilotes son: concreto, acero y madera. Y el proceso de implementación de este tipo de cimentación profunda inicia con la selección del tipo de pilote, éste puede ser hincado ya sea por impacto o por vibración, o barrenado.

- Pilote hincado por impacto: Es el tipo de pilote más utilizado y consiste en introducir el pilote en el terreno mediante golpes en la cabeza del mismo con un martillo y siendo el pilote sostenido durante el proceso con una piloteadora o máquina de hinca.
- Pilote hincado por vibración: Consiste en introducir el pilote en el terreno mediante vibración y presión sobre el mismo con un equipo específico para este proceso.
- Pilote barrenado: Consiste en remover un volumen de suelo mediante

perforación y rellenar con concreto ese volumen vacío colocando adicionalmente la armadura requerida como parte del pilote.

2.5.4. Comparación de alternativas

Habiendo detallado la información más relevante acerca de cada una de las técnicas a implementar cuando se requiere construir sobre suelos altamente compresibles, y en base al análisis de datos realizado en el apartado 2.4. se puede descartar rápidamente la alternativa 3 debido a que las resistencias por punta y por fuste del suelo estudiado son bajas en los 18 metros de profundidad analizados, inclusive asumiendo que por debajo de ese nivel nos encontremos con estratos adecuados para desarrollar la transferencia de carga por punta y por fuste se deberían implementar pilotes de grandes longitudes, lo que incurriría en inversión económica alta debido al transporte de pilotes a ser hincados, mayor cantidad de materiales debido a la geometría del pilote y mayor tiempo de operación de las maquinarias. Adicionalmente, para este proceso se debe contar con personal calificado a fin de generar el menor daño posible en los pilotes al ser hincados sobre todo por impacto y la disposición adecuada del acero de refuerzo en el proceso de barrenado.

Descartando la alternativa anterior, podemos escoger entre las alternativas 1 y 2. En cuanto a la alternativa 1, se considera que es una opción bastante viable ya que de acuerdo con los resultados obtenidos de los ensayos in-situ se ha definido que el suelo de estudio efectivamente está compuesto por estratos blandos y se tienen referencias de su efectividad para mejorar las características y reducir asentamientos en proyectos que la implementaron en estos mismos tipos de suelos. Algo a considerar es que, al contar con índices de permeabilidad bajos, el tiempo que puede tomar en producirse la consolidación esperada puede ser considerablemente extendido y este sería un factor limitante en base a los

requerimientos del cliente. Un aspecto positivo de esta alternativa es que el material con el que se desarrollará el terraplén puede ser reutilizado como material de relleno en áreas aledañas.

Finalmente, la alternativa 2 también se considera viable ya que brindaría la mejora de las características del suelo, permitiría la reutilización del material de relleno y disminuiría el tiempo de consolidación gracias a los drenes, pero se debe considerar que, aunque reduzca el tiempo en que se produzcan los asentamientos esperados, incurre en mayores costos debido a que se agregan materiales a utilizar (drenes) y se requiere contratar al equipo y personal que realice la colocación de los mismos.

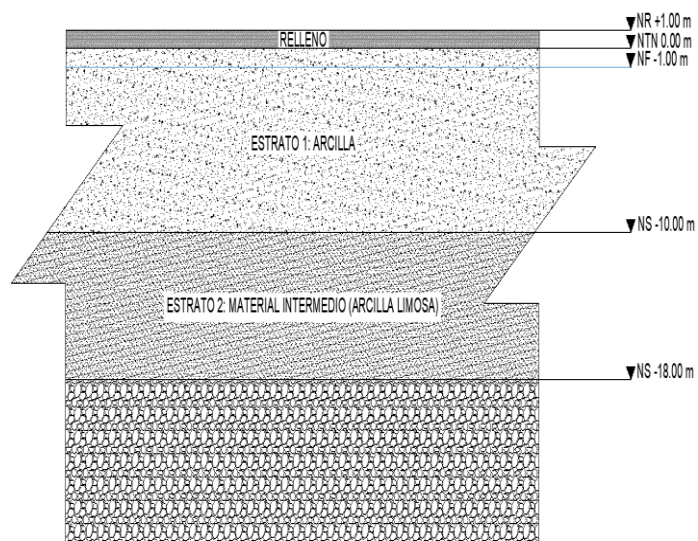
Capítulo 3

3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

3.1 Diseños

3.1.1 Estratigrafía definida en base a los ensayos CPTU y SDMT

Como se observó en el capítulo anterior, los ensayos CPTu y SDMT individualmente, gracias a los parámetros geotécnicos interpretados que estos arrojan, presentan el parámetro índice de material, el cual indica si el comportamiento de cada espesor de suelo analizado es similar al de las arcillas, los limos, las arenas, o materiales intermedios que serían la mezcla de dos de estos tres grandes grupos de material, por ejemplo, arcilla limosa, arena limosa, limo arcilloso, entre otros. En base con los índices de material arrojados de estos dos ensayos, y la comparación entre ellos, se ha definido que el suelo a analizar está compuesto por dos estratos, el primero correspondiente a arcilla, con un espesor de 10 metros, y el siguiente estrato correspondiente a arcilla limosa, con un espesor de 7 metros. Estos dos estratos están por debajo de la capa de relleno de 1 metro de espesor. A continuación, en la Figura 22 se observa la estratigrafía definida para el suelo de estudio.

Figura 22*Estratigrafía del terreno de estudio*

3.1.2 Modelo constitutivo Hardening Soil Model (HSM)

Plaxis 2D es un software de elementos finitos para el análisis bidimensional de deformación y estabilidad en ingeniería geotécnica y mecánica de rocas. Permite el modelamiento de estructuras geotécnicas como excavaciones, presas, terraplenes y túneles. Este software calcula deformaciones, tensiones del suelo, flujo y presiones de agua, fuerzas estructurales e incluso flujo térmico para problemas axisimétricos y de deformación plana en 2D. Incluye una amplia biblioteca de modelos constitutivos de suelo que permiten simular el comportamiento específico de diferentes materiales (arcillas, arenas, rellenos, rocas, etc.), considerando fenómenos de carga, descarga y recarga. (Bentley, 2024). Entre los modelos de suelo disponibles está el modelo de suelo endurecido que es el que se utilizará para el presente proyecto.

El Modelo de Suelo Endurecido o también llamado Hardening Soil Model es un modelo avanzado de simulación de comportamiento de suelo, tanto de suelos blandos como

suelos rígidos, en este modelo los estados límite de tensión del suelo se pueden describir en base a parámetros obtenidos mediante ensayos tal y como son el ángulo de fricción, la cohesión del material, el ángulo de dilatación, el módulo de Young y el coeficiente de Poisson. Algunas características básicas del modelo son:

- Rigidez dependiente del nivel de tensión según una ley de potencia: Parámetro de entrada m .
- Deformación plástica debido a la carga desviadora primaria: Parámetro de entrada E_{50}^{ref}
- Deformación plástica debido a la compresión primaria: Parámetro de entrada E_{oed}^{ref}
- Descarga/recarga elástica: Parámetro de entrada E_{ur}^{ref} y v_{ur}
- Falla según criterio de falla de Mohr-Coulumb: Parámetros c' , ϕ' y ψ

En este modelo, para describir con mayor precisión la rigidez del suelo se emplean los parámetros de entrada y se estiman las siguientes 3 rigideces: la rigidez de descarga triaxial E_{ur} , la rigidez triaxial E_{50} y la rigidez de carga edométrica E_{oed}

- Rigidez elástica o de descarga triaxial E_{ur}

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos(\phi') - \sigma' \sin(\phi')}{c' \cos(\phi') + p_{ref} \sin(\phi')} \right)^m \quad (3.1)$$

Donde:

E_{ur}^{ref} : rigidez elástica para p_{ref}

p_{ref} : presión de 100 kN/m²

m : exponente de Janbu, es igual a 1 para suelos blandos

- Rigidez triaxial E_{50}

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos(\phi') - \sigma' \sin(\phi')}{c' \cos(\phi') + p_{ref} \sin(\phi')} \right)^m \quad (3.2)$$

Donde:

E_{50}^{ref} : rigidez al 50% de falla para p_{ref}

- Rigidez de carga edométrica E_{oed}

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos(\phi') - (\sigma' / K_0^{nc}) \sin(\phi')}{c' \cos(\phi') + p_{ref} \sin(\phi')} \right)^m \quad (3.3)$$

Donde:

E_{oed}^{ref} : rigidez edométrica para p_{ref}

K_0^{nc} : coeficiente de empuje en reposo normalmente consolidado

Parámetros de rigidez alternativos

Cuando se consideran suelos blandos, como el caso de este proyecto, los parámetros de rigidez se pueden calcular a partir del índice de compresión C_c , índice de hinchamiento C_s y la relación de vacíos inicial e_{init} tal y como se muestra a continuación.

- Índice de compresión C_c

$$C_c = \frac{2.3(1 + e_{init})p_{ref}}{E_{oed}^{ref}} \quad (3.4)$$

- Índice de hinchamiento C_s

$$C_s = \frac{2.3(1 + e_{init})(1 + v_{ur})(1 - 2v_{ur})p_{ref}}{(1 - v_{ur})E_{ur}^{ref}K_0} \quad (3.5)$$

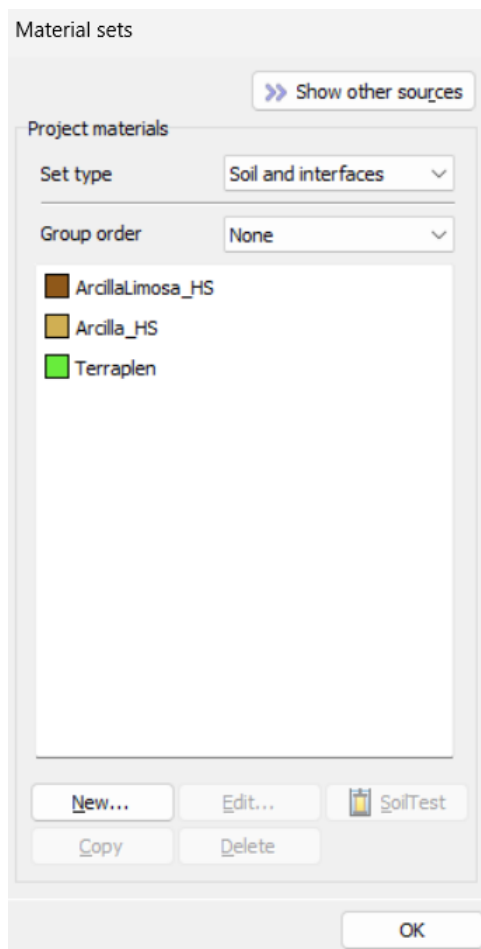
3.1.3 Calibración del modelo constitutivo del software en PLAXIS 2D

Para que el software represente de manera realista el comportamiento del suelo, es indispensable calibrar el modelo constitutivo con los parámetros obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio, específicos para cada uno de los estratos identificados.

Como primer paso se definieron los materiales del suelo incluyendo el terraplén, tal como se observa a continuación en la Figura 23:

Figura 23

Creación de materiales para configuración de estratigrafía



Después se creó la estratigrafía real incluyendo la capa de relleno (especificado como material similar al del terraplén) por encima del nivel de terreno natural e incluyendo la línea de nivel freático tal como se observa en la Figura 24.

Figura 24

Estratigrafía establecida en el software Plaxis 2D



Finalmente se procede a realizar la calibración de cada estrato de material (Arcilla y Arcilla Limosa)

Calibración del estrato 1 (Arcilla)

Para realizar la calibración se configuraron los siguientes parámetros con sus valores respectivos, tal como se observa en la Tabla 1.

Tabla 1

Parámetros empleados en la calibración del estrato 1

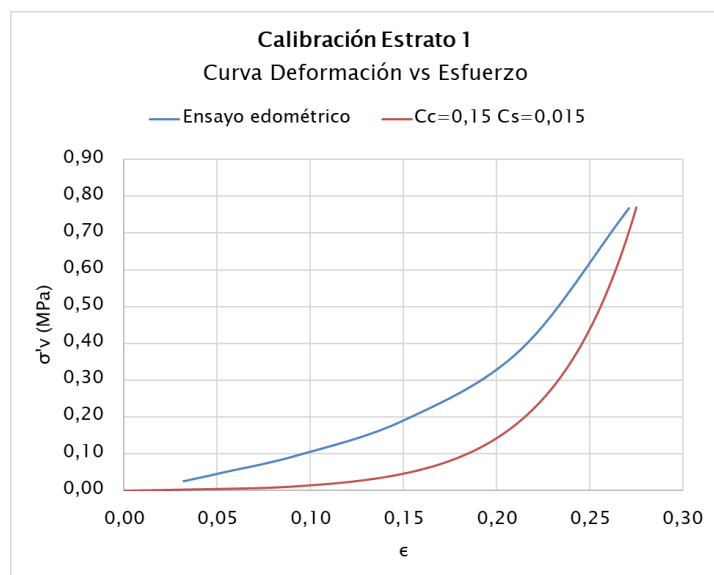
Parámetro	Unidades	Arcilla	Observación
Peso unitario (γ)	kN/m ³	16,03	Ensayo
Ángulo de fricción (φ)	°	26	Asumido
Cohesión (c)	kN/m ²	1	Asumido
Módulo de Poisson (ν)		0,2	Por defecto
Índice de compresión (Cc)		0,15	Ensayo
Índice de hinchamiento (Cs)		0,015	Ensayo
Presión referencial (p)	kN/m ²	100	Asumido
Permeabilidad (K)	m/día	0,0012	Ensayo
Índice de sobreconsolidación (OCR)		1	Asumido

Y se obtuvo la curva deformación vs esfuerzo en la que se observa que el modelo

constitutivo se ha calibrado bajo los parámetros ingresados tal y como se observa en la Figura 25.

Figura 25

Calibración de estrato 1 con parámetros de ensayo y software



Calibración del estrato 2 (Arcilla limosa)

Para realizar la calibración se configuraron los siguientes parámetros con sus valores respectivos y se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2

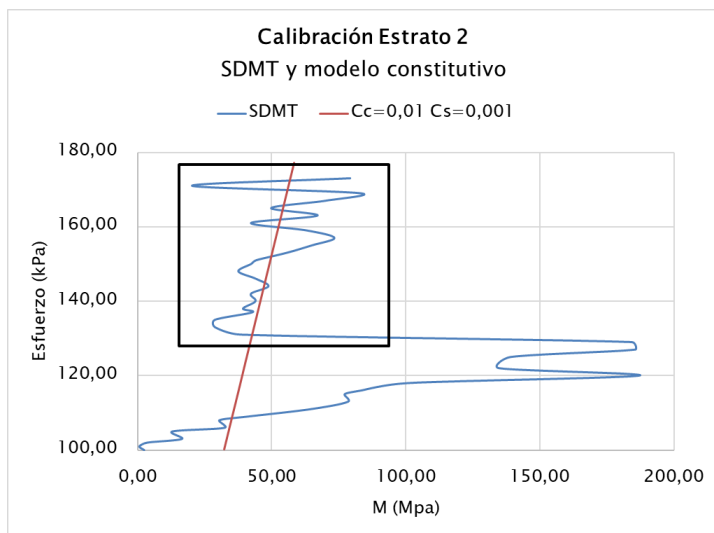
Parámetros empleados en la calibración del estrato 2

Parámetro	Unidades	Arcilla limosa	Observación
Peso unitario (γ)	kN/m ³	18,83	Ensayo
Ángulo de fricción (ϕ)	°	26	Asumido
Cohesión (c)	kN/m ²	1	Asumido
Módulo de Poisson (ν)		0,2	Por defecto
Índice de compresión (Cc)		0,01	Ensayo
Índice de hinchamiento (Cs)		0,001	Ensayo
Presión referencial (p)	kN/m ²	100	Asumido
Permeabilidad (K)	m/día	0,00694	Ensayo
Índice de sobreconsolidación (OCR)		1	Asumido

Adicionalmente, en la Figura 26 se presenta la gráfica de la calibración del estrato 2.

Figura 26

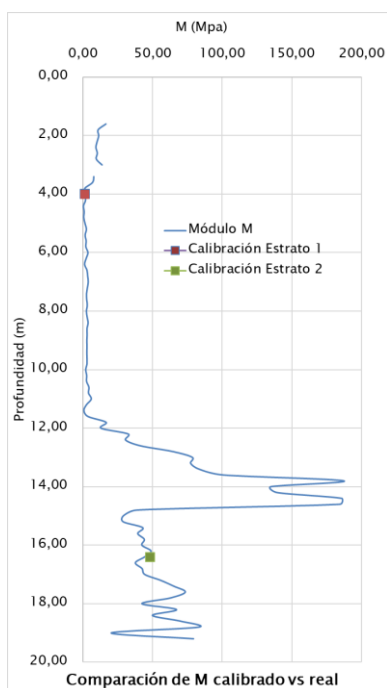
Calibración de estrato 2 con parámetros de ensayo y software



Finalmente se verifica que los dos estratos estén calibrados acorde al parámetro M obtenido del ensayo SDMT y se presenta en la Figura 27.

Figura 27

Comparación de parámetro M real con respecto a simulaciones con el software



3.1.4 Diseño de precarga

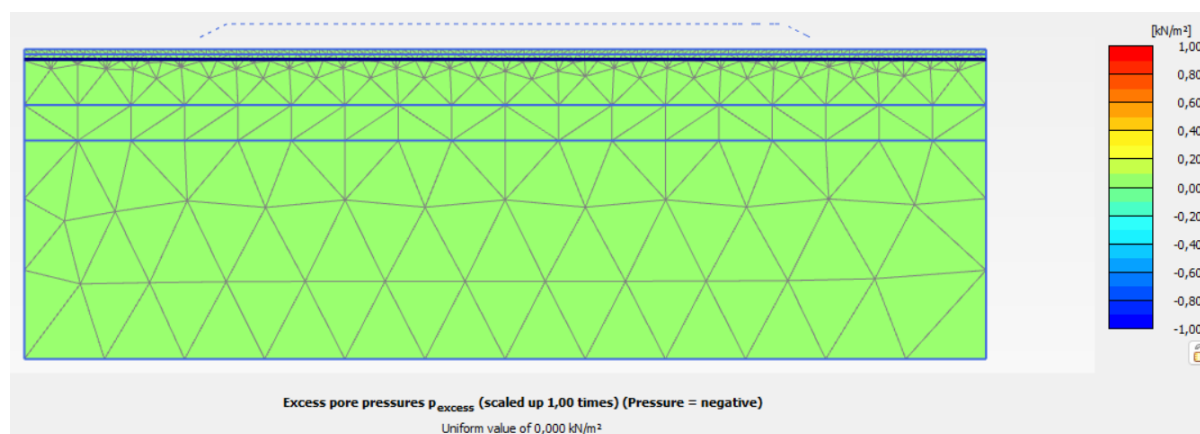
3.1.4.1 Precarga simple

El proceso de diseño de precarga parte del estado inicial del suelo y posterior se configura la colocación del terraplén de 5 metros de altura con taludes 2:1 dentro de la estratigrafía definida, esta colocación se validará por fases de forma tal que se pueda evaluar el comportamiento del suelo bajo las distintas condiciones de carga.

Fase inicial: En esta fase se emplea el procedimiento K_0 para establecer automáticamente dentro del modelado el estado inicial del suelo en cuanto a esfuerzo total y efectivo horizontal y vertical y presión de poros, aquí todavía no se somete al suelo a la carga del terraplén. En las siguientes gráficas se presenta:

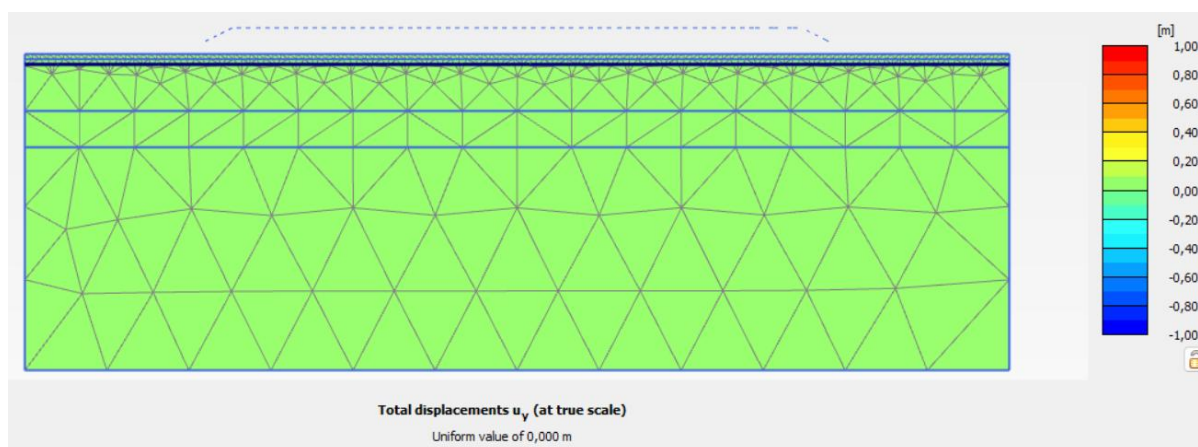
Figura 28

Exceso de presión de poros en estado inicial del suelo



Como se puede observar en la Figura 28, en el estado inicial del suelo no existe exceso de presión de poros, su valor es de 0 kN/m² en todo el espesor de suelo analizado, y este resultado es congruente ya que no se ha colocado aún la precarga.

Figura 29

Asentamientos en estado inicial del suelo

Como se puede observar en la Figura 29, en el estado inicial del suelo no se registran asentamientos, es decir, el valor de asentamiento a lo largo de todo el espesor de suelo es igual a 0 metros.

Una vez definido el estado inicial del suelo se ejecuta la siguiente fase de cálculo.

Fase 1: En esta fase se realiza un análisis plástico del suelo de fundación en condiciones no drenadas, considerando la aplicación inmediata de la carga total del terraplén. En este escenario, el exceso de presión de poros generado no se disipa. En esta etapa se evalúa la situación constructiva más crítica, en la cual la carga del terraplén se aplica de manera instantánea. Bajo esta condición no drenada, el exceso de presión de poros generado no logra disiparse y provoca la falla del suelo de fundación debido a la carga aplicada. A continuación, se presentan la Figura 30, Figura 31, Figura 32 y Figura 33 en las que se observan los resultados obtenidos en esta fase.

Figura 30

Exceso de presión de poros en el suelo debido a la colocación del terraplén

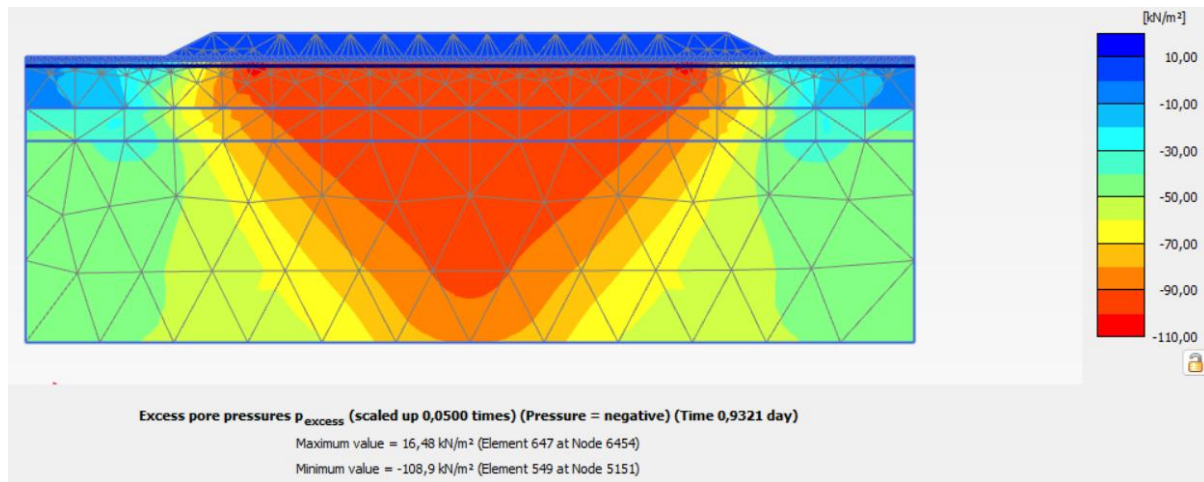


Figura 31

Asentamientos en el suelo debido a la colocación de terraplén

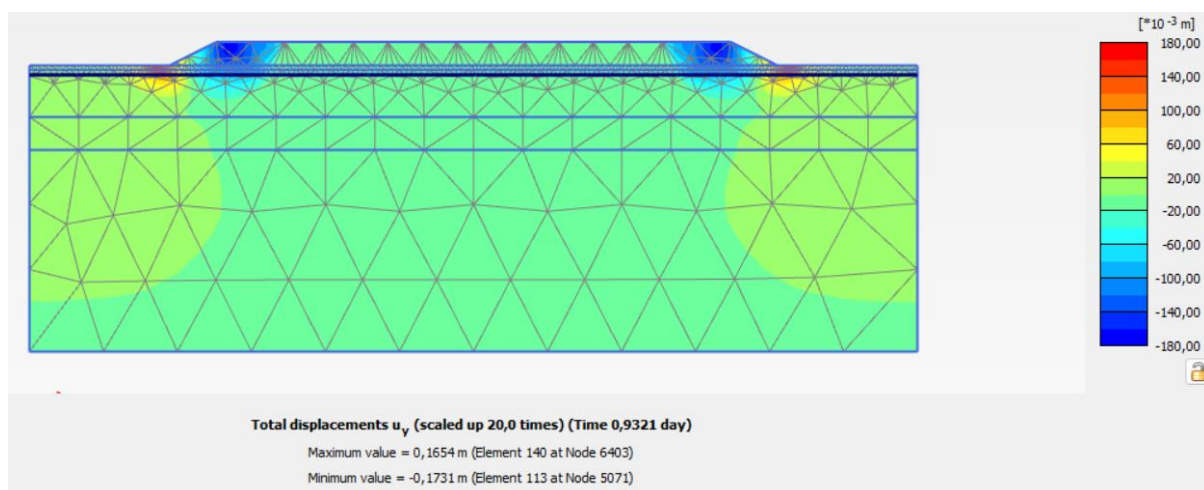


Figura 32

Zonas de falla debido a la colocación del terraplén

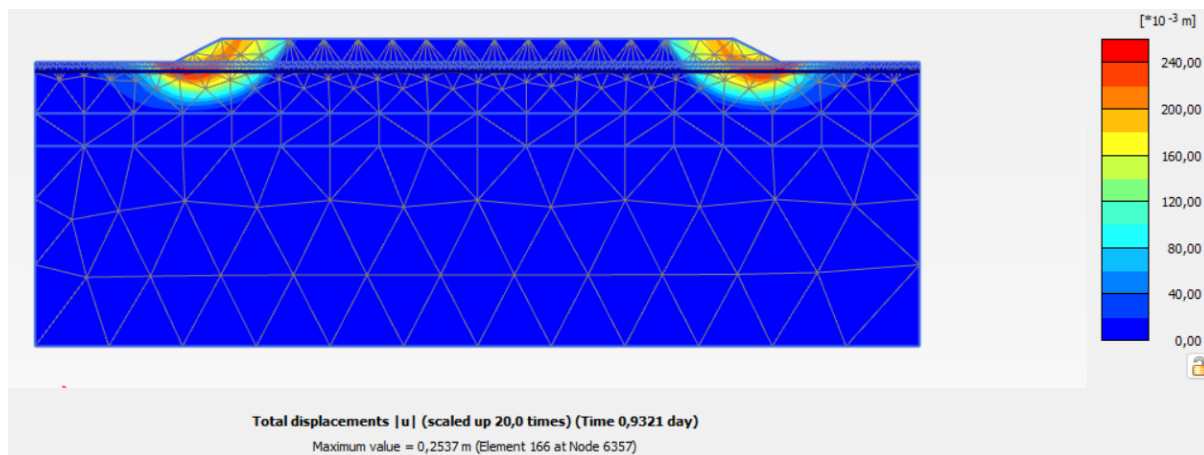
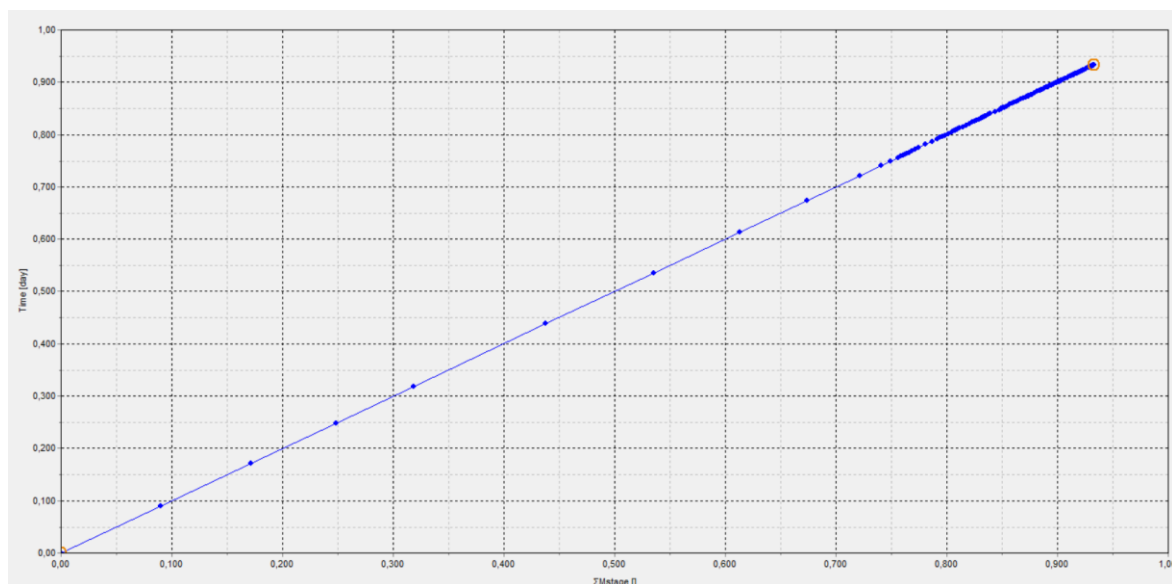


Figura 33

Curva de falla debido a colocación de precarga



Como se puede observar en la Figura 33, la falla ocurrirá cuando se coloque alrededor del 93% de la carga total del terraplén. Una vez corroborada la falla bajo comportamiento plástico del suelo se proponen configuraciones constructivas que garanticen que la estructura no falle y se pueda consolidar el suelo.

Se definió que el proceso de consolidación del suelo se realizará en dos etapas, la

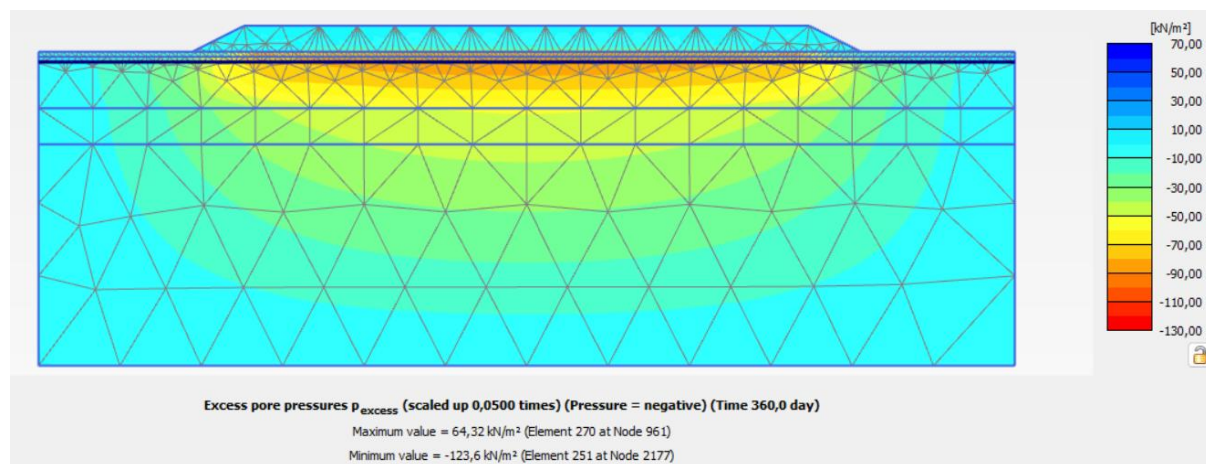
primera correspondiente al tiempo de construcción del terraplén, y la segunda durante la cual la carga del terraplén se mantendría constante por un lapso de 700 días.

Inicialmente, se consideró un tiempo de construcción del terraplén de 30 días, luego se incrementó a 60 días hasta llegar a 180 días, pero la falla seguía ocurriendo. Finalmente, al establecer un período de construcción de 360 días, la falla dejó de manifestarse, por lo que este plazo se adoptó como el definitivo para el proceso constructivo

Fase de construcción: En esta fase se modela la consolidación del suelo debido a la carga del terraplén y se incorpora la permeabilidad de los estratos. Cabe recalcar que esta fase es dependiente del tiempo y se evalúan los asentamientos producidos en el suelo debido a su capacidad de disipación de exceso de presión de poros.

Figura 34

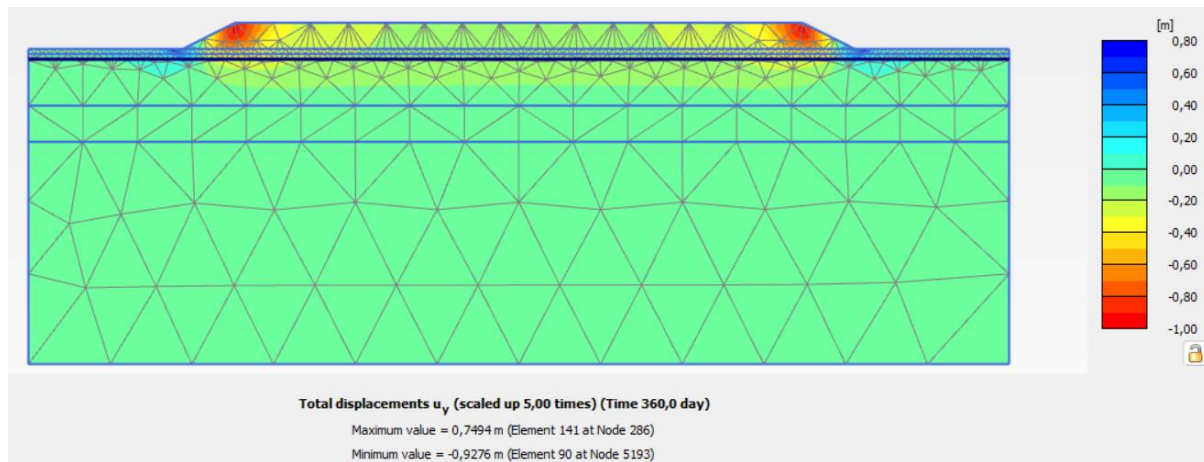
Exceso de presión de poros después de 360 días



Como se puede observar en la Figura 34, después de los 360 días de construcción del terraplén y consolidación a causa de la precarga que incurre el mismo, todavía existe exceso de presión de poros por disipar por lo que la consolidación aún no ha terminado.

Figura 35

Asentamientos al finalizar la consolidación

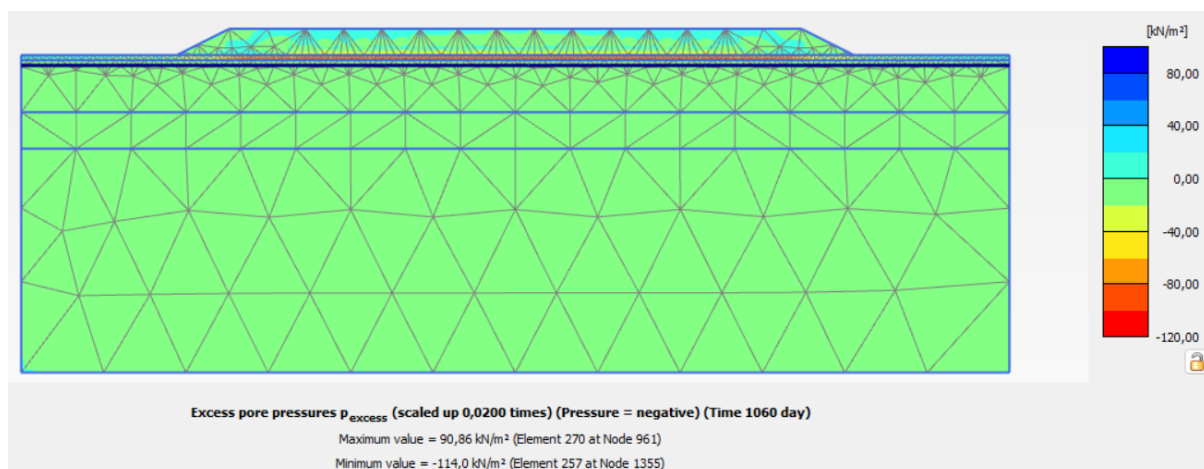


Así también como se puede observar en la Figura 35, si bien el suelo ha experimentado asentamientos estos no son los asentamientos finales por el exceso de presión de poros faltante de disipar como se mostró en la Figura 34.

A partir de que finaliza la fase de consolidación por construcción se evalúa la consolidación después de los 700 días que se dejará la precarga actuando.

Figura 36

Exceso de presión de poros al finalizar la consolidación

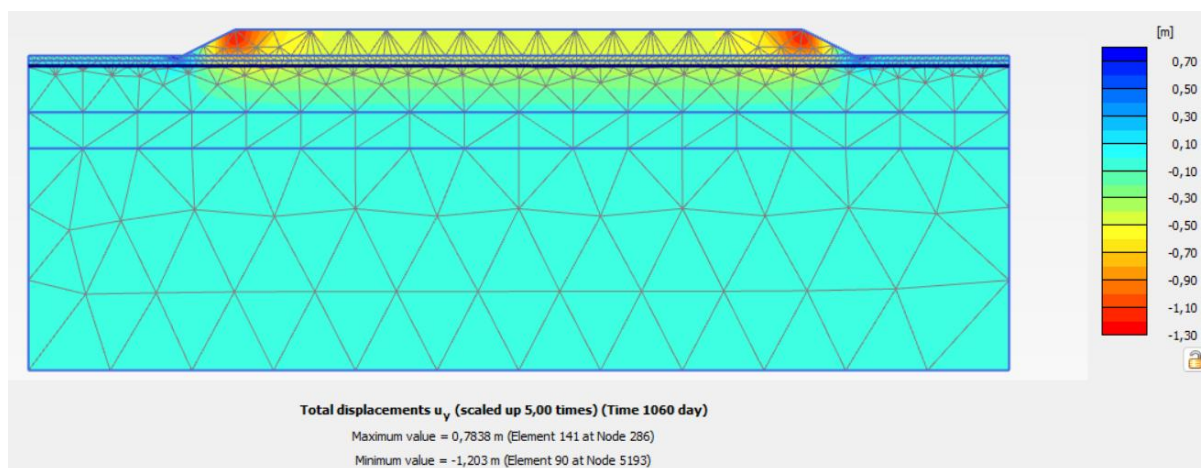


Tal y como se puede observar en la Figura 36, después de los 700 días se ha

disipado casi por completo el exceso de presión de poros en el suelo por lo que se concluye que la consolidación para este perfil de suelo ha terminado.

Figura 37

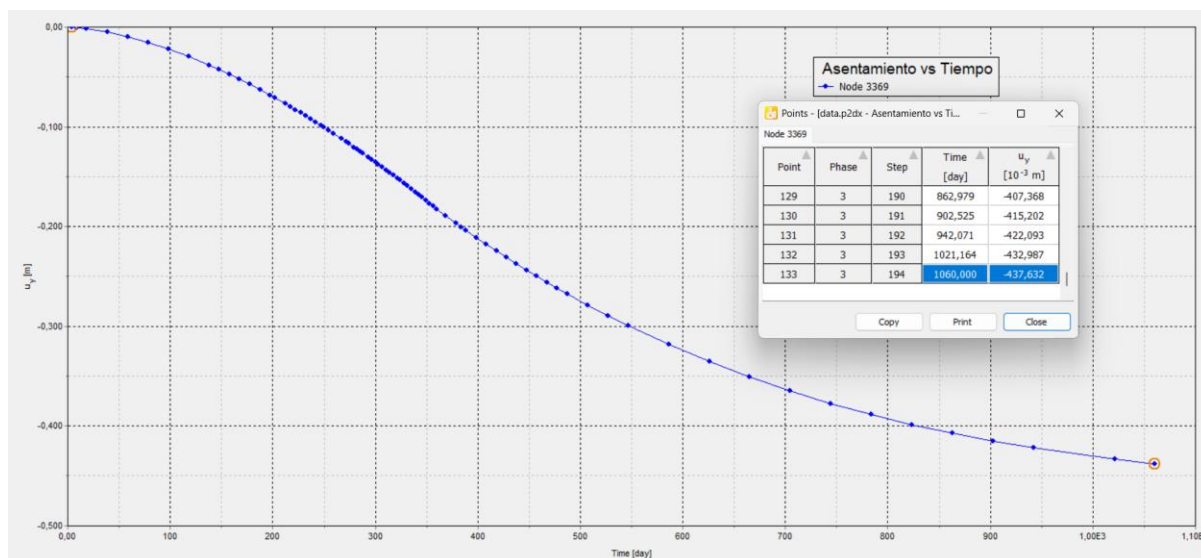
Asentamiento después de mantener el terraplén 700 días



También en la Figura 37 se observa el asentamiento del suelo después de los 700 días de consolidación. Finalmente, en la Figura 38 se presenta la curva Asentamiento vs Tiempo para esta configuración establecida de consolidación por precarga simple

Figura 38

Curva Asentamiento vs Tiempo



Como se puede observar en la Figura 38 al final del tiempo de consolidación el asentamiento en el suelo fue de 437.6 milímetros.

Debido a que el tiempo es considerablemente extendido, casi 3 años, se propone la implementación de drenes verticales a fin de reducir el tiempo de consolidación.

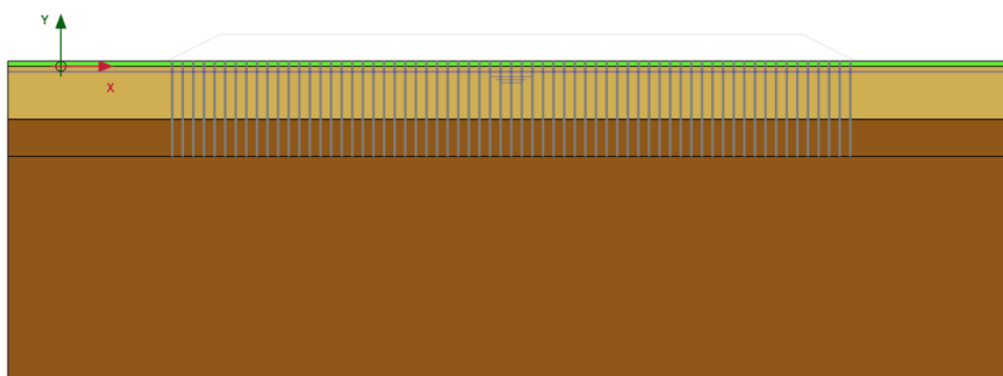
3.1.4.2 Precarga con drenes verticales

En el caso anterior se empleó la técnica de precarga, observándose que los tiempos de consolidación resultaban excesivamente prolongados. Por esta razón, se plantea una segunda configuración, en la cual, además de la precarga, se incorporan drenes verticales prefabricados dispuestos con un espaciamiento de 2.0 metros y una profundidad de 18 metros. La geometría del terraplén se mantiene, siendo su altura de 5 metros y los taludes con relación 2:1.

Fase inicial: Tal y como en el diseño de precarga simple, en esta fase se emplea el procedimiento K_0 para establecer automáticamente dentro del modelado los estados iniciales del suelo, teniendo en cuenta que aquí todavía no se somete al suelo a la carga del terraplén y aunque ya se encuentran colocados los drenes verticales tal y como se puede observar en la Figura 39, éstos todavía no están trabajando debido a que no se

Figura 39

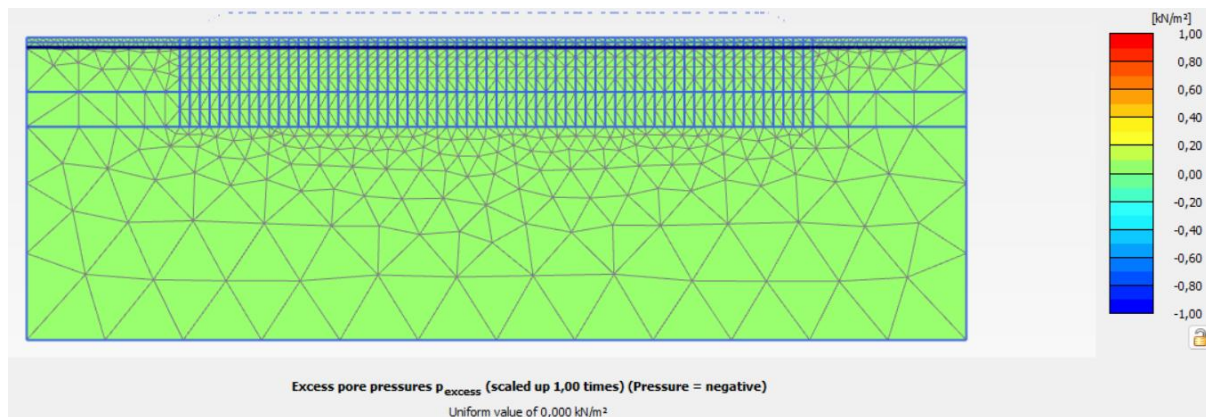
Estratigrafía final con los drenes colocados en software Plaxis 2D



Así mismo se presenta la Figura 40 correspondiente al exceso de presión de poros para corroborar lo mencionado anteriormente que no se ha generado exceso de presión de poros.

Figura 40

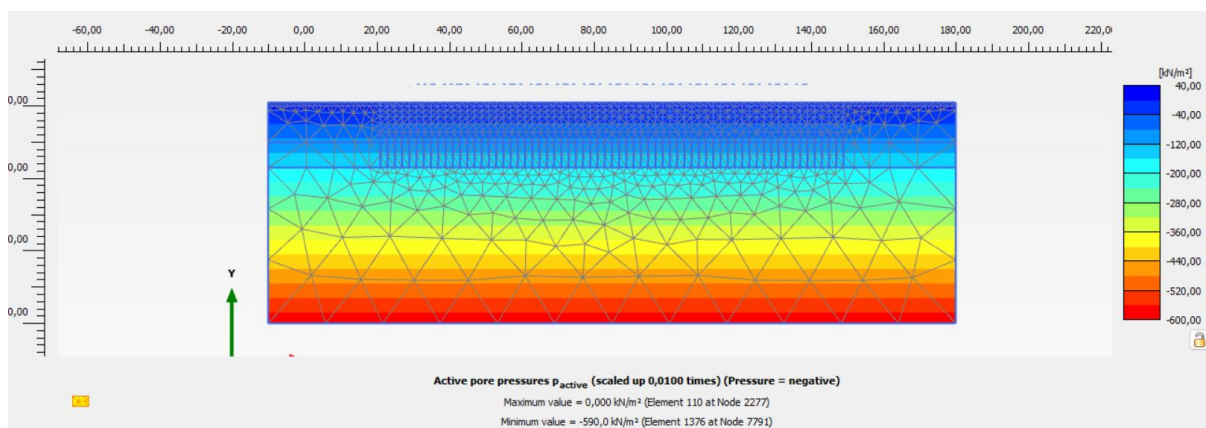
Exceso de presión de poros en estado inicial



También se presenta en la Figura 41 la presión de poros en esta fase inicial.

Figura 41

Presión de poros en fase inicial



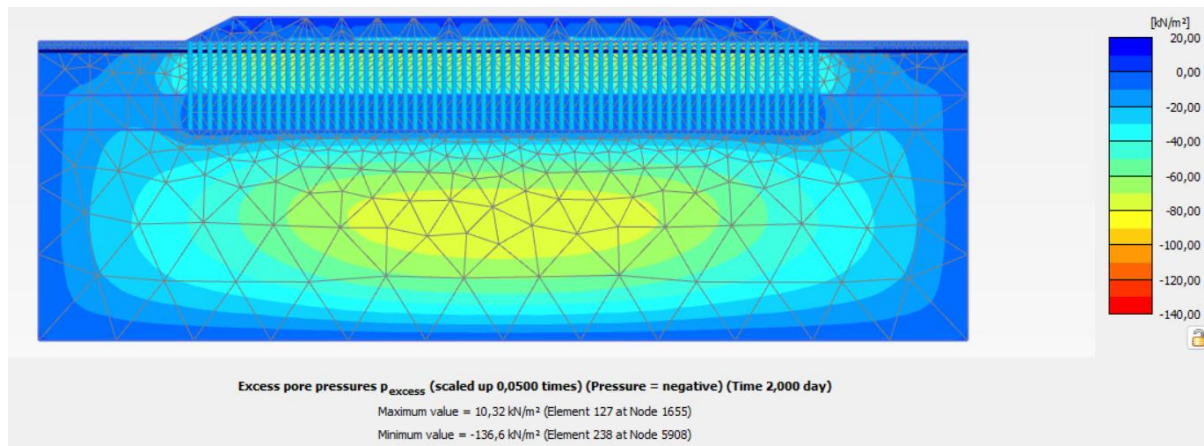
Para la construcción del terraplén se propone un tiempo de 2 días y posterior a ese tiempo se mantendrá el terraplén por un tiempo de 90 días.

Fase de construcción: Esta fase comienza a partir del estado inicial del suelo, y simula la colocación del terraplén con una duración de 2 días y la consolidación ocurrida en

este tiempo. Se presentan las siguientes figuras.

Figura 42

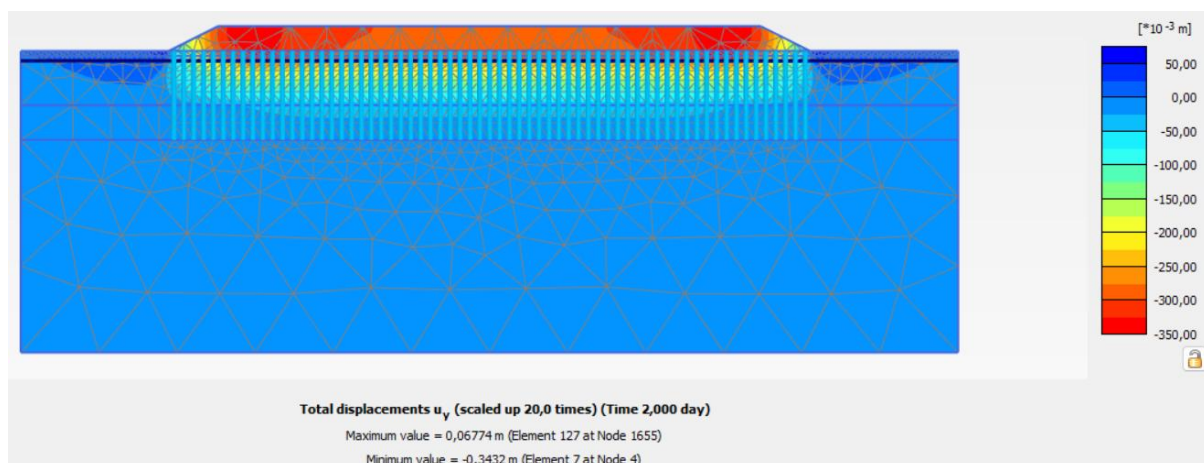
Exceso de presión de poros durante la construcción del terraplén



Como se observa en la Figura 42, en este lapso se ha alcanzado a disipar el exceso de presión de poros, aunque no por completo, por lo que se requiere el siguiente período propuesto de 90 días para alcanzar la totalidad de disipación. También se presenta la Figura 43 correspondiente al asentamiento del suelo durante la construcción del terraplén.

Figura 43

Asentamiento del suelo durante la construcción del terraplén



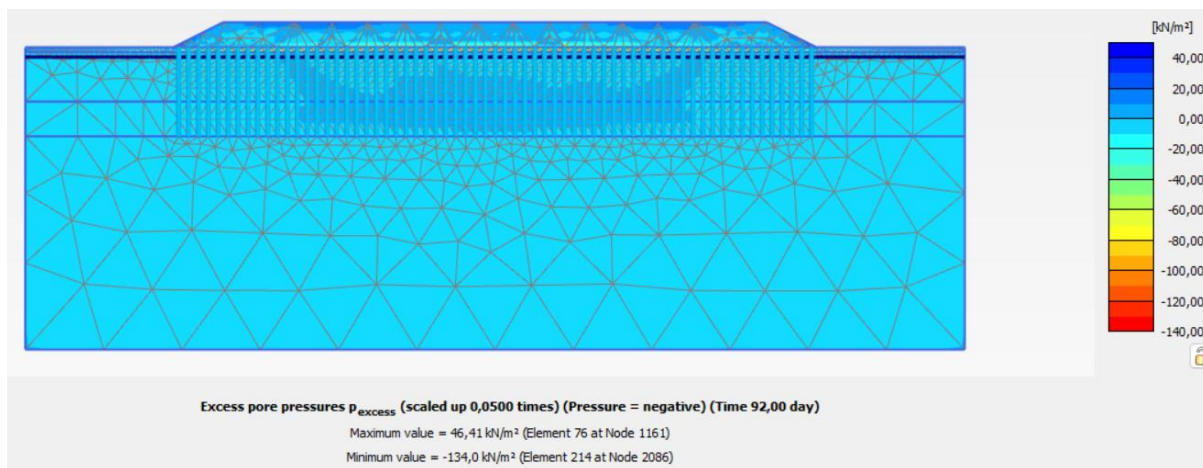
A partir de que finaliza la consolidación por construcción se evalúa como progresa la

consolidación del suelo manteniendo el terraplén por 90 días.

La fase de construcción del terraplén se modeló con una duración de 2 días, considerada como el escenario más crítico de análisis. En estas condiciones no se produjo falla en el suelo de fundación, lo que indica que, para tiempos de construcción mayores y más representativos de la práctica real, la estabilidad de la estructura tampoco se ve comprometida.

Figura 44

Exceso de presión de poros después de 92 días de consolidación



Como se observa en la Figura 44, el exceso de presión de poros se ha disipado por completo, también se observa en la Figura 45 el asentamiento del suelo después del período de consolidación evaluado.

Figura 45

Asentamiento del suelo por consolidación después de los 92 días

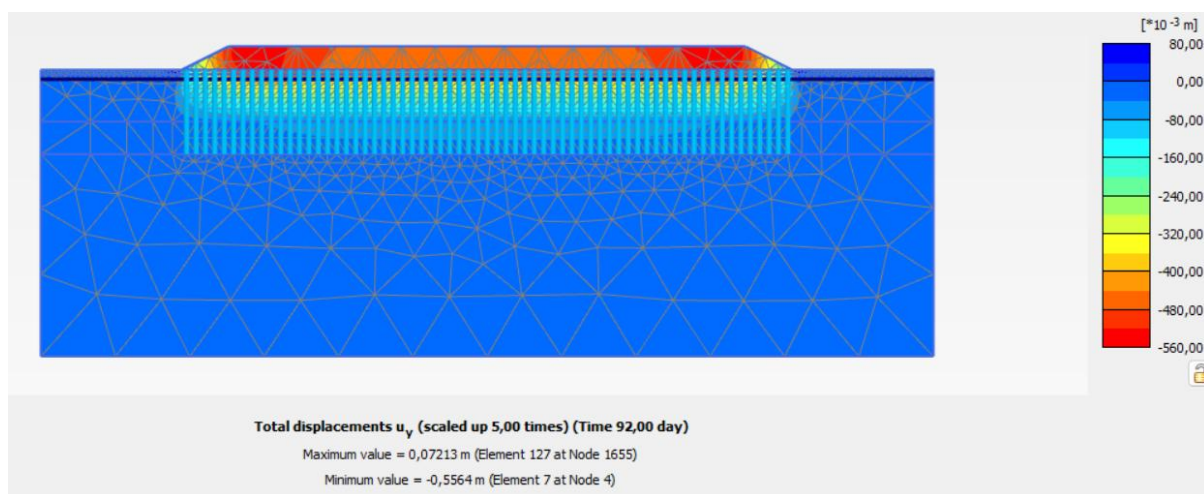


Figura 46

Curva Exceso de presión de poros vs Tiempo

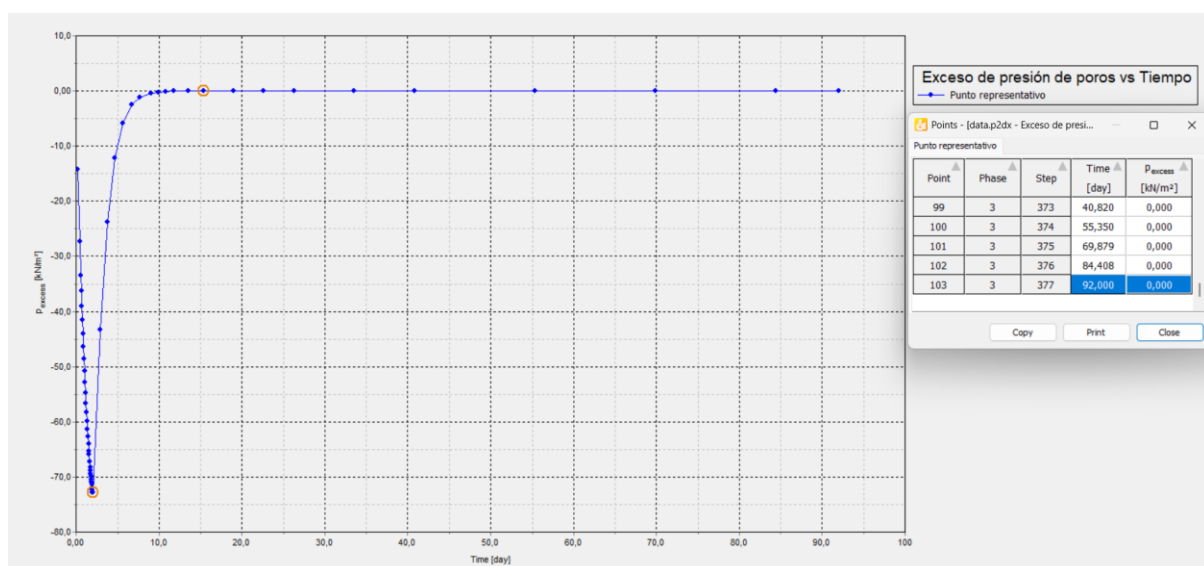
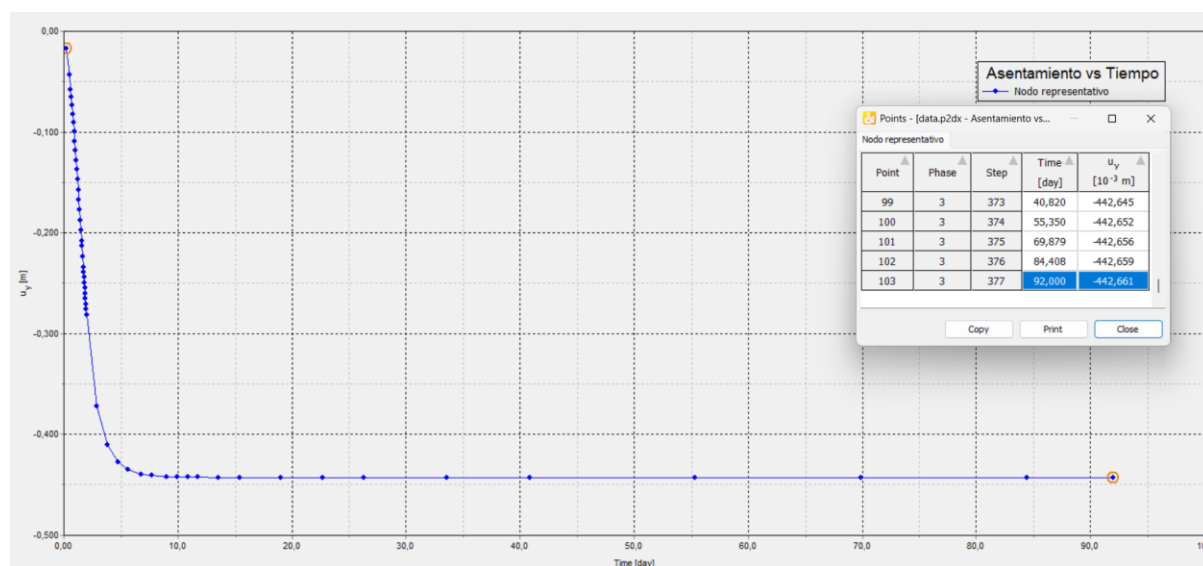


Figura 47

Curva Asentamiento vs Tiempo



Debido a que en la Figura 46 y Figura 47 se observa que el exceso de presión de poros se disipa por completo y el asentamiento se mantiene constante hasta el final del tiempo de consolidación evaluado, se concluye que la consolidación se estabilizó y se puede continuar con el diseño de la cimentación superficial acorde a los requerimientos estructurales del galpón industrial que será construido sobre el terreno consolidado. Cabe recalcar que, en base a los resultados obtenidos en cuanto a asentamientos y presión de poros, específicamente los que se observan en la Figura 47, se ha identificado que la consolidación empieza a estabilizarse ya que no ocurren asentamientos mayores a partir del día 15, esta información resulta de utilidad en la fase de ejecución real del proyecto a fin de ajustar la duración de las actividades en el cronograma.

3.1.5 Resultados obtenidos del modelado en PLAXIS 2D

En este apartado se presenta un resumen de los datos obtenidos después de realizar el diseño del terraplén. Como primer punto en la Tabla 3 se muestra la selección constructiva para el terraplén de precarga simple que estará conformado por una capa de 5 metros de altura con un talud 2:1.

Tabla 3

Configuración constructiva de terraplén en precarga simple

TERRAPLÉN DE PRECARGA SIMPLE						
Capa	Etapas	Altura [m]	Carga [Ton/m ²]	Desde [día]	Hasta [día]	Duración [días]
1	Construcción	0-5	0-10	0	360	360
	Consolidación	5	10	360	1060	700
Total		5	10	0	1060	1060

En la Tabla 3 se resume todo lo presentado en el apartado anterior en cuanto a la configuración constructiva seleccionada del terraplén para el modelado de precarga simple.

El asentamiento por consolidación se produjo en un total de 1060 días.

Tabla 4

Consolidación primaria por precarga simple

CONSOLIDACIÓN PRIMARIA POR PRECARGA SIMPLE					
Capa	Fase	Asentamiento inicial [mm]	Asentamiento final [mm]	Asentamiento acumulado [mm]	Asentamiento diario [mm/día]
1	Construcción	0,00	182,48	182,48	0,51
	Consolidación	182,48	437,63	255,15	0,36
Total				437,63	0,41

En la Tabla 4 presentada se resume el detalle de asentamientos alcanzados a lo largo de los 1060 días de consolidación, el asentamiento total al final de este período es de

437.63 milímetros y se tuvo un asentamiento promedio de 0.41 mm/día.

Tabla 5

Configuración constructiva de terraplén en precarga con drenes verticales

TERRAPLÉN DE PRECARGA CON DRENES VERTICALES						
Capa	Etapas	Altura [m]	Carga [Ton/m ²]	Desde [día]	Hasta [día]	Duración [días]
1	Construcción	0-5	0-10	0	2	2
	Consolidación	5	10	2	92	90
Total		5	10	0	92	92

Así mismo, se presenta en la Tabla 5 el detalle de la configuración constructiva del terraplén para la modelación de precarga con drenes verticales, la consolidación del suelo tuvo lugar a lo largo de 92 días.

Tabla 6

Consolidación primaria por precarga con drenes verticales

CONSOLIDACIÓN PRIMARIA POR PRECARGA CON DRENES VERTICALES					
Capa	Fase	Asentamiento inicial [mm]	Asentamiento final [mm]	Asentamiento acumulado[mm]	Asentamiento diario [mm/día]
1	Construcción	0,00	281,54	281,54	140,77
	Consolidación	281,54	442,66	161,13	1,79
Total				442,66	4,81

Como se observa en la Tabla 6, durante este período de consolidación de 92 días se alcanzó un asentamiento total de 442.66 milímetros y en promedio de produjeron asentamientos de 4.81 mm/ día.

Analizando las tablas que resumen los asentamientos por consolidación tanto para precarga simple como con drenes se evidencia que para alcanzar similares asentamientos totales la alternativa de drenes resulta considerablemente eficiente, el tiempo de

consolidación se redujo de 1060 días a tan sólo 92 días, en otras palabras el tiempo de consolidación con la alternativa de drenes verticales disminuyó en un 93% lo cual resulta altamente factible si se requiere iniciar con la construcción del galpón industrial a la brevedad.

Otro punto importante a considerar es que el material sobrante de terraplén puede ser almacenado en el sitio de trabajo para ser reutilizado en la construcción de la cimentación del galpón industrial ya que este material cuenta con características mecánicas adecuadas.

Capítulo 4

4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

4.1 Descripción del proyecto

El Estudio de Impacto Ambiental (EIA) constituye una herramienta fundamental que permitirá la identificación, prevención y mitigación de todos los posibles efectos de alteración del entorno que podrían abrirse paso a causa de la ejecución de proyectos de obra civil; este estudio garantizará el respectivo control sobre las actividades a ejecutar y la disminución de los efectos de impacto negativos sobre el medio ambiente a causa de dichas actividades. Así también el EIA permitirá promover impactos positivos que favorezcan el desarrollo sostenible de la zona de interés, tanto del predio en cuestión como de las áreas aledañas.

El presente proyecto se ha propuesto con la finalidad de implementar técnicas de precarga sobre suelos compresibles correspondientes al sector del Km. 20 de la Vía a Daule permitiendo así que el diseño de la cimentación en los mencionados suelos pueda optimizarse bajo criterios estructurales y económicos. Cabe recalcar que el análisis de impacto ambiental se concentrará en las fases preliminares de preparación de terreno, fase de colocación del terraplén y la fase de remoción de material de terraplén que se estima será después de un año desde su construcción.

Es de conocimiento general que toda actividad antropogénica, particularmente las realizadas en el ámbito de la construcción, puede representar una alteración de las condiciones naturales en las que se encuentra cualquier espacio o entorno físico y biótico por lo cual es de suma importancia realizar una evaluación de impacto ambiental adecuada y específica para cada proyecto a desarrollar con la finalidad de proponer medidas de

mitigación, prevención y control a fin de potenciar la sostenibilidad del proyecto. También, en este mismo contexto, es importante mencionar que el proyecto se alinea con los Objetivos de Desarrollo Sostenible, específicamente con el mencionado a continuación:

ODS 9.– INDUSTRIA, INNOVACIÓN E INFRAESTRUCTURAS.

Meta 9.1.– Desarrollar infraestructuras fiables, sostenibles, resilientes y de calidad, incluidas infraestructuras regionales y transfronterizas, para apoyar el desarrollo económico y el bienestar humano, haciendo especial hincapié en el acceso asequible y equitativo para todos.

4.2 Línea base ambiental

La línea base ambiental describe el área de influencia de un proyecto en específico en su estado actual con la finalidad de orientar la evaluación de impacto ambiental a todos los elementos medio ambientales existentes, aquí se detallarán los elementos específicos asociados al aire, agua, suelo, clima, flora, fauna y social.

4.2.1 Medio Físico

Suelo

El presente proyecto será desarrollado sobre suelos blandos, estos son los correspondientes a arcillas, limos, y también aquellos que tengan presencia de materia orgánica. Estos estratos blandos alcanzan profundidades de hasta 17 metros por debajo del nivel de terreno natural según lo establecido por los ensayos en sitio realizados y lo analizado en el capítulo 2. Una de las características de estos suelos es que tienen baja permeabilidad, su capacidad portante es considerablemente baja en relación con otros materiales y presentan grandes asentamientos cuando están sometidos a cargas externas

debido a su característica compresible.

El área de interés en cuestión se encuentra aproximadamente a 500 metros del Río Daule y su nivel freático está a 1 metro por debajo del nivel de terreno natural. También cuenta con la presencia de humedales en los predios vecinos.

El área de terreno a intervenir cuenta con una topografía relativamente plana, con estratos correspondientes a suelos arcillosos y limo arcillosos de alta compresibilidad, la influencia de humedales existentes va acorde a la clasificación de los materiales presentes en estos estratos.

Clima

El clima en general corresponde a tropical con estaciones seca y lluviosa bien marcadas, siendo así que las precipitaciones ocurren a lo largo de los meses entre diciembre y abril, también es importante mencionar que esta acumulación de agua superficial puede llegar incluso a sobresaturar estos estratos debido a la baja permeabilidad de los mismos produciendo encharcamientos temporales para las épocas lluviosas. Así mismo en estas épocas el nivel freático influenciado por la presencia del Río Daule en el sector puede llegar a aumentar también.

4.2.2 Medio Biótico

Flora

La vegetación presente en el sector de interés y alrededores corresponde a formaciones de matorral bajo y herbazal, con especies adaptadas a suelos saturados y alterados. Dentro de las especies comunes destacan las siguientes (SENAGUA, 2014)

- De la familia Fabaceae (*Piscidia carthagenensis* Jacq)

- De la familia Flacourtiaceae (*Muntingia calabura* L.)
- De la familia Caesalpiniaceae (*Senna* sp.)
- De la familia Mimosaceae (*Acacia macracantha*, *Inga spectabilis*, *Leucaena trichodes*)
- De la familia Sterculiaceae (*Guazuma ulmifolia*)
- De la familia Bixaceae (*Cochlospermum vitifolium*)

No se identificaron especies endémicas o protegidas de acuerdo a normativa nacional.

Fauna

La fauna presente corresponde a diversidad limitada de especies comunes para estas zonas periurbanas, las que destacan son (SENAGUA, 2014)

- Zarigüeya común (*Didelphis marsupialis*)
- Armadillo de nueve bandas (*Dasypus novemcinctus*)
- Ardilla de cola roja (*Sciurus granatensis*)
- Rata negra de noruega (*Rattus rattus*)
- Ratón pulpero (*Mus musculus*)

4.2.3 Medio Humano:

Actividad económica

En este sector de estudio se ha evidenciado la acelerada expansión urbana en los últimos años, se registra el desarrollo de infraestructura industrial, residencial y comercial con actividades económicas ligadas a estos.

Cultural

El proyecto no atraviesa zonas de valor patrimonial, cultural o ancestral y su

ejecución no representa el desplazamiento de la población que actualmente habita en zonas aledañas.

4.3 Actividades del proyecto

Dentro del presente proyecto se pueden enumerar actividades que van desde las llamadas preliminares a las relacionadas con la ejecución como tal, algunas de estas actividades se las considera generadoras de impacto por lo que es importante tanto mencionarlas como identificar el tipo de impacto que tendrán. A continuación, se las detalla:

4.3.1 Obras Preliminares

Preparación de terreno: Como parte de esta actividad se realizará el desbroce, limpieza y nivelación del terreno, teniendo en cuenta que aquí sucederá la remoción de la vegetación existente

4.3.2 Obras de ejecución

Colocación del material de terraplén: En esta actividad se requerirá el uso de maquinaria pesada que realice la colocación de cada capa que conformará el terraplén, el terraplén estará conformado por grava y arena, también se requerirá humedecer cada capa colocada y compactarla, previo al tendido de la siguiente capa.

4.3.3 Obras de finalización

Retiro de material residual: El material residual corresponderá a la cobertura vegetal que fue removida y cualquier escombros producto de la etapa de nivelación del terreno.

Retiro de material de terraplén: Para esta actividad se requerirá maquinaria pesada que retire y transporte el material que se colocó en el terraplén a una zona de acumulación de material para posteriormente proceder a reutilizarlo en la fase de construcción de la

cimentación.

4.3.4 Generales

Movilización: Tanto para llevar material al sitio del proyecto, como para que el personal contratado llegue a su zona de trabajo se requerirá de vehículos y camiones que transiten por el sector, así mismo para llevar la maquinaria pesada puede requerirse la contratación de grúas o plataformas, dependiendo las características de esta maquinaria.

4.4 Identificación de impactos ambientales

La identificación de impactos ambientales parte de conocer las actividades que se realizarán en el área de interés, y de acuerdo con esa información se describe a continuación los componentes ambientales sobre los cuales se tendrán efectos directos e indirectos.

4.4.1. Suelo

Debido a los trabajos preliminares de desbroce y limpieza del terreno se alterará la capa superior del suelo, como parte de este proceso se puede generar erosión del suelo; así mismo así mismo por el uso de maquinaria pesada que realizará la colocación del material en el terraplén se puede producir contaminación del suelo con químicos utilizados en estas maquinarias tanto para su operación como para su mantenimiento.

4.4.2. Agua

Debido a que el nivel freático puede variar sobre todo en presencia de lluvias, puede ocurrir que el agua del Río Daule se contamine con químicos que fueron parte de la contaminación del suelo, también cuando ocurren los encharcamientos ya sea por lluvia o por un uso descontrolado del agua necesaria para la humectación de las capas del terraplén, el agua encharcada se puede contaminar con los químicos mencionados anteriormente

permitiendo la infiltración de los mismos hacia niveles de agua que pueden corresponder a sitios pantanosos aledaños.

4.4.3 Aire

Debido a las actividades preliminares y también a la colocación y posterior retiro de material en el terraplén se puede contaminar el aire con partículas de polvo, adicionalmente las maquinarias a emplear emiten gases contaminantes hacia la atmósfera. Así mismo la movilización de los involucrados en el proyecto, puede incurrir en contaminación atmosférica en la zona.

4.4.4 Flora y fauna

Como es una zona con presencia de pantanales y allí también se encuentran especies, la ejecución del proyecto puede alterar el hábitat de estas debido a la simple presencia de agentes externos (ejecutores del proyecto) y ahuyentarlas mientras dure el proyecto. También la contaminación del agua estaría influyendo en la vida de la flora en zonas cercanas.

4.4.5 Economía del sector

Debido al incremento de movilización y actividad en la zona se puede generar un impacto positivo en el comercio menor que se encuentre cerca, ya sean vendedores ambulantes, restaurantes y demás comercio del sector.

4.4.6 Valoración cualitativa

La metodología cualitativa fue propuesta por Vicente Conesa en el año 1996, ésta emplea 11 atributos con la finalidad de estimar el impacto ambiental, cada uno de los atributos cuenta con su propia escala de calificación cualitativa la misma que se puede

transformar en calificación cuantitativa según el puntaje asignado para cada alternativa.

A continuación, se presenta la Tabla 7 que resume la información para cada atributo.

Tabla 7

Valoración de metodología cualitativa

Atributo	Característica	Opciones
Naturaleza (+/-)	Describe si el impacto es positivo o negativo	(+) (-)
Intensidad (In)	Evalúa el grado de destrucción o transformación del factor ambiental	Baja (1) Media (2) Alta (4) Muy alta (8) Total (12)
Extension (Ex)	Evalúa el área de influencia o afectación	Puntual (1) Parcial (2) Extensa (4) Total (8) Crítica (+4)
Momento (Mo)	Se califica de acuerdo con el tiempo transcurrido entre la actividad y la manifestación del impacto	Largo plazo (1) Mediano plazo (2) Corto plazo (3) Inmediato (4) Crítica (+4)
Acumulacion (Ac)	Califica el incremento progresivo del impacto	Simple (1) Acumulativo (4)
Persistencia (Pe)	Evalúa el tiempo de permanencia del impacto	Fugaz o momentáneo (1) Temporal o transitorio (2) Pertinaz o persistente (3) Permanente o constante (4)
Reversibilidad (Rv)	Se califica de acuerdo con el tiempo que puede transcurrir entre la finalización de la actividad que origina el impacto y la reconstrucción del factor ambiental por medios naturales	Corto plazo (1) Mediano plazo (2) Largo plazo (3) Irreversible (4)
Recuperabilidad (Rc)	Evalúa la posibilidad de reconstruir el factor ambiental por medios técnicos y el tiempo requerido para esto	Recuperable de manera inmediata (1) Recuperable en el corto plazo (2) Recuperable en el mediano plazo (3) Recuperable en el largo plazo (4) Mitigable, sustituible o compensable (4) Irrecuperable (8)
Periodicidad (Pr)	Tiene en cuenta la regularidad de la manifestación del impacto	Irregular, aperiódico y esporádico (1) Periódico o de regularidad intermitente (2) Continuo (4)
Efecto (Ef)	Evalúa la relación causa-efecto del impacto	Indirecto o secundario (1) Directo o primario (4)
Sinergia (Si)	Evalúa la capacidad del impacto para interactuar con otros, de forma que se potencialice sus efectos	Sin sinergismo o simple (1) Sinergismo moderado (2) Muy sinérgico (4)

Nota: (Toro et al., 2009)

Esta metodología define la importancia del impacto empleando la siguiente ecuación:

$$I = \pm[(3In) + (2Ex) + Mo + Pe + Rv + Rc + Si + Ac + Ef + Pr] \quad (4.1)$$

Es así que aplicando esta fórmula se obtuvo la siguiente matriz de valoración de impacto ambiental que se observa en la Tabla 8.

Tabla 8

Matriz de valoración de impacto relacionada al proyecto de precarga

		Naturaleza																						Impacto (I)
		Beneficio	Negativo	Baja	Media	Local	Extenso	Corto	Inmediato	Simple	Acumulativo	Temporal	Permanente	Corto	Irreversible	Corto	Irrecuperable	Periódico	Continuo	Directo	Secundario	Simple	Moderado	
Aire	Calidad del aire	-	1			1			4	1		2		1		2			4	4		1		-24
	Nivel de ruido	-	1			1			4	1		2		1		2			4	4		1		-24
Hidrología	Contaminación de las aguas	-	1			1		3		1		2			4	2		2			2		2	-23
Suelos	Contaminación del suelo	-	1			1			4	1		2			4	2		2		4		1		-25
	Erosión	-	1			1			4	1		2		1		2		2		4		1		-22
Flora	Pérdida de vegetación	-	1			1			4	1		2		1		2			4	4		1		-24
Fauna	Pérdida de hábitats	-	1				4		4	1		2		1		2			4	4		1		-30
Socioeconómico	Comercio	+		1			4		4	1		2		1		2		2		4		1		+28

Nota: Autoría propia.

También se debe hacer énfasis que con la ejecución del presente proyecto se generarán fuentes de empleo para todos los subcontratistas que formen parte directa e indirectamente de la realización de las distintas actividades.

4.5 Valoración de impactos ambientales

Dentro de la implementación de la metodología cualitativa se tiene la siguiente escala de interpretación presentada en la Tabla 9.

Tabla 9*Escala de interpretación de metodología cualitativa*

Categoría	Calificación
Irrelevante	<25
Moderado	25–50
Severo	50–75
Crítico	>75

Nota: (Toro et al., n.d.)

En base a la escala implementada se identifican los siguientes componentes ambientales que experimentarán impactos de carácter **moderado** y se explican las razones de su significancia:

Suelo.– Debido a la remoción de capa vegetal que alterará el suelo y al inminente riesgo de contaminarlo con sustancias que alterarán la composición química del mismo

Hábitat.– Debido al ruido constante por operación de maquinaria y emisión de gases de las mismas.

Comercio.– Debido al incremento de actividades en el sector y el tránsito constante de todos los involucrados en el proyecto.

También se identifican los componentes ambientales que experimentarán impactos de carácter **irrelevante**, pero se considera necesario hacer énfasis en los siguientes debido a su importancia para la estabilidad ambiental y así mismo se explican las razones de su significancia:

Aire.– Debido a la constante emisión de gases de las maquinarias, la suspensión de partículas provenientes del volumen de material que se colocará en el terraplén y la actividad de desbroce.

Agua.– Debido a la posible infiltración de sustancias químicas hasta alcanzar el nivel freático en caso de ocurrir encharcamientos en el terreno.

4.6 Medidas de prevención/mitigación

A continuación, se proponen las siguientes medidas para los 5 factores de relevancia identificados en la sección 4.5.

Suelo.– Realizar los mantenimientos requeridos para las maquinarias en un sitio específico fuera del área de trabajo, o en su defecto colocar plásticos sobre el lugar en el que vayan a realizar los mantenimientos.

Hábitat.– Realizar monitoreos cada 3 meses para observar si este componente se va normalizando y las especies vuelven a ocupar su hábitat inicial.

Comercio.– El proyecto permitirá que se desarrolle infraestructura industrial y por ende se potencie el comercio en el sector.

Aire.– Controlar el estado funcional de las maquinarias y colocar plástico protector sobre el material que se almacene en el sitio,

Agua.– Controlar donde se realizan los mantenimientos que pueden contaminar el suelo y a su vez incurrir en filtraciones.

Capítulo 5

5. PRESUPUESTO

5.1 Estructura Desglosada de Trabajo

La Estructura Desglosada de Trabajo (EDT) es un sistema de planeación que divide un trabajo en niveles jerárquicos, agrupando entregables en componentes cada vez más pequeños. Este diagrama sirve para facilitar la visión de los alcances del proyecto, identificar las dependencias y divisiones en atribuciones, habilitando una visibilidad más clara del trabajo a todas las partes involucradas.

Además, la EDT es fundamental para estimar costos, recursos y tiempos, ya que facilita el control y el seguimiento de las actividades. Al descomponer el trabajo en unidades más manejables, se reducen los riesgos de omisiones y se mejora la coordinación entre equipos, asegurando que cada fase del proyecto avance de manera estructurada y eficiente. Se ha definido la siguiente estructura desglosada de trabajo para el presente proyecto que se observa en la Figura 48.

Figura 48

Estructura Desglosada de Trabajo



5.2 Especificaciones técnicas

5.2.1 Obras preliminares

5.2.1.1 Valla temporal de obra

A fin de brindar información sobre los trabajos de construcción, es necesario que el contratista provea e instale una o más vallas compuestas por postes y tableros de madera colocados sobre bases de hormigón en concordancia con el diseño de los planos. El supervisor de obra decide el número y lugar de su colocación. El rubro considera valores por fabricación, mano de obra, materiales, recursos utilizados. El montaje de la señalética durante la ejecución del proyecto; y, esta deberá ser retirada al finalizar la obra por el contratista quien es responsable de velar por su permanencia, mantenimiento, y reposición en caso de ser necesario, de esta manera se cumple con los requerimientos establecidos. El cálculo del valor a pagar se realiza con base en el número de unidades (u) de letreros de obra instalados. Los responsables de determinar y aprobar la cantidad de vallas son: el cliente, la empresa contratista, la administración y la fiscalización, y dentro del valor. El fiscalizador es quien da la aprobación final a la ejecución de estos trabajos en estricto cumplimiento de los estándares establecidos.

5.2.1.2 Desbroce y remoción de vegetación

Esta actividad comprende la limpieza del terreno donde se va a ejecutar el proyecto, el desarraigo de maleza, levantamiento de escombros y plantas; eliminación de cualquier vestigio de municiones de guerra en la zona a intervenir; también incluye la tala de árboles en solitario o en conjunto asentados en áreas que no son parte de un bosque. Mientras se realizan estas labores de limpieza, es prioritario preservar las especies animales y vegetales a fin de mitigar daños ambientales. Asimismo, las zonas de interés comunitario o valor

económico deben ser preservadas para no afectar al entorno socioeconómico.

Las especificaciones técnicas de los planos del proyecto aunadas a las indicaciones del responsable del proyecto delimitan el campo de acción bajo el cumplimiento riguroso de las normativas ambientales vigentes para la tala selectiva de árboles sin afectar propiedades de los alrededores; puesto que no sólo se busca conservar los recursos naturales sino también proporcionar seguridad del personal de limpieza. Del mismo modo, el terreno debe estar delimitado a cada lado del eje vial por una franja de seguridad de 6 metros de ancho a fin de que la estabilidad y funcionalidad del proyecto estructural no se vea comprometido. Así mismo, se garantiza libre movilidad en cada lado del área de trabajo.

El administrador del proyecto es responsable de trabajar mancomunadamente con el cliente, el contratista, la fiscalización, entre otras partes involucradas para determinar en metros cuadrados (m^2) el área a intervenir, así como de calcular el valor de dicho rubro. Una vez calculado, este debe ser registrado mediante contrato que incluya el detalle de material, equipo, y recursos; y, los pagos serán cancelados según se haya acordado. El avance de obra estará supervisado por fiscalizadores quienes aprobarán la misma siempre y cuando cumpla con las especificaciones técnicas y normas de construcción vigentes.

Lo descrito anteriormente constituye una guía de acción para la ejecución de actividades de construcción. A continuación, tenemos los trabajos de trazado y replanteo en el área de trabajo que utilizan elementos varios como caballetes de madera, estacas, cal, piola, entre otros.

5.2.1.3 Trazado y replanteo

Una vez diseñados y aprobados los planos, es necesario mantener la máxima precisión para trasladarlos en escala al terreno marcando sus límites, cotas y ejes

principales bajo los parámetros de construcción definidos por el fiscalizador.

Posteriormente, se realiza el replanteo que no es más que los ajustes correspondientes para la total verificación de medidas y ubicación de elementos constructivos tal cual se ha especificado en los planos. Al realizar ambos procesos de manera exitosa, aseguramos un sistema referencial de ubicación espacial de cada elemento constructivo dentro del terreno a lo largo de la ejecución del proyecto.

Una vez trazado el terreno, es hora de marcar las zonas de rellenos y excavaciones tomando como referencia las coordenadas horizontales y cotas especificadas en los planos aprobados. Estas marcas colocadas con gran precisión topográfica deberán permanecer en la obra para guiar el trabajo de la mano de obra calificada, para ello se emplearán caballetes, estacas, se colocará piola a lo largo de todo el perímetro del área de interés delimitada, y se dejará marcado también el perímetro con cal según sea necesario considerando el BM⁸ y demás referencias planimétricas. También, el fiscalizador supervisará las mediciones topográficas a fin de que se dé fiel cumplimiento a las directrices del proyecto.

Al igual que en la obra de desbroce y remoción de vegetación, el administrador del proyecto es responsable de trabajar mancomunadamente con el cliente, el contratista, la fiscalización, entre otras partes involucradas para determinar en metros lineales (m) o metros cuadrados (m²) el área a trazar y replantear, así como de calcular el valor de dichos rubros. Una vez calculado, este debe ser registrado mediante contrato que incluya el detalle de mano de obra, material, equipo, y recursos; y, los pagos serán cancelados según se haya

⁸ Bench Mark

acordado. El avance de obra estará supervisado por fiscalizadores quienes aprobarán el mismo siempre y cuando cumpla con las especificaciones técnicas establecidas para el trazado y replanteo del terreno a fin de sentar las bases para que la construcción sea fiel al diseño de los planos.

5.2.2 Instalación de drenes verticales

5.2.2.1 Diseño del patrón de drenes

Para llevar a cabo el proceso de consolidación del suelo mediante la técnica de precarga, es necesario diseñar un patrón de drenes verticales asegurando que en menor tiempo se logre disipar el exceso de presión de poros y se garantice la estabilidad del terreno. Considerando los requerimientos técnicos del proyecto y características del terreno, se distribuyen los drenes en patrones geométricos específicos. Por ejemplo, si lo que necesitamos eficiencia en la cobertura del área de influencia, utilizaremos el patrón triangular; mientras que, si buscamos priorizar la facilidad de instalación, el patrón cuadrado será el indicado. La distancia entre drenes se calcula utilizando fórmulas relativas a la teoría de consolidación radial cuyos factores son: el coeficiente de permeabilidad, el radio de influencia y la profundidad de la capa compresible. Sin olvidar incluir datos base como la permeabilidad del suelo, el espesor de las capas compresibles y el tiempo de consolidación requerido para el proyecto. En esta instancia, el software de modelación geotécnica Plaxis 2D es de gran utilidad para modelar la disposición de los drenes y validar los parámetros de diseño estructural.

Una vez listo el diseño de la disposición de los drenes verticales, es momento de su instalación con equipo especializado que garantice su colocación vertical con alcance de profundidad necesaria. Se debe llevar un control exhaustivo de la calidad del proceso y

cumplimiento del diseño, es por eso que, en cada proceso de instalación de dren, se verificará la distancia entre ellos, la continuidad, la profundidad y la correcta conexión con las capas permeables del terreno. Con la propuesta de disposición de drenes verticales se pretende disminuir los asentamientos diferidos y garantizar la estabilidad del terreno a largo plazo en fiel cumplimiento de las normativas técnicas. Con esto, conseguimos que el resultado del diseño y patrón de drenes elegido sea un terreno apto para construir con los niveles precisos de consolidación acortando los tiempos de espera para ejecutar futuros trabajos constructivos.

5.2.2.2 Hincado de drenes verticales

La consolidación del terreno mediante la técnica de precarga en este proyecto contempla la colocación de drenes verticales cada 2 metros, esta medida ha sido definida previa consideración de estudios geotécnicos del suelo, permeabilidad, espesor de las capas compresibles y los tiempos de consolidación necesarios. Se seguirá un patrón geométrico cuadrado a fin de conseguir máxima cobertura de la superficie y drenaje uniforme y eficiente. La distancia de 2 metros entre drenes tiene el objetivo de minimizar las distancias máximas de drenaje del agua intersticial y acelerar la disipación del exceso de presión de poros. Esta propuesta de diseño de drenes verticales garantiza que la superficie de trabajo tenga el nivel de consolidación necesario en corto período de tiempo reduciendo los asentamientos diferidos y generando estabilidad del terreno a largo plazo.

Para la inserción precisa de los drenes verticales se utiliza maquinaria especializada para la colocación de mechas drenantes. La profundidad a la que se coloca cada dren es la especificada en los planos de diseño, y permite que haya conexión con las capas permeables del terreno. El control de calidad del proceso es fundamental para comprobar la

alineación, profundidad, y continuidad de los drenes. Del mismo modo, la supervisión de la instalación está a cargo del personal técnico calificado que verifica la colocación de los drenes según el patrón del proyecto.

Como en toda obra constructiva, la seguridad del personal es prioridad y para ello deben utilizar equipo de protección personal durante la ejecución de la obra y también, el área de trabajo estará completamente señalizada. Mediante la inserción de drenes verticales cada 2 metros se provee una solución técnica que reduce el período de consolidación del terreno bajo estándares de diseño geotécnico con el fin de reducir los riesgos de asentamientos diferidos. El cumplimiento de las normas técnicas del proyecto garantiza una superficie sólida y estable que soporte la construcción de las estructuras futuras.

Una de las etapas críticas del proceso constructivo es la configuración y movilización de la maquinaria de instalación porque de la exactitud con la que esta se realice depende correcta colocación y funcionalidad de los drenes verticales, así como el cumplimiento de los plazos establecidos. Entre los pasos necesarios para la inserción de drenes tenemos la planificación, transporte y posterior montaje y preparación de los equipos especializados en fiel cumplimiento de los estándares técnicos y normativas vigentes. La maquinaria principal en este proceso de inserción de mechas drenantes está equipada con un sistema hidráulico que garantiza la penetración exacta y controlada del terreno; y, su traslado al área de construcción también cumple con las regulaciones de transporte pesado.

Previo al traslado de la maquinaria, las inspecciones técnicas deberán comprobar que los equipos funcionen en excelentes condiciones para evitar fallas durante su operación. Habrá un área preparada y nivelada donde se colocará la maquinaria para que sea montada y configurada; en este mismo sentido, se destinará un lugar específico para

almacenar temporalmente las mechas drenantes sin que experimenten condiciones ambientales adversas. Para garantizar que el equipo cumpla su función bajo los parámetros especificados en el diseño del proyecto, su montaje consta de la calibración de los sistemas hidráulicos y la verificación de los dispositivos de medición de profundidad.

En terrenos blandos, la maquinaria deberá permanecer sobre una plataforma de apoyo que garantice su estabilidad para la ejecución de la obra. También, se cumplirán protocolos de seguridad para el personal que vestirá su EPP⁹, y se colocará la señalética respectiva en el área de trabajo. Los operadores capacitados de maquinaria serán constantemente supervisados durante todo el proceso de movilización y configuración del equipo; éste será registrado en bitácoras técnicas donde se describe la ubicación exacta de los equipos, el registro de las pruebas de funcionamiento realizadas además de los ajustes ejecutados antes del inicio de las actividades de instalación.

De esta forma, se busca que la maquinaria esté óptimamente preparada para operar de manera eficiente, optimizando el desempeño del proyecto y minimizando el tiempo de instalación de los drenes verticales. Todos estos procedimientos de configuración y movilización de maquinaria de instalación se deben cumplir para garantizar la precisión y la calidad en la instalación de los drenes verticales que contribuyen al éxito del proyecto.

Con la referencia espacial de la ubicación de los drenes según el patrón de diseño, se procede a ubicar la maquinaria en el punto de instalación. Esta deberá ser calibrada para que los drenes se coloquen con la verticalidad necesaria y que alcancen la profundidad establecida en los planos del proyecto, cada dren debe conectarse correctamente con las

⁹ Equipo de protección personal

capas más permeables del suelo. Los drenes serán colocados con la utilización de un mandril que protege la mecha drenante durante la instalación hasta que se alcance la profundidad requerida; luego, con total cuidado, se retira únicamente el mandril y la mecha queda en su lugar.

Este proceso de instalación garantiza que los drenes cumplan su función como caminos preferenciales para el flujo de agua intersticial hacia la superficie del terreno, se minimizan las distancias de drenaje y se acelera la disipación del exceso de presión de poros. En este proceso de instalación, como en los demás procesos previos, se realizarán controles de calidad mientras se realiza la instalación de cada dren garantizando el cumplimiento de las especificaciones del diseño. Entre los procesos de control se cuentan con la medición de la profundidad alcanzada, la comprobación de la continuidad del dren según el patrón diseñado y la inspección visual de calidad del material a utilizar.

Se llevará un registro detallado de cada inspección realizada en bitácoras técnicas como respaldo documental del proceso de instalación en cumplimiento con los estándares y normativas establecidos. Durante la ejecución de las operaciones de instalación, se cumplirá estrictas medidas de seguridad como la delimitación del área de trabajo, señalética dentro del área de trabajo y el personal deberá utilizar su equipo de protección personal. Como en todo proceso constructivo, la instalación de drenes estará supervisada por técnicos especializados en materia que garantizarán el fiel cumplimiento de los requerimientos y lineamientos establecidos en el proyecto.

El éxito en la colocación exacta de los drenes verticales con la profundidad especificada es fundamental para garantizar la efectividad del sistema de consolidación del suelo, reduciendo los tiempos de asentamiento, y garantizando la estabilidad a largo plazo

de las estructuras proyectadas en los planos de diseño. De la ejecución de esta actividad con los más altos estándares técnicos y de seguridad, dependerá la consecución de los objetivos del proyecto.

5.2.3 Estructura del terraplén.

5.2.3.1 Tendido del material del terraplén.

Para la construcción del terraplén es necesario ejecutar el relleno del mismo con material seleccionado con ciertas características que resulta conveniente para que la estructura del mismo se mantenga tal y como se la va construyendo. Se utiliza maquinaria para ir colocando capas entre 0.1 metros y 0.2 metros hasta alcanzar los 5 metros de altura del terraplén. El material granular de relleno para suelos clasificados como GW, GP o SW está cuidadosamente seleccionado bajo las especificaciones de la Norma ASTM D2487 y no debe contener material nocivo, orgánico, ni arcillas expansivas. Estos suelos tienen un índice de plasticidad (IP) inferior al 15% según ASTM D4318, y partículas no mayores a 75 milímetros (3 pulgadas) de diámetro. Del mismo modo, para la compactación, se utilizará agua limpia y libre de cualquier sustancia contaminantes.

Previo a la colocación del terraplén, se deberá limpiar el área de trabajo y nivelar la superficie para ir colocando el relleno en proporciones máximas de 0.15 metros de espesor e ir compactando cada capa con compactadores vibratorios o rodillos lisos para que el relleno se distribuya uniformemente con una densidad máxima del 95% Proctor Modificado, según la Norma ASTM D1557.

La humedad adecuada del material de relleno garantiza una compactación efectiva, y para controlarla, se efectuarán ensayos de densidad en campo para verificar el cumplimiento del 95% del Proctor Modificado bajo el método nuclear ASTM D6938. Se

llevará el registro de los datos obtenidos en reportes técnicos.

El rubro de relleno se calcula considerando el material que se ha utilizado en metros cúbicos (m^3) para conseguir el volumen compactado que debe coincidir con los datos del plano de diseño. Las Normas ASTM D2487, ASTM D4318, ASTM D1557 y ASTM D6938 establecen los parámetros de ejecución del trabajo. La mano de obra deberá portar el respectivo equipo de protección personal adecuado, como cascos, botas de seguridad y chalecos reflectivos para garantizar su integridad y seguridad; bajo esta consideración, el área de trabajo estará delimitada con señalética, y sólo el personal capacitado manipulará los equipos mecánicos de compactación.

5.3 Rubros y análisis de precios unitarios

Como parte de la realización de propuesta del presupuesto es indispensable definir cada uno de los rubros que formarán parte del alcance del proyecto a fin de ejecutarlo tal y como ha sido planteado, con todas las consideraciones y los requerimientos que se definieron en la fase de diseño.

A estos rubros establecidos se les ha definido su precio unitario final en base al Análisis de Precios Unitarios (APU) que consiste en una técnica que abarca varios componentes a considerar en la evaluación económica de un proyecto, estos son Equipos, Mano de obra, Materiales y Transporte, también en cada APU se ha considerado que los costos indirectos y de dirección técnica corresponden al 15% del total de estos 4 componentes. Para realizar de manera realista el presupuesto los valores que se asignan a cada componente surgen en base a valores de cotizaciones de proveedores o establecidos de acuerdo a la Cámara de Construcción del Ecuador. Finalmente es necesario destacar que los precios unitarios obtenidos gracias a estos APUs son valores que no incluyen IVA.

5.4 Descripción de cantidades de obra

Para presentar el presupuesto del proyecto, una vez establecidos por precios unitarios para cada uno de los rubros, es indispensable estimar la cantidad asociada a cada rubro, las cantidades pueden ser estimadas en m, m², m³, unidad, global, kg, entre otros, según corresponda la manera más adecuada de evaluar y medir las cantidades.

A partir del diseño final se proceden a realizar los cálculos de estas cantidades, en base a valores conocidos y determinados se ejecutan operaciones matemáticas, por ejemplo, se conoce las dimensiones del terreno, el área y el perímetro del mismo, la altura del terraplén a construir, la separación entre los drenes que se colocarán a lo largo de todo el terreno, así como su disposición cuadrada, la profundidad hasta la cual se deberán hincar los drenes, entre otros datos.

5.5 Valoración integral del costo del proyecto

Una vez estimadas las cantidades y precios unitarios se procede a realizar el presupuesto. A continuación, en la Tabla 10 se presenta el presupuesto estimado correspondiente al presente proyecto.

Tabla 10

Presupuesto del proyecto

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL					
OPTIMIZACIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS COMPRESIBLES					
UBICACIÓN: KM.20 DE LA VÍA DAULE					
FECHA: 19/8/2025					
PLAZO: 93 DÍAS					
PRESUPUESTO					
ÍTEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	OBRAS PRELIMINARES				
1.1	VALLA TEMPORAL DE OBRA 3X2M	U	1	\$135,35	\$135,35
1.2	DESBROCE Y REMOCIÓN DE VEGETACIÓN	HA	2,6	\$1.369,49	\$3.560,67
1.3	TRAZADO Y REPLANTEO	M	660	\$1,22	\$805,20
2	INSTALACIÓN DE DRENES VERTICALES				
2.1	DISEÑO DEL PATRÓN DE DRENES	U	6336	\$0,20	\$1.267,20
2.2	HINCADO DE DRENES VERTICALES 18M (INC. PROVISIÓN IN SITU)	U	6336	\$82,98	\$525.761,28
3	ESTRUCTURA DEL TERRAPLÉN				
3.1	PROVISIÓN, TRANSPORTE Y TENDIDO DE MATERIAL GRANULAR GRAVA 40-70 MM	M3	114000	\$5,94	\$677.160,00
TOTAL					\$1.208.689,70

Como se observa en la tabla presentada el costo total del proyecto corresponde a \$1'208.689,70 (Un millón doscientos ocho mil seiscientos ochenta y nueve dólares americanos con setenta centavos). Conociendo que el área total correspondiente al proyecto es de 26.000 m², el costo total del proyecto relacionado al área es de \$46.49/m².

5.6 Cronograma de obra

Se presenta a continuación el cronograma de obra propuesto en base a los análisis previos realizados sobre los rubros, especialmente considerando el rendimiento lo que nos indica el tiempo estimado en que se puede finalizar cada rubro.

En la Tabla 11 se detalla la fecha de inicio de las actividades correspondientes a cada rubro, la duración en días y la fecha estimada de finalización.

Tabla 11

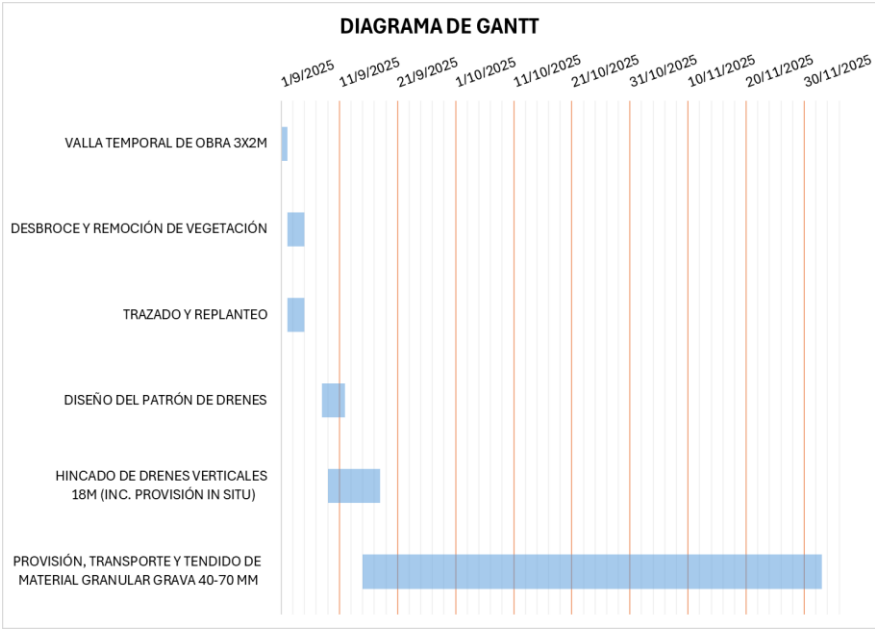
Detalle de fechas propuestas para la ejecución del proyecto y días de duración

ÍTEM	RUBRO	INICIO	DURACIÓN	FIN
1	VALLA TEMPORAL DE OBRA 3X2M	1/9/2025	1	1/9/2025
2	DESBROCE Y REMOCIÓN DE VEGETACIÓN	2/9/2025	3	4/9/2025
3	TRAZADO Y REPLANTEO	2/9/2025	3	4/9/2025
4	DISEÑO DEL PATRÓN DE DRENES	8/9/2025	4	11/9/2025
5	HINCADO DE DRENES VERTICALES 18M (INC. PROVISIÓN IN SITU)	9/9/2025	9	17/9/2025
6	PROVISIÓN, TRANSPORTE Y TENDIDO DE MATERIAL GRANULAR GRAVA 40-70 MM	15/9/2025	79	2/12/2025

En base a la tabla se evidencia que el tiempo previsto para la ejecución del proyecto es de 93 días, iniciando el lunes 1 de septiembre de 2025 y finalizando el martes 2 de septiembre de 2025. A continuación, en la Figura 49 se presenta el cronograma en forma de diagrama de Gantt

Figura 49

Cronograma del proyecto



Capítulo 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- Se diseñó una alternativa de mejoramiento de suelo que optimice las cimentaciones superficiales construidas en suelos arcillosos altamente compresibles implementando la técnica de precarga con drenes verticales y que resultó ser altamente eficiente reduciendo los asentamientos a largo plazo en el kilómetro 20 de la vía a Daule.
- Los ensayos CPTu y SDMT arrojaron datos de las propiedades geotécnicas del suelo del kilómetro 20 de la vía a Daule determinando que el terreno estudiado tiene un nivel freático casi superficial y está compuesto por un estrato de arcilla blanda de 10 metros y el siguiente estrato corresponde a arcilla limosa firme con espesor de 7 metros; además, los estratos presentan baja resistencia de punta y de fricción lateral.
- Los datos obtenidos de los ensayos indican que los estratos tienen muy baja permeabilidad con sus coeficientes entre 1×10^{-9} y 1×10^{-6} m/s lo que influye directamente en la capacidad del suelo para disipar el exceso de presión de poros y que se traduce en tiempos de consolidación muy elevados.
- Considerando la necesidad del cliente, se estableció que el requerimiento estructural del galpón industrial a construir será de 10 ton/m^2 y se diseñó el terraplén con una altura de 5 metros de forma tal que transmita esa misma carga.
- Al inicio del trabajo de modelado en el software PLAXIS 2D, se seleccionó el modelo constitutivo Hardening Soil Model porque éste simula el comportamiento real de estratos de suelo blando una vez que cada estrato haya sido calibrado en base a los parámetros obtenidos de los ensayos realizados.

- Como resultado, se observó que el tiempo de consolidación de la precarga simple fue de 3 años; por lo tanto, se ajustó la propuesta de precarga implementando drenes verticales cada 2 metros con disposición cuadrada y, con este ajuste, se logró reducir el tiempo de consolidación en un 93%, es decir, aproximadamente a 3 meses.
- La curva exceso de presión de poros en función del tiempo mostró que la disipación completa se alcanza a partir del día 15. Así mismo, la curva asentamiento vs tiempo mostró que la consolidación empieza a estabilizarse en ese lapso ya que no se registran incrementos significativos de asentamiento y la magnitud se mantiene prácticamente constante hasta el final del período evaluado, es decir, 92 días.
- El implementar la precarga simple arroja un valor accesible al cliente, mientras que implementar la precarga con drenes verticales aumenta el valor económico en un 77%. Sin embargo, esta última representa una alta rentabilidad porque en un tiempo menor se puede empezar la construcción del galpón y generar ingresos económicos.

6.2 Recomendaciones

- Se recomienda complementar la información disponible con ensayos adicionales que permitan representar de manera más realista el comportamiento del suelo. Los resultados de los ensayos de campo son útiles para definir la estratigrafía y obtener una primera aproximación del comportamiento mecánico; no obstante, para una calibración más detallada del modelo constitutivo resulta conveniente incorporar también ensayos de laboratorio, como los triaxiales.
- Se sugiere que cuando se tenga un suelo blando sobre el cual se pretenda construir, se consideren alternativas que permitan mejorar la capacidad portante y controlar los asentamientos por consolidación a fin de garantizar la estabilidad estructural.

- Antes de implementar la técnica de precarga, es necesario definir las solicitaciones que la futura estructura transmitirá al terreno. La precarga debe dimensionarse de manera que reproduzca o supere dichos esfuerzos, de forma que la mayor parte de los asentamientos de consolidación se desarrolle durante la fase de tratamiento, quedando para la etapa de servicio únicamente asentamientos elásticos de menor magnitud.
- Se recomienda que, en los trabajos de modelación de comportamiento de suelo, se identifique qué metodología de simulación se aplica mejor al suelo que se desea modelar. Por ejemplo, el modelo Hardening Soil Model es adecuado para suelos blandos.
- Se aconseja que, al implementar técnicas de precarga, se realicen todos los ajustes necesarios tanto en profundidad de drenes verticales como disposición y separación a fin de encontrar la alternativa que resulte más eficiente.
- A partir de los requerimientos del cliente, se recomienda ajustar el diseño global para que el proceso de consolidación definido para el proyecto finalice apenas se comience a estabilizar el asentamiento y se logre disipar la totalidad del exceso de presión de poros.
- Se recomienda optar por diseños de precarga con drenes verticales porque el material utilizado en el relleno de terraplén durante el período de consolidación puede ser reutilizado como material de relleno en áreas cercanas al terreno mejorado, reduciendo así los rubros económicos que se generan con los métodos que no consideran precargar el suelo. Además, el tiempo de consolidación es significativamente bajo en relación al método de precarga simple

REFERENCIAS

- Alam, Md. K., Islam, N., Abedin, Md. Z., Islam, M. S., Dey, R., & Valsangkar, A. J. (2022). Prediction of compressibility and shear strength behaviour of in-situ cohesive soil from reconstituted clay. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 16(6), 655–669. <https://doi.org/10.1080/19386362.2022.2049048>
- Amoroso, S., Monaco, P., Lehane, B. M., & Marchetti, D. (2014). *Examination of the Potential of the Seismic Dilatometer (SDMT) to Estimate In Situ Stiffness Decay Curves in Various Soil Types*.
- ARMOTEC. (2023). *¿Qué es un penetrómetro y para qué sirve? – Armotec*. <https://armotec.pe/blog/que-es-un-penetrometro-y-para-que-sirve/>
- Balarezo Arzube, M. B., Maldonado Maldonado, A. J., & Besenzon Venegas, D. D. (2025). *Consolidación por precarga de suelos altamente compresibles en la ciudad de Durán*. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/65903>
- Bañón Blázquez, L., & Beviá García, J. F. (2000). Manual de carreteras. Volumen II: construcción y mantenimiento. *Manual de Carreteras*, 375. <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/1787>
- Bentley. (2024). *Plaxis2D_General*.
- Bhosle, S., & Deshmukh, V. (2021). Experimental studies on soft marine clay under combined vacuum and surcharge preloading with PVD. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 15(4), 461–470. <https://doi.org/10.1080/19386362.2018.1496004>
- Borges, J. (2022). Vacuum preloading and PVDs in soft soils beneath embankments: 3D coupled analysis incorporating overall stability study. *Soils and Rocks*, 45(3), 1–

17. <https://doi.org/10.28927/SR.2022.072821>

Campbell, D. J., & O'Sullivan M. F. (1991). *The cone penetrometer in relation to trafficability, compaction and tillage*.

Carrasco, L. (2004). *3. Equipo y métodos de ensayo 3.1 Introducción*.

Córdova Pinargote, P. G. (2016). *MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELO MEDIANTE PRECARGA*. <http://repositorio.uees.edu.ec/123456789/485>

Departamento de Construcciones y Obras Civiles. (n.d.). *Guía Ensayo Edométrico / PDF / Función (Matemáticas) / Evolución*. Retrieved August 6, 2025, from <https://es.scribd.com/document/376063228/Guia-Ensayo-Edometrico>

Dhir, R. K., Ghataora, G. S., & Lynn, C. J. (2017). 7 – Geotechnical Applications. In R. K. Dhir, G. S. Ghataora, & C. J. Lynn (Eds.), *Sustainable Construction Materials* (pp. 185–207). Woodhead Publishing.

<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100987-1.00007-X>

Díaz Trillos, G. (2011). *Caracterización de un sitio mediante ensayo de CPTU*. Pontificia Universidad Javeriana.

<https://doi.org/https://doi.org/10.11144/Javeriana.10554.1469>

Dranichnikova, T. (2008). Nuevas tendencias en la Mecánica de suelos. *Ingenius*, 3, 28–33. <https://doi.org/10.17163/INGS.N3.2008.03>

El clima en Guayaquil, el tiempo por mes, temperatura promedio (Ecuador) – Weather Spark. (2025). <https://es.weatherspark.com/y/19346/Clima-promedio-en-Guayaquil-Ecuador-durante-todo-el-a%C3%B1o>

El ‘Gran Guayaquil’ se expande hacia las zonas periféricas – El Comercio. (2016, June 24). <https://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador/expansion->

granguayaquil-guayaquil-periferias-vivienda/

Espinoza, A. L. (2023). *UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE PRECARGA TIPO CONVENCIONAL Y VACÍO CON DRENES VERTICALES CONSIDERANDO EL FENÓMENO DE ELASTOVISCOPLASTICIDAD.*

Fattah, M. Y., Joni, H. H., & Al-Dulaimy, A. S. A. (2016). Compaction and Collapse Characteristics of Dune Sand Stabilized with Lime-Silica Fume Mix. *Earth Sciences Research Journal*, 20(2), 1.

<https://doi.org/10.15446/esrj.v20n2.50724>

Geobiental. (2021, July 2). *Los Ensayos de Penetración Dinámica » Geobiental.*

<https://www.geobiental.com/los-ensayos-de-penetracion-dinamica/>

GEOSAND. (n.d.). *Qué son los ensayos de penetración dinámica / Geosand.* Retrieved June 30, 2025, from <https://www.geosand.com/blog/ensayos-de-penetracion-dinamica/>

Gobierno Autónomo Descentralizado Ilustre Municipalidad del cantón Daule. (2015).

Plan de Ordenamiento Territorial – GAD Municipalidad de Daule.

<https://www.daule.gob.ec/plan-de-ordenamiento-territorial/>

Gouw, T.-L., & Gunawan, A. (2020). Vacuum preloading, an alternative soft ground improvement technique for a sustainable development. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 426(1), 12003.

<https://doi.org/10.1088/1755-1315/426/1/012003>

Ground Investigation. (n.d.). *dmt_sdmt_test_factsheet.*

Grupo Geotecnia. (n.d.). *Ensayo edométrico.*

Holtz, R. D., JAMIOLKOWSKI, M. B., LANCELLOTTA, R., & PEDRONI, R. (1991).

PREFABRICATED VERTICAL DRAINS: DESIGN AND PERFORMANCE. *CIRIA GROUND ENGINEERING REPORT: GROUND IMPROVEMENT*, 131.

Innovación y eficiencia en consultoría geotécnica – Subterra. (2022).

<https://subterra.com.ec/>

JR Geoconsultores e Ingenieros Perú. (2022). *¿Qué es el Ensayo CPTU ó Piezocono? –*

Lima Perú 2024. <https://www.jrgeoconsultores.pe/ensayo-cptu/>

Kebaili, M., Mena, L., Kebaili, N., Tabti, S., Bedda, R., & Kabdi, F. (2020). Development

of dune sand by the inclusion of geotextile layers. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(5), 490–496.

<https://doi.org/10.1080/19386362.2019.1700064>

Melentijevic, S., Martín, M., & Galdó, J. (2022, June). Precarga como tratamiento del

terreno para cimentación de silos. *XI Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*.

Mendoza, E., Sánchez Calvillo, A., & Alonso-Guzman, E. (2019). *Estabilización de*

suelos arcillosos con cal para firmes y blocks – 19º Seminario Iberoamericano de Arquitectura y Construcción con Tierra / VII Volver a la Tierra.

Miao, D., & He, C. (2024). *Study on Post-Construction Settlement of Soft Foundation*

Treatment Considering Secondary Consolidation (pp. 276–289).

https://doi.org/10.1007/978-3-031-76102-7_32

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2016). *Guía práctica para la ejecución de*

estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y la Cámara de la Industria de la

Construcción. (2014). *GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES*.

Normas ASTM / Normas ASTM en español. (2025). <https://la.astm.org/es/standards/>

Pruebas de DMT/SDMT y MEDUSA / Drill Connex NZ. (n.d.). Retrieved June 30, 2025,

from <https://www.drillconnex.co.nz/dmt-sdmt-medusa-testing>

Schnaid, F. (2005). *Geocharacterisation and properties of natural soils by insitu tests*.

38, 23-24.

SENAGUA. (2014, May). *ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DEL PROYECTO ACUEDUCTO*

SANTA ELENA. [https://maesantaelena.wordpress.com/wp-](https://maesantaelena.wordpress.com/wp-content/uploads/2014/09/borrador-eia-trasvase-ppreliminar-09-05-2014.pdf)

[content/uploads/2014/09/borrador-eia-trasvase-ppreliminar-09-05-](https://maesantaelena.wordpress.com/wp-content/uploads/2014/09/borrador-eia-trasvase-ppreliminar-09-05-2014.pdf)

[2014.pdf](https://maesantaelena.wordpress.com/wp-content/uploads/2014/09/borrador-eia-trasvase-ppreliminar-09-05-2014.pdf)

Sfeir, A. J., & Piscitelli, M. M. (1996). *Penetrómetro de cono con registro de compresión*

hidráulica. Normalización del diseño y bases para su ajuste a campo.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*.

Toro, J., Martinez, L., & Martelo, C. (n.d.). *Metodología para La Evaluación de Impactos*

Ambientales PDF / PDF / Residuos / Carretera de acceso controlado. Retrieved

July 31, 2025, from [https://es.scribd.com/document/415839260/Metodologia-](https://es.scribd.com/document/415839260/Metodologia-para-la-evaluacion-de-impactos-ambientales-pdf)

[para-la-evaluacion-de-impactos-ambientales-pdf](https://es.scribd.com/document/415839260/Metodologia-para-la-evaluacion-de-impactos-ambientales-pdf)

Varela, A. L., & Ron, S. R. (2022, October 4). *Geografía y clima*.

<https://bioweb.bio/fungiweb/GeografiaClima/>

Villada, J. P. (n.d.). *Ensayo de consolidación de suelos: Asientos con el método*

edométrico. Retrieved August 6, 2025, from

<https://geotecniafacil.com/ensayo-de-consolidacion-de-suelos/>

Wang, J.-H., Desai, C. S., & Zhang, L. (2019). Soft Soil and Related Geotechnical Engineering Practice. *International Journal of Geomechanics*, 19(11).

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001494](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001494)

Yeung, A. T., & So, S. T. C. (2024). Improved analysis and design for surcharging.

Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement, 177(1), 3-11. <https://doi.org/10.1680/jgrim.22.00044>

Zang, M., Peng, Q., & Wang, C. (2024). Analysis of Foundation Pit Support Selection and Design Problems in Deep Soft Soil Area. *Advances in Civil Engineering*, 2024(1).

<https://doi.org/10.1155/2024/2779898>

ANEXOS Y PLANOS

ANEXOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL					
OPTIMIZACIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS COMPRESIBLES					
UBICACIÓN:	KM.20 DE LA VÍA DAULE				
FECHA:	19/8/2025				
PLAZO:	93 DÍAS	VALLA TEMPORAL DE OBRA 3X2M	RENDIMIENTO 1	2 HORA/UNIDAD	
ÍTEM:	1.1		RENDIMIENTO 2	0,50 UNIDAD/HORA	
UNIDAD	U		RENDIMIENTO 3	4 UNIDAD/DIA	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C= A*B	R	D= C*R
HERRAMIENTA MENOR (5% MO)	1				\$1,37
SOLDADORA	1	\$3,00	\$3,00 	2	\$6,00
SUBTOTAL M					\$7,37
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C= A*B	R	D= C*R
PEON	1	\$4,23	\$4,23 	2	\$8,46
MAESTRO MAYOR	1	\$4,75	\$4,75 	2	\$9,50
MAESTRO SOLDADOR	1	\$4,75	\$4,75 	2	\$9,50
SUBTOTAL N					\$27,46
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C= A*B	
LONA IMPRESA CON PROTECCIÓN UV	M2	6,00	\$8,00	\$48,00	
TUBO CUADRADO EST. 25X25X2MM	M	10,00	\$2,75	\$27,50	
SOLDADURA	KG	1,00	\$3,85	\$3,85	
ANTICORROSIVO	GLN	0,26	\$13,51	\$3,51	
SUBTOTAL O					\$82,86
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C= A*B	
SUBTOTAL P					\$0,00
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			\$117,70
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			15%
					\$17,65
		OTROS INDIRECTOS			
		COSTO TOTAL RUBRO			\$135,35
ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA		VALOR OFERTADO			\$135,35

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL					
OPTIMIZACIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS COMPRESIBLES					
UBICACIÓN:	KM.20 DE LA VÍA DAULE				
FECHA:	19/8/2025				
PLAZO:	93 DÍAS	DESBROCE Y REMOCIÓN DE VEGETACIÓN	RENDIMIENTO 1	8 HORA/UNIDAD	
ÍTEM:	1.2		RENDIMIENTO 2	0,13 UNIDAD/HORA	
UNIDAD	HA		RENDIMIENTO 3	1 UNIDAD/DIA	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C= A*B	R	D= C*R
HERRAMIENTA MENOR (5% MO)	1				\$7,18
CARGADORA FRONTAL	1	\$65,00	\$65,00	8	\$520,00
RETROEXCAVADORA DE 75HP	1	\$35,00	\$35,00	8	\$280,00
VOLQUETA DE 9M3	1	\$30,00	\$30,00	8	\$240,00
SUBTOTAL M					\$1.047,18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C= A*B	R	D= C*R
PEON	2	\$4,23	\$8,46	8	\$67,68
OPERADOR DE RETROEXCAVADORA	1	\$4,75	\$4,75	8	\$38,00
OPERADOR DE CARGADORA	1	\$4,75	\$4,75	8	\$38,00
SUBTOTAL N					\$143,68
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C= A*B	
SUBTOTAL O					\$0,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C= A*B	
SUBTOTAL P					\$0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$1.190,86
INDIRECTOS Y UTILIDADES				15%	\$178,63
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL RUBRO					\$1.369,49
ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA					VALOR OFERTADO
					\$1.369,49

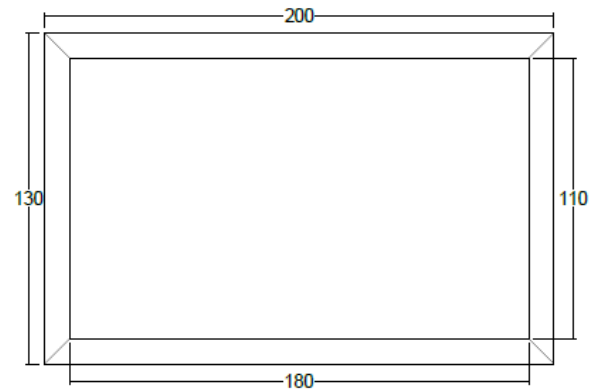
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL					
OPTIMIZACIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS COMPRESIBLES					
UBICACIÓN:	KM.20 DE LA VÍA DAULE				
FECHA:	19/8/2025				
PLAZO:	93 DÍAS	TRAZADO Y REPLANTEO	RENDIMIENTO 1	0,036 HORA/UNIDAD	
ÍTEM:	1.3		RENDIMIENTO 2	27,50 UNIDAD/HORA	
UNIDAD	M		RENDIMIENTO 3	220 UNIDAD/DIA	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C= A*B	R	D= C*R
HERRAMIENTA MENOR (5% MO)	1				\$0,04
TEODOLITO	1	\$2,50	\$2,50 	0,036	\$0,09
SUBTOTAL M					\$0,13
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C= A*B	R	D= C*R
PEON	2	\$4,23	\$8,46 	0,036	\$0,31
TOPÓGRAFO	1	\$4,75	\$4,75 	0,036	\$0,17
CADENERO	2	\$4,28	\$8,56 	0,036	\$0,31
SUBTOTAL N					\$0,79
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C= A*B	
CABALLETE	U	0,015	\$7,00		\$0,11
CAL	KG	0,04	\$0,10		\$0,00
PIOLA (ROLLO 100M)	U	0,01	\$2,20		\$0,02
ESTACA	U	0,012	\$0,10		\$0,00
SUBTOTAL O					\$0,13
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C= A*B	
SUBTOTAL P					\$0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$1,06
INDIRECTOS Y UTILIDADES					\$0,16
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL RUBRO					\$1,22
ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA					\$1,22

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL					
OPTIMIZACIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS COMPRESIBLES					
UBICACIÓN:	KM.20 DE LA VÍA DAULE				
FECHA:	19/8/2025				
PLAZO:	93 DÍAS	DISEÑO DEL PATRÓN DE DRENES	RENDIMIENTO 1	0,004 HORA/UNIDAD	
ÍTEM:	2.1		RENDIMIENTO 2	240,00 UNIDAD/HORA	
UNIDAD	U		RENDIMIENTO 3	1920 UNIDAD/DIA	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C= A*B	R	D= C*R
HERRAMIENTA MENOR (5% MO)	1				\$0,01
TEODOLITO	2	\$2,50	\$5,00 	0,004	\$0,02
SUBTOTAL M					\$0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C= A*B	R	D= C*R
PEON	4	\$4,23	\$16,92 	0,004	\$0,07
TOPÓGRAFO	2	\$4,75	\$9,50 	0,004	\$0,04
CADENERO	2	\$4,28	\$8,56 	0,004	\$0,04
SUBTOTAL N					\$0,15
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C= A*B	
CAL	KG	0,004	\$0,10	\$0,0004	
PIOLA (ROLLO 100M)	U	0,001	\$2,20	\$0,0014	
SUBTOTAL O					\$0,0018
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C= A*B	
SUBTOTAL P					\$0,00
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			\$0,18
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			\$0,03
		OTROS INDIRECTOS			
		COSTO TOTAL RUBRO			\$0,20
ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA		VALOR OFERTADO			\$0,20

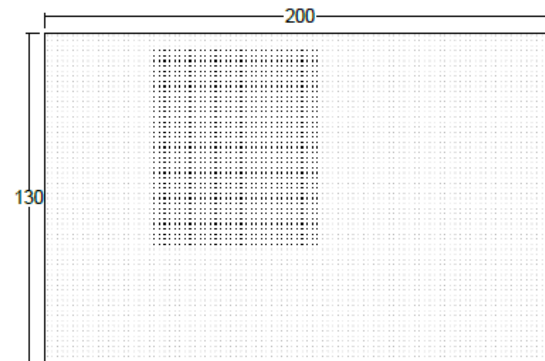
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL					
OPTIMIZACIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS COMPRESIBLES					
UBICACIÓN:	KM.20 DE LA VÍA DAULE				
FECHA:	19/8/2025				
PLAZO:	93 DÍAS	HINCADO DE DRENES VERTICALES 18M (INC. PROVISIÓN IN SITU)	RENDIMIENTO 1	0,008 HORA/UNIDAD	
ÍTEM:	2.2		RENDIMIENTO 2	120,00 UNIDAD/HORA	
UNIDAD	U		RENDIMIENTO 3	960 UNIDAD/DIA	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D= C*R
HERRAMIENTA MENOR (5% MO)	1				\$0,01
SUBTOTAL M					\$0,01
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D= C*R
OPERADOR DE GRUA	2	\$4,75	\$9,50 	0,008	\$0,08
AYUDANTE EN TIERRA DE OPERADOR DE GRUA	2	\$4,28	\$8,56 	0,008	\$0,07
SUBTOTAL N					\$0,15
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C= A*B	
DREN VERTICAL PREFABRICADO (MECHA)	M	18,00	\$4,00	\$72,00	
SUBTOTAL O					\$72,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C= A*B	
SUBTOTAL P					\$0,00
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			\$72,16
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			15% \$10,82
		OTROS INDIRECTOS			
		COSTO TOTAL RUBRO			\$82,98
ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA		VALOR OFERTADO			\$82,98

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL					
OPTIMIZACIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS COMPRESIBLES					
UBICACIÓN:	KM.20 DE LA VÍA DAULE				
FECHA:	19/8/2025				
PLAZO:	93 DÍAS	PROVISIÓN, TRANSPORTE Y TENDIDO DE MATERIAL GRANULAR GRAVA 40-70 MM	RENDIMIENTO 1	0,004 HORA/UNIDAD	
ÍTEM:	3.1		RENDIMIENTO 2	250,00 UNIDAD/HORA	
UNIDAD	M3		RENDIMIENTO 3	2000 UNIDAD/DIA	
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D= C*R
HERRAMIENTA MENOR (5% MO)	1				\$0,01
RODILLO VIBRATORIO LISO 107HP	1	\$40,00	\$40,00	0,004	\$0,16
CARGADORA 3.5M3	10	\$40,00	\$400,00	0,004	\$1,60
MOTONIVELADORA	1	\$50,00	\$50,00	0,004	\$0,20
TANQUERO 200 GAL CON BOMBA	1	\$25,00	\$25,00	0,004	\$0,10
SUBTOTAL M					\$2,07
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D= C*R
PEON	1	\$4,23	\$4,23	0,004	\$0,02
OPERADOR RODILLO	1	\$4,75	\$4,75	0,004	\$0,02
OPERADOR CARGADORA	10	\$4,75	\$47,50	0,004	\$0,19
OPERADOR MOTONIVELADORA	1	\$4,75	\$4,75	0,004	\$0,02
CADENERO	2	\$4,28	\$8,56	0,004	\$0,03
SUBTOTAL N					\$0,28
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C= A*B	
MATERIAL DE RELLENO	M3	1,00	\$2,50	\$2,50	
AGUA	M3	0,010	\$2,00	\$0,02	
SUBTOTAL O					\$2,52
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C= A*B	
TRANSPORTE DE MATERIAL DE RELLENO (1.6KM)	M3-KM	0,625	0,47	0,29375	
SUBTOTAL P					\$0,29
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			\$5,17
INDIRECTOS Y UTILIDADES				15%	\$0,78
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL RUBRO					\$5,94
ESTE PRECIO NO INCLUYE IVA					\$5,94

PLANOS



VISTA PLANTA - TERRAPLÉN
ESCALA: 1:750



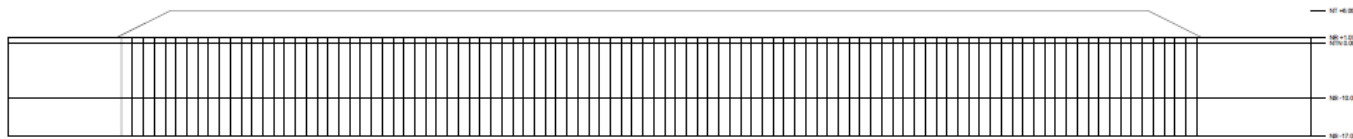
VISTA PLANTA - DRENES
ESCALA: 1:750



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS DE LA MONTAÑA			
CARRERA DE INGENIERÍA EN SISTEMAS DE LA MONTAÑA			
CARRERA DE INGENIERÍA EN SISTEMAS DE LA MONTAÑA			
TÍTULO Y AUTORES			
Elaborado por:	Revisado por:	Corregido por:	Validado por:
Elaborado por:	Revisado por:	Corregido por:	Validado por:
Elaborado por:	Revisado por:	Corregido por:	Validado por:



SECCION TRANSVERSAL
ESCALA: 1:400



SECCION TRANSVERSAL
ESCALA: 1:400

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL			
Proyecto: Operación del diseño de construcción con sistema de drenaje en calles y avenidas, km 20 vía Quito			
Descripción: Construcción y drenaje			
Elab. por: [Nombre] Revisado por: [Nombre] Aprobado por: [Nombre]	Fecha: 22/08/2022 Escala: 1:400	Hoja: 1 de 1	