UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Análisis de estabilidad de taludes en el municipio de Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Fernando Cortés Arellano

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Héctor Sanginés García

Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2025

PROTESTA UNIVERSITARIA DE INTEGRIDAD Y HONESTIDAD ACADÉMICA Y PROFESIONAL
(Titulación con trabajo escrito)

De conformidad con lo dispuesto en los artículos 87, fracción V, del Estatuto General, 68, primer párrafo, del Reglamento General de Estudios Universitarios y 26, fracción I, y 35 del Reglamento General de Exámenes, me comprometo en todo tiempo a honrar a la institución y a cumplir con los principios establecidos en el Código de Ética de la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente con los de integridad y honestidad académica.

De acuerdo con lo anterior, manifiesto que el trabajo escrito titulado ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL MUNICIPIO DE CHIQUIHUITLAN DE BENITO JUAREZ, OAXACA que presenté para obtener el titulo de INGENIERO CIVIL es original, de mi autoría y lo realicé con el rigor metodológico exigido por mi Entidad Académica, citando las fuentes de ideas, textos, imágenes, gráficos u otro tipo de obras empleadas para su desarrollo.

En consecuencia, acepto que la falta de cumplimiento de las disposiciones reglamentarias y normativas de la Universidad, en particular las ya referidas en el Código de Ética, llevará a la nulidad de los actos de carácter académico administrativo del proceso de titulación.

FERNANDO CORTES ARELLANO
Número de cuenta: 316279466

Agradecimientos

A la comunidad de Chiquihuitlán de Benito Juárez, en especial al C. Mario Demetrio Palacios Vázquez, por abrir las puertas del pueblo y hacer posible la puesta en práctica de los conocimientos adquiridos durante mi formación profesional.

A mis padres Alejandro y Araceli por su cariño, por apoyo y por darme todas las herramientas para poder culminar mis estudios.

A mis hermanos, Rodrigo y Brayan por confiar en mí y por ser testigos del camino que recorrí para terminar mi carrera y que espero sirva de ejemplo y motivación para ambos.

A mi novia Briseida, por su cariño y por ser parte de mi vida y de todas las vivencias en la universidad que nos condujeron a realizar este trabajo en beneficio de un lugar al que tenemos mucho cariño.

A mi tía Leti y mi prima Diana, quienes brindaron su apoyo incondicional durante mis estudios.

Al profesor Agustín Demenegui Colina, a quien tengo un gran afecto, por guiarme en el campo de la geotecnia, por ser parte de las personas que me brindaron su conocimiento para desarrollar esta tesis y por recibir este proyecto con el fervor que caracteriza al profesor en la búsqueda del saber.

Al profesor Héctor Sanginés García, por llevarme de la mano en el desarrollo de este trabajo, por la constancia en cada una de las revisiones y por darme las herramientas necesarias para culminar este trabajo.

Al profesor, Enrique Elizalde Romero y el equipo de laboratorio, por instruirme, por apoyarme y por dar seguimiento a todas las pruebas que se realizaron en las instalaciones del laboratorio.

A los profesores Erick García Márquez y Luis Bruno Garduño Castro del Departamento de Geomática, así como a mi amigo el Ing. Emiliano Lira Trejo, por ayudar en todo el proceso de las visitas técnicas y la generación de la información Topográfica.

A la Facultad de Ingeniería por prepararme técnica y humanamente para todo lo que tuvo relación con esta tesis, por brindarme el equipo necesario y los laboratorios para obtener la información necesaria.

A mis compañeros y amigos del trabajo en IEC, por orientarme y por sus observaciones a esta tesis, en especial al M. I. José Trujillo Hernández y el M. I. Héctor Manuel Valverde Landeros.

Índice

1. Introducción 4
   1.1. Antecedentes 4
      1.1.1. Macro localización 4
      1.1.2. Micro localización 4
   1.2. Planteamiento del Problema 5
      1.2.1. Visita de campo 7
   1.3. Objetivos 9
      1.3.1. Objetivo General 9
      1.3.2. Objetivos Específicos 9
2. Información Preliminar del Sitio 9
   2.1. Información Geológica del Sitio 9
      2.1.1. Geología Regional 9
   2.2. Información Sísmica del Sitio 11
      2.2.1. Espectros de Diseño 11
         2.2.1.1. Clasificación de las construcciones según su importancia. 12
         2.2.1.2. Clasificación de las construcciones por su tamaño y relación con CFE. 12
         2.2.1.3. Espectro de Diseño Sísmico del Sitio en Estudio. 13
   2.3. Información Topográfica del Sitio 15
      2.3.1. Curvas de Nivel 15
      2.3.2. Secciones Transversales 17
      2.3.3. Perfil Longitudinal del Talud 19
3. Marco Teórico 20
   3.1. Estabilidad de Taludes 20
      3.1.1. Definiciones y Tipos de Taludes 20
      3.1.2. Mecanismos de Falla 23
      3.1.3. Determinación del Factor de Seguridad de un Talud en Suelos 25
         3.1.3.1. Método de Fellenius 26
         3.1.3.2. Método de Bishop simplificado 27
         3.1.3.3. Método de Morgenstern y Price 28
4. Geotecnia Aplicada 31
   4.1. Exploración y Muestreo 31
      4.1.1. Clasificación en campo 31
      4.1.2. Obtención de muestras inalteradas 31
      4.1.3. Pozo de observación del NAF 32
   4.2. Pruebas de Laboratorio 33
      4.2.1. Contenido Natural de Agua. 33
      4.2.2. Límites de consistencia y clasificación SUCS. 34
      4.2.3. Pruebas Triaxiales No Consolidada-No Drenada (UU). 35
         4.2.3.1 Especímenes Compactados. 36
      4.2.4. Prueba de Corte Directo 37
      4.2.5. Prueba de Compactación 38
      4.2.6. Densidad de Sólidos 40
      4.2.7. Caracterización y propiedades del material 41
         4.2.7.1. Resumen de los parámetros índice y mecánicos 43
         4.2.7.2. Modelo Geotécnico 45
   4.3. Análisis de Estabilidad de Taludes 47
5. Análisis de los Resultados 52

5.1. Mecanismos de Falla Identificados 52
5.2. Factores de Seguridad 53
6. Propuesta de Solución 55
6.1. Trabajos preliminares 55
6.2. Obras complementarias de drenaje 56
6.3. Diseño del Pavimento 64
6.3.1. Recomendaciones para la construcción del pavimento. 70
7. Conclusiones 79
8. Referencias 81
9. Anexos 82

Índice de Figuras.

Figura 1.1. Macro localización del Sitio en Estudio. *Fuente: Elaboración Propia.* 4
Figura 1.2. Micro localización del Sitio en Estudio. *Fuente: Elaboración Propia.* 5
Figura 1.3. Vista del talud en dirección a la CDMX. 6
Figura 1.4. Vista de la falla en el talud con dirección a la cabecera municipal. 6
Figura 1.5. Configuración de caminos en Medio Viaducto (Talud de Camino a Teutila). 8
Figura 1.6. Sección de la carretera en el tramo del panteón. *Fuente: Elaboración propia.* 8
Figura 2.1 Geología Regional del Municipio de Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca. *Fuente: Servicio Geológico Mexicano.* 11
Figura 2.2. Ubicación del área de estudio en un mapa de aceleraciones. *Fuente: PRODISIS V. 4.1.* 14
Figura 2.3. Espectro de diseño sísmico transparente regional obtenido para el análisis de estabilidad del talud en Chiquihuitlán, Oaxaca. *Fuente: PRODISIS V. 4.1.* 15
Figura 2.4. Curvas de Nivel del Talud en Estudio y la Zona Aledaña. *Fuente: Elaboración Propia.* 17
Figura 2.5. Secciones transversales de especial interés a lo largo del talud. *Fuente: Elaboración Propia.* 18
Figura 2.6. Perfil longitudinal del talud en estudio. *Fuente: Elaboración Propia.* 19
Figura 3.1. Elementos que componen a un talud. *Fuente: Elaboración Propia.* 20
Figura 3.2. Grietas de tensión en la corona de un talud. *Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2022)* 23
Figura 3.3. Tipos de movimientos de masa en taludes: a) derrumbe, b) deslizamiento de traslación, c) deslizamiento rotatorio, d) flujos. *Fuente: (Whitlow, 1994).* 24
Figura 3.4. Método de Fellenius. a) División de la masa deslizante. b) fuerzas en una dovela. *Fuente: (Whitlow, 1994).* 26
Figura 3.5. Dovela simplificada de Bishop. Fuente: (Whitlow, 1994) 27
Figura 3.6. Dovela de Morgenstern y Price. (Fine Software, s.f.) 28
Figura 4.1. Clasificación visual y al tacto de una muestra de suelo. 31
Figura 4.2. Obtención de muestras inalteradas en un pozo a cielo abierto. 32
Figura 4.3. Construcción del pozo de observación del Nivel de Aguas Freáticas. 33
Figura 4.4. Obtención del contenido de agua en laboratorio 34
Figura 4.5. Obtención de los Límites de Consistencia en laboratorio. 35
Figura 4.6. Labrado de probeta para pruebas triaxiales. 35
Figura 4.7. Obtención del peso volumétrico parafinado del suelo. 36
Figura 4.8. Preparación de la prueba de Corte Directo. 38
Figura 4.9. Procedimiento para prueba Proctor Estándar 40
Figura 4.10. Corte estratigráfico representativo de la zona de estudio. *Fuente: Elaboración Propia.* 42
Figura 4.11. Corte expuesto en la Zona de Estudio 42
Figura 4.12. Contenido de agua vs. profundidad en el talud. Fuente: Elaboración Propia. 43

Figura 4.13. Límite liquido vs. Índice de plasticidad del suelo. *Fuente: Elaboración Propia.* 43
Figura 4.14. Envolvente de falla para la Prueba Triaxial. *Fuente: Elaboración Propia.* 44
Figura 4.15. Envolvente de falla para la Prueba de Corte Directo. *Fuente: Elaboración Propia.* 45
Figura 4.16. Condición del Nivel de Aguas Freáticas en el sitio. *Fuente: Elaboración Propia.* 46
Figura 4.17. Planteamiento del Análisis de Estabilidad de Taludes. *Fuente: Elaboración Propia.* 48
Figura 4.18. Análisis Estático en el modelo numérico realizado en Slide V.6.0. *Fuente: Elaboración Propia* 49
Figura 4.19. Análisis de estabilidad de la sección 0+052 (Tx-UU). Condición Estática. *Fuente: Elaboración Propia* 50
Figura 4.20. Análisis de estabilidad de la sección 0+052 (Tx-UU). Condición Pseudoestática. *Fuente: Elaboración Propia* 51
Figura 4.21. Análisis de estabilidad de la sección 0+052 (C. Dir.). Condición Estática. *Fuente: Elaboración Propia* 51
Figura 4.22. Análisis de estabilidad de la sección 0+052 (C. Dir.). Condición Pseudoestática. *Fuente: Elaboración Propia* 52
Figura 5.1. Mecanismos de falla en la sección 0+052. 53
Figura 6.1. Dimensiones mínimas para las cunetas. *Fuente:* (SCT, 2016) 56
Figura 6.2. Disposición de la obra de alivio para la cuneta. *Fuente:* (SCT, 2016). 58
Figura 6.3. Tipos de boca de tormenta. *Fuente: (CONAGUA, 2019).* 59
Figura 6.4. Elementos para el dimensionamiento de rejillas. *Fuente: (CONAGUA, 2019).* 60
Figura 6.5. Sección típica de una tubería subterránea. 62
Figura 6.6. Configuración de los drenes transversales. 63
Figura 6.7. Gráfica para obtener el valor de k sobre la subbase conocido el mismo sobre la subrasante. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977) 67
Figura 6.8. Nomogramas para el cálculo de esfuerzos de borde. Derecha: eje sencillo e Izquierda: eje tándem. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977) 68
Figura 6.9. Correlación entre la relación de resistencias de un pavimento rígido y el número de repeticiones de la carga correspondiente que se puede soportar sin falla. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977) 69
Figura 6.10. Estructura del pavimento de proyecto 70
Figura 6.11. Gráfica de composición granulométrica de materiales para subbase *Fuente:* (SCT, 2021). 71
Figura 6.12. Croquis de la configuración del pavimento. 74
Figura 6.13. Configuración típica de una junta longitudinal. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977) 76
Figura 6.14. Configuración típica de una junta de contracción. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977). 77
Figura 6.15. Junta de aislamiento o de borde. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977). 77
Figura 6.16. Configuración típica de una junta transversal. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977). 78

Índice de Tablas.

Tabla 1. Parámetros que definen la forma del espectro de diseño para estructuras del grupo B. Q=1 Fuente: PRODISIS V.4.1. 14
Tabla 2. Parámetros que definen la forma del espectro de diseño para estructuras del grupo A2. *Fuente: PRODISIS V.4.1.* 14
Tabla 3. Factores de seguridad permisibles. *Fuente: (Mesa Lavista, et al., 2020)* 22
Tabla 4. Resumen de la Exploración de Campo. *Fuente: Elaboración propia.* 32
Tabla 5. Pesos Volumétricos Parafinados del suelo. *Fuente: Elaboración propia.* 36

Tabla 6. Propiedades Índice y Mecánicas del Suelo. *Fuente: Elaboración Propia.* 44
Tabla 7. Modelo Geotécnico I del Sitio. (Tx-UU). *Fuente: Elaboración Propia.* 45
Tabla 8. Modelo Geotécnico II del Sitio. (Corte Directo). *Fuente: Elaboración Propia.* 46
Tabla 9. Valores para determinar el factor de seguridad con el método de Fellenius. *Fuente: Elaboración Propia* 49
Tabla 10. Factores de seguridad para diferentes condiciones. 53
Tabla 11. Distribución vehicular considerada. *Fuente:* (Rico Rodríguez, et al., 1995) 65
Tabla 12. Número de autos (incluyendo camionetas) por carril y por hora (según P.C.A). *Fuente:* (Rico Rodríguez, et al., 1995) 66
Tabla 13. Distribución de vehículos pesados 67
Tabla 14. Tabla de diseño de espesores de pavimentos rígidos según la PCA. 69
Tabla 15. Recomendaciones de espaciamiento para barras de amarre. *Fuente: CEMEX.* 73

Planos

Archivo Digital	Título del Plano
TLD-PLA-GEO-01	PLANTA GENERAL Y CORTE ESTRATIGRÁFICO
TLD-PLA-GEO-02	PLANTA GENERAL, SECCIONES Y DETALLES

Glosario de Términos

Afloramiento: exposición de una roca o suelo en superficie; este término se usa también para designar los manantiales.
Amenaza sísmica: Probabilidad de ocurrencia de eventos asociados con un sismo (movimientos de masa, rotura del terreno, fallas en superficie, deformación tectónica, inundaciones) que causen daños materiales o pérdidas de vidas en un lugar y en un lapso determinados.
Análisis granulométrico: determinación de las cantidades relativas de partículas en un material granular que se encuentran dentro de rangos definidos de diámetro, mediante su separación sobre tamices de distintos tamaños de abertura.
Andesita: roca volcánica, masiva, de color grisáceo, cuya composición es intermedia entre el basalto y la riolita.
Ángulo de fricción interna: ángulo entre el eje de esfuerzos normales y la tangente a la envolvente de Mohr en un punto que representa una condición dada de esfuerzo de ruptura de un material sólido.
Aparato de Casagrande: llamado también Copa de Casagrande; instrumento utilizado en la determinación del límite líquido, consiste en un recipiente de bronce en forma de sector esférico montado sobre un bastidor diseñado y construido para controlar su caída, desde una altura de 1 cm, sobre una base de caucho duro.
Arcilla: suelo finogranular, o la porción finogranular de un suelo que puede presentar un comportamiento plástico dentro de un intervalo de contenido de humedad más o menos amplio, y que tiene una considerable resistencia al corte cuando se seca al aire. Este término ha sido utilizado para designar el conjunto de partículas de un suelo menores de 2 μm (5 μm en algunos casos).
Arena: partículas de roca que pasan por el tamiz de 4.75 mm (#4), y son retenidas en el tamiz de 75 μm.
Asentamiento: hundimiento gradual de una estructura.
ASTM: acrónimo de American Society for Testing and Materials. Sociedad Norteamericana de Ensayos y Materiales.
Barreno: herramienta utilizada para perforar el terreno en operaciones de sondeo, para voladuras, o para la instalación de anclajes.
Calidad: conjunto de rasgos y características de un material, producto, servicio, sistema o ambiente que tienen relación con su capacidad para satisfacer una necesidad particular.
Cárcava: canal formado en la superficie del terreno por acción del agua, son rasgos típicos de erosión lineal.
Carta de plasticidad de Casagrande: gráfico en el que se representan los valores del límite líquido y del índice de plasticidad en un campo de coordenadas cartesianas para discriminar las arcillas y los limos de acuerdo con la relación entre dichos valores.
Caudal: volumen de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
CBR: acrónimo de California Bearing Ratio. Relación de soporte de California. Medida de la resistencia relativa de un suelo a la penetración bajo condiciones controladas de densidad y contenido de humedad.
Círculo crítico: representación bidimensional de una superficie potencial de deslizamiento, que se supone en un análisis teórico de estabilidad de una masa de suelo, para la cual el factor de seguridad es mínimo.
CL: símbolo para designar la arcilla con un límite líquido menor de 50, llamada también arcilla de baja plasticidad.
Compactación: densificación de un suelo por manipulación mecánica.
Compresión triaxial: la causada por la aplicación simultánea de esfuerzos normales en tres direcciones perpendiculares entre sí; normalmente los esfuerzos en dos de estas direcciones son iguales.
Contenido de agua: magnitud conocida también como humedad, es la cantidad relativa de agua que se encuentra en un suelo respecto a la masa de sólidos o al volumen de suelo analizado.
Control de calidad: proceso mediante el cual una persona, empresa o institución, mide su desempeño y lo compara con estándares establecidos y toma medidas para corregir las diferencias encontradas.
Curva de compactación: curva que muestra la relación entre el peso unitario seco, o la densidad, y el contenido de agua de un suelo compactado, para un esfuerzo de compactación dado.
Curva granulométrica: representación gráfica de la distribución granulométrica de un suelo.
Deformación: cambio de tamaño o de forma de un cuerpo sólido.
Desecador: recipiente cerrado en cuyo interior la humedad relativa es nula.
Deslave: daño ocasionado por las lluvias o crecientes que erosionan el terreno.
Deslizamiento: término genérico que comprende una amplia variedad de procesos de erosión en masa que incluye el transporte pendiente abajo de masas de suelo y de roca.
Energía de compactación: energía empleada en la compactación de un suelo; en el ensayo Proctor Normal esta energía es 600 kNm/m^3.
Escarificar: hacer cortaduras en el suelo, por medios mecánicos, muy poco profundas para facilitar la adherencia de una capa de suelo con otra.
Espectro de diseño: función que relaciona el desplazamiento, la velocidad o la aceleración espectral máxima con el período de vibración de las estructuras para efectos de diseño.
Estratigrafía: orden de sucesión de las diferentes formaciones sedimentarias en una región.

Estudio geotécnico: conjunto de actividades de generación y análisis de información sobre las características de un terreno, orientadas a optimizar las condiciones de emplazamiento de una obra.
Factor de seguridad: Relación numérica entre: a) la resistencia última de un material, b) el esfuerzo admisible o de trabajo.
Granulometría: medida y análisis estadístico de los tamaños de granos que se encuentran en una muestra de suelo.
Índice de plasticidad: medida de la plasticidad de un suelo dado por el valor absoluto del intervalo de humedad en el que el suelo se comporta como un material plástico.
Muestra inalterada: muestra de suelo cuya estructura no ha sido modificada por manipulación durante el proceso de muestreo y transporte al laboratorio.
Pavimento: cubierta que se coloca sobre el terreno para facilitar el tránsito de personas y vehículos, formada por una o varias capas de diferentes materiales seleccionados, capaz de resistir las cargas impuestas por el tránsito
Perfil de suelo: sección vertical de un suelo que muestra la naturaleza y secuencia de varias capas, como han sido desarrolladas por sedimentación.
Perforación: cavidad, usualmente cilíndrica, practicada en el terreno y cuya longitud es mucho mayor que su diámetro.
Porcentaje de compactación: medida de la calidad del proceso de compactación dada por la relación expresada como un porcentaje entre: a) el peso unitario seco del material compactado, y b) el peso unitario seco máximo determinado en los ensayos de compactación en el laboratorio.
Relación de vacíos (e): relación entre: a) el volumen de espacios vacíos, y b) el volumen de partículas sólidas en una masa de suelo.
Terraplén: estructura construida con tierra o grava, en forma de prisma trapezoidal sobre la superficie del terreno.
Zona potencialmente inestable: expresión utilizada para calificar el terreno donde la probabilidad de ocurrencia de movimientos de masa y erosión lineal intensa es de moderada a alta.

Simbología

a_0: Aceleración máxima del terreno
α: Ángulo de inclinación de la dovela.
c_u: Resistencia no drenada, (t/m^2).
E_1, E_2: Fuerzas normales
FS: Factor de Seguridad
H: Alto del talud, (m).
H: V: Horizontal: Vertical.
k: Módulo de reacción de la subrasante.
L: Longitud de la superficie de falla de la dovela.
LL: Límite líquido.
LP: Límite plástico.
MASW: Método de análisis multicanal de ondas superficiales.
N: Fuerza normal en la base.
NAF: Nivel de aguas freáticas
IP: Índice plástico.
Qsr: Suelos residuales.
r: parámetro que controla la caída de la primera rama descendente
Sa: Aceleración espectral (1/g)
SGM: Servicio Geológico Mexicano.
T_a**:** Límite inferior de la meseta del espectro de diseño
T_b**:** Límite superior de la meseta del espectro de diseño.
T_c**:** Periodo de inicio de la segunda rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno.
u: Presión de poro en la base de la dovela.
V_s: Velocidad de onda de corte (m/s)
ω: Contenido de agua.
W: Peso de la dovela.
X_1, X_2: Fuerzas cortantes
ϕ: Ángulo de fricción interno, (°).
θ:Ángulo que forman con la horizontal las fuerzas resultantes entre dovelas
γ: Peso volumétrico del suelo (t/m^3)

Resumen/Abstract

El presente documento aborda el análisis de estabilidad de taludes para el sitio ubicado en la cabecera municipal de Chiquihuitlán de Benito Juárez, en el estado de Oaxaca, en donde se tiene la presencia de un mecanismo de falla que afectó el camino que sigue del entronque entre la calle 19 de mayo y la carretera Santiago Quiotepec – Loma de Silla, justo enfrente del panteón municipal.

El agrietamiento presente en la carretera antes mencionada supone un problema del terreno sobre el cual está conformada la carpeta de concreto hidráulico, la cual tiene un espesor de 20 cm. Debido a que la falla, se encuentra en la zona de llegada a la cabecera municipal, se dificulta el acceso al poblado y representa un riesgo para la población que se encuentra en la zona adyacente al talud.

En enero y mayo de 2023 se realizaron visitas de campo para identificar problemáticas y recopilar información para el estudio geotécnico del talud. En dichas visitas, se instalaron pozos de observación del nivel de aguas freáticas, se realizó el levantamiento topográfico de la zona y se recuperaron muestras cubicas del suelo para ensayarlas en el laboratorio y determinar sus propiedades índice y mecánicas. Además de ello, se dio una asesoría a las autoridades del poblado sobre los riesgos implícitos en la zona de estudio.

En el laboratorio, se realizaron pruebas de contenido de agua, límites de consistencia, compresión triaxial, corte directo, compactación y densidad de sólidos para caracterizar el material del talud. Esto, sumado con la investigación sistemática de información geológica y sísmica del sitio permitió la caracterización del material.

Para la restauración de la carretera, se proponen trabajos preliminares de demolición y despalme, construcción de obras complementarias de drenaje como cunetas, obras de alivio, instalación de drenes de penetración transversal; y la restauración del pavimento de concreto hidráulico.

1. Introducción

1.1. Antecedentes

1.1.1. Macro localización

Chiquihuitlán de Benito Juárez, es uno de los 570 municipios con los que cuenta el estado de Oaxaca. En general, el municipio de Chiquihuitlán se localiza en la parte norte de la entidad federativa, colinda al norte con el municipio de San Juan Coatzóspam, al noreste con el municipio de San Bartolomé Ayautla, al este con el municipio de San Pedro Teutila, al sur con el municipio de Santa María Tlalixtac y con el municipio de San Francisco Chapulapa y al oeste, con el municipio de Santa Ana Cuauhtémoc. Ocupa el 0.04% de la superficie del estado de Oaxaca comprendiendo una superficie total de 38.3 km^2, como se muestra en la Figura 1.1 y en la Figura 1.2.

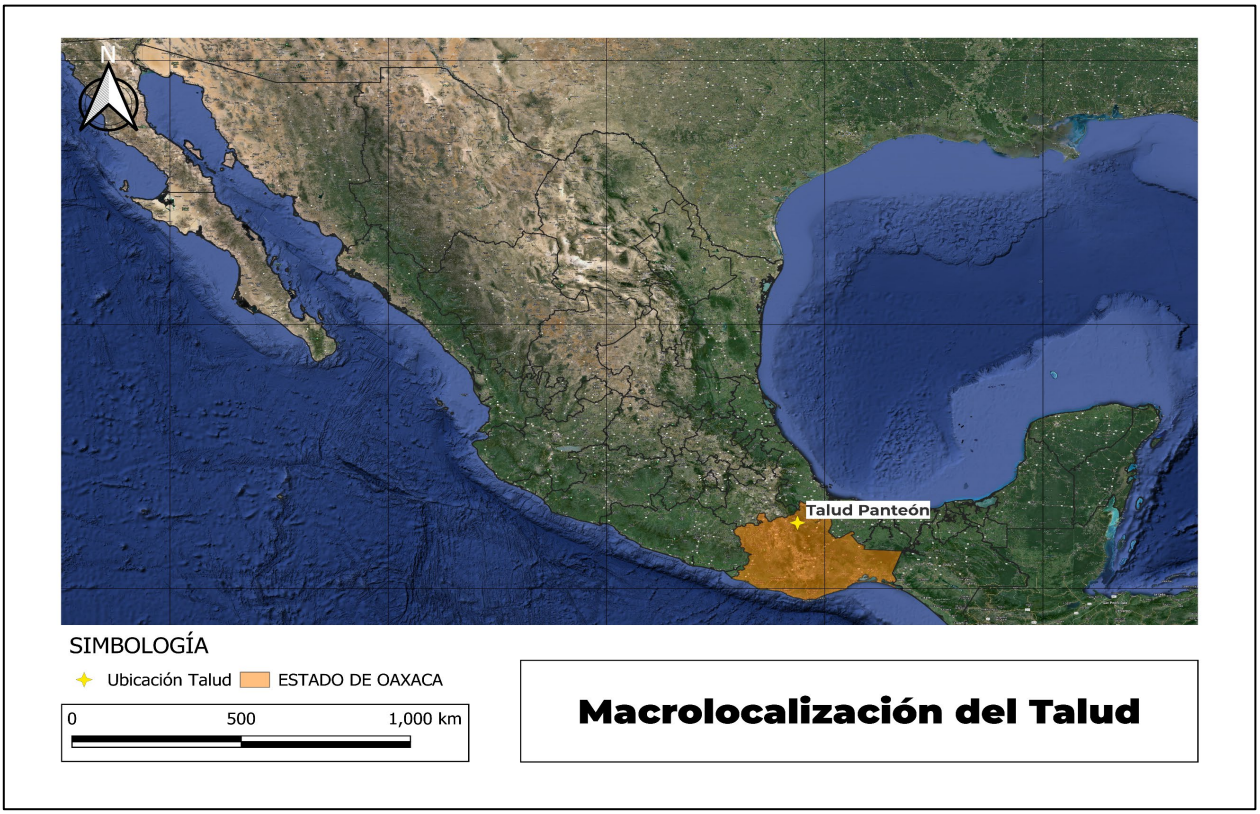


Figura 1.1. Macro localización del Sitio en Estudio. *Fuente: Elaboración Propia.*

1.1.2. Micro localización

El sitio de interés se ubica en la parte central del municipio de Chiquihuitlán, en lo que se conoce como cabecera municipal, en el entronque entre la calle 19 de mayo y la carretera Santiago Quiotepec – Loma de Silla que comunica al poblado con la capital del estado. Además, tiene como referencia al panteón

municipal, que se encuentra a espaldas del sitio de estudio. A continuación, se muestra una imagen (Figura 1.2) del punto donde se localiza el sitio.

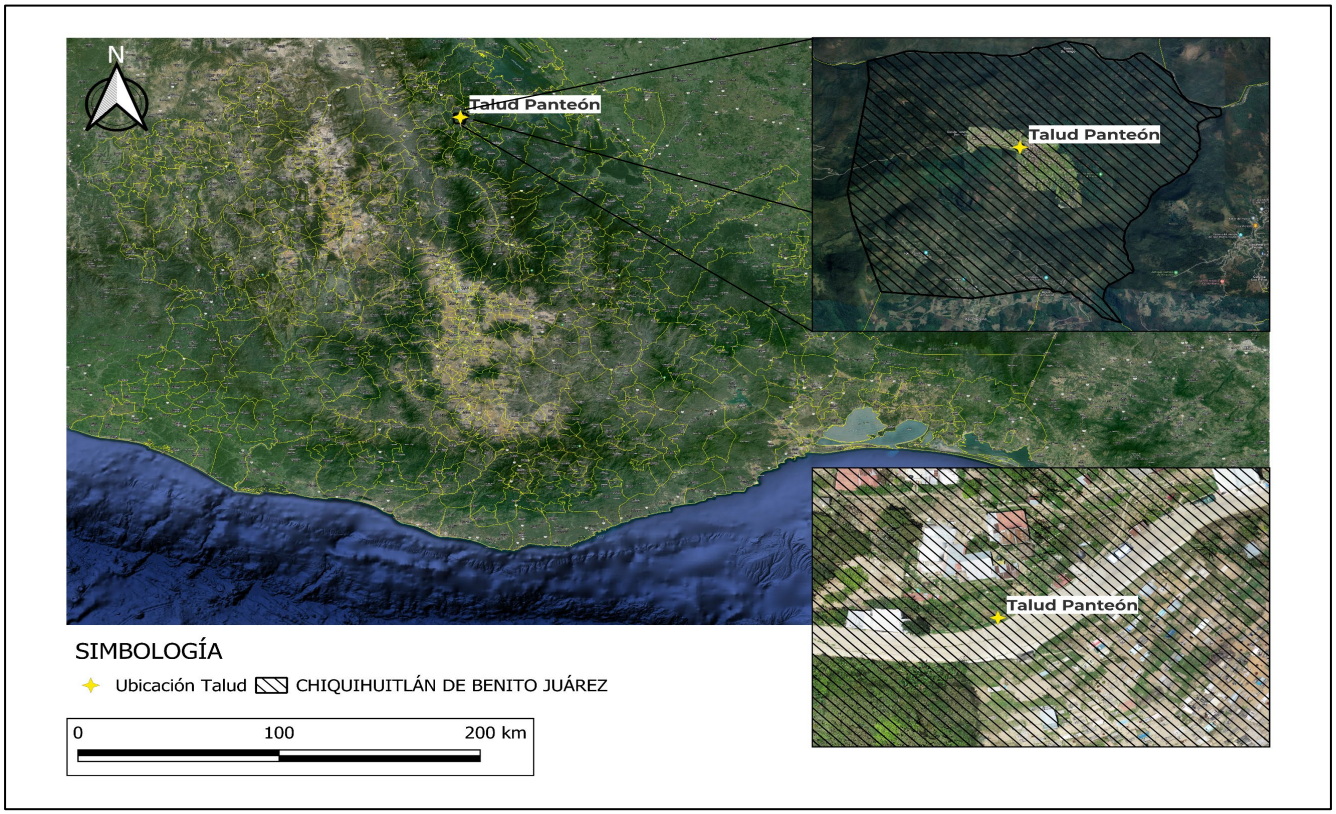


Figura 1.2. Micro localización del Sitio en Estudio. *Fuente: Elaboración Propia.*

1.2. Planteamiento del Problema

En la actualidad, las vías terrestres son el principal medio de comunicación entre las poblaciones rurales con los centros urbanos. De acuerdo con la Estadística Básica del Autotransporte Federal (SICT, 2023), el transporte carretero, mueve el 57% de la carga nacional y el 96% del total de los pasajeros además de contribuir con el 5.7% del Producto Interno Bruto del país.

La carretera Santiago Quiotepec – Loma de Silla es la principal vía de comunicación con la que cuenta el municipio de Chiquihuitlán de Benito Juárez hacia la capital del estado o hacia la Ciudad de México. Dicha carretera, presenta un agrietamiento, en el sentido longitudinal, en la zona de llegada a la cabecera municipal, razón por la cual, se dificulta el acceso al poblado. Este problema representa un riesgo para la población que conlleva pérdidas económicas, debido a que la importación de los insumos básicos se realiza a través de esta vía, pérdidas materiales, que simbolizan el patrimonio de los pobladores que tienen su hogar en el pie del talud, y posibles pérdidas humanas por la cercanía que tiene el talud con las casas aledañas.

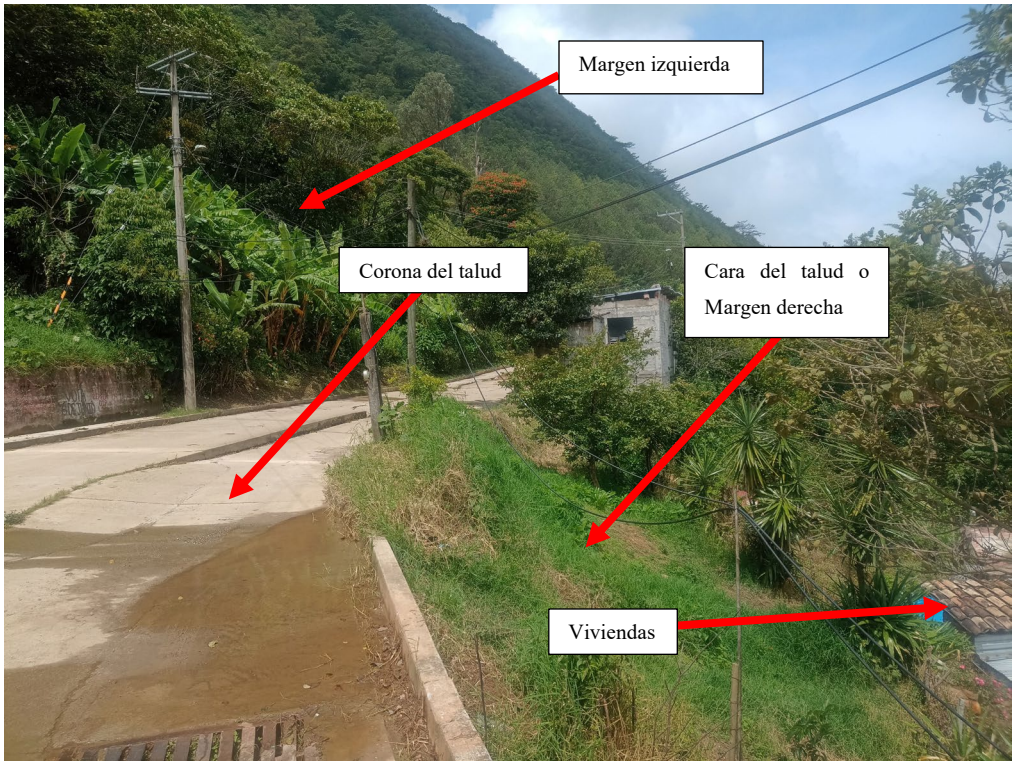


Figura 1.3. Vista del talud en dirección a la CDMX.

Figura 1.4. Vista de la falla en el talud con dirección a la cabecera municipal.

En la Figura 1.3 y en la Figura 1.4 se observa que el cuerpo del terraplén, que subyace a la carretera, ya ha presentado un mecanismo de falla desfavorable en el sentido descendente de la topografía, de manera que surge la necesidad de representar las características físicas y morfológicas del sitio de la manera más acertada. Para atender esta necesidad, se realizó una visita de campo con el objetivo de recopilar la información requerida para un estudio geotécnico del talud.

1.2.1. Visita de campo

En enero del 2023, se realizó un recorrido en el municipio de Chiquihuitlán de Benito Juárez en el estado de Oaxaca, con el objetivo de identificar las problemáticas con las que convive la comunidad, entre éstas se identificó que algunos de los caminos por los que transitan los pobladores y los vehículos, se encuentran desplantados sobre el corte de un talud o bien sobre un terraplén, que a su vez forma parte de un talud general. Estos caminos, se encuentran en mal estado pues presentan agrietamientos longitudinales, en algunos tramos, y asentamientos importantes que suponen un problema del material sobre el que se desplantan los caminos.

Durante la visita, se entabló una conversación con el presidente municipal en gestión en la que se explicaron los riesgos que conlleva tener un talud fallado y expuesto a los agentes que provocaron dicho estado límite, de igual manera, se dio una asesoría sobre los trabajos que se debían llevar a cabo para realizar un análisis de estabilidad de taludes y, por último, se acordó que la revisión de uno de los sitios identificados sería el objeto de estudio del presente trabajo. En la reunión se acordó también que la intervención para recabar información en el talud del panteón se llevaría a cabo en el mes de mayo del 2023.

El alcance de la visita de campo, que se realizó en la fecha acordada (mayo 2023), incluía el reconocimiento y el levantamiento topográfico de la zona en estudio, cuyo procedimiento se describe en el apartado 2.3.1, la clasificación en sitio de los materiales que conforman al talud, la recuperación de muestras inalteradas de suelo y la instalación de dos pozos de observación del nivel de aguas freáticas, cuyo proceso constructivo se detalla en el apartado 4.1.3.

Como parte del reconocimiento del sitio, se identificó que el proceso constructivo que se adopta en la comunidad para los caminos que cruzan un talud de dimensiones importantes es conocido como Medio Viaducto, este método consiste en apoyar la mitad del camino sobre el terreno natural y, a medida que el terreno desciende, la otra mitad del camino se sostiene por medio de un sistema de marcos rígidos que transmiten la carga a una zapata como se ilustra en la Figura 1.5.

De acuerdo con (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2022), el Medio Viaducto es una solución especial a un problema de estabilidad de taludes en roca, sin embargo, en el sitio se tiene presencia de suelos, que son producto del intemperismo de la roca, en la parte superficial por lo que, posiblemente la implementación del medio viaducto no sea la más adecuada.

Figura 1.5. Configuración de caminos en Medio Viaducto (Talud de Camino a Teutila).

Aunado a lo anterior, se observó que la solución adoptada para construir el camino que se encuentra frente al panteón municipal, y que ya ha presentado una falla, fue distinta a la del Medio Viaducto pues el camino en este tramo se encuentra apoyado sobre el terreno natural a lo largo de toda la sección como se muestra en el esquema de la Figura 1.6. Por otro lado, se identificó que el camino es un pavimento rígido hecho a base de concreto reforzado con un espesor de 20 cm y que no cuenta con una sección de terracerías con subbase, subrasante, etc.

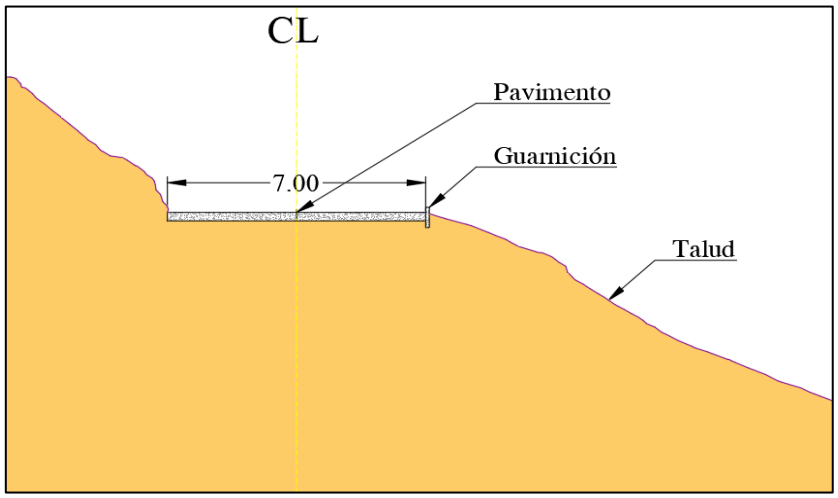


Figura 1.6. Sección de la carretera en el tramo del panteón. *Fuente: Elaboración propia.*

En el mes de diciembre del 2023, se realizó una segunda visita de campo, con el objetivo de informar a las autoridades del poblado, sobre los avances que se tenían hasta ese momento en el análisis de estabilidad. En la visita, se reportó la caracterización del material, que se describe en el aparado 4.2.7, se mostró un análisis preliminar de la estabilidad y se tuvo la oportunidad de platicar con las personas cuyas viviendas se encuentran en el pie del talud. De las conversaciones, se recuperó el dato de que, en temporada de lluvias, el comportamiento del agua en el terreno es tal que, si se excava un pozo en el pie del talud, dicho pozo comenzará a inundarse. Así también, durante la temporada de lluvias, el nivel del agua en los pozos de observación que se instalaron se encontraba a 1.10 m de profundidad o bien a 0.60 cm respecto al punto más bajo del pozo.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Brindar las recomendaciones, desde el punto de vista geotécnico, para la restauración del terraplén que subyace a la carretera Santiago Quiotepec – Loma de Silla, en el tramo correspondiente al acceso de la cabecera municipal de Chiquihuitlán de Benito Juárez en el estado de Oaxaca y que actualmente se encuentra colapsado.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Caracterizar el material del que está conformado el talud y obtener sus propiedades mecánicas a partir de pruebas de laboratorio.
- Identificar los fenómenos que contribuyen a que el cuerpo del talud llegue a su estado límite de falla y a su estado límite de servicio.
- Determinar el factor de seguridad que presenta el talud con las condiciones del sitio, para diferentes mecanismos de falla.

2. Información Preliminar del Sitio

2.1. Información Geológica del Sitio

2.1.1. Geología Regional

De acuerdo con la Carta Geológico-Minera E14-9 Oaxaca (González, A. Arceo, F. 2000), el sitio de estudio se localiza dentro del territorio del estado de Oaxaca y se encuentra colindando con el estado de Veracruz en un basamento llamado Terreno Maya, como se muestra en la Figura 2.1.

El Terreno Maya se divide informalmente en tres provincias geográficas, que incluyen el sureste de Tamaulipas, el sureste de Veracruz, que integra al Istmo de Tehuantepec, y la corteza transicional alargada hacia la margen oeste del Golfo de México y la Plataforma Yucatán que engloba a los estados de Tabasco, Campeche, Quintana Roo, Yucatán y la corteza adyacente al Golfo de México. Algunos autores incluyen todo lo anterior dentro del Subterreno Olmeca que, en la Provincia Sur, incluye al estado de Chiapas y el noreste de Oaxaca[1]. A continuación, se describen las formaciones geológicas que se encuentran en la región de estudio.

• **Complejo Metamórfico Sierra de Juárez (*Pc Pp E- Ms*):** La formación está compuesta por lutitas y areniscas del Paleozóico superior (Pérmico). Usualmente se describe como un basamento metamórfico que aflora en las inmediaciones de Teutila y San Andrés Teotilalpan. Se encuentra bien expuesta en algunos tramos del camino que comunica las localidades Santa María Tlalixtac-San Pedro Teutila y Santa Cruz. Se propone informalmente el nombre de formación Teutila, para esta secuencia teniendo como localidad tipo los afloramientos que se localizan en las inmediaciones de San Pedro Teutila.

• **Formación Chivillas Inferior (*Kvb Ar-A*):** Esta unidad está constituida por un complejo vulcánosedimentario metamorfizado en bajo grado, donde se observan rocas ígneas extrusivas, de composición andesítica, de color verde, de textura afanítica, con presencia de plagioclasas y de hornblenda, con cristales bien formados y con estructura almohadillada. También hay presencia de lutitas de color café claro a amarillo ocre con matriz calcárea; areniscas de color similar, de grano fino a medio, con esporádicos cuerpos calcáreos plegados, de color gris oscuro y de textura foliada y filitas color café ocre. Dichas rocas presentan una composición mineralógica de cuarzo (25-50%) y ferromagnesianos alterados (5-25%).

En la Figura 2.1 se observa, en la parte superior de la imagen, la ubicación del municipio de Chiquihuitlán, así como el punto donde se localiza el talud del panteón. Es importante destacar que el 90% del municipio se encuentra sobre la formación Chivillas Inferior (Kvb Ar-A) en la cual afloran principalmente rocas Areniscas.

[1] González, Antonio y Arceo, Francisco. *Carta Geológico-Minera Oaxaca Clave E 14-9, Escala 1: 250,000.* Consejo de Recursos Minerales. 2000. pp. 27.

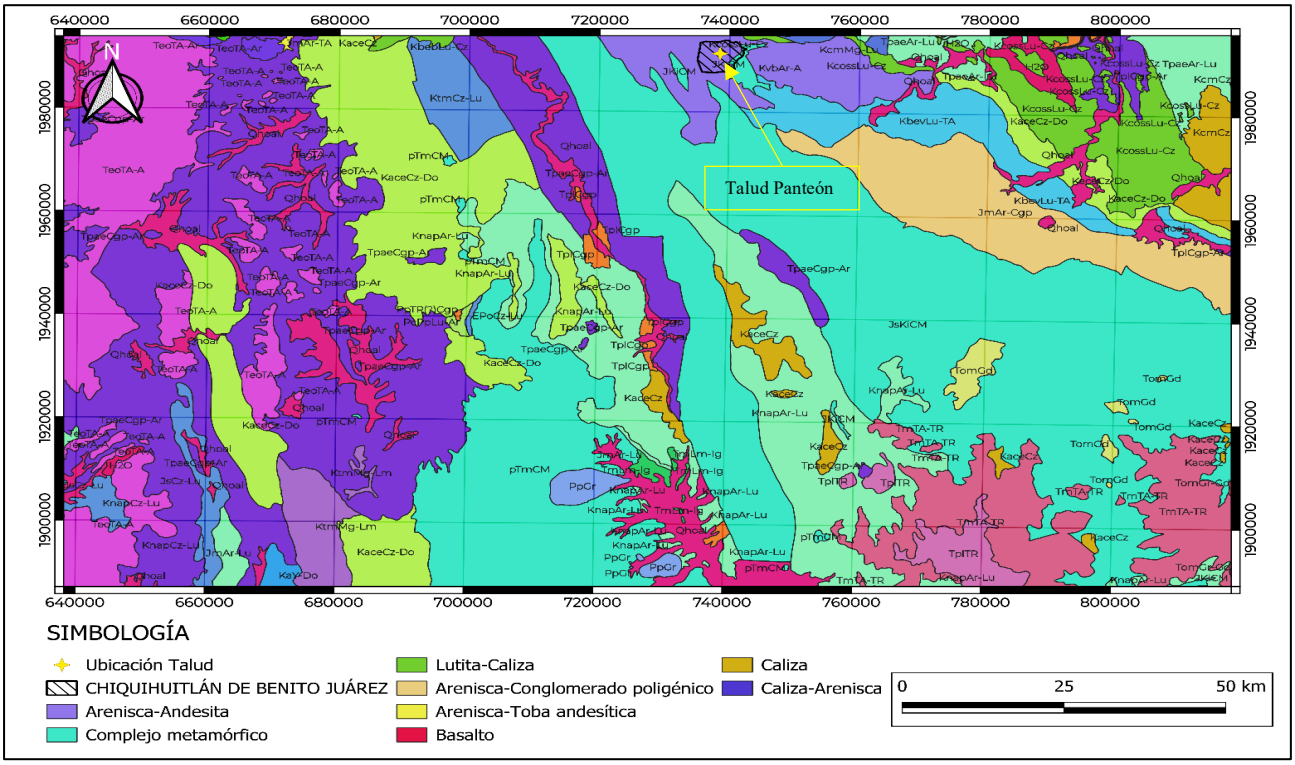


Figura 2.1 Geología Regional del Municipio de Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca. *Fuente: Servicio Geológico Mexicano.*

2.2. Información Sísmica del Sitio

2.2.1. Espectros de Diseño

El procedimiento para la obtención de los espectros de diseño, que serán el parteaguas para determinar las fuerzas dinámicas a las que estará sometido el cuerpo del talud, tomó como base el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Dicho manual (Comisión Federal de Electricidad, 2015), establece las siguientes consideraciones para construir un espectro de Diseño.

- Los espectros de diseño varían en forma continua dentro del territorio mexicano.
- La construcción de los espectros de diseño se inicia con un parámetro relacionado con el peligro sísmico, que es la aceleración máxima en terreno rocoso, y se continúa con factores con los que se toman en cuenta las condiciones del terreno.
- Las aceleraciones máximas en roca están asociadas a coeficientes de diseño que son óptimos para el estado límite de colapso de estructuras del Grupo B y corresponden periodos de retorno que varían espacialmente en forma continua.
- Los espectros de diseño son transparentes, es decir, carecen de factores de reducción ajenos al peligro sísmico.

- Las ordenadas espectrales corresponden al 5% del amortiguamiento crítico estructural. Podrán modificarse cuando se justifique un valor de amortiguamiento diferente o se consideren efectos de interacción suelo–estructura.
- A periodo estructural largo, los espectros de desplazamiento que se derivan de los espectros de aceleración tienden correctamente a los desplazamientos máximos del terreno.
- Se suministran espectros de diseño para el estado límite de servicio que no están afectados por la no linealidad del suelo.
- Se proporcionan aceleraciones para tres niveles de importancia estructural: convencional (B), importante (A) y muy importante (A+) (sólo para zonas de alta sismicidad).

2.2.1.1. Clasificación de las construcciones según su importancia.

La función de las edificaciones es el parámetro que se ha propuesto como base para establecer la seguridad recomendable para la estructura, poniendo especial énfasis en tres aspectos:

a. Evitar pérdidas de vidas humanas y lesiones a personas durante cualquier temblor.
b. Limitar las pérdidas de tipo económico o cultural ante todo sismo.
c. Lograr que a raíz de cualquier temblor sigan operando las estructuras que prestan servicios o cumplen funciones esenciales.

En general, el parámetro del que depende la seguridad estructural es la importancia de la estructura. La estructura se valora en términos de lo que ordinariamente significa para la sociedad, de las funciones que desempeñaría a raíz de un sismo catastrófico y de los daños que a personas y servicios pudiera ocasionar su falla. De esta manera, la (Comisión Federal de Electricidad, 2015) contempla la siguiente clasificación de las estructuras de acuerdo con su importancia.

- Grupo B: estructuras convencionales
- Grupo A: estructuras importantes
- Grupo A+: estructuras muy importantes

2.2.1.2. Clasificación de las construcciones por su tamaño y relación con CFE.

Por el tamaño de las construcciones del Grupo B se tienen dos clases de estructuras: convencionales y pequeñas. Se hace esta diferencia, principalmente, porque el costo de la exploración del subsuelo puede ser muy elevado para la construcción de una estructura pequeña. Además, no se requiere el detalle clásico que se tiene en un espectro de diseño. Estas estructuras son típicamente de periodo corto y se diseñan

con métodos simplificados o estáticos, situaciones en que se puede despreciar el periodo estructural. Se tienen entonces:

- Estructuras B1: Estructuras convencionales medianas y grandes
- Estructuras B2: Estructuras convencionales pequeñas

Para las estructuras del Grupo A se tienen dos clases: estructuras que pertenecen o se relacionan con el sector energético o industrial, y estructuras que no pertenecen ni se relacionan con el sector energético o industrial. Esta diferencia se hace porque se requiere que, para la determinación de espectros de diseño de las estructuras que se relacionan o pertenecen a los sectores energético e industrial, se hagan estudios específicos de sitio, tanto de sismo-tectónica como de amplificación dinámica del terreno. Las estructuras que no pertenecen ni se relacionan con el sector energético o industrial podrán elegir un criterio más robusto, basado en una exploración básica del terreno y en la construcción de espectros de diseño mediante factores de amplificación dinámica. Se tienen entonces:

- Estructuras A1: Estructuras que pertenecen o se relacionan con el sector energético o industrial.
- Estructuras A2: Estructuras del Grupo A que no pertenecen ni se relacionan con el sector energético o industrial.

2.2.1.3. Espectro de Diseño Sísmico del Sitio en Estudio.

Para la construcción del espectro sísmico se utilizó el programa PRODISIS Ver. 4.1, dentro del cual se consideró como punto de referencia, la siguiente coordenada geográfica: Latitud = 17.9971741° N, Longitud = - 96.7475949° O.

A partir de la Figura 2.2, obtenida del programa PRODISIS v.4.1, se observa que la aceleración máxima en roca es $a_0^r = 137.79\ {}^{cm}/_{s^2}$ o 0.14046 gal. Por lo que la zona sísmica en la que se encuentra el área de estudio corresponde a la Zona C.

*Notas:

-Los espectros de diseño que se reportan en este documento, no consideran los efectos de sitio, por lo que las aceleraciones espectrales son las que calcula el programa de PRODISIS V.4.1 para roca.

-Se recomienda realizar exploración geofísica adicional como un Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) para considerar los efectos de sitio y con ello complementar los espectros de diseño.

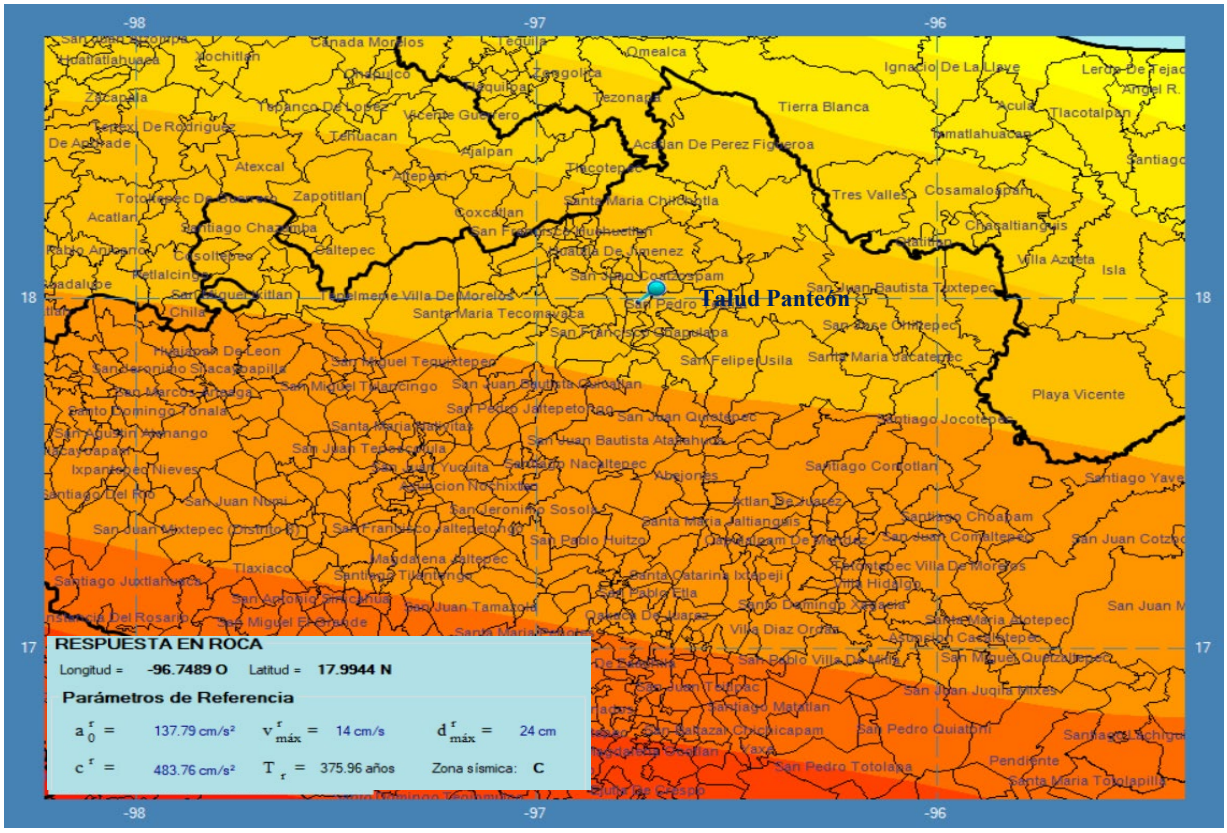


Figura 2.2. Ubicación del área de estudio en un mapa de aceleraciones. *Fuente: PRODISIS V. 4.1.*

Considerando la importancia estructural y el peligro sísmico existente en la región por su cercanía con la brecha del Istmo de Tehuantepec, se determinaron los parámetros espectrales del espectro de diseño por sismo transparente, sin incluir factores de reducción de fuerzas sísmicas. (Tabla 1)

Modelo	**a_0** [gal]	**c** [gal]	**T_a** [s]	**T_b** [s]	**T_c** [s]	**k**	**r**	**β**
No Lineal	0.140	0.492	0.1	0.6	2.0	1.50	0.50	1.00

Tabla 1. Parámetros que definen la forma del espectro de diseño para estructuras del grupo B. Q=1 Fuente: PRODISIS V.4.1.

Para estructuras del GRUPO A2, las aceleraciones espectrales deben multiplicarse por el factor de importancia FI=1.5. (Tabla 2)

Modelo	**a_0** **[gal]**	**c** **[gal]**	**T_a** **[s]**	**T_b** **[s]**	**T_c** **[s]**	**k**	**r**	**β**
No Lineal	0.210	0.738	0.1	0.6	2.0	1.50	0.50	1.00

Tabla 2. Parámetros que definen la forma del espectro de diseño para estructuras del grupo A2. *Fuente: PRODISIS V.4.1.*

Donde:

a_0 ⟶ es la aceleración máxima del terreno

c ⟶ es la aceleración máxima espectral

$T_a, T_b\ y\ T_c$ ⟶ son periodos característicos del espectro

r ⟶ es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$

$\beta(T_e\ , \zeta_e)$ ⟶ es el factor de amortiguamiento

k ⟶ es el parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para $T_e \geq T_c$

Retomando el hecho de que la carretera Santiago Quiotepec – Loma de Silla, es la principal y única vía de comunicación que tiene el poblado con la capital del estado y con la Ciudad de México, es justificable considerar a la carretera como una estructura del grupo A2.

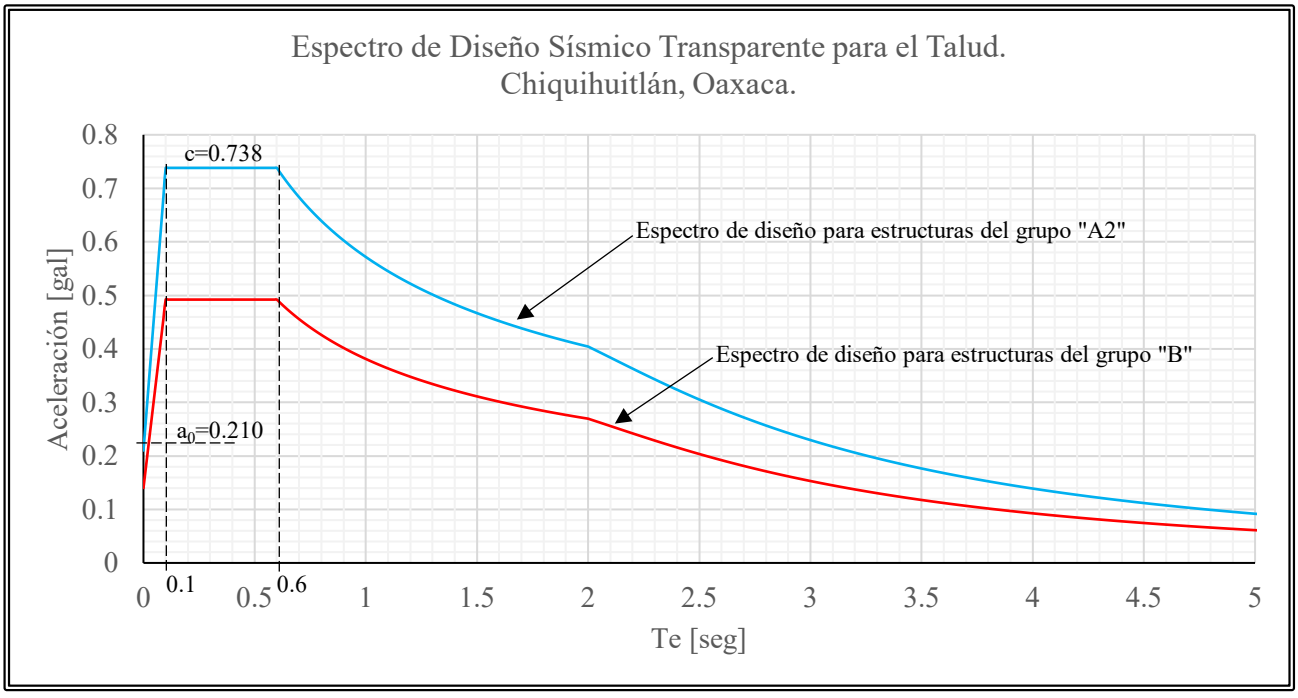


Figura 2.3. Espectro de diseño sísmico transparente regional obtenido para el análisis de estabilidad del talud en Chiquihuitlán, Oaxaca. *Fuente: PRODISIS V. 4.1.*

2.3. Información Topográfica del Sitio

2.3.1. Curvas de Nivel

Las curvas de nivel son la forma más común para la representación del relieve en un terreno. Con esta herramienta se puede conocer, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación de cualquier punto en la superficie que se está estudiando. Además, es posible trazar perfiles, calcular pendientes y resaltar las formas y accidentes del terreno.

El análisis de estabilidad de taludes en una zona requiere conocer a detalle todas las anomalías que presenta la topografía en la sección que se esté analizando, entre estas anomalías se destacan, la presencia de un asentamiento importante en la corona del talud que represente un posible mecanismo de falla por deslizamiento, la emersión aparente de una masa de suelo en el pie del talud que indique un posible mecanismo de falla por el pie del talud o bien un desplazamiento lateral de un bloque de suelo que indique un posible mecanismo de falla por volteo.

Durante la visita que se hizo en mayo del 2023, se realizó un levantamiento topográfico con una técnica conocida como fotogrametría con ayuda de una aeronave no tripulada (DRON). La técnica consiste en tomar múltiples fotografías aéreas, que a su vez están georreferenciadas en latitud, longitud y altitud. Por medio de un procesamiento con software, dichas fotografías se superponen y se construye una fotografía general del lugar. Al mismo tiempo que el DRON toma las fotografías, captura una nube de puntos que cuentan con datos de elevación.

Los puntos capturados por el DRON se procesan en un software para generar un Modelo Digital de Elevaciones y con ello, a través de una triangulación, se construyen las curvas de nivel para posteriormente generar las secciones transversales del talud que se analizarán por estabilidad. La precisión con la que se hizo el vuelo fotogramétrico permite generar curvas de nivel a cada 50 cm de elevación (Figura 2.4), de manera que es posible detectar las anomalías que se describen al inicio de este apartado.

Con ayuda de las curvas de nivel y con algunos de los aspectos observados en la visita de campo, se identificó que el camino cruza por un paso natural de agua como se ilustra en la Figura 2.4. Es posible que el cauce del agua se haya visto modificado, en su momento, por la construcción del panteón municipal y por esa razón parece que existe un quiebre del flujo aguas arriba del cruce de la carretera.

Es importante destacar que la carretera cuenta con una alcantarilla transversal como se muestra en la Figura 2.4. Se observa que, la disposición de la alcantarilla y de la topografía, provocan que el funcionamiento de dicha alcantarilla sea, únicamente, el de conducir el agua de lluvia que escurre en la superficie de la carretera sin dar continuidad al cauce de agua. Lo anterior se traduce en que el cauce natural de agua se ve interrumpido por el propio trazo de la carretera y cuando escurre el agua en época de lluvias, esta se vierte en la carretera o bien se infiltra en la parte lateral, generando erosiones o socavaciones en el interior del terraplén.

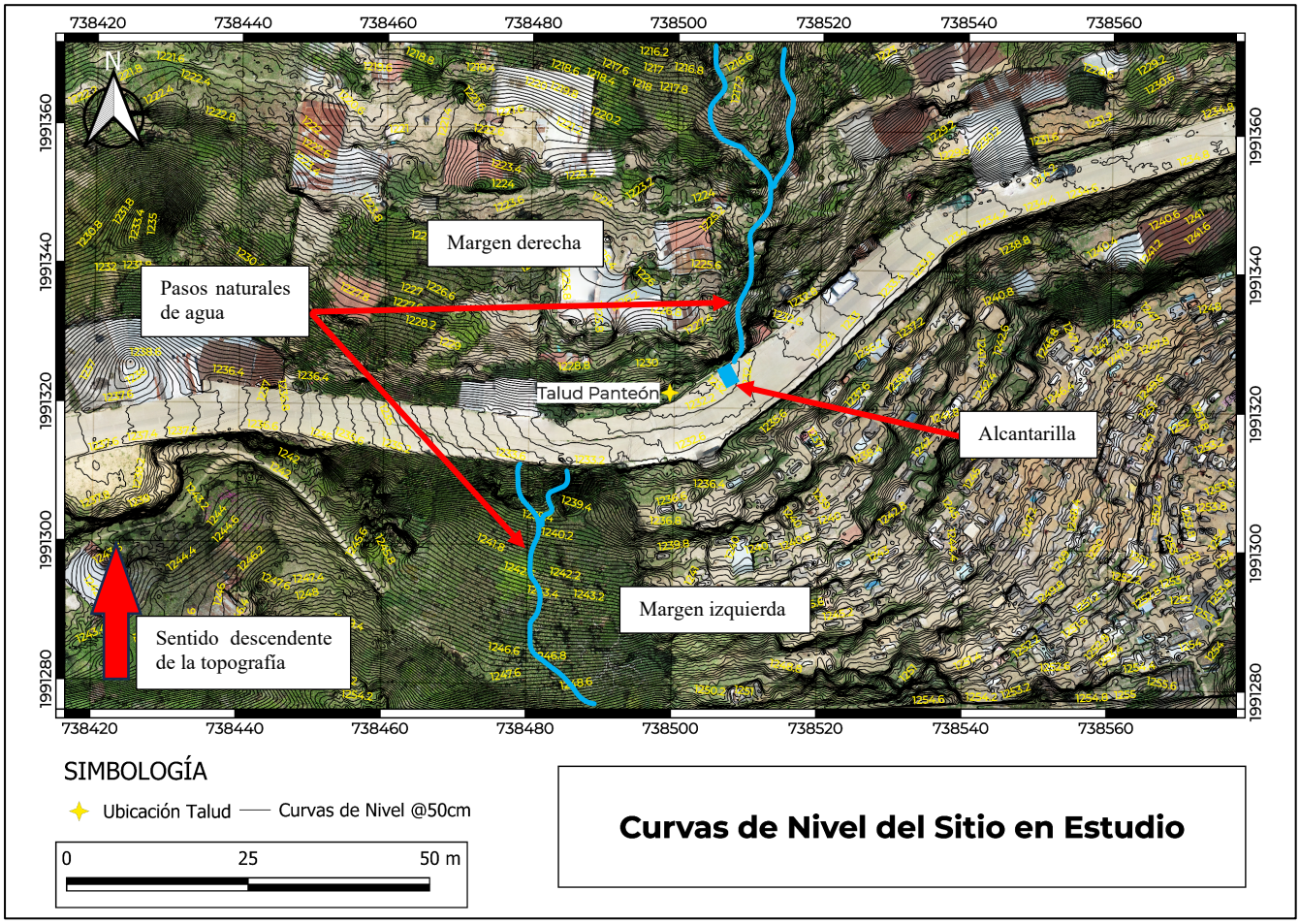


Figura 2.4. Curvas de Nivel del Talud en Estudio y la Zona Aledaña. *Fuente: Elaboración Propia.*

2.3.2. Secciones Transversales

Las secciones transversales juegan un papel importante en el análisis de estabilidad de taludes, pues la mayor parte de los métodos que se emplean en la práctica requieren una representación en dos dimensiones del talud que se está analizando. Si la geometría de la sección o bien las propiedades del suelo, no varían en el sentido longitudinal de la sección, se puede adoptar por convención, el hecho de que todas las secciones, tendrán un comportamiento similar.

Para la obtención de las secciones del talud se utilizó el software Civil 3D, en donde se importaron las curvas de nivel y a partir de un alineamiento, que fue el eje de la carretera, se obtuvieron secciones a cada 2.0 m. Al observar detalladamente cada una, se concluyó que las secciones no variaban significativamente en su geometría a lo largo del tramo donde se había identificado la falla y que las variaciones más notorias ocurrían unos metros antes de donde se presentaba el agrietamiento (Sección 0+006).

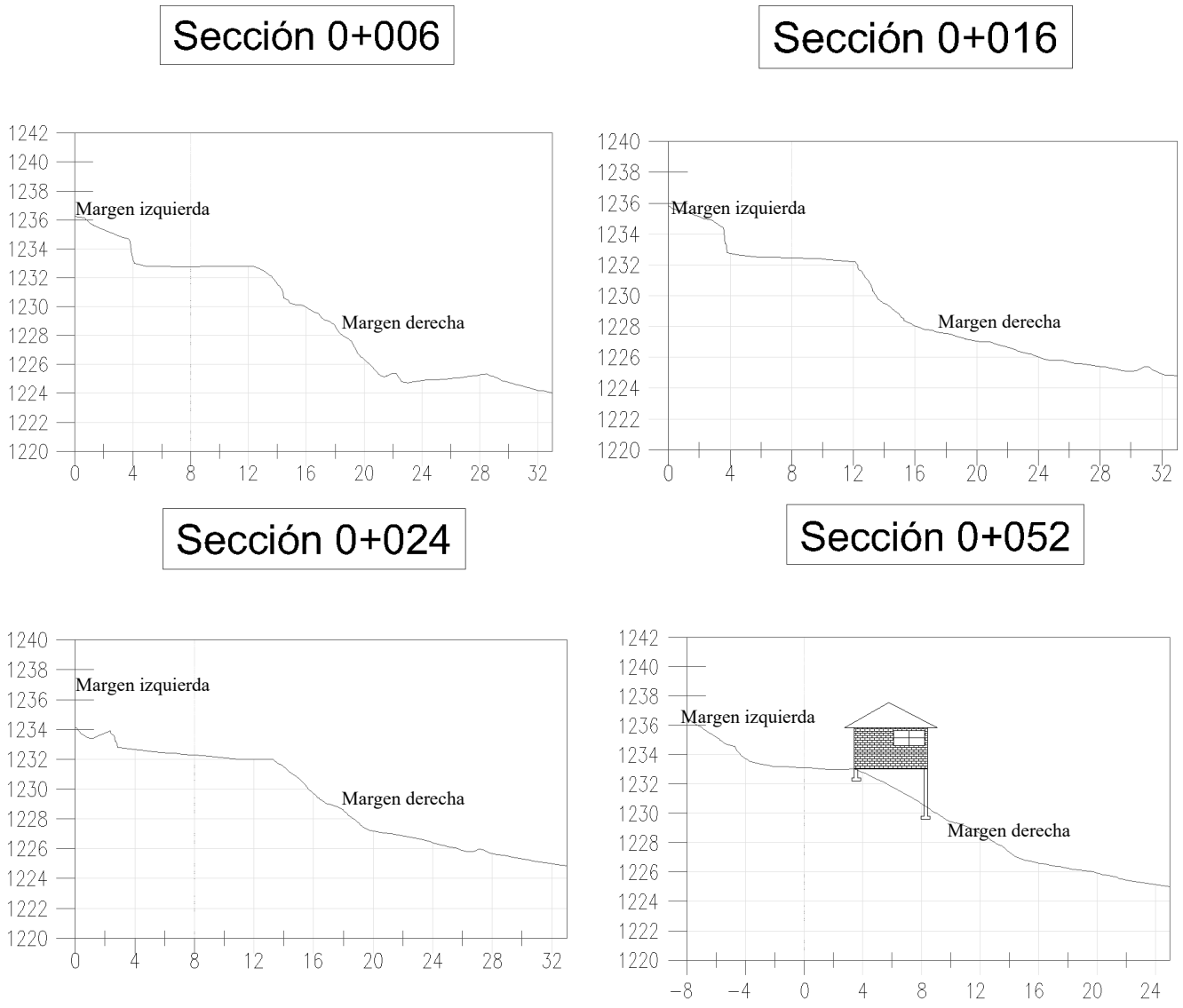


Figura 2.5. Secciones transversales de especial interés a lo largo del talud. *Fuente: Elaboración Propia.*

En la Figura 2.5 se destacan cuatro secciones de especial interés pues vemos que, para la Sección 0+006 la altura del talud es del orden de 8.00 m, sin embargo, esta sección queda fuera de la línea que delimita al agrietamiento observado en la corona del talud. En las demás secciones se observa una geometría uniforme, donde la altura máxima que se alcanza es de 6.00 m y se presenta un tendido de 10.00 metros en la horizontal lo que representa un ángulo de 31°. Adicionalmente se presenta la Sección 0+052 donde existe una vivienda de un solo nivel cuya estructuración es a base de muros de mampostería y se encuentra apoyada por medio de zapatas aisladas desplantadas sobre la cara del talud.

2.3.3. Perfil Longitudinal del Talud

Al igual que las secciones transversales, el perfil longitudinal es de suma importancia cuando se hace el análisis de estabilidad de un talud pues cuando se plantea una solución es necesario conocer los volúmenes de material que se van a emplear o el área de influencia que tiene algún sistema en particular, como por ejemplo un ancla en un sistema de anclaje.

El perfil se construyó con ayuda del software Civil 3D donde, al igual que para las secciones, se tomaron como base las curvas de nivel obtenidas en campo y a partir del mismo alineamiento de donde se obtuvieron las secciones transversales, se generó el perfil de la carretera (línea superior). Posteriormente, se generó, con ayuda de la ortofoto y de las observaciones realizadas en campo un segundo alineamiento cuyo trazo respetó la trayectoria que sigue el pie del talud y de esta manera se realizó el segundo perfil (línea inferior) que se observa en la Figura 2.6.

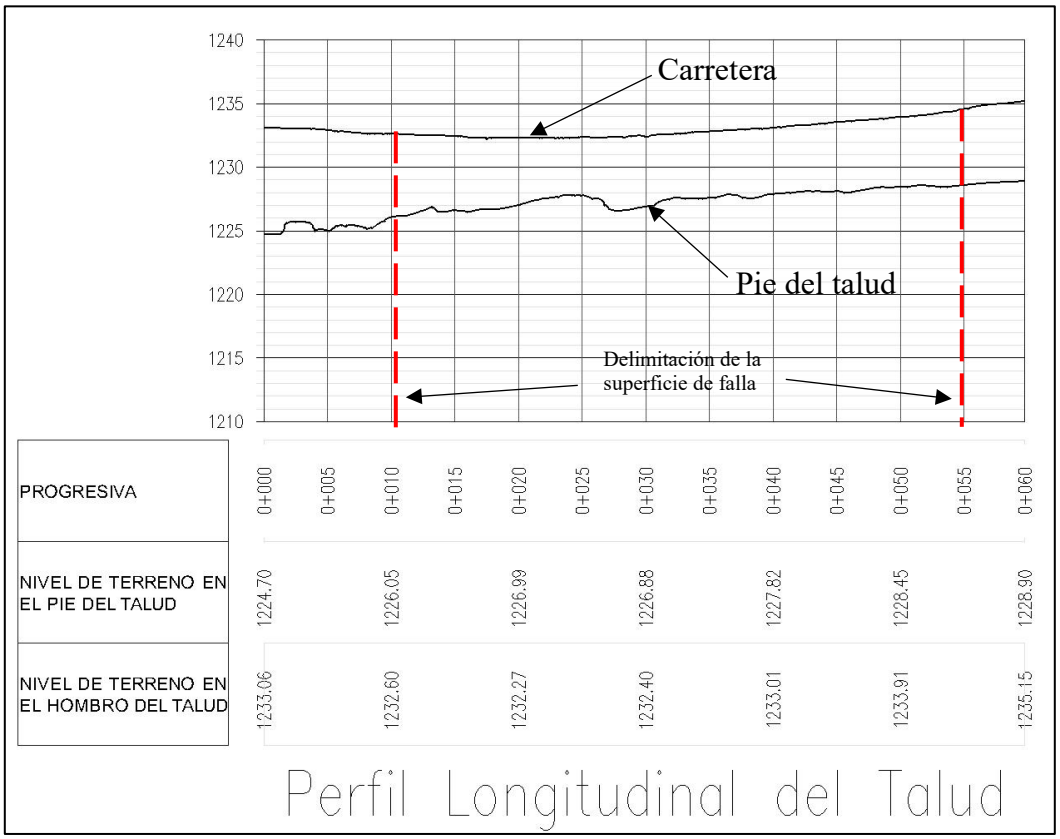


Figura 2.6. Perfil longitudinal del talud en estudio. *Fuente: Elaboración Propia.*

En la Figura 2.6 se destaca que la altura del talud, en todo lo largo de la zona afectada, es del orden de 6.00 m, mientras que la superficie de falla tiene una longitud total de 45.0 m. De igual manera, se aprecia que la pendiente de la carretera ronda entre el 6% y el 8% considerando que la topografía se ve afectada por la presencia del asentamiento provocado por la falla.

3. Marco Teórico

3.1. Estabilidad de Taludes

3.1.1. Definiciones y Tipos de Taludes

Un **talud** es una superficie de suelo expuesto cuya geometría forma un ángulo respecto a la horizontal; esta geometría puede ser natural o constituida por el ser humano.[2] Si la superficie del suelo no es horizontal, a menudo presentará una tendencia inherente a cambiar su geometría hasta alcanzar una forma más estable y sinérgica con la fuerza producida por la aceleración gravitatoria. En este sentido, las fuerzas que causan la inestabilidad son el peso propio y la infiltración del agua, mientras que la resistencia a la falla proviene de la geometría del talud y de la resistencia al corte del suelo.

El análisis de un talud conlleva a conocer cada una de sus componentes de manera precisa y es indispensable referirse a cada una de las partes que conforman su geometría de forma correcta. Por ello, en la Figura 3.1 se muestra la nomenclatura que se utiliza con frecuencia en el estudio de los taludes y que se adoptó para la elaboración de este documento.

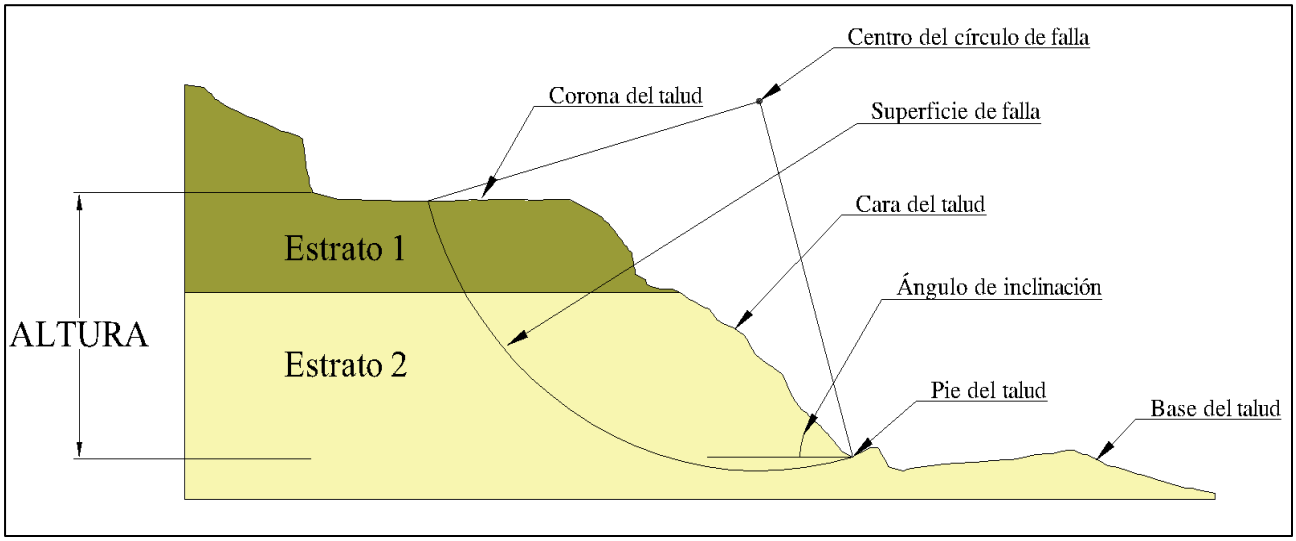


Figura 3.1. Elementos que componen a un talud. *Fuente: Elaboración Propia.*

En el libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, (Das, 2013) se define al **análisis de estabilidad de taludes** como el proceso en el que, a través de cálculos, se determina la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y se realiza una comparación con las fuerzas que producen el corte desarrollado a lo largo de la superficie de ruptura más probable.

Uno de los parámetros con los que se evalúa la estabilidad de un talud es a partir del **factor de seguridad** que se define como la relación entre la resistencia media, que ofrece el suelo al esfuerzo

[2] Das, Braja M. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.* Cengage Learning, 2013. p. 334.

cortante, y el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla, como se expresa en la siguiente ecuación.

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d}$$

Donde

FS_s ⟶ Factor de seguridad con respecto a la resistencia

τ_f ⟶ resistencia media del suelo al corte

τ_d ⟶ esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla

En general se admite, para cualquier material, la hipótesis de Mohr-Coulomb que establece que las condiciones de esfuerzo límite, que causan la falla de los suelos por fractura o por flujo plástico consideran la resistencia al esfuerzo cortante máxima que puede soportar ese material y esta a su vez es función del esfuerzo normal actuante en la superficie en que ocurre la falla y de la cohesión intrínseca entre las partículas de suelo, como se muestra en la siguiente expresión.

$$\tau_f = c' + \sigma' tan\phi'$$

Donde

c' ⟶ cohesión

ϕ' ⟶ ángulo de fricción interna

σ' ⟶ esfuerzo normal efectivo en la superficie potencial de falla

Como se observa, es necesario que el factor de seguridad tenga un valor mayor de 1.0 para que el talud sea estable, esto implica que la resistencia del suelo sea superior a las fuerzas que se desarrollan a lo largo de la superficie de falla y que favorecen a que el talud alcance los estados límite. En la práctica profesional, se adoptan valores típicos para el diseño de taludes y de terraplenes, dichos valores contemplan aspectos económicos y de funcionalidad, dependen de la importancia de la obra y anteponen la seguridad de las personas o de los elementos que conviven con el talud en cuestión. En la Tabla 3 se muestran los valores permisibles para el factor de seguridad que contemplan diferentes normas y autores dependiendo del tipo de análisis que se lleve a cabo.

Referencia	Análisis estático	Análisis dinámico
DM-7.01 (1986) y DM-7.02 (1987)	1.50	1.20- 1.15
Torres Vila (1986)	1.50	-
Alva e Infantes (2001)	-	> 1.00
Abramson et al. (2002)	-	> 1.00
FHWA-NHI-11-032 (2011)	-	1.10
NC-856:2011 (2011)	1.50	-
CE-020 (2012)	1.50	1.25
AASHTO-LRFD (2014)	1.33 - 1.53	1.10

Tabla 3. Factores de seguridad permisibles. *Fuente: (Mesa Lavista, et al., 2020)*

Los valores para el análisis estático que se mencionan en la Tabla 3 consideran únicamente fuerzas de cuerpo o que se generan por efecto de la aceleración gravitatoria mientras que, los valores para el análisis dinámico consideran fuerzas generadas por las aceleraciones debidas a un sismo. Nótese que el valor más bajo que se acepta en la práctica es el que propone el reglamento de la AASHTO, para un diseño por factores de carga y de resistencia (LRFD), con un $FS_{estático} = 1.33$ y un $FS_{dinámico} = 1.10$. Por otro lado, el valor más conservador, en el caso del análisis estático, igualmente lo considera la AASHTO, dentro del intervalo propuesto, con un $FS_{estático} = 1.53$. Sin embargo, la norma peruana CE-020 (2012) es mucho más restrictiva para el análisis dinámico, con un $FS_{dinámico} = 1.25$.

En el libro de Mecánica de Suelos II (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2022) se menciona que los taludes conformados por un material de comportamiento cohesivo tienden a presentar grietas longitudinales en la corona (Figura 3.2); esto es un indicativo de la existencia de un estado de tensiones en la parte superior. A dichas grietas se les conoce como **grietas de tensión** y se presentan antes de que ocurra un deslizamiento de tierras en el cuerpo del talud por lo que, cuando se va a efectuar el diagnóstico de un talud es importante identificar la presencia de este tipo de grietas ya que puede producir los siguientes efectos:

a) Una reducción de la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución del momento resistente.
b) Una disminución del momento motor, que se reduce en el peso de la cuña.
c) Una generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia cuando se almacena en la grieta.

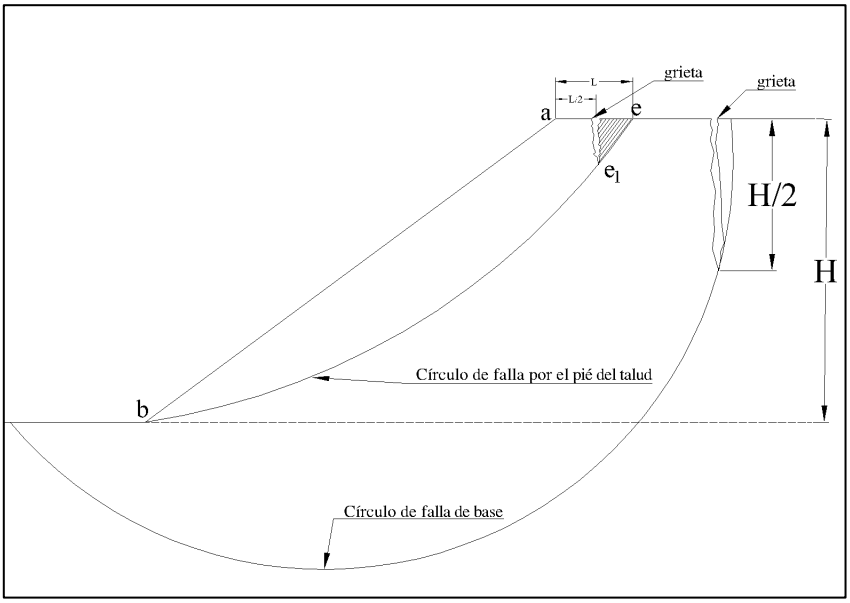


Figura 3.2. Grietas de tensión en la corona de un talud. *Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2022)*

Algunos taludes pueden existir durante un lapso considerablemente amplio en estado de **falla incipiente** lo que significa que está a punto de producir un mecanismo de falla. Esta condición con frecuencia tiene lugar en laderas naturales, en taludes conformados por una pila de escombros y en lomas que se degradan de manera natural por acción del intemperismo.[3]

3.1.2. Mecanismos de Falla

El concepto de mecanismo de falla describe uno o varios de los siguientes aspectos del comportamiento de un talud: la trayectoria que sigue la masa de suelo que se mueve en el instante de la falla, el tipo de movimiento que presenta la masa de suelo, la geometría del propio talud o bien, el estado en que se encuentran las partículas de suelo que generan las condiciones óptimas para que se produzca la falla. En el libro de Fundamentos de Mecánica de Suelos (Whitlow, 1994), se proponen tres principales mecanismos de falla, a partir de los cuales, un talud puede alcanzar sus estados límite. Estos mecanismos son:

A) Derrumbes: Como se muestra en la Figura 3.3.a), están caracterizados por movimientos de desprendimiento en las discontinuidades tales como juntas, grietas, planos de estratificación muy inclinados, planos de falla, etc., en los cuales la condición de falla puede aumentarse o acelerarse por los efectos de la presión del agua o del hielo en dichas discontinuidades.

[3] Whitlow, Roy. *Fundamentos de Mecánica de Suelos.* CECSA. 1994. p. 364.

B) Deslizamientos: En esta forma de movimiento la masa permanece esencialmente intacta mientras se desplaza por una superficie definida de falla, es decir, toda la masa de suelo sigue la misma trayectoria. Se tienen dos subdivisiones:

   a. Deslizamientos de traslación: Éstos incluyen el movimiento de bloques rocosos a lo largo de planos estratificados o de una capa de suelo situada cerca de la superficie (inclinada) a lo largo del terreno (Figura 3.3.b). Tales movimientos ocurren normalmente cerca y en capas paralelas a la superficie.
   b. Deslizamientos rotatorios: Estas fallas son características de los suelos cohesivos homogéneos; el movimiento se verifica a lo largo de una superficie curva de ruptura, de tal manera que la masa se hunde cerca de la cima del talud y produce una saliente cerca del pie (Figura 3.3.b).

C) Flujos: En este caso, la masa que se desplaza se rompe internamente y se mueve en forma parcial o por completo como fluido (Figura 3.3.c). Con frecuencia ocurren los flujos en suelos débiles y saturados cuando la presión de poro ha aumentado los suficiente para producir una perdida general de resistencia al esfuerzo cortante. No existe, en sí, una superficie de falla o esta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno.

D) Falla por licuación: Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa de una condición más o menos firme a una suspensión, con pérdida casi total de su resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas.

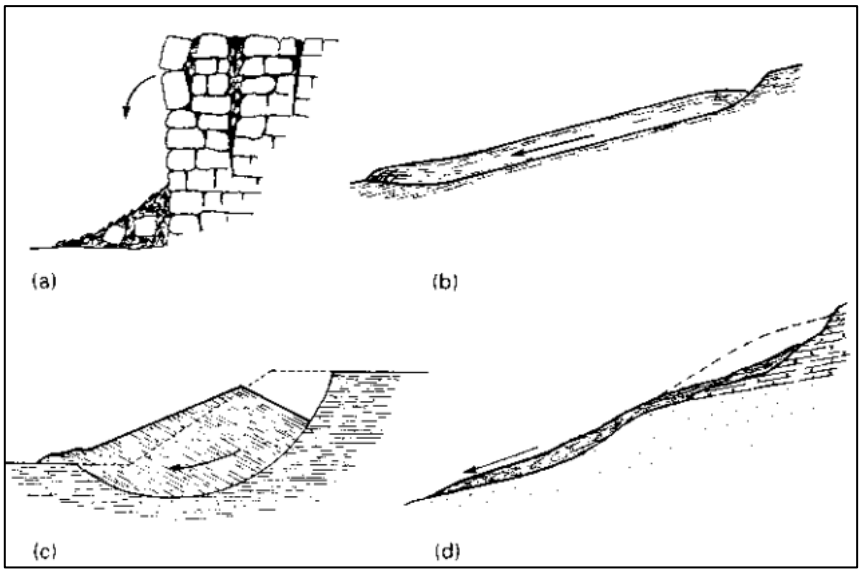


Figura 3.3. Tipos de movimientos de masa en taludes: a) derrumbe, b) deslizamiento de traslación, c) deslizamiento rotatorio, d) flujos. *Fuente: (Whitlow, 1994).*

Es común que, cuando se tiene una falla por deslizamiento rotatorio, se asuma que la superficie de falla tendrá una forma, en sección transversal, de un arco circular al que se le denomina **círculo de deslizamiento**. El centro del círculo de deslizamiento quedará en algún lugar arriba de la cara del talud Existe un número infinito de círculos que tienen radios y centros diferentes, que pasan por el pie del talud y que pueden cruzar la superficie del terreno frente al pie. Se le denomina **círculo crítico** al círculo de deslizamiento, cuyo centro y radio son tales que producen la superficie de falla más probable y, en consecuencia, el factor de seguridad más bajo.

3.1.3. Determinación del Factor de Seguridad de un Talud en Suelos

Como ya se mencionó, uno de los parámetros con los que se evalúa la estabilidad de un talud es a partir del factor de seguridad definido como la relación entre la resistencia media, que ofrece el suelo al esfuerzo cortante, y el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla. Para la determinación del factor de seguridad, se tienen diversos métodos cuya aplicación varía en función de la forma en que se considera la superficie de falla, la discretización que se hace de dicha superficie y las fuerzas que actúan sobre la masa de suelo.

De acuerdo con (Whitlow, 1994), los análisis de estabilidad deben llevarse a cabo en términos de esfuerzo efectivo, en problemas en los que hay cambios en la presión de poro, tales como terraplenes ya existentes y debido a las variaciones de los esfuerzos a lo largo de la superficie de falla. Además, se debe tener en cuenta que la mayoría de los métodos consideran las siguientes hipótesis:

1. Se supone una superficie de falla circular.
2. La masa deslizante se divide en n rebanadas o bloques verticales.
3. Se establece el equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en cada rebanada respecto al centro del círculo de deslizamiento.
4. A partir de la condición de equilibrio de fuerzas verticales de cada rebanada se obtienen las fuerzas N (normales a la superficie de ruptura) y se sustituyen a la ecuación resultante del equilibrio de momentos.
5. Dependiendo del método utilizado, se descartan o se consideran las fuerzas tangenciales entre rebanadas.

A continuación, se describen algunos de los métodos que se emplean con mayor frecuencia en la práctica profesional para el análisis de estabilidad de taludes.

3.1.3.1. Método de Fellenius

El método de Fellenius, considera la masa deslizante como una serie de dovelas, posteriormente se selecciona un círculo de deslizamiento con dentro en O y radio en R y, por conveniencia, la distancia horizontal entre los dos extremos A y B se divide en dovelas con ancho "b" como se muestra en la Figura 3.4. Este método, considera superficies de deslizamiento circulares por lo que su aplicación es precisa para suelos cohesivos.

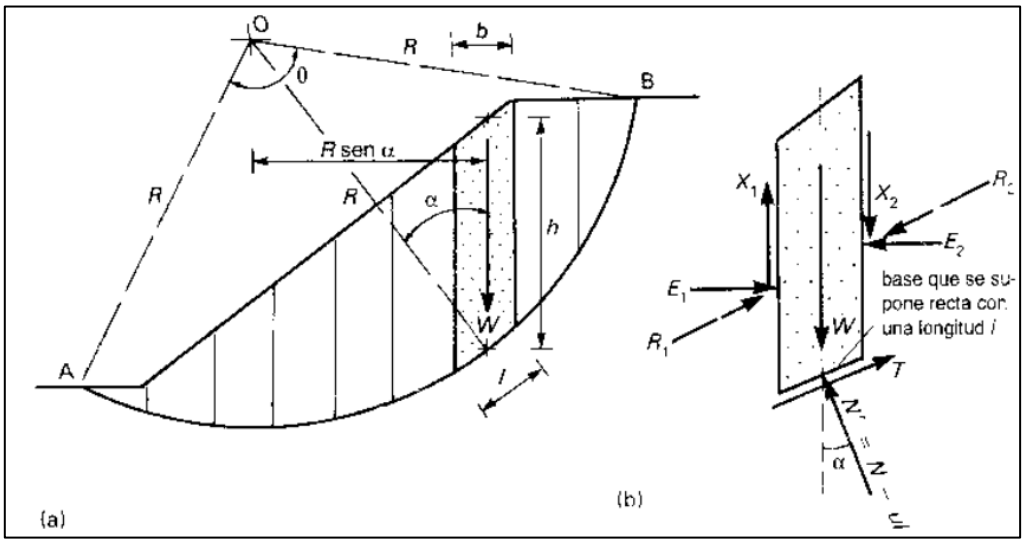


Figura 3.4. Método de Fellenius. a) División de la masa deslizante. b) fuerzas en una dovela. *Fuente: (Whitlow, 1994).*

Donde:

$W \longrightarrow$ peso del cuerpo de la dovela $= \gamma hb$

$N' \longrightarrow$ fuerza efectiva normal de reacción en la base de la dovela

$T \longrightarrow$ Fuerza cortante inducida a lo largo de la base $= Wsen(\alpha)$

$R_1 \, y \, R_2 \longrightarrow$ fuerzas impuestas en las caras laterales de las dovelas, provenientes de las dovelas adyacentes, que pueden descomponerse en:

$E_1 \, y \, E_2 \longrightarrow$ fuerzas normales entre las dovelas

$X_1 \, y \, X_2 \longrightarrow$ fuerzas tangenciales entre las dovelas

En el método de Fellenius se supone que las fuerzas entre las dovelas son iguales y opuestas, por lo que se cancelan entre sí. Esto es $E_1 = E_2$ y $X_1 = X_2$ de tal manera que, el problema se reduce a resolver las fuerzas que actúan en la base de la dovela, por lo que:

$$N' = Wcos(\alpha) - ul = \gamma hbcos(\alpha) - ubsec(\alpha)$$

O bien, haciendo $u = r_u \gamma h$ donde: $r_u = {}^{\gamma_w h_w}/_{\gamma h}$

$$N' = \gamma h(\cos(\alpha) - r_u \sec(\alpha))b$$

Para todas las dovelas:

$$\sum N' = \gamma b \sum h(\cos(\alpha) - r_u \sec(\alpha))$$

Sustituyendo en la ecuación para el factor de seguridad

$$\boldsymbol{FS = \frac{c' L_{AC} + \gamma b tan(\phi) \sum h(\cos(\alpha) - r_u \sec(\alpha))}{\sum W sen(\alpha)}}$$

Donde: $L_{AC} = longitud\ del\ arco$

Para este método se recomienda que el número de dovelas consideradas no sea menor que cinco, pues a mayor discretización se tendría una mejor aproximación del factor de seguridad.

3.1.3.2. Método de Bishop simplificado

Este método, propone que las fuerzas tangenciales entre las dovelas son iguales y opuestas ($X_1 = X_2$), pero las fuerzas normales entre cada dovela son diferentes ($E_1 \neq E_2$), de manera que las fuerzas actuantes en la dovela en este método son las que se ilustran en la Figura 3.5. Al igual que el método de Fellenius, el método de Bishop considera superficies de falla circulares, por lo que su aplicación brinda mejores resultados en suelos cohesivos.

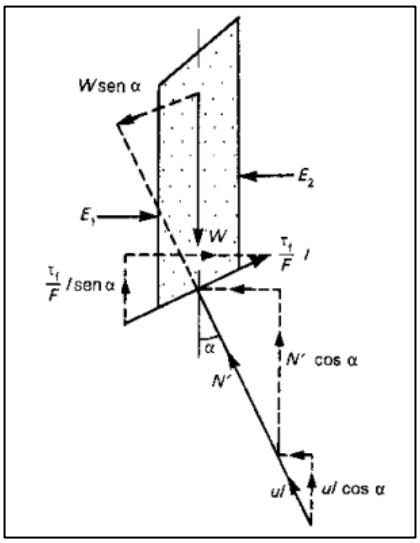


Figura 3.5. Dovela simplificada de Bishop. Fuente: (Whitlow, 1994)

Para lograr el equilibrio a lo largo de la base de la dovela:

$$0 = Wsen(\alpha) - \frac{c'l + N' \tan(\phi)}{FS}$$

Por lo que

$$FS = \frac{c'l + N'\ tan(\phi)}{\sum Wsen(\alpha)}$$

Para el equilibrio en la dirección vertical:

$$0 = W - N' \cos(\alpha) - ul\ cos(\alpha) - \frac{c'}{FS} l\ sen(\alpha) - \frac{N' \tan(\phi)}{FS} sen(\alpha)$$

Despejando N' se tiene:

$$N' = \frac{W - \frac{c'}{FS} l\ sen(\alpha) - ul\ cos(\alpha)}{\cos(\alpha) + \frac{\tan(\phi)}{FS} sen(\alpha)}$$

Reordenando y sustituyendo $l = b \sec(\alpha)$

$$FS = \frac{1}{\sum W sen(\alpha)} \sum \frac{[c'b + (W - ub)\tan(\phi)]\sec(\alpha)}{1 + \frac{\tan(\alpha)\tan(\phi)}{FS}}$$

El procedimiento se inicia proponiendo un valor de prueba para FS en el miembro derecho de la ecuación, para aplicar el método de aproximaciones sucesivas y converger al valor real de FS para un círculo de falla determinado.

3.1.3.3. Método de Morgenstern y Price

De acuerdo con (Fine Software, s.f.), el método de Morgenstern y Price es un método general para análisis de estabilidad de taludes que se basa en el equilibrio límite. Es decir, al igual que los métodos anteriores, debe satisfacer el equilibrio de fuerzas y de momentos que actúan sobre cada una de las dovelas. Como se muestra en la Figura 3.6, este método asume valores distintos a cero para las fuerzas entre las dovelas, además de que, la resultante de la fuerza normal y de la fuerza de corte entre las dovelas tienen distintas inclinaciones en cada dovela. Es importante mencionar que, a diferencia de los dos primeros métodos, el de Morgenstern y Price tiene aplicación para cualquier forma en la superficie de falla y por esta razón, este método se admite para suelos cohesivos y friccionantes.

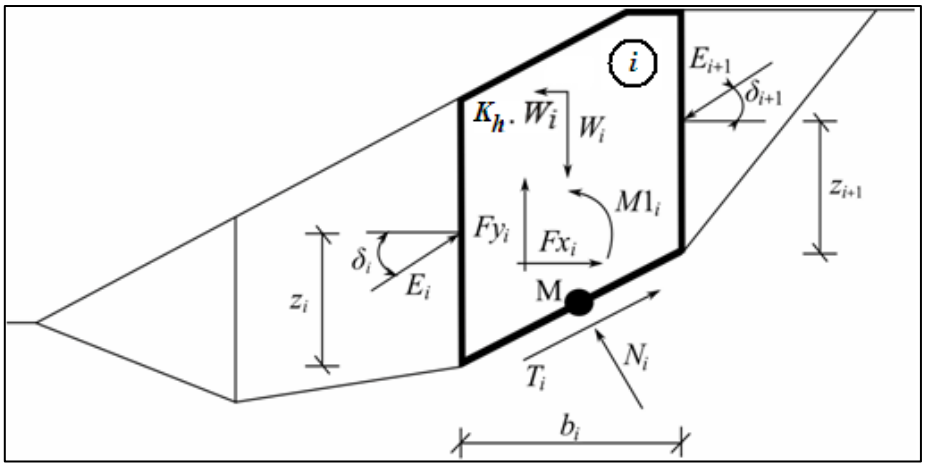


Figura 3.6. Dovela de Morgenstern y Price. (Fine Software, s.f.)

A continuación, se enuncian las suposiciones que considera el método de Morgenstern y Price para calcular el equilibrio límite de las fuerzas y de momentos en las dovelas individuales:

- Los planos divididos entre dovelas son siempre verticales
- La línea de acción de peso de la dovela W_i pasa por el centro del segmento i^{th} de la superficie de deslizamiento representada por el punto M

- La fuerza normal N_i actúa en el centro del segmento i^{th} de la superficie de deslizamiento, en el punto M
- La inclinación de las fuerzas E_i que actúan entre los bloques es diferente en cada bloque (δ_i) al punto extremo de la superficie de deslizamiento $\delta = 0$

La elección de los ángulos de inclinación δ_i de las fuerzas E_i o bien, la relación entre las fuerzas normal y tangencial entre cada dovela, puede ser cualquier función $f(x_i)$. Con frecuencia, los softwares para análisis de estabilidad de taludes utilizan la función de Half-Sine y, aunque la elección de la función $f(x_i)$ tiene una influencia mínima en el resultado final del factor de seguridad, una elección adecuada puede mejorar la convergencia del método.

Como ya se mencionó, este método se basa en el equilibrio límite de fuerzas y de momentos, por lo que al realizar la suma vectorial en el diagrama de cuerpo libre de la Figura 3.6 se tiene:

(1) La relación entre el valor del esfuerzo efectivo y el esfuerzo total de la fuerza normal actuando en la superficie de deslizamiento.

$$N_i = N_i' + U_i$$

(2) Condición de Mohr-Coulomb que describe la relación entre la fuerza normal y la fuerza de corte en un segmento dado de la superficie de deslizamiento N_i a T_i

$$T_i = (N_i - U_i)\tan(\phi) + c_i\frac{b_i}{\cos(\alpha_i)} = N_i'\tan(\phi_i) + c_i\frac{b_i}{\cos(\alpha_i)}$$

(3) Ecuación de equilibrio de fuerzas en la dirección normal del segmento i^{th}de la superficie de deslizamiento

$$N_i' + U_i - W_i\cos(\alpha_i) + K_hW_isen(\alpha_i) + F_{y_i}\cos(\alpha_i) - F_{x_i}\,\mathrm{sen}(\alpha_i) + E_{i+1}sen(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_isen(\alpha_i - \delta_{i+1}) = 0$$

(4) Ecuación de equilibrio de fuerzas a lo largo del segmento i^{th}de la superficie de deslizamiento

$$N_i'\frac{\tan(\phi_i)}{FS} + \frac{c_i}{FS}\frac{b_i}{\cos(\alpha_i)} - W_i\,\mathrm{sen}(\alpha_i) - K_hW_icos(\alpha_i) + F_{y_i}\,\mathrm{sen}(\alpha_i) + F_{x_i}\cos(\alpha_i) - E_{i+1}cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_icos(\alpha_i - \delta_{i+1}) = 0$$

(5) Ecuación de equilibrio de momentos alrededor del punto M

$$E_{i+1}\cos(\delta_{i+1})\left(z_{i+1} - \frac{b_i}{2}\tan(\alpha_i)\right) - E_{i+1}\,\mathrm{sen}(\delta_{i+1})\frac{b_i}{2} - E_i\cos(\delta_i)\left(z_i - \frac{b_i}{2}\tan(\alpha_i)\right) - E_isen(\delta_i)\frac{b_i}{2} + M1_i - K_hW_i(y_M - y_{gi}) = 0$$

Sustituyendo (3) en (4) y despejando E_{i+1} se tiene:

(6) Ecuación de fuerzas E_i actuando entre las dovelas para un valor dado de δ_i y de FS. Esta solución asume que en el origen de la superficie de deslizamiento el valor $E_1 = 0$.

$$E_{i+1} = \frac{\left[\left(W_i - F_{y_i}\right)\cos(\alpha_i) - \left(K_h W_i - F_{x_i}\right) sen(\alpha_i) - U_i + E_i sen(\alpha_i - \delta_i)\right]\frac{\tan(\phi_i)}{FS} + \frac{c_i}{FS}\frac{b_i}{\cos(\alpha_i)} - \ldots}{sen(\alpha_i - \delta_{i+1})\frac{\tan(\phi_i)}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} \ldots$$

$$\ldots \frac{-\left(W_i - F_{y_i}\right)\text{sen}(\alpha_i) - \left(K_h W_i - F_{x_i}\right) cos(\alpha_i) + E_i cos(\alpha_i - \delta_i)}{}$$

De la ecuación (5) se obtiene:

(7) Ecuación para calcular todos los brazos z_i de las fuerzas actuando entre las dovelas para un valor dado de δ_i, conociendo el valor del lado izquierdo en el origen de la superficie de deslizamiento, donde $z_i = 0$.

$$z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2}\left[E_{i+1}(sen(\delta_{i+1}) - \cos(\delta_{i+1})\tan(\alpha_i)) + E_i(sen(\delta_i) - \cos(\delta_i)\tan(\alpha_i))\right] + E_i z_i \cos(\delta_i) - M1_i + \ldots}{E_{i+1}\cos(\delta_{i+1})}$$

$$\ldots \frac{+K_h W(y_M - y_{gi})}{}$$

El factor de seguridad FS es determinado empleando el siguiente proceso de interacción:

1. Los valores iniciales de los ángulos δ_i se determinan según la función $\delta_i = \lambda f(x_i)$.
2. El factor de seguridad FS para los valores dados de δ_i se deduce de la ecuación (6), asumiendo el valor de $E_1 = 0$ en el extremo de la superficie de deslizamiento.
3. El valor de δ_i está dado por la ecuación (7) utilizando los valores de E_i determinados en el paso previo con el requisito de tener el momento en el último bloque igual a cero. Los valores funcionales de $f(x_i)$ son los mismos todo el tiempo durante la iteración, solo se itera el parámetro de λ. La ecuación (7) no provee el valor de z_1 ya que éste es igual a cero. Este valor se satisface con la ecuación de momento de equilibrio (5).
4. El paso 2 y 3 se repiten hasta que el valor de δ_i (parámetro λ) no cambia.

4. Geotecnia Aplicada

4.1. Exploración y Muestreo

En el tramo de la carretera, donde se encuentra el talud, se realizaron diferentes pruebas que servirán como soporte para efectuar la caracterización geotécnica del sitio. En las siguientes líneas, se describe en qué consisten los trabajos realizados.

4.1.1. Clasificación en campo

La clasificación se hizo disgregando el material hasta homogeneizar las partículas, posteriormente se visualizó el tamaño de grano y la textura con el fin de saber si es suelo grueso o fino. Después, se hizo una identificación de minerales por medio de la coloración de la muestra. En seguida, se identificó cuál es el grado de humedad del suelo a partir de la tonalidad del color tomando como premisa que, entre más oscura sea la tonalidad, la muestra está más saturada. Por último, se humedeció una porción del material hasta formar una masa en la palma de la mano y se roló sobre una superficie lisa hasta formar un rollo de 3 mm de diámetro. Se repitió este proceso varias veces mientras se observaba el momento en que se agrietó y se desmoronó el rollo.[4] (Figura 4.1)

Figura 4.1. Clasificación visual y al tacto de una muestra de suelo.

4.1.2. Obtención de muestras inalteradas

La muestra cubica (MC) se extrajo haciendo una excavación en la cara del talud, limpiando una longitud de 0.50 m de ancho, posteriormente se marcó y se labró una la muestra cubica de 0.25 m por lado, con herramienta manual. Al finalizar el labrado, se protegió la muestra contra la pérdida de humedad y se identificó en la parte superior de la misma. Se tuvo un cuidado especial de indicar la orientación de las

[4] Elizalde, Enrique. et al. *Manual de prácticas de comportamiento de suelos: Identificación de Suelos.* Facultad de Ingeniería. 2018. pp. 12-17.

caras de la muestra respecto al lugar del talud donde se extrajo, (Figura 4.2). A manera de resumen, se presenta, en la Tabla 4, la información de cada una de las muestras que se extrajeron en campo.

Figura 4.2. Obtención de muestras inalteradas en un pozo a cielo abierto.

Muestra	Zona	Coordenadas UTM		Profundidad	Elevación
		X	Y	[m]	[m.s.n.m.]
MC-1	14Q	738,492.2	1,991,321.8	1.00	1232.034
MC-2	14Q	738,494.9	1,991,325.2	3.00	1230.115
MC-3	14Q	738,487.1	1,991,318.9	2.00	1231.279

Tabla 4. Resumen de la Exploración de Campo. *Fuente: Elaboración propia.*

4.1.3. Pozo de observación del NAF

La construcción del pozo de observación se realizó efectuando una perforación de 2.0 m de profundidad en un punto de interés del talud, en este caso se seleccionó uno en la corona y otro a la mitad de la cara del talud; posteriormente, se introdujo un tubo perforado de ½" de diámetro y debidamente cubierto con una malla para evitar filtraciones de material granular al interior del tubo. Por último, se vació en el interior de la perforación, alrededor de la tubería, una mezcla de diversos tamaños de grava con el propósito de filtrar el agua que entra al tubo ranurado. (Figura 4.3).

La lectura de los pozos se realizó tres meses después de ser instalados con ayuda del personal de la cabecera municipal que, en la visita del mes de mayo del 2023, se capacitó para la recopilación de los datos. La toma de lectura consistió en insertar en el interior de la tubería una varilla seca, cuya longitud debía ser superior a la profundidad del pozo (2.0 m), hasta tocar el fondo de la perforación. En este punto, si había presencia del NAF, la varilla se humedecería a la altura a la que se encuentra el agua y se reportaría la distancia humedecida, de lo contrario el nivel de agua no se detectaría a tal profundidad.

Figura 4.3. Construcción del pozo de observación del Nivel de Aguas Freáticas.

4.2. Pruebas de Laboratorio

A las muestras de suelo recuperadas durante la exploración en campo se les realizaron ensayes en laboratorio para determinar sus propiedades índice y mecánicas. Dichas pruebas se describen en las siguientes líneas.

4.2.1. Contenido Natural de Agua.

El contenido natural de agua se define como el peso del agua que posee una muestra de suelo con respecto a su peso seco y es expresada en porcentaje.[5]

El procedimiento para determinar el contenido de agua consistió en secar la muestra previamente pesada (W_h) dentro de un horno controlado a temperatura constante de 110 ± 5 °C hasta que alcanzó la condición de peso constante. (Figura 4.4) Después de poner a secar el suelo por un periodo de 24 horas, se consideró que la muestra estaba en un estado de peso constante, al sacar las muestras del horno, se colocaron en desecadores, los cuales estaban tapados para que el suelo no absorbiera la humedad del ambiente. Al finalizar este proceso se pesó la muestra, con el fin de obtener el peso seco del material (W_s).[6] El valor del contenido de agua se calculó aplicando la siguiente expresión:

$$w\ (\%) = \frac{W_h - W_s}{W_s} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

[5] Juárez, Eulalio y Rico, Alfonso. *Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la mecánica de suelos.* Limusa, 2021. p. 54.

[6] ASTM-D2216-19. *Método de prueba estándar para la determinación en laboratorio del contenido de agua del suelo.* 2019.

Figura 4.4. Obtención del contenido de agua en laboratorio.

4.2.2. Límites de consistencia y clasificación SUCS.

Al realizar una clasificación visual y al tacto de las muestras extraídas, se encontró que el talud se conforma en su totalidad por suelos finos, por lo que la programación de pruebas de laboratorio consideró la determinación de los límites de consistencia de las muestras, con el objetivo de clasificar el material de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

La clasificación de los suelos según sus límites de consistencia se basa en el empleo de la carta de plasticidad, que relaciona el límite líquido y el índice de plasticidad. La carta se divide en 4 zonas principales por medio de dos rectas, la primera corresponde a la ecuación: $I_p = 0.73(LL - 20)$ y la segunda definida con la ecuación $LL = 50$. A estas zonas, definidas en el sistema coordenado, se asocian suelos con diferentes características de compresibilidad.[7]

Para obtener el límite líquido (L_L), en laboratorio, se determinó el contenido de agua para el cual se cerraba una ranura de ½", en una muestra remoldeada, colocada en una cazuela de bronce (Copa Casagrande) al someterla a 25 impactos.[8] Este parámetro, expresa el contenido de agua, a partir del cual, si se incrementa la cantidad de agua, producirá que un suelo en estado plástico se comporte como un líquido viscoso. (Figura 4.5)

El límite plástico (L_P) se determinó formando, con el suelo, un rollo de 0.32 cm (1/8") de diámetro; al rodarlo con la palma de la mano sobre una superficie plana. El límite plástico tiene lugar cuando se llega a un contenido de agua tal que, el rollo se rompe en fragmentos de 1.0 cm después de ser labrado.[9]

[7] Juárez, Eulalio y Rico, Alfonso. *Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la mecánica de suelos.* Limusa, 2021. pp. 152-155.
[8] ASTM-D4318-17. *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils* 2018. p. 8.
[9] ASTM-D4318-17. *Op. cit.* pp. 8-9.

A su vez, el índice de plasticidad (I_p) se define como el intervalo de valores para el contenido de agua donde el suelo tiene propiedades plásticas. O bien, el intervalo que hay entre el estado fluido y el estado semisólido y se expresa con la siguiente ecuación:

$$I_p = L_L - L_P$$

Figura 4.5. Obtención de los Límites de Consistencia en laboratorio.

Cabe mencionar que, en la clasificación visual y al tacto realizada en el sitio, se llegó a la conclusión de que el talud está compuesto del mismo material en toda su altura, por lo que los límites de consistencia se determinaron únicamente para la muestra MC-02.

4.2.3. Pruebas Triaxiales No Consolidada-No Drenada (UU).

Por medio de esta prueba, se mide la resistencia no drenada al esfuerzo cortante del suelo, q_u y las relaciones esfuerzo-deformación del suelo. La resistencia a compresión del suelo que se obtiene tras realizar esta prueba es en términos de esfuerzos totales.

La realización de esta prueba requiere el labrado de una muestra cilíndrica de tipo inalterada, la cual es sujeta a una presión de confinamiento en la cámara triaxial, y es sometida a una carga de compresión a una tasa constante de deformación axial, sin que haya drenaje o consolidación en ninguna etapa del ensaye.

Figura 4.6. Labrado de probeta para pruebas triaxiales.

Como ya se mencionó en párrafos anteriores, en el caso de la muestra cubica MC-02, se trata de un espécimen ampliamente fisurado, por lo que el proceso de labrado para la probeta inalterada, no se realizó de manera exitosa (Figura 4.6).

4.2.3.1 Especímenes Compactados.

La norma ASTM: Designación D 2850 establece que, de no poder labrar una probeta de tipo inalterada, se debe reproducir un espécimen compactado, conservando las propiedades de la muestra.

Para preparar los especímenes compactados de la muestra MC-02, el suelo se mezcló completamente con suficiente agua para producir el contenido de agua que se tenía en la prueba de Límites de Consistencia. Posteriormente, se midió el peso volumétrico parafinado del suelo y al conocer el volumen de la probeta estándar para la prueba triaxial, se obtuvo la masa de suelo requerida para compactar (Figura 4.7).

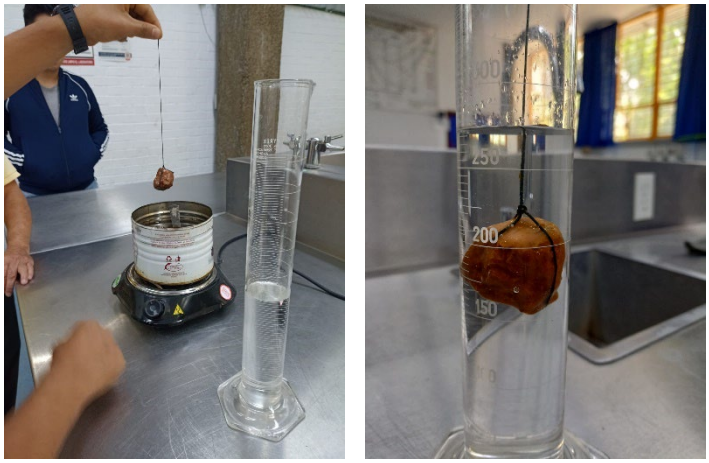


Figura 4.7. Obtención del peso volumétrico parafinado del suelo.

El material se compactó en tres capas usando un molde de sección circular, pisoneando y escarificando la superficie de cada capa antes de la adición de la próxima capa. El pisón usado para compactar el material debe tener un diámetro igual o menor que la mitad del diámetro del molde. Una vez que se terminó la compactación, se procedió a medir la probeta, obtener su volumen y su masa para comparar el peso volumétrico obtenido. En la Tabla 5, se resumen los resultados obtenidos para tres pesos volumétricos parafinados.

Muestra	**γ_{cera} [g/cm^3]**	**W_m [g]**	**$W_{cera}+W_m$ [g]**	**$V_{cera}+V_m$ [cm^3]**	**W_{cera} [g]**	**V_{cera} [cm^3]**	**V_m [cm^3]**	**γ_m [g/cm^3]**
1	0.9	49.89	50.54	26.558	0.65	0.723	25.835	1.931
2	0.9	17.62	19.34	11.05	1.72	1.911	9.139	1.928
3	0.9	18.39	21.29	12.7	2.90	3.222	9.478	1.940

Tabla 5. Pesos Volumétricos Parafinados del suelo. *Fuente: Elaboración propia.*

Una vez que se labraron las tres probetas, se ensayaron en la cámara triaxial. A cada probeta, se le aplicó una presión de confinamiento determinada de acuerdo con las condiciones del sitio; dichas condiciones, contemplan que la corona del talud funge como un camino de acceso a la población por lo que se considera una carpeta de concreto hidráulico y el peso del tránsito vehicular.

$H \longrightarrow Profundidad\ de\ extracción$

$\gamma_m \longrightarrow\ Peso\ Volumétrico\ Parafinado$

$q \longrightarrow Sobrecarga\ por\ concreto\ y\ tránsito\ vehícular$

Por lo que, la presión de confinamiento en campo es:

$$\sigma_3 = (\gamma_m * H) + q = \left(1.933\,{}^{t}/_{m^3} * 3.0[m]\right) + 2.00\ \left[{}^{t}/_{m^2}\right] = 7.799\left[{}^{t}/_{m^2}\right] = 0.780\left[{}^{kg}/_{cm^2}\right]$$

En el laboratorio, se realizó una prueba con penetrómetro de bolsillo y se obtuvo que el material presentaba una resistencia de 6.00 kg/cm^2, lo cual está asociado con una consistencia dura. Por esta razón, se decidió ajustar los esfuerzos de confinamiento, de tal manera que los círculos de Mohr tuvieran una separación adecuada para apreciar la inclinación de la envolvente de falla.

4.2.4. Prueba de Corte Directo

La prueba de Corte Directo consiste en hacer fallar una probeta de suelo en un aparato cuya configuración permite aplicar una fuerza tangencial y una fuerza normal. El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo, dos piedras porosas, una superior y otra inferior, que proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento al ensayar muestras secas.

La parte móvil del aparato tiene un aditamento al cual se le aplica la fuerza tangencial, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ. La deformación de la muestra es medida con micrómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical.

Para determinar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo a partir de la prueba de corte directo, se midieron, primeramente, las dimensiones de la caja del aparato donde se alojará el suelo. Posteriormente, se determinó el peso del mecanismo para aplicar la carga normal con el fin de balancearlo y conocer con exactitud la carga normal que se aplicó.

A partir de las dimensiones de la caja y con el peso volumétrico de la muestra, obtenido en las pruebas de compresión triaxial, se determinó la masa de suelo que sería ensayada. Se colocó la muestra

de suelo en la caja del aparato, en tres capas de igual espesor compactando y escarificando la superficie entre capas (Figura 4.8).

En seguida, se colocó una placa sobre el espécimen y, sobre ella, se situó el mecanismo transmisor de presión normal. Para la determinación de la carga normal, se consideró únicamente la presión de confinamiento a la que está sometido el material en la naturaleza. Dado que la muestra se extrajo a una profundidad de 3.0 metros, se estableció una presión normal de $\sigma = 0.58\ {}^{kg}/_{cm^2}$ lo cual se traduce en una masa de 15.0 kg.

Se colocaron los micrómetros para medir la deformación normal y tangencial procurando registrar las lecturas iniciales y se procedió a aplicar la carga tangencial con ayuda de una manivela (Figura 4.8). La carga tangencial se aplicó a una razón de 5 kg/min, lo que se traduce en una vuelta a la manivela por cada minuto. Dado que la prueba que se realizó fue de esfuerzo controlado, se tomaron las lecturas en los micrómetros un instante antes de que se aplicara la nueva carga, hasta que se identificara la falla del espécimen.

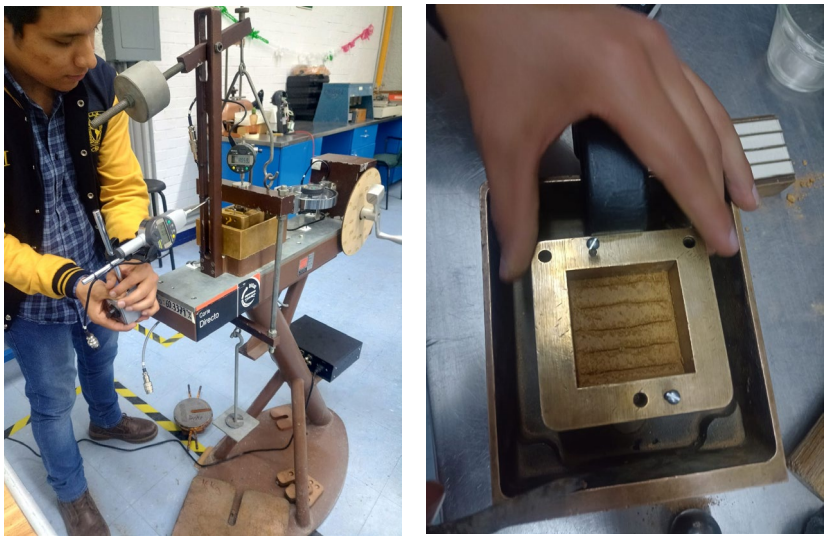


Figura 4.8. Preparación de la prueba de Corte Directo.

4.2.5. Prueba de Compactación

En el libro de Mecánica de Suelos I (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2021) proponen que, la compactación de los suelos es el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos. Por otro lado, se menciona que la importancia de la compactación radica en el aumento de su resistencia y en la reducción de su capacidad de deformación; lo anterior se consigue al sujetar al suelo a técnicas convenientes que aumenten su peso específico seco y disminuyan sus vacíos.

El procedimiento de prueba consistió en secar al aire una muestra de 2.50 kg, retirando de la misma todo material con diámetro mayor a la malla 4 (Figura 4.9). Al mismo tiempo, se determinó la tara del molde Proctor teniendo colocada su placa de base. El molde Proctor es un cilindro de 0.94 l de capacidad, de 10.2 cm de diámetro y 11.7 cm de altura. Provisto de una extensión desmontable de igual diámetro y de 5 cm de altura. El molde puede fijarse a una base metálica con tornillos de mariposa.

Se mezcló la muestra con el agua suficiente para obtener una composición ligeramente húmeda, de tal manera que aún se pudiera desmoronar después de soltarla tras haberla apretado con la mano. Posteriormente, se dividió la muestra en tres porciones aproximadamente iguales, una por cada capa que se utilizó. Las porciones se pusieron en el cilindro de prueba Proctor, compactando cada capa con un número de golpes igual a 25 y desde una altura de 30.5cm, esto con el correspondiente pisón de prueba Proctor Estándar (Figura 4.9). El pisón es de 2.50 kg y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 5 cm de diámetro.

Con los datos anteriores, la energía específica de compactación se calcula con la siguiente expresión:

$$E_e = \frac{NnWh}{V}$$

Donde:

E_e ⟶ Energía específica

N ⟶ Número de golpes por capa

n ⟶ Número de capas de suelo

W ⟶ Peso del pisón para Proctor Estándar

h ⟶ Altura de caída libre del pisón

V ⟶ Volumen de suelo compactado.

Una vez que se terminó la compactación, se procedió a quitar la extensión del molde y se enrazó la parte superior del cilindro con una regla, se determinó el peso del cilindro, con la placa base y con el suelo compactado (Figura 4.9). En seguida, se determinó el contenido de agua de dos muestras representativas, una obtenida de un nivel cercano al superior y otra de una parte próxima al fondo. Cada una de aproximadamente 100 g.

El procedimiento anterior se repitió con contenidos de agua, en el suelo, ligeramente superiores hasta obtener por lo menos dos puntos en la gráfica de compactación situados por encima de la humedad óptima. Por último, se dibujan los resultados obtenidos en una gráfica que tenga como abscisas, los diferentes contenidos de agua resultantes y como ordenadas los pesos específicos seco y de la masa. (Ver anexo de prueba Proctor)

Figura 4.9. Procedimiento para prueba Proctor Estándar.

4.2.6. Densidad de Sólidos

La densidad de sólidos de una muestra de suelo es necesaria para evaluar las relaciones volumétrico-gravimétricas y se correlaciona con la composición mineralógica de las partículas del suelo. La densidad de sólidos (Gs) o peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de la materia de las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4 °C, en la mayoría de los suelos la densidad de sólidos varía entre los valores de 2.60 y 2.90.[10]

Para la obtención de la densidad de sólidos en laboratorio se dejó reposar el material durante 24 horas; se mezclaron entre 50 y 60 g del suelo que pasa la malla #4 con agua, hasta que se formó una pasta, se colocó la mezcla con agua suficiente para tener un volumen aproximado de 150 cm^3 en el vaso del agitador mecánico y se agitó durante 15 min.

Con la ayuda de un embudo se introdujo la mezcla en el matraz previamente calibrado, se agregó agua destilada hasta más o menos 2/3 de su capacidad, se colocó a baño maría para posteriormente retirar el aire de la mezcla, para ello se aplicó vacío al matraz durante 30 minutos para sacar las burbujas de aire, manteniendo este tiempo el matraz a baño maría. Durante este tiempo, el matraz se movió hacia los lados y circularmente para facilitar el proceso, de extracción de aire.

Luego se añadió cuidadosamente agua con ayuda de una pipeta, inclinando el matraz, para que el agua escurriera por las paredes. Se dejó reposar por 24 horas con el objetivo de que se sedimentara el

[10] Juárez, Eulalio y Rico, Alfonso. *Op. Cit.* pp. 77-78.

suelo (si en este tiempo no se lograba la sedimentación, se tenía que agregar de 4 a 8 gotas de mezcla crómica diluida en agua, aunque para este caso no fue necesario). Se aforó el matraz hasta el nivel de la marca de aforo y se tomó el peso y la temperatura en el interior del matraz, con el suelo y el agua hasta el nivel de aforo (m_{mws}).

Se vertió la mezcla que contenía el matraz en una charola metálica, con la piseta se bajaron todas las partículas de suelo, se colocó en el horno durante 18 a 20 horas de tal manera que el suelo se secara, se sacó la charola del horno y se colocó en el desecador para que se enfriara. Por último, se pesó la charola con el suelo seco (m_s) y se determinó la Densidad de sólidos con la siguiente expresión:

$$G_s = \frac{m_s}{m_{mw} + m_s - m_{mws}}$$

En la sección de anexos se encuentran los registros correspondientes a esta prueba, donde se incluyen los datos requeridos en esta expresión.

4.2.7. Caracterización y propiedades del material.

A partir de las muestras cúbicas MC-01, MC-02 y MC-03 y el levantamiento en sitio durante la campaña de exploración, se ha realizado una descripción de las condiciones estratigráficas que prevalecen a lo largo del corte del talud que se muestra en la Figura 4.10, donde de manera general se detectaron 2 estratos principales que conforman la secuencia estratigráfica a lo largo del sitio, el cual se describe a continuación:

Capa vegetal. En la cara del talud, con un espesor de 5 cm, se detecta una capa de suelo vegetal conformada por una arcilla de color café oscuro, con apreciable contenido de raíces. Cabe mencionar que, debajo de la carpeta de concreto hidráulico se descarta la presencia de este estrato, pero en la ladera que se encuentra al costado izquierdo de la carretera, del lado del panteón, llega a tener espesores de hasta 20 cm.

Unidad I. Subyaciendo a la carretera y hasta la máxima profundidad explorada, de 3.00 m, se detectó una formación, derivada del intemperismo de las rocas arenisca y lutitas presentes en la Formación Chivillas Inferior, constituida por arcillas poco arenosas, con grumos cementados del mismo material, de textura predominantemente porosa, con fisuras, de color café rojizo y de consistencia dura.

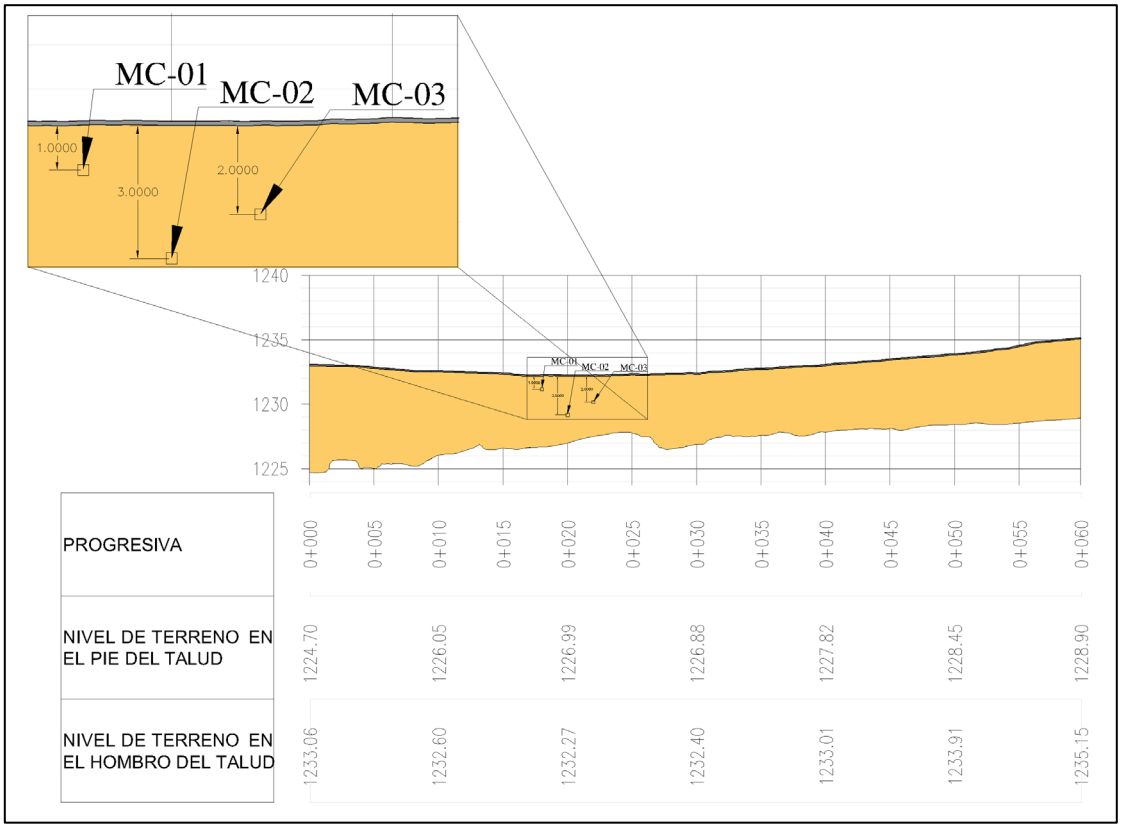


Figura 4.10. Corte estratigráfico representativo de la zona de estudio. *Fuente: Elaboración Propia.*

En la Figura 4.11, se muestra un corte expuesto que se localiza aproximadamente a 1.50 km de la zona del talud del panteón, dicho corte tiene una altura aproximada de 15.00m y sobre él pasa la carretera conocida como Camino a Teutila. El corte hace constar que el material que se encuentra en la parte superficial del poblado es el mismo y por lo tanto es justificable que la caracterización, para el análisis de estabilidad, contemple un mismo material en toda la composición del talud.

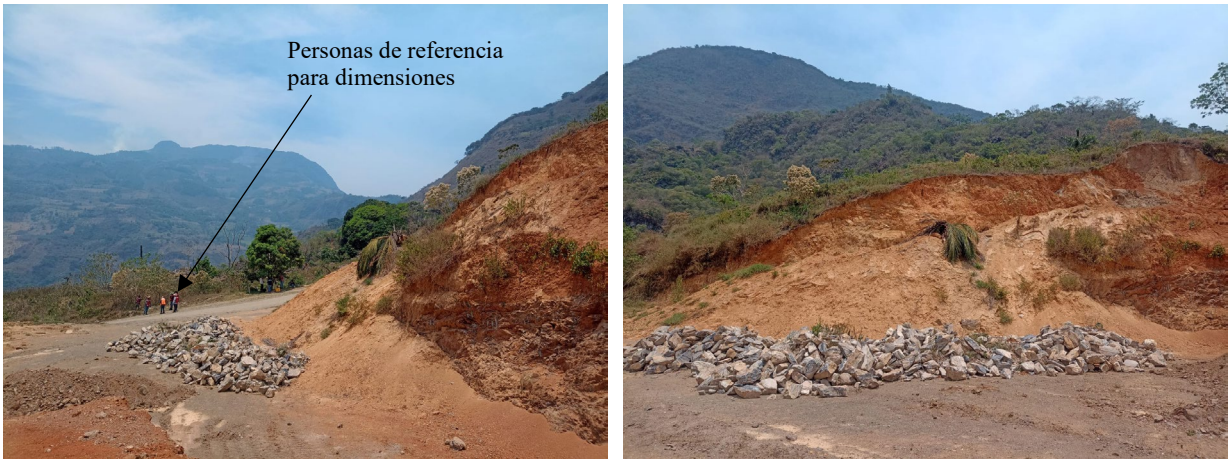


Figura 4.11. Corte expuesto en la Zona de Estudio.

4.2.7.1. Resumen de los parámetros índice y mecánicos

De la prueba para obtener el contenido de agua, se obtuvo que el valor promedio para las tres muestras cubicas es $\omega = 20.93\%$, sin que exista una variación significativa entre los valores en las tres profundidades de donde se obtuvieron las muestras como se observa en la Figura 4.12.

Lo anterior hace posible la hipótesis de considerar un mismo material en todo el espesor del estrato, pues el contenido de agua es una propiedad índice de cada material.

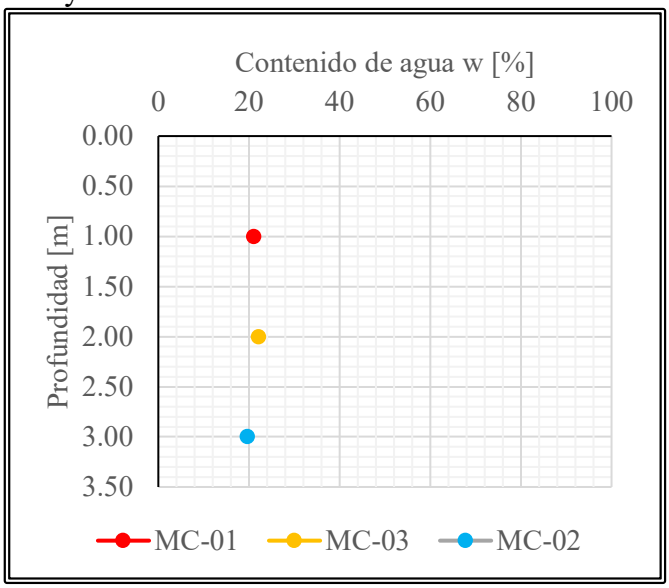


Figura 4.12. Contenido de agua vs. profundidad en el talud. Fuente: Elaboración Propia.

Al asumir un mismo material en todo el espesor del estrato, únicamente se realizó la prueba de límites de consistencia a la muestra cúbica MC-02 como se muestra en la Figura 4.13. En dicha prueba, se concluyó que el material del que se constituye la mayor parte del talud es una **(CL) Arcilla de baja plasticidad**, de color café claro amarillento, con fisuras, con grumos cementados del mismo material y de consistencia dura.

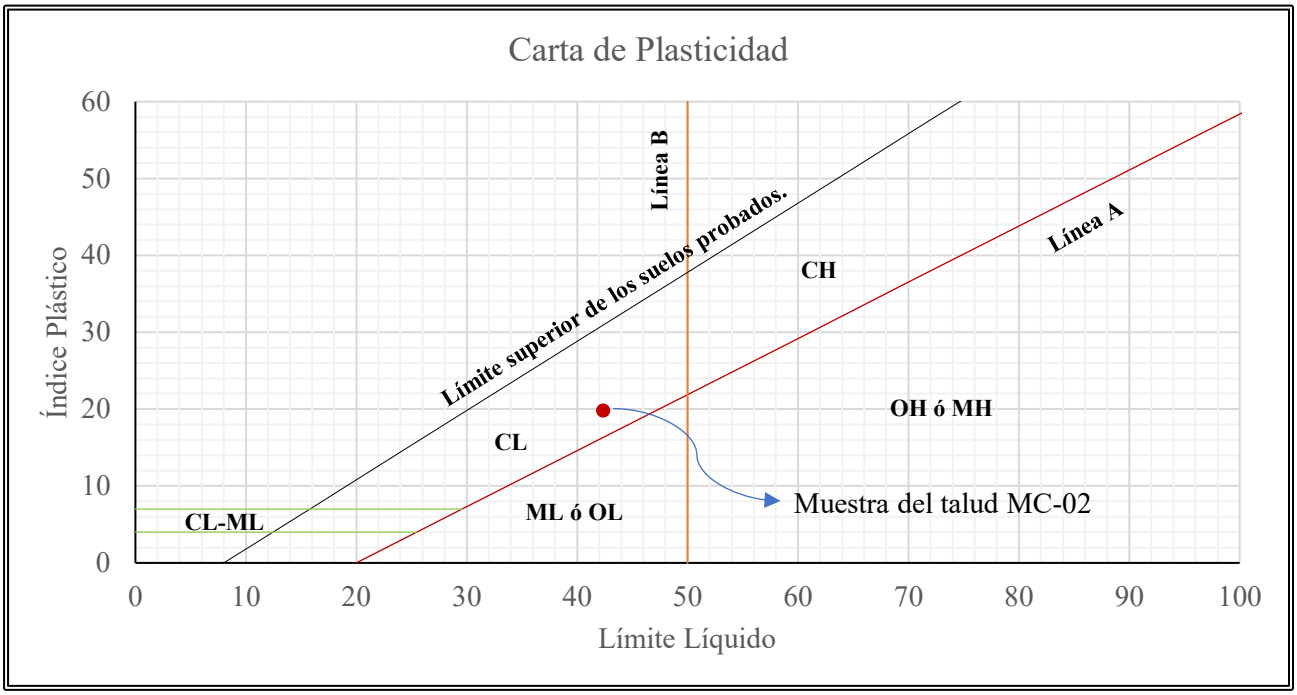


Figura 4.13. Límite liquido vs. Índice de plasticidad del suelo. *Fuente: Elaboración Propia.*

Los parámetros mecánicos del suelo se obtuvieron a partir de dos diferentes metodologías; la Prueba de Corte Directo y la Prueba Triaxial No Consolidada-No Drenada. En estas pruebas se observó que las propiedades mecánicas del material varían significativamente con cada metodología pues, aunque es bien sabido que la prueba de Corte Directo proporciona valores más conservadores que la prueba triaxial, los resultados presentan una variación del 75% de una prueba respecto a la otra. En la Tabla 6 se muestra un resumen y una comparación entre los parámetros obtenidos para cada prueba, así como algunas propiedades del suelo obtenidas a partir de la prueba para la obtención de la densidad de sólidos, de la prueba para límites de consistencia y de algunas relaciones de fase. Por otro lado, en la Figura 4.14 y en la Figura 4.15 se muestran las envolventes de falla obtenidas en cada una de las dos pruebas.

	PROBETA	w %	e -	Gw %	γ_m ton/m³	L.L. %	I.P. %	Gs -	σ_3 kg/cm²	$\Delta\sigma_{max}$ kg/cm²	σ_1 kg/cm²	E_{50} kg/cm²	c kg/cm²	Φ °
Tx-UU	1	23.0	0.764	81.82	1.896	42	20	2.720	1.50	10.52	12.02	547	1.467	37
	2	23.3	0.751	84.22	1.914				2.00	11.96	13.96	564		
	3	22.1	0.719	83.56	1.932				2.50	13.44	15.94	566		
C.Dir.	1	21.5	0.741	79.04	1.899	42	20	2.720	0.388	0.573	0.961	-	0.376	26
	2	21.6	0.741	79.12	1.899				0.581	0.646	1.227	-		
	3	20.6	0.727	76.97	1.899				0.775	0.763	1.538	-		
		22.00	0.740	80.79	1.907							559		

Tabla 6. Propiedades Índice y Mecánicas del Suelo. *Fuente: Elaboración Propia.*

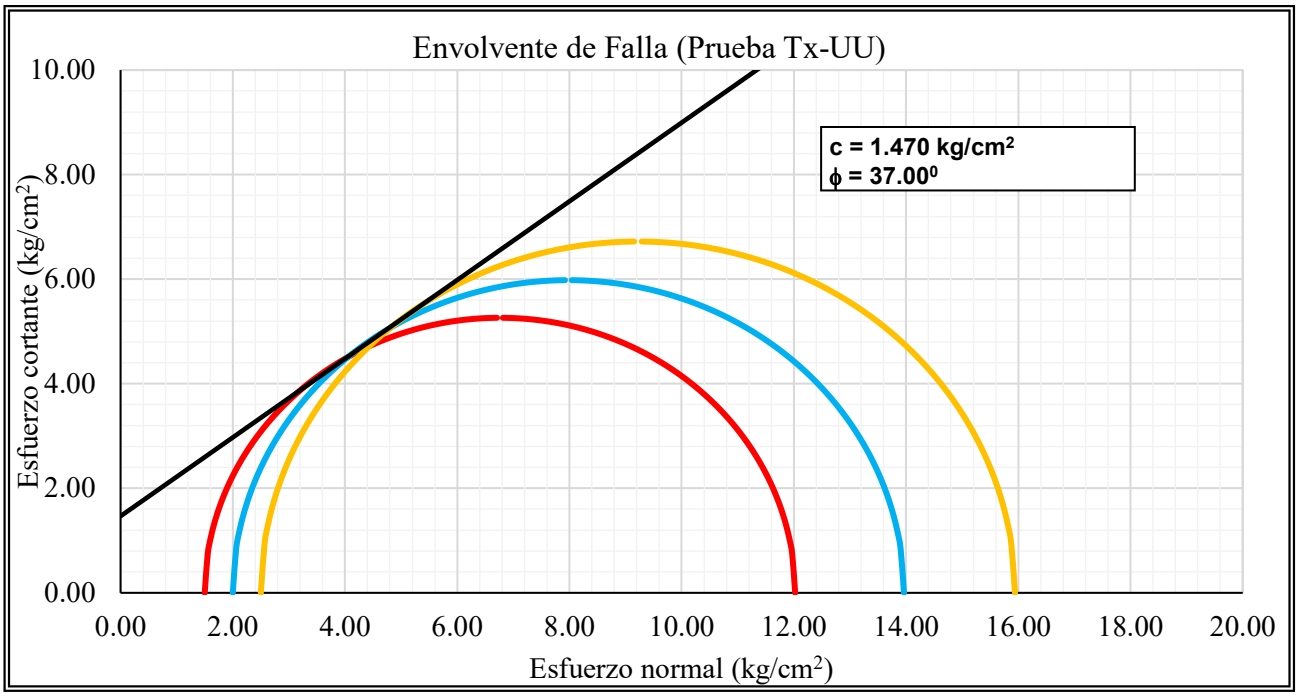


Figura 4.14. Envolvente de falla para la Prueba Triaxial. *Fuente: Elaboración Propia.*

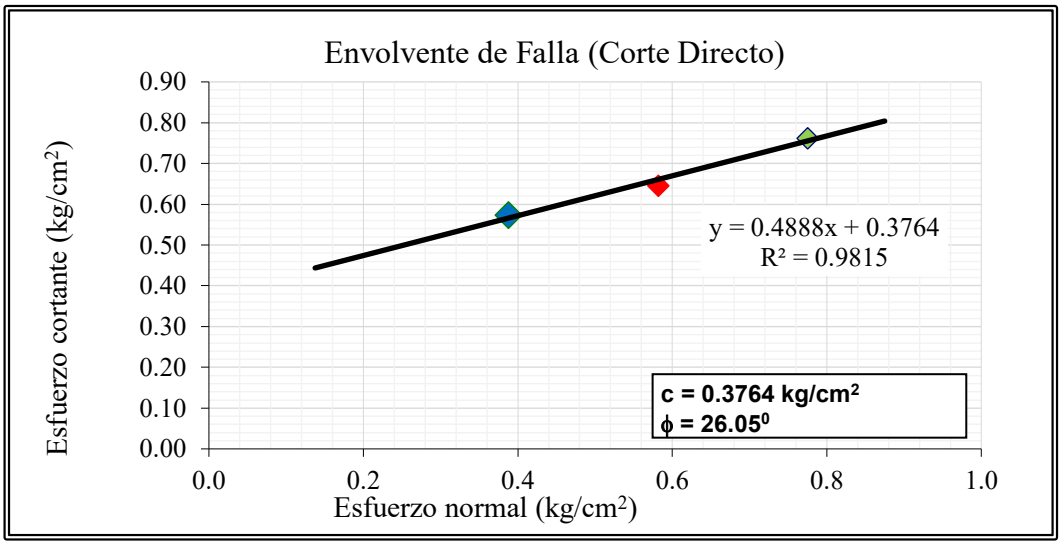


Figura 4.15. Envolvente de falla para la Prueba de Corte Directo. *Fuente: Elaboración Propia.*

4.2.7.2. Modelo Geotécnico

Tomando en cuenta la información reportada de campo y los resultados de laboratorio obtenidos de las muestras inalteradas que se recuperaron, se definieron dos modelos geotécnicos (Tabla 7 y Tabla 8), los cuales son representativos para el corte en estudio. Como ya se mencionó en el apartado anterior, se tiene una variación importante en los resultados para las propiedades mecánicas del suelo, razón por la cual, se proponen dos modelos geotécnicos que consideran por separado los resultados obtenidos en cada una de las pruebas.

UNIDAD GEOTÉCNICA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	PROFUNDIDAD		Espesor [m]	γ_m [t/m³]	c [t/m²]	ϕ [°]	E_{50} [kg/cm²]	P.V.S.M. [t/m³]
		De	A						
Capa Vegetal	Arcilla café oscuro con fragmentos de caliza y materia orgánica.	0.00	0.20	0.20	-	-	-	-	-
I	Arcilla de baja plasticidad, de color café claro amarillento, con fisuras, con grumos cementados y de consistencia dura.	0.20	8.00	7.80	1.907	1.467	37	559	1.640

Nomenclatura:
γ_m = peso volumétrico del suelo.
c = cohesión del suelo
ϕ = ángulo de fricción interno del suelo.
E_{50} = modulo elástico del suelo.
P.V.S.M. = peso volumétrico seco máximo del suelo (obtenido de la prueba Proctor Estándar).

Tabla 7. Modelo Geotécnico I del Sitio. (Tx-UU). *Fuente: Elaboración Propia.*

UNIDAD GEOTÉCNICA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	PROFUNDIDAD		Espesor [m]	γ_m [t/m^3]	c [t/m^2]	ϕ [°]	E_{50} [kg/cm^2]	P.V.S.M. [t/m^3]
		De	A						
Capa Vegetal	Arcilla café oscuro con fragmentos de caliza y materia orgánica.	0.00	0.20	0.20	-	-	-	-	-
I	Arcilla de baja plasticidad, de color café claro amarillento, con fisuras, con grumos cementados y de consistencia dura.	0.20	8.00	7.80	1.907	0.376	26	559	1.640

Nomenclatura:
γ_m = peso volumétrico del suelo.
c = cohesión del suelo
ϕ = ángulo de fricción interno del suelo.
E_{50} = modulo elástico del suelo.
P.V.S.M. = peso volumétrico seco máximo del suelo (obtenido de la prueba Proctor Estándar).

Tabla 8. Modelo Geotécnico II del Sitio. (Corte Directo). *Fuente: Elaboración Propia.*

Retomando lo que se abordó en el apartado 1.2.1, en la visita de campo de diciembre de 2023, se encontró que en temporada de lluvias el nivel de agua en los pozos de observación se mantenía 60 cm por encima del nivel más bajo de los pozos, por lo que es razonable asumir que el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) mantiene esa configuración a lo largo de la sección transversal. En consecuencia, los modelos geotécnicos y la sección 0+052 deben contemplar que el suelo, que subyace a los primeros 60 cm, se encuentra saturado (Figura 4.16) pues, aunque esta condición únicamente se presenta en temporada de lluvias resulta ser el estado más crítico del talud.

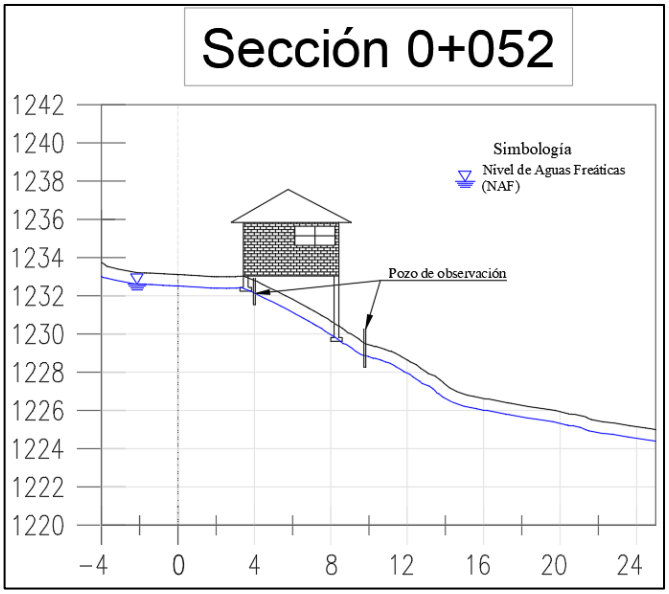


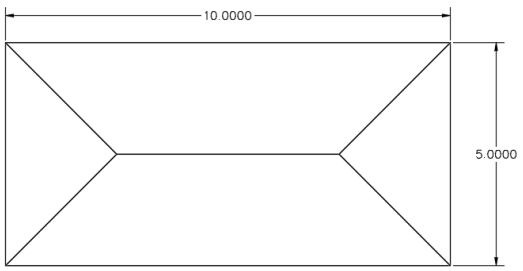
Figura 4.16. Condición del Nivel de Aguas Freáticas en el sitio. *Fuente: Elaboración Propia.*

4.3. Análisis de Estabilidad de Taludes

El análisis de estabilidad de taludes se realizó en el software Slide V.6.0 utilizando los métodos de Fellenius, de Bishop simplificado y de Morgenstern y Price, cuyas teorías y procedimientos se encuentran desarrollados en el apartado 3.1.3. La finalidad de utilizar un software especializado en el análisis de estabilidad de taludes es encontrar, de manera más eficiente, la superficie de falla crítica, sin embargo, en este capítulo se realizará el cálculo del factor de seguridad empleando el método de Fellenius con el objetivo de calibrar el modelo y corroborar que los resultados que proporciona el programa son adecuados.

En primer lugar, se realiza la bajada de cargas de la casa que se encuentra cimentada en la cara del talud, asumiendo una carga de 1.0 t/m^2, y dimensiones en planta de 5 x 10 m. Además, de acuerdo con la información recuperada durante las visitas de campo, la casa se encuentra apoyada en un sistema de marcos rígidos que descargan a una cimentación dispuesta por zapatas aisladas de 0.60 x 0.60 m.

Vemos en el esquema que el área de influencia que llega a cada viga y estas a su vez a las zapatas es:



$$A = \frac{\frac{(10+5)\times 2.5}{2}}{2} + \frac{\frac{5\times 2.5}{2}}{2} = 12.5\ m^2$$

Por lo que la carga puntual que descarga en la zapata es de:

$$P = 1.0\ {}^{t}/_{m^2} \times 12.5\ m^2 = 12.5\ t$$

Calculando la presión transmitida al terreno de cimentación:

$$cs_y = \frac{P}{A_{zapata}} = \frac{12.5}{0.60\times 0.60} = 34.72\ {}^{t}/_{m^2}$$

Dado que, en el modelo, la carga se aplicará de manera perpendicular al estrato que se encuentra saturado, se proyecta la presión de la zapata en la cara inclinada del talud considerando un ángulo $\beta = 29°$:

$$cs = cs_y \times \cos(\beta) = 34.72 \times \cos(29°) = 30.36\ {}^{t}/_{m^2}$$

Por otro lado, la carga en la corona del talud se considera de $q = 2.0\ {}^{t}/_{m^2}$ pues contempla el tránsito de vehículos ligeros y la losa de concreto de 20 cm.

Se ha dividido la sección en 24 dovelas, como se muestra en la Figura 4.17, cada una de 0.678 metros de anchura, el área de cada dovela se extrajo del software AutoCAD mientras que, la presión de poro se calculó multiplicando el peso volumétrico del agua por la altura de la columna de agua que hay por encima de la base de la dovela.

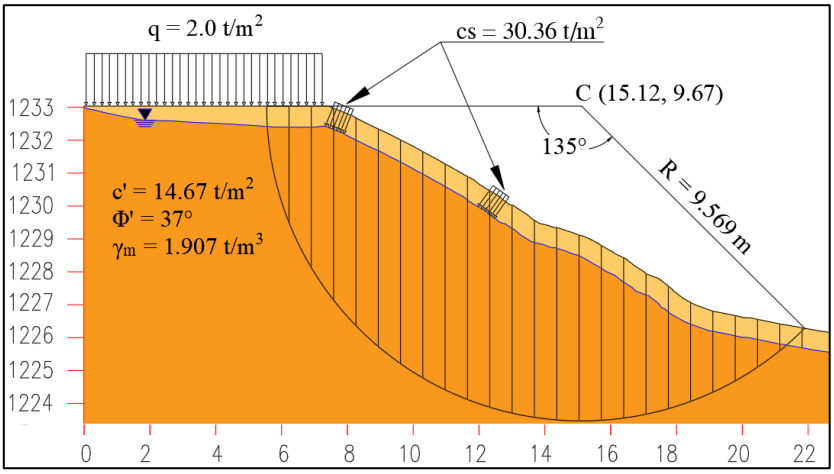


Figura 4.17. Planteamiento del Análisis de Estabilidad de Taludes. *Fuente: Elaboración Propia.*

Los valores para cada una de las dovelas se presentan en la Tabla 9. Cabe mencionar que, en el peso de las dovelas 1 y 2 se contempla la acción de la carga $q = 2.0\ {}^{t}/_{m^2}$ así como para las dovelas 4 y 10 se considera la aportación de una carga lineal correspondiente a las zapatas de la casa.

Dovela [no.]	A [m^2]	W [t/m]	h_w [m]	h [m]	α [°]	r_u	$h(\cos(\alpha) - r_u \sec(\alpha))$ [t/m]	Wsen(α) [t/m]
1	1.611	3.07	1.89	2.52	75	0.39	0.00*	2.97
2	2.895	5.52	3.65	4.29	63	0.45	0.00*	4.92
3	3.674	7.01	4.82	5.44	55	0.46	0.00*	5.74
4	4.134	23.88	5.45	6.11	49	0.47	0.00*	18.03
5	4.386	8.36	5.81	6.47	43	0.47	0.57	5.70
6	4.556	8.69	6.05	6.73	38	0.47	1.28	5.35
7	4.645	8.86	6.17	6.86	33	0.47	1.89	4.82
8	4.665	8.90	6.20	6.89	28	0.47	2.40	4.18
9	4.630	8.83	6.11	6.83	23	0.47	2.81	3.45
10	4.533	24.64	5.97	6.68	19	0.47	3.01	8.02
11	4.373	8.34	5.70	6.46	15	0.46	3.14	2.16
12	4.186	7.98	5.44	6.18	11	0.46	3.17	1.52
13	3.998	7.62	5.27	5.90	7	0.47	3.07	0.93
14	3.903	7.44	5.12	5.76	2	0.47	3.07	0.26
15	3.734	7.12	4.83	5.52	-2	0.46	2.98	-0.25
16	3.450	6.58	4.41	5.10	-6	0.45	2.74	-0.69
17	3.107	5.93	3.84	4.57	-10	0.44	2.46	-1.03
18	2.738	5.22	3.32	4.07	-14	0.43	2.15	-1.26
19	2.271	4.33	2.63	3.34	-18	0.41	1.73	-1.34
20	1.852	3.53	2.10	2.73	-22	0.40	1.35	-1.32
21	1.512	2.88	1.62	2.23	-27	0.38	1.04	-1.31
22	1.167	2.23	1.12	1.72	-32	0.34	0.77	-1.18
23	0.774	1.48	0.53	1.15	-36	0.24	0.58	-0.87

Dovela [no.]	A [m^2]	W [t/m]	h_w [m]	h [m]	α [°]	r_u	$h(\cos(\alpha) - r_u \sec(\alpha))$ [t/m]	Wsen(α) [t/m]
24	0.313	0.60	0.00	0.47	-42	0.00	0.35	-0.40
						∑	40.533	58.404
* Cuando $\cos(\alpha) - r_u \sec(\alpha) < 0$, se ajusta a 0, ya que N' no puede ser negativa.								

Tabla 9. Valores para determinar el factor de seguridad con el método de Fellenius. *Fuente: Elaboración Propia*

Calculando la longitud del arco de circunferencia se tiene:

$$L_{AC} = \theta R = 135° \times \frac{\pi}{180°} \times 9.569 = 22.55m$$

Sustituyendo en la ecuación de Fellenius:

$$FS = \frac{14.67 \times 22.55 + 1.907 \times 0.678 \times tan(37°) \times 40.533}{58.404} \rightarrow \boldsymbol{FS = 6.34}$$

En la Figura 4.18, se muestra el resultado obtenido, para el método de Fellenius, en el modelo numérico generado en el software Slide V.6.0 en el cual se importó la geometría de la sección 0+052, se introdujeron los parámetros del suelo y las cargas empleadas en el cálculo anterior. Nótese que en ambos casos se utilizó el modelo geotécnico que considera las propiedades mecánicas obtenidas en la prueba triaxial (Tx-UU).

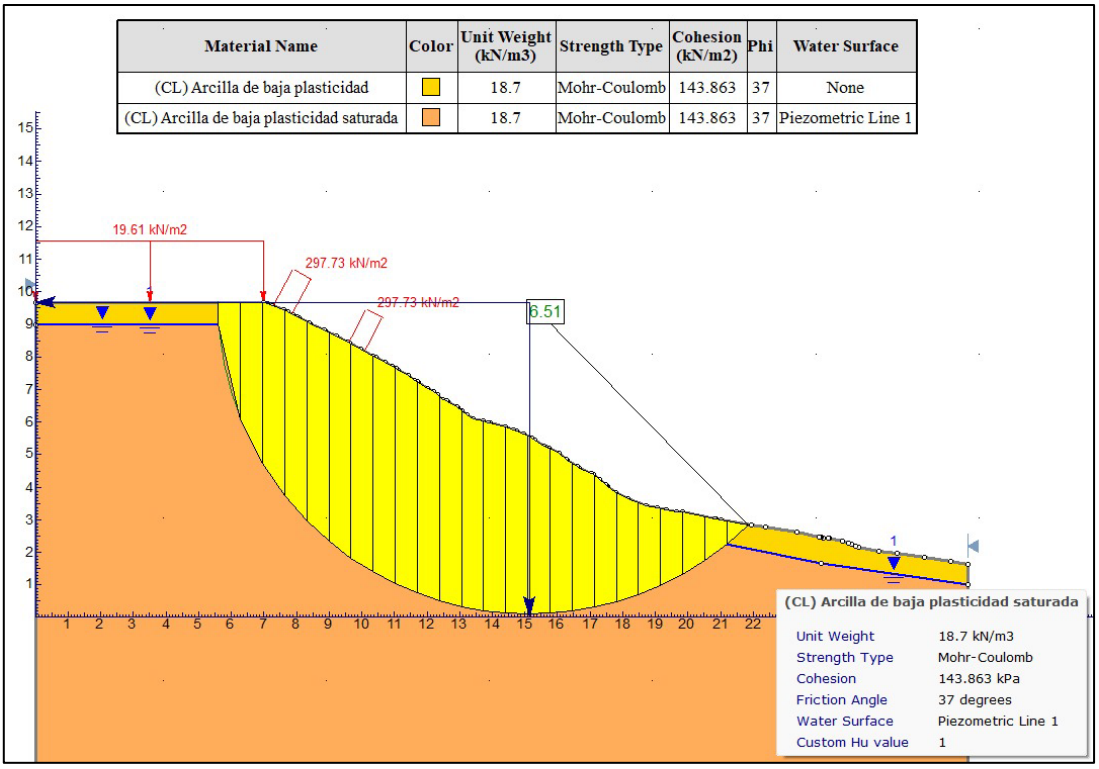


Figura 4.18. Análisis Estático en el modelo numérico realizado en Slide V.6.0. *Fuente: Elaboración Propia*

Se observa que existe una diferencia de 0.17 entre el valor calculado y el valor obtenido en el modelo numérico. Es posible que la diferencia esté asociada al trazo de la línea piezométrica, pues mientras que en el software se trazó a partir de 6 puntos, en AutoCAD se generó copiando la geometría del talud en paralelo. Además, cuando se acerca la visualización del círculo de falla en Slide se aprecia que, en los extremos, el software considera dos pequeñas dovelas adicionales por lo que la precisión se incrementa y, en consecuencia, es razonable admitir los resultados generados por el software.

Es bien sabido que el talud ya presentó un mecanismo de falla, por lo que el análisis de estabilidad en Slide, tomará en consideración la información topográfica de la sección 0+052, en la que se infiere que el agrietamiento en la corona tiene aproximadamente de 0.60 a 1.00 m respecto a la margen izquierda (Figura 1.4). En ese sentido, no solo se buscarán los factores de seguridad más pequeños, sino que también se buscará que el círculo de deslizamiento pase por donde ya se tiene el agrietamiento.

A continuación, se muestra de la Figura 4.19 a la Figura 4.22, los resultados de estabilidad obtenidos en condición estática y pseudoestática que corresponden a los factores de seguridad más críticos para la sección 0+052, tomando en cuenta los dos modelos geotécnicos propuestos y considerando los círculos de deslizamiento que pasan por la zona donde ya se tiene un agrietamiento.

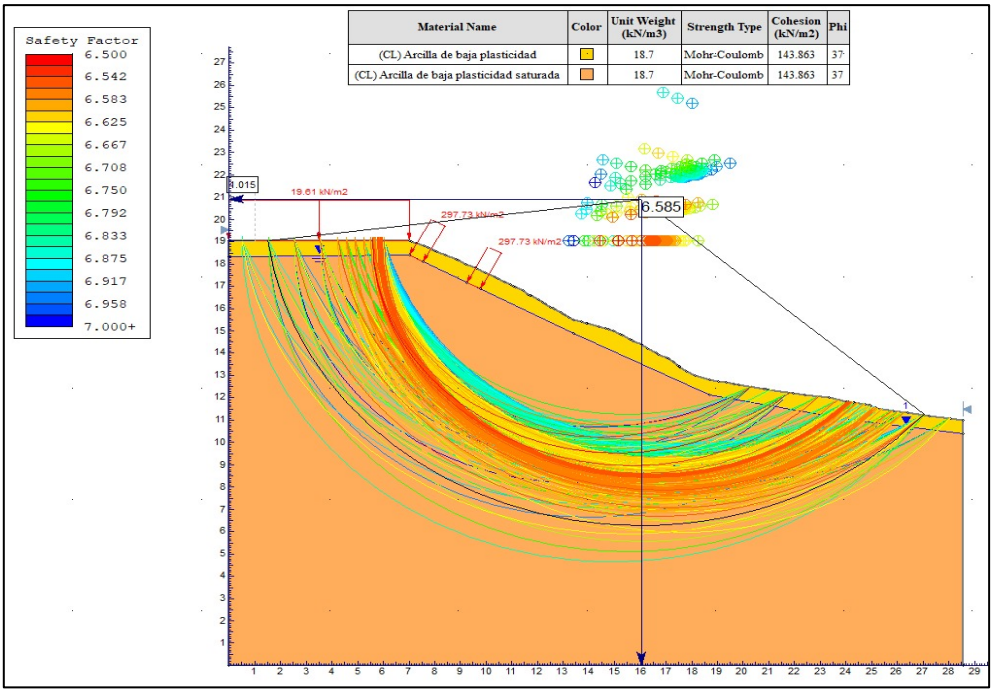


Figura 4.19. Análisis de estabilidad de la sección 0+052 (Tx-UU). Condición Estática. *Fuente: Elaboración Propia*

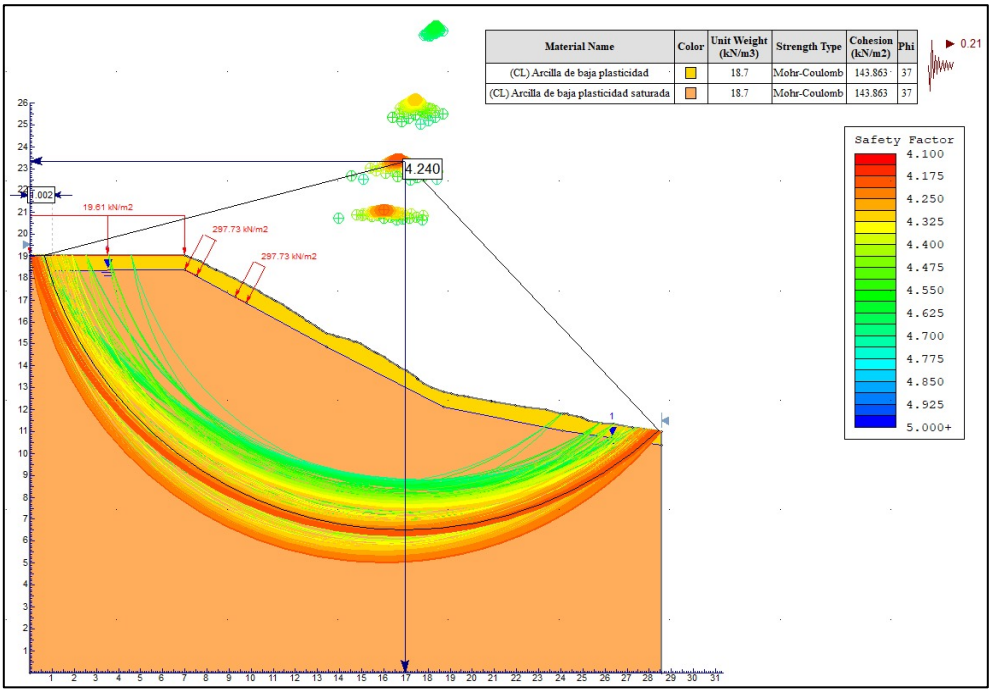


Figura 4.20. Análisis de estabilidad de la sección 0+052 (Tx-UU). Condición Pseudoestática. *Fuente: Elaboración Propia*

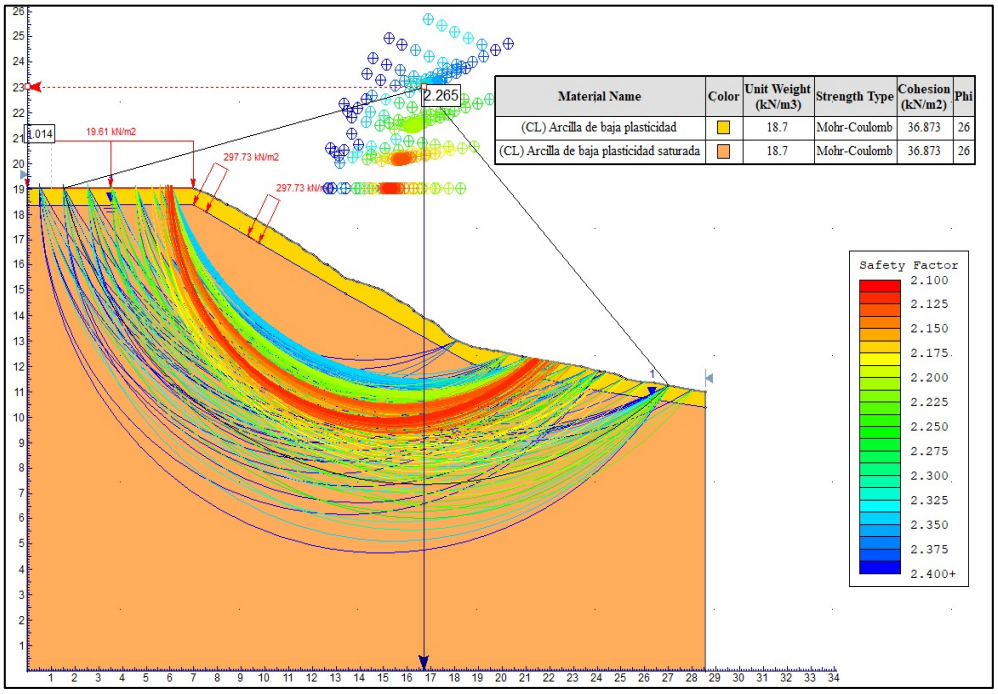


Figura 4.21. Análisis de estabilidad de la sección 0+052 (C. Dir.). Condición Estática. *Fuente: Elaboración Propia*

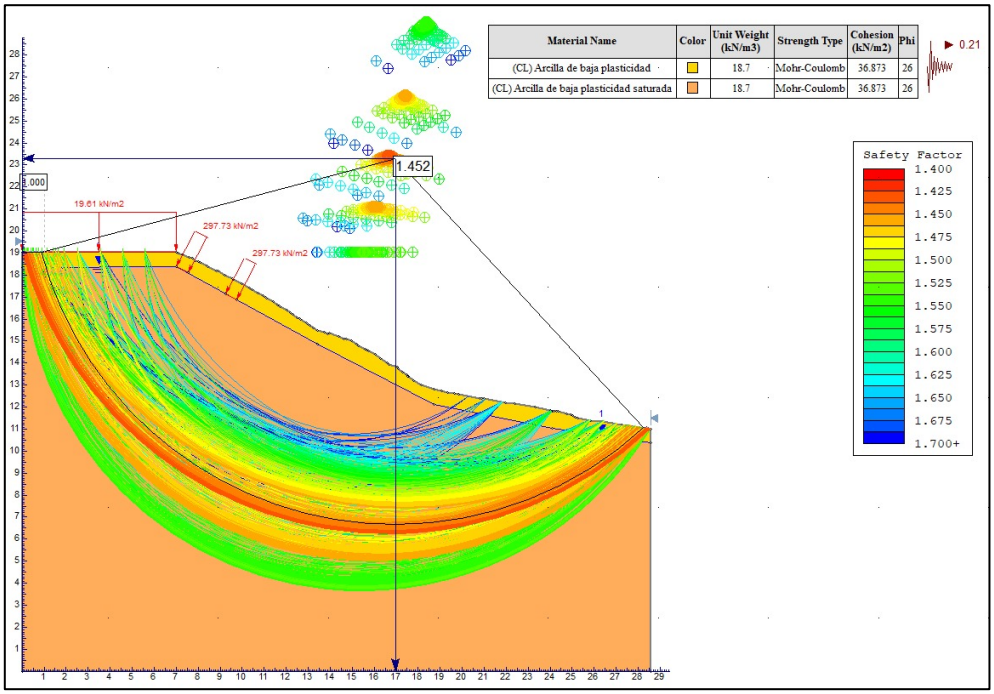


Figura 4.22. Análisis de estabilidad de la sección 0+052 (C. Dir.). Condición Pseudoestática. *Fuente: Elaboración Propia*

5. Análisis de los Resultados

5.1. Mecanismos de Falla Identificados

De la Figura 4.19 a la Figura 4.22, se observa que el mecanismo de falla que rige el comportamiento del talud, localizado frente al panteón municipal, es un deslizamiento rotatorio con falla por la base del talud, pues tal como se define en el apartado 3.1.2, el movimiento se presenta a lo largo de una superficie curva de ruptura, de tal manera que ya se ha observado un hundimiento en la corona del talud y, de acuerdo con las secciones topográficas, observadas de cerca, también se ha producido un saliente en la base del talud (Figura 5.1).

Lo anterior, no descarta la posibilidad de que se presente un mecanismo de falla por el pie del talud, pues tal como se ilustra en la Figura 5.1, la topografía señala que existe un saliente en la parte más baja de la cara del talud, mientras que en la base se observa el saliente por donde pasan la mayoría de los círculos de deslizamiento. Es posible que la condición estática, en conjunto con el comportamiento del agua en el interior del talud, esté provocando un estado de falla incipiente por el pie del talud pues el análisis de estabilidad bajo condiciones estáticas indica que los círculos críticos pasan por el pie del talud.

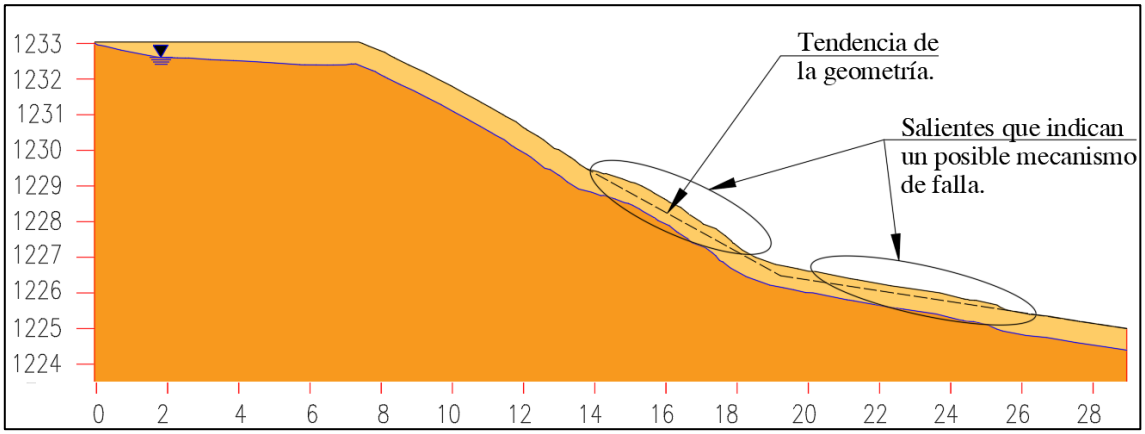


Figura 5.1. Mecanismos de falla en la sección 0+052.

Es importante destacar que, para ambos modelos geotécnicos, la condición pseudoestática es la que brinda las superficies de deslizamiento más críticas y con mayor cercanía a la grieta existente en la corona del talud. Mientras que, para la condición estática, sus superficies de deslizamiento críticas se presentan alrededor de 6.0 m respecto a la margen izquierda de la ladera, lo cual no es representativo de la condición que se tiene.

5.2. Factores de Seguridad

En la Tabla 10 se resumen los factores de seguridad encontrados para diferentes condiciones, entre las que se destacan: la presencia o ausencia del Nivel de Aguas Freáticas (NAF), el método de análisis que se empleó, el modelo geotécnico utilizado, etc. Es importante mencionar que los factores de seguridad que se presentan en dicha tabla son aquellos, cuya superficie de deslizamiento asociada, es concordante con el comportamiento de la grieta identificada en las visitas de campo.

Modelo Geotécnico	Presencia del NAF	Método de Análisis	Tipo de Análisis	Factor de Seguridad
Tx-UU	Sí	Fellenius	Estático	6.585
	No	Fellenius	Estático	6.967
	Sí	Morgenstern y Price	Pseudoestático	4.240
	No	Morgenstern y Price	Pseudoestático	4.997
Corte Directo	Sí	Fellenius	Estático	2.265
	No	Bishop Simplificado	Estático	2.942
	Sí	Morgenstern y Price	Pseudoestático	1.452
	No	Bishop Simplificado	Pseudoestático	1.930

Tabla 10. Factores de seguridad para diferentes condiciones.

Tal como se observa en la Tabla 10, los resultados obtenidos para diferentes condiciones indican que el talud es estable, pues todos los valores del factor de seguridad son superiores a los establecidos por los diferentes reglamentos $FS_{estático} = 1.53$ y $FS_{dnámico} = 1.25$. Es importante hacer hincapié en que el NAF tiene un papel importante en la inestabilidad del talud pues, aunque en este caso no se tiene el indicio de una falla, se observa que la presencia del agua provoca una disminución del factor de seguridad en al menos 0.50 unidades.

Por otro lado, uno de los elementos que provocó un decaimiento en el valor del factor de seguridad, fue el modelo geotécnico utilizado. En ese sentido, al tener propiedades mecánicas más desfavorables con la prueba de Corte Directo era predecible que los resultados fueran menores, sin embargo, es razonable hacer la suposición de que al estar expuesto al intemperismo y al constante flujo de agua, las partículas de suelo se dispongan de tal manera que se degrade su resistencia al corte y se pase de tener las propiedades de la prueba Triaxial a las propiedades de la prueba de Corte Directo.

En última instancia, otro de los agentes que producen una disminución importante en los factores de seguridad es la influencia de las fuerzas producidas por la aceleración de un sismo pues, en el análisis, se observó una disminución de hasta el 50% del factor en condiciones pseudoestáticas.

Asociado con lo anterior, es preciso decir que los elementos que hicieron posible la falla existente en el talud hayan sido:

- Una situación desfavorable en el Nivel de Aguas Freáticas por temporada de lluvias.
- La ausencia de elementos básicos para el drenaje del agua superficial que escurre durante la temporada de lluvias.
- La influencia de un evento sísmico de magnitud importante como el sismo del 19 de septiembre del 2017.
- Las condiciones de intemperismo o de interacción entre las partículas de suelo que propiciaron que las propiedades mecánicas del material hayan sido similares a las obtenidas en la prueba de Corte Directo.
- Que la preparación y la conformación del terreno antes de construir la losa de la carretera hayan tenido una falta de supervisión o de control de calidad, lo cual se puede traducir en una mala compactación del material en el que se desplantó la carretera.

Dichas causas, no necesariamente se presentaron en conjunto, sin embargo, existe la posibilidad de que al presentarse cada una, de manera aislada, su efecto contribuyó a tener el talud en un estado cercano a la falla hasta que alguno de ellos detonó la rotura.

6. Propuesta de Solución

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis de estabilidad de taludes que se resumen en la Tabla 10, el talud del panteón es estable y no requiere ninguna obra de remediación para mejorar la estabilidad. Sin embargo, los trabajos de reparación para la carretera que se encuentra afectada por el mecanismo de falla que se presentó en su momento, deben contemplar soluciones que atiendan y que minimicen los efectos producidos por los agentes que se enlistan en el apartado anterior y que pudieron ser la causa de la rotura en el pasado. Tomando esto como premisa, en los siguientes subcapítulos se proporcionan las recomendaciones para restaurar la carretera en el tramo afectado.

6.1. Trabajos preliminares

Demoliciones

Como actividades previas al inicio de la construcción de las terracerías y de la restauración de la carretera, es importante el acondicionamiento de la zona afectada. Para ello se deberán demoler, la carpeta de concreto y las guarniciones existentes, a lo largo de los 45.0 m que comprenden la zona afectada. Es preciso mencionar que, los materiales que sean producto de la demolición no podrán ser reutilizados en el proceso de restauración del talud afectado, por lo que en el momento en que sean demolidos, se deberán retirar del sitio en su totalidad y se deberán disponer en un banco de tiro autorizado.

Despalme

Una vez que la corona del talud se encuentre descubierta, se deberá realizar un despalme de 20 cm de espesor, de manera que se garantice el retiro del material superficial afectado por la infiltración del agua al permanecer el concreto fracturado y que se garantice el espacio suficiente para albergar la sección del pavimento que se propone en el capítulo 6.3 Diseño del Pavimento.

Al concluir el despalme, se deberá verificar que el material descubierto sea el terreno natural y que se encuentre libre de escombro o de material poco competente, en caso de que durante el despalme se identifique la presencia de dichos materiales, se deberán retirar en su totalidad debido a que la presencia de estos puede reflejarse en un asentamiento súbito en la carpeta del pavimento.

Posteriormente, se deberá escarificar y compactar la superficie expuesta en los 30.00 cm superficiales, hasta alcanzar el 90% de su peso volumétrico seco máximo (PVSM), respecto a la prueba Proctor Estándar, la cual se podrá consultar en los anexos.

Trazo y nivelación

Inicialmente se deberá hacer sobre el terreno el trazo topográfico y la nivelación de proyecto para la vialidad y para las zonas donde serán colocadas las obras de drenaje, colocando en el sitio las referencias necesarias para su identificación.

6.2. Obras complementarias de drenaje

Cunetas

Las cunetas son canales que se disponen a los lados de la corona de la vía terrestre, de manera que cuando la configuración del corte es en balcón, la cuneta se dispone de un solo lado, mientras que cuando se tiene un corte en cajón, las cunetas se disponen en ambos lados (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977). En este caso, se tiene un corte en balcón, sin embargo, la configuración geométrica de la carretera presenta una curva que requiere que el peralte de la sección sea descendente en el mismo sentido de la topografía, esto provocaría un bombeo del agua hacia la cara del talud. Esta condición no se puede presentar puesto que afectaría a las viviendas que se encuentran en el pie del talud. Por esta razón se considerará la construcción de dos cunetas, una en la margen izquierda y otra en la margen derecha.

De acuerdo con la norma N-PRY-CAR-4-02-002 (SCT, 2016), la sección transversal de las cunetas debe reunir las siguientes características: debe ser de geometría triangular, la pendiente que va hacia el lado del pavimento deberá de ser de 3:1 (H:V), la pendiente del lado del corte debe coincidir con la pendiente del terreno natural en el corte, mientras que su ancho y su profundidad mínimos deben ser como se indican en la Figura 6.1. En consecuencia, mientras se realizan los trabajos preliminares, se deberán perfilar los hombros de la carretera de manera que la geometría del terreno permita albergar una cuneta del lado izquierdo y una cuneta del lado derecho con la sección descrita.

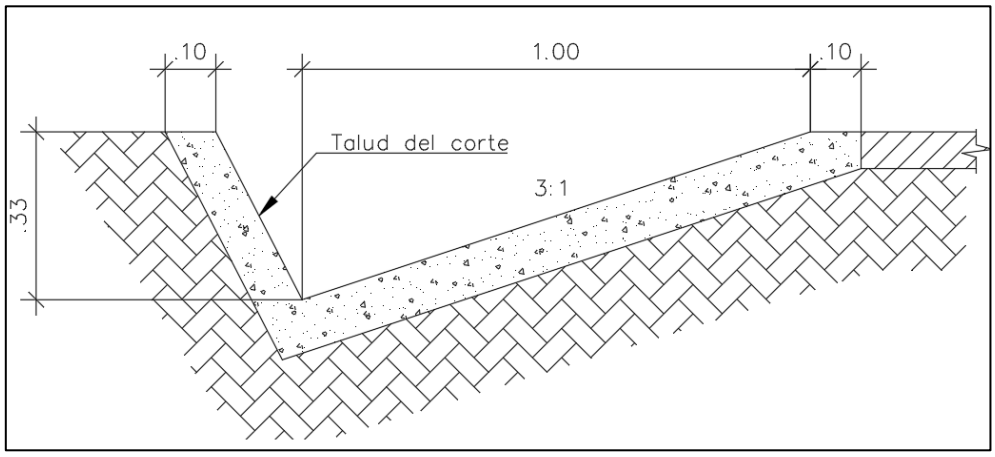
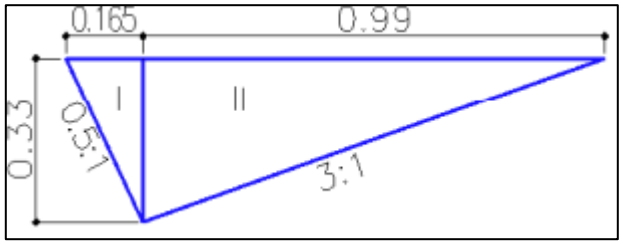


Figura 6.1. Dimensiones mínimas para las cunetas. *Fuente:* (SCT, 2016)

Empleando la geometría recomendada por la SICT, calculamos el caudal que puede conducir la sección considerando una inclinación en el corte de 0.5:1.00 (H:V) y considerando que el camino tiene una pendiente media del 7%.

Cálculo del Área Hidráulica



$$A_T = A_I + A_{II} = \frac{0.165 * 0.330}{2} + \frac{0.990 * 0.330}{2} = 0.1906\ m^2$$

Cálculo del Perímetro Mojado

$$P_m = \sqrt{0.33^2 + 0.99^2} + \sqrt{0.165^2 + 0.33^2} = 1.4125\ m$$

Cálculo del Radio Hidráulico

$$R = {}^{A_T}/_{P_m} = {}^{0.1906}/_{1.4125} = 0.1349\ m$$

Dado que la recomendación para las cunetas es que se construyan a base de un concreto reforzado con un acabado liso, asignamos un valor para el coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.016$ que, de acuerdo con (Sotelo Ávila, 2002) en su libro de Hidráulica de Canales, es un coeficiente apropiado para un canal revestido con concreto en condiciones medianas.

Cálculo de la Velocidad

Aplicando la fórmula de Manning.

$$v = \frac{R^{2/3}\, S^{1/2}}{n} = \frac{(0.135)^{2/3} * (0.070)^{1/2}}{0.016} = 4.3516\ m/s$$

Donde:

v ⟶ Velocidad media del flujo (m/s)

R ⟶ Radio hidráulico (m)

S ⟶ Pendiente de la cuneta (decimales)

n ⟶ Coeficiente de rugosidad de Manning

Cálculo del Gasto

$$Q = A_T v = 0.1906 * 4.3516 = 0.8294\ {}^{m^3}/_{s}$$

Por lo tanto, las condiciones de pendiente en el camino y de geometría en la cuneta permiten un desalojo de 829.4 litros por segundo. Esto considerando que la cuneta trabaja a su capacidad máxima.

Dado que no se cuenta con un estudio hidrológico para calcular con exactitud el gasto pluvial que podría transitar por las cunetas, se aprovechará que la topografía es favorable para colocar una obra de alivio. Dichas obras, son una alternativa que propone la norma N-PRY-CAR-4-02-002 (SCT, 2016) cuando el gasto de diseño excede al gasto que puede conducir la cuneta.

Obras de alivio

Con el objetivo de conducir el agua, que escurre de la ladera hacia la carretera a través de las cunetas, se deberá construir una obra de alivio por cada cuneta, que se dispondrán en el sitio donde, de acuerdo con lo señalado en el capítulo 2.3.1, ya se cuenta con una alcantarilla que descarga las aguas pluviales en un cauce natural.

La obra de alivio para la margen izquierda consistirá en una boca de tormenta dispuesta sobre una caja de entrada que conectará con una alcantarilla transversal, en donde se recolectará el agua de la cuneta izquierda, la caja tendrá una conexión con una tubería transversal que conducirá el agua hacia el cauce natural como se muestra en el esquema del lado izquierdo de la Figura 6.2 y en el caso de la margen derecha, la obra de alivio consistirá en un cabezal de salida que consta de un apoyo para la descarga de la tubería transversal y un lavadero como se muestra en la Figura 6.2 del lado derecho. Es preciso mencionar que la longitud del lavadero debe ser suficiente para que la descarga de agua no provoque erosiones en el nuevo terraplén conformado.

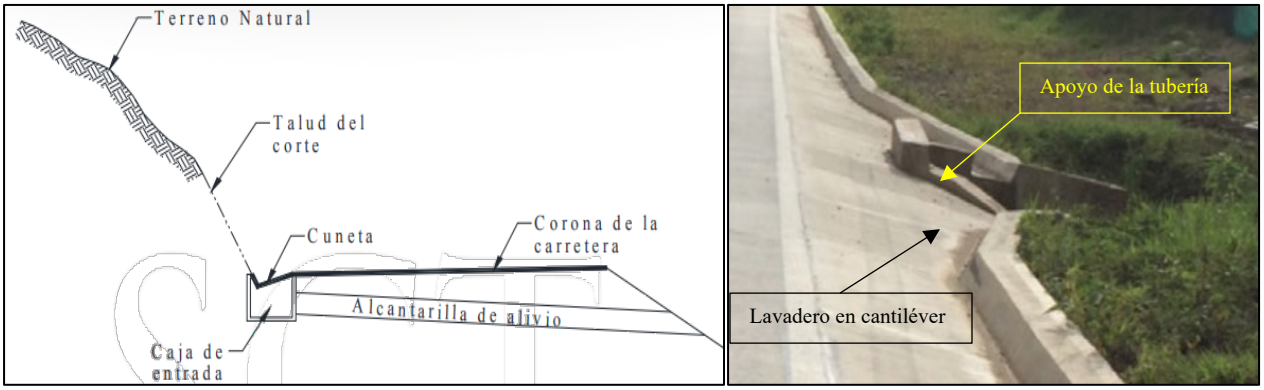


Figura 6.2. Disposición de la obra de alivio para la cuneta. *Fuente:* (SCT, 2016).

Dimensionamiento de la obra de alivio

Boca de tormenta

Debido a que la SICT, no cuenta con un método para dimensionar las obras de alivio, se emplearán los métodos descritos en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Drenaje Pluvial Urbano (CONAGUA, 2019). En dicho manual, se proponen cuatro configuraciones diferentes para la boca de tormenta y, como se observa en la Figura 6.3, las más utilizadas suelen ser las coladeras de piso y las coladeras de banqueta. En este caso se propondrá el diseño de una boca de tormenta dispuesta como coladera de piso, la cual se deberá colocar en la pendiente de la cuneta que está del lado del pavimento.

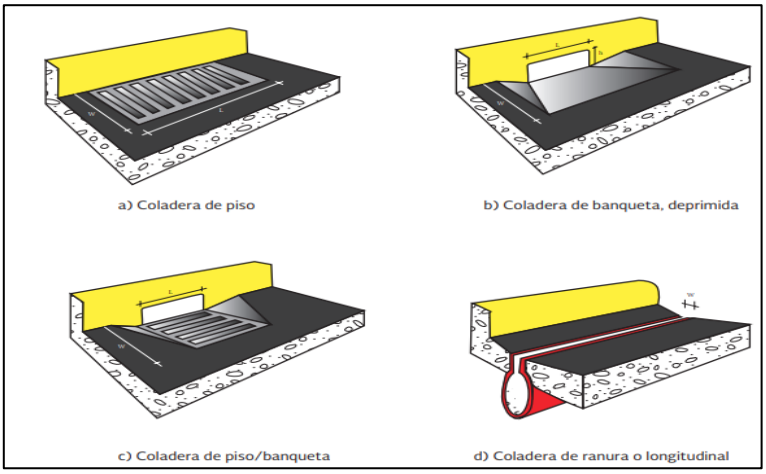


Figura 6.3. Tipos de boca de tormenta. *Fuente: (CONAGUA, 2019).*

Dado que la topografía en esta zona se presta para que la boca de tormenta quede en un punto bajo, el diseño de la rejilla de entrada considerará esta premisa para el dimensionamiento de esta. En tal caso, y desde el punto de vista hidráulico, el fenómeno puede entenderse como un flujo variado con descarga de fondo y la ubicación de la rejilla equivale a la descarga por un orificio o a la descarga por un vertedor, dependiendo de la carga de agua sobre la reja.

Entonces:

a) Para cargas de hasta 12 cm, el comportamiento de la reja es el de un vertedor
b) Para cargas iguales o superiores a 42 cm, el comportamiento de la reja es el de un orificio
c) Para cargas $12 < y < 42$ el comportamiento se encuentra en una transición entre vertedor y orificio, por lo que queda a criterio del proyectista.

En este caso, como la sección que se está analizando es la mínima recomendada por la SCT y esta tiene un tirante máximo de 0.33 m, se adoptará un comportamiento de orificio pues además del agua que escurre en el tramo de estudio, también se debe contemplar el agua que escurre del otro extremo (hablando respecto al punto más bajo de la carretera).

Diseño del orificio:

$$\frac{Q}{A} = 2.91\sqrt{y}$$

Donde:

Q ⟶ Caudal de proyecto que deberá ser captado, en m^3/s

A ⟶ Área total de las aberturas, en m

y ⟶ Altura del agua sobre la reja, en m

De manera que el dimensionamiento de la rejilla se puede esquematizar como se muestra en la figura:

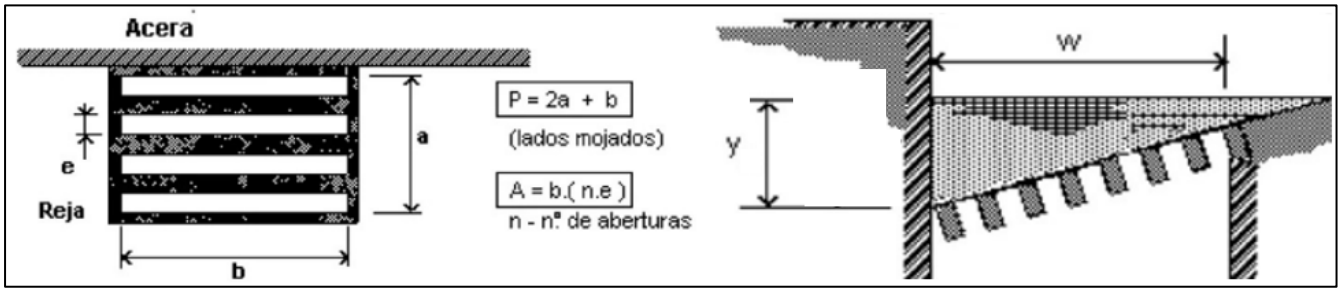
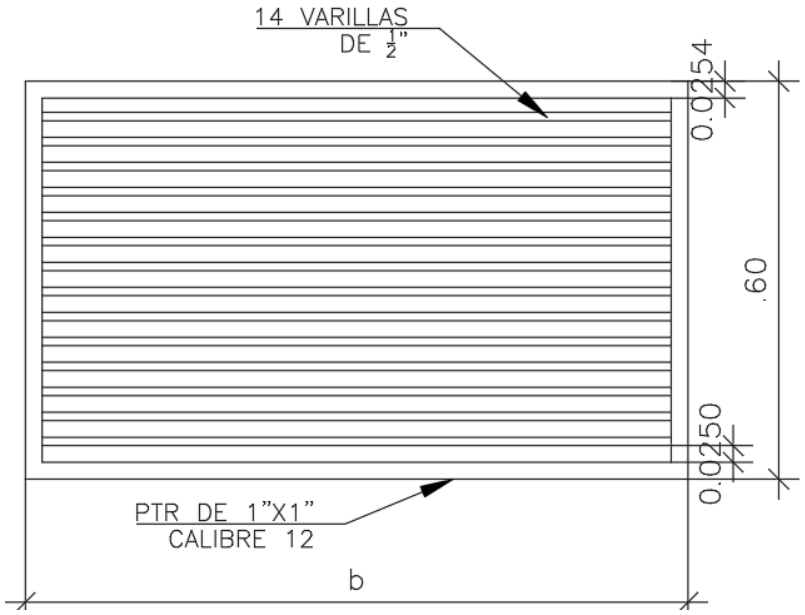


Figura 6.4. Elementos para el dimensionamiento de rejillas. *Fuente: (CONAGUA, 2019).*

Calculamos el área total de las aberturas despejando la expresión anterior:

$$A = \frac{Q}{2.91\sqrt{y}} = \frac{0.8294}{2.91\sqrt{0.33}} = 0.4962m^2$$

Proponiendo un ancho de la rejilla de 60 cm, calculamos el largo "b" considerando que la separación entre las barras "e" debe de ser de máximo 2.50 cm, mientras que, al ser una población en la que la importación de una rejilla comercial, como las "IRVING" que propone la CONAGUA, representa un costo considerable; se recomendará que la rejilla sea hecha de herrería con un marco metálico de PTR de 1"x1" en calibre 12 y varillas de ½" como se muestra en el siguiente esquema.



De manera que:

$$A = b(n \times e) \quad ; \quad n\text{: \# de aberturas} \quad e\text{: separación entre barras}$$

$$n = \frac{0.60 - (2 \times 0.0254) - (14 \times 0.0127)}{0.025} = \frac{0.3714}{0.025} = 14.856 \approx 15\ aberturas$$

Por lo que la alcantarilla tendría un largo de:

$$b = \frac{A}{(n \times e)} = \frac{0.4962}{(15 \times 0.025)} = 1.3232\ m\ \longrightarrow \boldsymbol{b = 1.35m}$$

Tubería transversal

Para el diseño de la tubería transversal consideramos la ecuación de Manning para flujo uniforme:

$$Q = \frac{A\ R_H^{2/3} S_O^{1/2}}{n}$$

Donde:

$A \longrightarrow$ área transversal de la tubería, en m^2

$R_H \longrightarrow$ radio hidráulico de la tubería, en m

$S_O \longrightarrow$ pendiente de la tubería, en milésimas

$n \longrightarrow$ coeficiente de rugosidad de Manning, en $s/m^{1/3}$

$Q \longrightarrow$gasto que puede conducir la tubería, en m^3/s

Reescribiendo la ecuación de Manning y dividiendo entre $D^{8/3}$ se tiene:

$$\frac{Qn}{S_O^{1/2} D^{8/3}} = \frac{AR_H^{2/3}}{D^{8/3}}$$

Empleando la tabla 3.4 del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado (CONAGUA, 2019), para una relación tirante diámetro de 1.00 $\left({}^{Y}/_{D} = 1.00\right)$ lo cual quiere decir que la tubería está llena.

Se tiene que el miembro derecho de la ecuación es:

$$\frac{AR_H^{2/3}}{D^{8/3}} = 0.3117$$

Por lo que al despejar el diámetro se tiene:

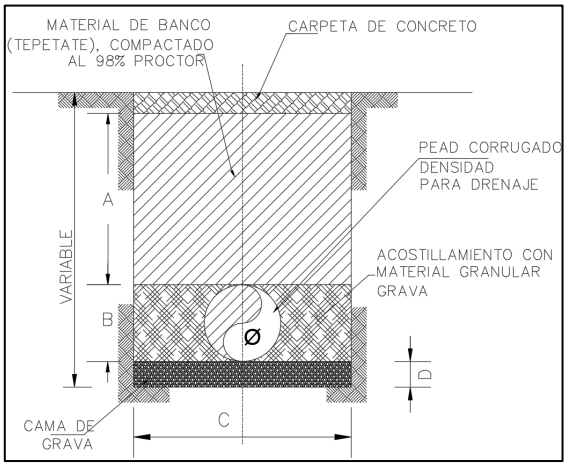
$$D = \left[\frac{Qn}{S_O^{\frac{1}{2}} 0.3117}\right]^{3/8}$$

Sabemos que el caudal que tiene que conducir la tubería debe de ser 0.8294 m^3/s y proponiendo una tubería de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) con pared interior corrugada $(n = 0.012)$ y con una pendiente de $S_O = 0.070$, similar a la que se tiene en cada una de las cunetas.

Sustituyendo:

$$D = \left[\frac{0.8294 \times 0.012}{0.070^{1/2} \times 0.3117}\right]^{3/8} = 0.456\ m$$

La tubería comercial con mayor parecido es la de 18 in por lo que la tubería deberá tener un diámetro mínimo de 0.45 m, atendiendo la configuración que se muestra en la Figura 6.5:



DIMENSIONES				
Ø	A	B	C	D
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.15	0.90	0.15	0.60	0.10
0.20	0.90	0.20	0.60	0.10
0.25	0.90	0.25	0.70	0.10
0.30	0.90	0.30	0.75	0.10
0.35	0.90	0.35	0.85	0.10
0.40	0.90	0.40	0.90	0.10
0.45	1.10	0.45	1.00	0.10
0.50	1.10	0.50	1.10	0.10
0.60	1.10	0.60	1.20	0.13
0.75	1.10	0.75	1.45	0.14
0.90	1.10	0.90	1.70	0.15

Figura 6.5. Sección típica de una tubería subterránea.

Drenes de penetración transversal

De acuerdo con (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977) en el libro de **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres I**, estos dispositivos son instalaciones de subdrenaje que responden a la necesidad de abatir las presiones generadas por el agua en el interior de los taludes que provocan una susceptibilidad a la falla del corte. Los drenes de penetración transversal consisten en tubos perforados, en toda su periferia con orificios del orden de 5 a 10 mm de diámetro, que penetran en el terreno natural en dirección transversal al eje de la vía. Es preciso decir que, la parte del tubo que queda próxima a la salida debe dejarse sin perforar al menos 1.00 m antes para evitar la invasión de vegetación, a través de las perforaciones y la posterior obstrucción del tubo, además, se recomienda dejar 30 cm fuera del talud con el objetivo de que drenen libremente.

En la referencia citada en el párrafo anterior, se recomienda que el espaciamiento entre cada tubo de manera horizontal puede ser del orden de 5.00 m, sin embargo, dadas las dimensiones del talud, en este caso se deberán configurar, al menos dos hileras con un espaciamiento horizontal de 3.00 m y con espaciamiento vertical de 2.00 m como se muestra en la Figura 6.6. Dicha figura, es una de las secciones que se recuperaron durante el levantamiento topográfico y, por lo que se observa gráficamente, la longitud del dren de la hilera inferior llega a medir 17.20 m, de manera que la longitud de la perforación que se propone para cada dren debe de ser al menos de **20.00 m** para garantizar que se cubra al menos la sección transversal de la carretera, pues como se observó en el análisis de estabilidad de taludes, es probable que los círculos de falla lleguen a pasar cerca del extremo izquierdo del talud.

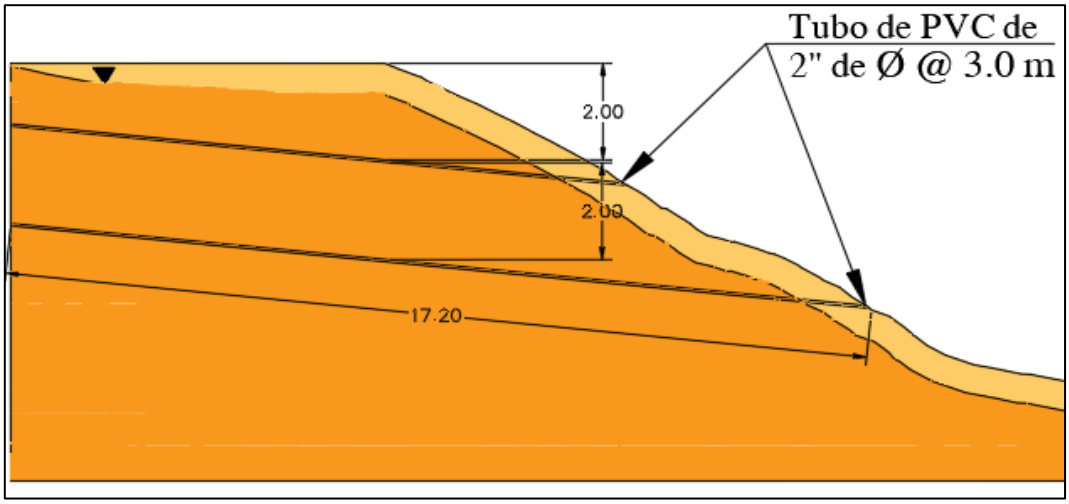


Figura 6.6. Configuración de los drenes transversales.

Los drenes deberán ser habilitados una vez que se haya completado la construcción de la vía, efectuando una perforación de 7.50 cm de diámetro con una perforadora ligera rotatoria con broca drag o broca tricónica, también se podrán utilizar perforadoras a percusión con martinete en el frente (down the hole) que permita obtener perforaciones horizontales con el fin de facilitar las maniobras. Se recomienda que el fluido de perforación sea aire a presión para la limpieza del barreno ya que, si se utiliza agua, es posible que se alteren las propiedades de resistencia de los materiales que conforman el terraplén. Dentro de la perforación se coloca el tubo perforado de 5.00 cm de diámetro, el cual debe ser galvanizado o estar provisto de una película de asfalto, como protección contra la corrosión, además se recomienda recubrir el tubo con un geosintético con el fin de filtrar los materiales granulares que puedan ser arrastrados con el flujo de agua y como consecuencia se obstruyan las perforaciones de la tubería.

El tubo se coloca con una inclinación hacia el predio que subyace al talud y puede estar comprendida entre 5% y 20 %. En este caso, se recomienda una inclinación del 10% o 6° respecto a la horizontal, mientras que, para la descarga, se deberán colocar pequeños canales que conduzcan el agua hacía donde ésta no represente un problema para los habitantes de las viviendas que se encuentran al pie del talud.

Por último, el espacio entre la perforación y el tramo de tubería no perforada se sellará en un tramo de al menos 1.00 m con un concreto fluido esto para evitar los movimientos de los drenes o su extracción del interior de la perforación.

6.3. Diseño del Pavimento

Para el diseño del pavimento, se empleó el método propuesto por la Portland Cement Association (PCA) el cual, de acuerdo con (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977), determina el número de repeticiones esperadas en un periodo de diseño para un rango de cargas (ejes) y se compara con el número calculado de repeticiones permisibles para cada carga. La relación de estos números en porcentaje representa la resistencia consumida o porcentaje de fatiga utilizada por el tránsito, la cual no debe exceder del 125% al considerar todos los rangos de carga.

En el diseño se consideraron las siguientes variables para la losa de concreto hidráulico, el terreno de apoyo, es decir la estructura del cuerpo de terracerías y para el tránsito empleado:

1. El concreto mediante el cual se construirán las losas se le considera una resistencia a la compresión simple a los 28 días de 250 kg/cm^2 y un módulo de rotura (MR) calculado a partir de la expresión que se propone en el libro de (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977).

$$MR = 0.15\, f'c = 0.15(300) \;\longrightarrow\; \boldsymbol{MR = 45\ {}^{kg}/_{cm^2}}$$

2. Se considera, para fines de diseño, que la capa subrasante y el terraplén estarán conformadas por un material con las características del suelo ensayado en las pruebas triaxiales, el cual fue recuperado del cuerpo del talud y que puede ser suministrado por el banco de materiales con el que dispone la población y que se encuentra a 1.50 km del talud del panteón siguiendo la ruta "Camino a Teutila".

   En ese sentido, podemos determinar el valor del Módulo de Reacción de la Subrasante (k) a partir de correlaciones que, para este caso, se utilizará la expresión que plantea la (ICAO, 2022) en su manual de diseño de aeropistas:

$$E = 20.15(k)^{1.284}$$

   Donde:

   E ⟶ Módulo de elasticidad de la subrasante, en lb/in^2 (psi)

   k ⟶ Módulo de reacción de la subrasante, en lb/in^3 (pci)

   De la prueba, triaxial tenemos que $E = 559\left[{}^{kg}/_{cm^2}\right] = 7950.84[psi]$, por lo que al despejar la expresión anterior:

$$k = \left(\frac{E}{20.15}\right)^{1/1.284} = 105.18\left[{}^{lb}/_{in^3}\right] \longrightarrow \boldsymbol{k = 2.91\left[{}^{kg}/_{cm^3}\right]}$$

3. La losa de concreto hidráulico, se colocará sobre una subbase de 20 cm de espesor compactada al 100% de su peso volumétrico seco máximo (P.V.S.M).

4. Dado que no se cuenta con un estudio de tránsito o un aforo realizado en el sitio, se adoptarán los porcentajes más comunes para los tipos de vehículo en la Red Federal de Carreteras que, de acuerdo con (Rico Rodríguez, et al., 1995) en su artículo Análisis Económico del Comportamiento de Secciones Estructurales de Carreteras en Diversas Circunstancias, son similares a los que se muestran en la Tabla 11.

Tipo de Vehículo	Porcentaje del Flujo Total
A	65.0
B2	5.0
C2	18.5
C3	11.5

Tabla 11. Distribución vehicular considerada. *Fuente:* (Rico Rodríguez, et al., 1995)

La tabla original, considera el tránsito de tractocamiones de tipo T3-S2, T3-S3 y T3-S2-R4, sin embargo, en el sitio no es posible el acceso para estos vehículos, por lo que sus porcentajes se distribuyeron de manera equivalente en los otros tipos de vehículos.

Método de la PCA

A. Estudio del Tránsito

El volumen de tránsito mezclado que se toma para el diseño del pavimento rígido (TD) se determina mediante la siguiente expresión:

$$TD = \frac{100\ P}{100 + T_{ph}(j-1)} \times \frac{5000\ N}{KD}$$

Donde:

$TD \longrightarrow$ Tránsito Mezclado, válido para diseño.

$P \longrightarrow$ Número de automóviles de pasajeros, incluyendo camionetas, por carril y por hora.

$N \longrightarrow$ Número de carriles en ambas direcciones.

$T_{ph} \longrightarrow$ Porcentaje de camiones, durante horas de máxima afluencia $= \frac{2}{3}$ del porcentaje de vehículos pesados en las dos direcciones

$j \longrightarrow$ Número de carros de pasajeros equivalente a un camión, que puede ser:

Terreno montañoso = 4

Terreno plano = 2

$K \longrightarrow$ Volumen horario de tránsito de diseño (VHD), el cual se expresa como un porcentaje del TD, y puede ser:

Autopistas de tránsito elevado: 15%

Autopistas de tránsito medio: 12%

$D \longrightarrow$ Tránsito máximo en una dirección, en porcentaje, durante las horas de máxima afluencia, el cual puede ser:

Autopistas de tránsito elevado: 67%

Autopistas de tránsito medio: 60%

Calculamos el porcentaje de vehículos pesados sumando los renglones B, C2 y C3 de la Tabla 11:

$$\%v_{pesados} = 35\%$$

Determinamos el valor de P a partir de la Tabla 12, considerando que la carretera es de tránsito medio:

Tipo de carretera	Valor de P
Autopistas urbanas	1,500
Autopistas suburbanas	1,200
Autopistas	1,000
Carreteras de tránsito medio	700-900
Carreteras de bajo tránsito	500-700

Tabla 12. Número de autos (incluyendo camionetas) por carril y por hora (según P.C.A). *Fuente:* (Rico Rodríguez, et al., 1995)

$$\boldsymbol{P = 800\ vehículos}$$

Y para los demás parámetros:

$$\boldsymbol{N = 2\ carriles}$$

$$\boldsymbol{T_{ph} = \frac{2}{3}\ de\ \%v_{pesados} = \frac{2}{3} \times 35 = 23.4\%}$$

$$\boldsymbol{j = 4}$$

$$\boldsymbol{K = 12\%}$$

$$\boldsymbol{D = 60\%}$$

Sustituyendo:

$$TD = \frac{100 \times 800}{100 + 23.4(4-1)} \times \frac{5000 \times 2}{12 \times 60} = \boldsymbol{6529\ vehículos}$$

(En dos sentidos)

∴ El número de vehículos pesados = 6529 × 0.35 = 2286 camiones por día y los camiones en una dirección resultan ser 1143 por día.

De manera que, el número de camiones pesados por carril de diseño en un periodo de 20 años es el siguiente:

1143 camiones en una dirección/día × 365 días/año × 20 años = $\boldsymbol{8,343,900}$ **camiones en la vida de diseño**

Posteriormente, estimamos el número de ejes probables que presenta cada grupo, según su composición de unidades y el intervalo de carga. En la penúltima columna de la tabla, se representa el número de ejes

probables de todo el tránsito por cada 1000 vehículos en cada intervalo de cargas; a esto se le denomina distribución carga-eje del tránsito, en este caso, se considerará que la distribución de los vehículos no cambiará significativamente. La última columna se obtiene multiplicando el número de vehículos pesados esperados por el factor de distribución por cada 1000 ejes. La tabla nos permite llegar a establecer el número esperado de repeticiones de la carga de cada eje en el periodo de diseño (20 años).

Tipo de vehículo	Carga por eje [toneladas]	Ejes equiv. acumulados	Factor de distribución por c/1000 ejes	Repeticiones de carga esperada
Ejes sencillos				
A	1.0	8,343,900	65.0	542,354
B2	6.5	8,343,900	5.0	41,720
C2	11.0	8,343,900	18.5	154,362
Ejes tándem				
C3	19.5	8,343,900	11.5	95,955

Tabla 13. Distribución de vehículos pesados

B. Análisis estructural del pavimento

Datos de diseño:

Módulo de la subrasante $k = 2.91\ {}^{kg}/_{cm^3}$

Factor de seguridad $FS = 1.20$ por ser un camino de tránsito medio, pero de importancia considerable.

Módulo de rotura disponible: $MR_{disponible} = 45.0\ {}^{kg}/_{cm^2}$

Espesor de subbase = 20 cm

Determinamos el valor del módulo de reacción sobre la subbase k, para el diseño del pavimento, a partir de la Figura 6.7:

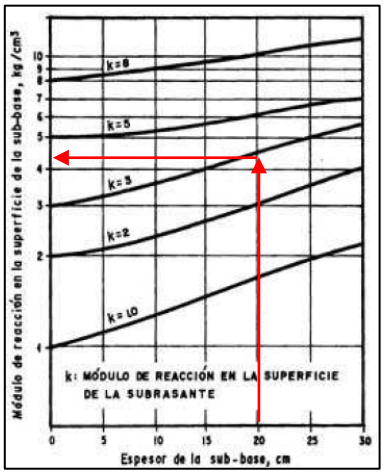


Figura 6.7. Gráfica para obtener el valor de k sobre la subbase conocido el mismo sobre la subrasante. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977)

$$k = 4.5 \, {}^{kg}/_{cm^3}$$

Calculamos los esfuerzos aplicados al pavimento $MR_{actuante}$ para cada uno de los vehículos, empleando los nomogramas de la Figura 6.8 y considerando un espesor de pavimento de 20 cm. Para leer los esfuerzos, entramos con la carga por eje factorizada, hasta intersecar con el módulo de la subbase, se traza una línea vertical hasta encontrar el espesor de la losa y por último se traza una línea horizontal a la izquierda para leer el esfuerzo actuante.

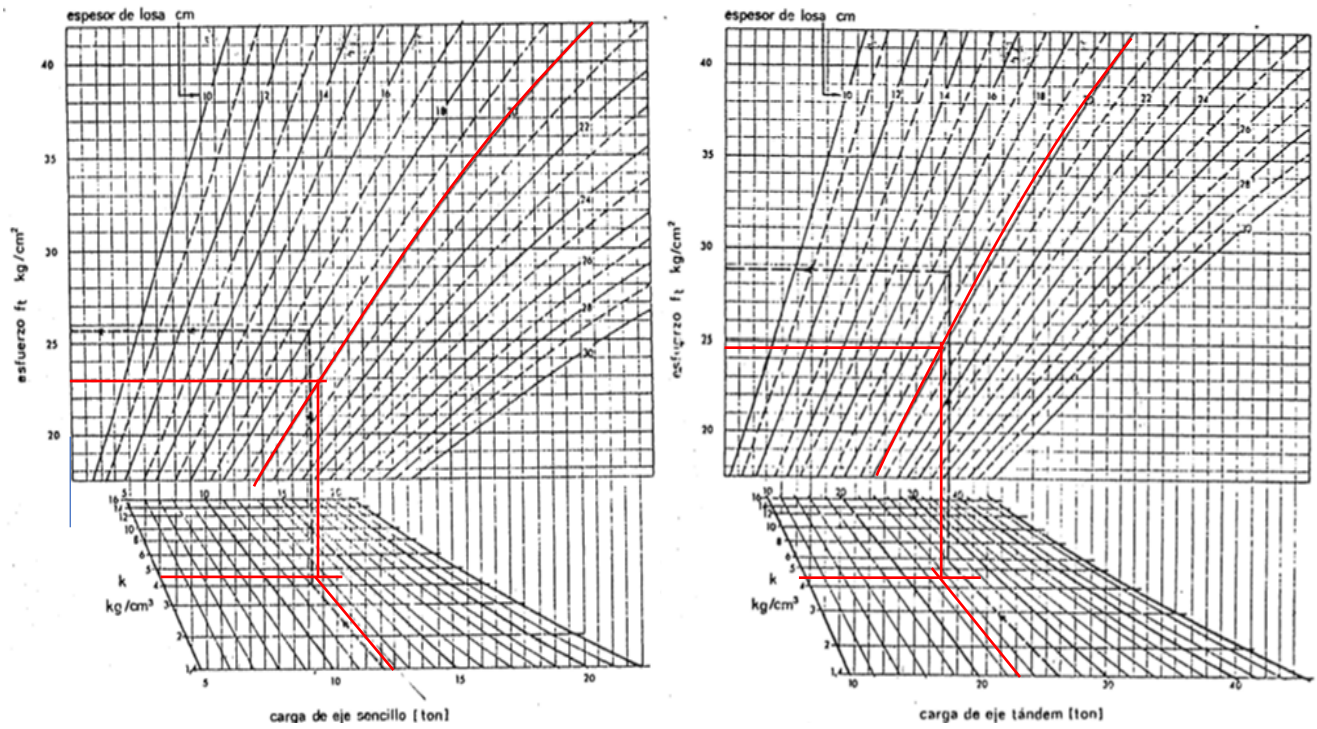


Figura 6.8. Nomogramas para el cálculo de esfuerzos de borde. Derecha: eje sencillo e Izquierda: eje tándem. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977)

Calculamos también la relación de resistencia R_r, para estimar las repeticiones permisibles a partir de la tabla que se muestra en la Figura 6.9 y el porcentaje utilizado de la capacidad de carga total del pavimento. Posteriormente se suman los porcentajes por el valor de carga esperado y cada uno de los resultados se consignan en la Tabla 14.

Relación de Resistencias	Número permisible de repeticiones	Relación de Resistencias	Número permisible de repeticiones
0.51	400,000	0.69	2,500
0.52	300,000	0.70	2,000
0.53	240,000	0.71	1,500
0.54	180,000	0.72	1,100
0.55	130,000	0.73	850
0.56	100,000	0.74	650
0.57	75,000	0.75	490
0.58	57,000	0.76	360
0.59	42,000	0.77	270
0.60	32,000	0.78	210
0.61	24,000	0.79	160
0.62	18,000	0.80	120
0.63	14,000	0.81	90
0.64	11,000	0.82	70
0.65	8,000	0.83	50
0.66	6,000	0.84	40
0.67	4,500	0.85	30
0.68	3,500		

Figura 6.9. Correlación entre la relación de resistencias de un pavimento rígido y el número de repeticiones de la carga correspondiente que se puede soportar sin falla. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977)

Tipo de vehículo	Carga por eje [t]	Carga X FS [t]	$MR_{actuante}$ [kg/cm^2]	Rr	Repeticiones permisibles	Repeticiones esperadas	% utilizado de la capacidad total
Ejes sencillos							
A	1.0	1.2	-	-	Sin límite	542,354	0.00%
B2	6.5	7.8	15	0.33	Sin límite	41,720	0.00%
C2	11.0	13.2	23	0.51	400000	154,362	38.59%
Ejes tandem							
C3	19.5	23.4	24.5	0.54	180,000	95,955	53.31%
						Suma	91.90%

Tabla 14. Tabla de diseño de espesores de pavimentos rígidos según la PCA.

De la Tabla 14, se concluye que la configuración propuesta de una losa de concreto con resistencia a la compresión simple de $f'c = 300\ ^{kg}/_{cm^2}$ y con espesor de 20 cm, es adecuada para el tránsito de diseño pues se alcanza un 91.90% de la capacidad total, lo cual está por debajo del 125% recomendado. Se podría realizar un segundo tanteo disminuyendo el espesor de la losa, sin embargo, el camino existente mantiene el espesor de 20 cm, por lo que lo más adecuado sería conservar el mismo espesor.

Por lo tanto, la estructura del pavimento de diseño deberá tener las dimensiones que se muestran en la

Figura 6.10. Estructura del pavimento de proyecto.

6.3.1. Recomendaciones para la construcción del pavimento.

Conformación del terraplén

Si la condición que se presenta una vez que se hayan realizado los trabajos descritos en el capítulo 6.1 Trabajos preliminares es tal que se requiere material de relleno para alcanzar el nivel de desplante de la capa subrasante o la geometría del talud indicada en el plano constructivo, se colocará un terraplén, en capas de 20 cm de espesor máximo, compactadas como mínimo al 90.0% de su peso volumétrico seco máximo, con relación a la prueba Proctor estándar. La construcción de esta capa se realizará hasta el nivel de desplante de la capa de subrasante y se constituirá con material de banco areno limosa, tipo tepetate, el cual deberá cumplir con los requisitos de calidad especificados en la norma N-CMT-1-01/21 (SCT, 2021) para terraplén y cuyas especificaciones se indican a continuación.

1) Límite líquido: 50 % máx.
2) Expansión: 5 % máx.
3) Valor Soporte de California (C.B.R.): 5 % mín.
4) Grado de Compactación (Proctor Estándar): 90 % ± 2.

*Nota: Se deberá efectuar el muestreo del material y realizar las pruebas de laboratorio necesarias para verificar sus propiedades, con el fin de garantizar los requisitos de calidad de los materiales y el grado de compactación especificados.

Conformación de la capa subrasante

Sobre el cuerpo del terraplén o del terreno descubierto, dependiendo el caso, se conformará la capa subrasante con un espesor de 30 cm y se compactará como mínimo al 98.0% de su peso volumétrico seco máximo, con relación a la prueba Proctor estándar. Esta capa se constituirá con material del banco existente en el poblado, el cual se deberá garantizar que cumpla con los siguientes requisitos de calidad, establecidos en la norma N-CMT-1-03/21 (SCT, 2021):

1) Tamaño de partículas: 76 mm máx.

2) Límite líquido: 40 % máx.

3) Índice plástico: 12 % máx.

4) Valor Soporte de California (C.B.R.): 20 % mín.

5) Expansión: 2 % máx.

6) Grado de Compactación (Proctor Estándar): 100 % ± 2.

*Nota: Se deberá efectuar el muestreo del material y realizar las pruebas de laboratorio necesarias para verificar sus propiedades, con el fin de garantizar los requisitos de calidad de los materiales y el grado de compactación especificados.

Conformación de la capa subbase

Sobre la superficie de la subrasante, una vez verificados los espesores, niveles y el grado de compactación, se procederá a conformar la capa de subbase, en el área de la vialidad considerando los espacios destinados a alojar el cuerpo de las cunetas. El tendido y la colocación de este material se hará en una sola capa, compactándola al 100% de su peso volumétrico seco máximo (PVSM), de acuerdo con la prueba Proctor Estándar, y utilizando un material de grava-arena selecto de banco, el cual deberá cumplir con las especificaciones de calidad que se mencionan más adelante.

De acuerdo con la norma N-CMT-04-02-001/21 (SCT, 2021), el material para esta capa deberá tener una curva granulométrica comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el límite inferior de la zona 2, de las curvas mostradas en la Figura 6.11 y deberá tener una forma semejante a las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente. La relación entre el porcentaje en masa que pase la malla No.200 respecto al que pasa la malla No. 40 no deberá ser mayor a 0.65.

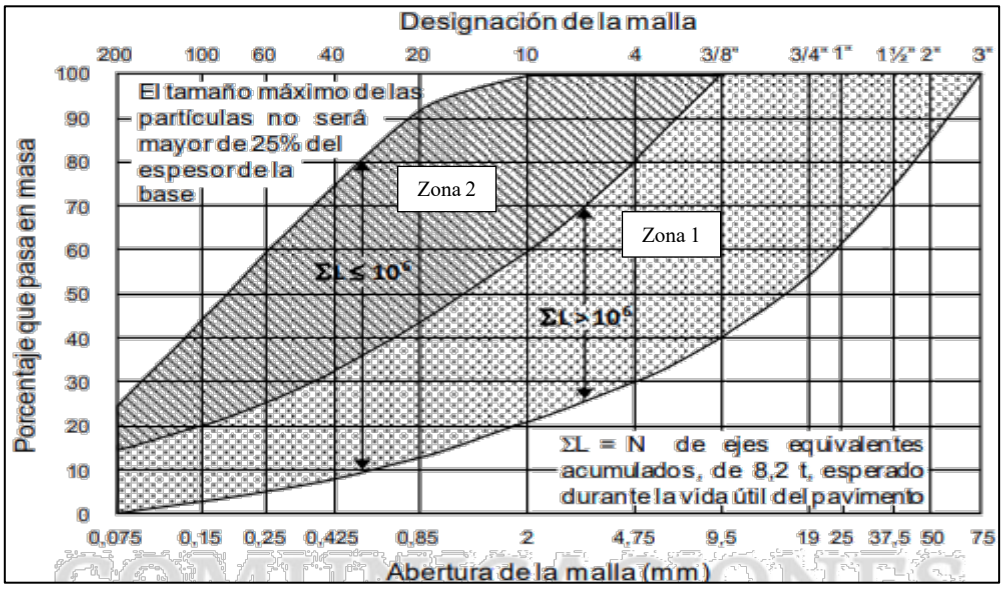


Figura 6.11. Gráfica de composición granulométrica de materiales para subbase *Fuente:* (SCT, 2021).

Para las demás propiedades del material para la subbase, se deberá garantizar que cumplan con las siguientes características:

1) Límite líquido: 25 % máx.
2) Índice plástico: 6 % máx.
3) Valor Soporte de California (C.B.R.): 60 % mín.
4) Equivalente de arena: 40% mín.
5) Desgaste Los Ángeles: 40 % máx.
6) Grado de Compactación (Proctor Estándar): 100 % mín.

*Nota: Se deberá efectuar el muestreo del material y realizar las pruebas de laboratorio necesarias para verificar sus propiedades, con el fin de garantizar los requisitos de calidad de los materiales y el grado de compactación especificados.

Riego de impregnación

En cuanto se verifiquen los niveles topográficos, el espesor y el grado de compactación de la capa de subbase, se podrá colocar sobre su superficie seca, barrida y libre de polvo e impurezas, un riego de impregnación utilizando una emulsión asfáltica con la dosificación recomendada por el fabricante. El riego del material asfáltico deberá hacerse en dos capas y de preferencia en las horas más calurosas del día. La superficie impregnada deberá presentar un aspecto uniforme y el material asfáltico deberá estar superficialmente adherido a la capa de subbase.

Aun sin presentar depresiones en la superficie, el material asfáltico regado pudiera formar charcos, cuando esto suceda, el exceso de material asfáltico acumulado se retirará inmediatamente por medio de cepillos. La capa impregnada deberá ser cerrada al tránsito por lapso mínimo de 48 horas.

Carpeta de concreto hidráulico

Sobre la capa subbase impregnada, se construirá la losa de concreto hidráulico, en el área de la carretera previamente trazada. Antes de iniciar su colado, se humedecerá uniformemente dicha capa, evitando la formación de charcos.

Para efectos de mitigar la penetración de agua a las capas inferiores del pavimento, se recomienda la colocación de una membrana plástica de 600 micrones sobre la capa de subbase, de esta forma se evitará también la absorción de agua contenida en el concreto hidráulico.

Armado de la carpeta:

Barras de amarre.

A continuación, en la Tabla 15 se indican los tamaños de varilla tipo que se pueden utilizar como barras de amarre para diferentes espesores de pavimentos.

Espesor de pavimento (cm)	Tamaño de varilla (cm)	Distancia al extremo libre			
		305 cm	366 cm	427 cm	732 cm
12.7	1.27x61	76 cm	76 cm	76 cm	71 cm
14	1.27x64	76 cm	76 cm	76 cm	64 cm
15.2	1.27x66	76 cm	76 cm	76 cm	58 cm
16.5	1.27x69	76 cm	76 cm	76 cm	53 cm
17.8	1.27x71	76 cm	76 cm	76 cm	51 cm
19.1	1.27x74	76 cm	76 cm	76 cm	46 cm
20.3	1.27x76	76 cm	76 cm	76 cm	43 cm
21.6	1.27x79	76 cm	76 cm	91 cm	41 cm
22.9	1.59x76	91 cm	91 cm	91 cm	61 cm
24.1	1.59x79	91 cm	91 cm	91 cm	58 cm
25.4	1.59x81	91 cm	91 cm	91 cm	56 cm
26.7	1.59x84	91 cm	91 cm	91 cm	53 cm
27.9	1.59x86	91 cm	91 cm	91 cm	51 cm
29.2	1.59x89	91 cm	91 cm	91 cm	48 cm
30.5	1.59x91	91 cm	91 cm	91 cm	46 cm

Tabla 15. Recomendaciones de espaciamiento para barras de amarre. *Fuente: CEMEX.*

Las barras de amarre deberán ser del no. 4, de longitud 76 cm a cada 76 cm de distancia. Debido a que las losas se encuentran confinadas por losas adyacentes o por las guarniciones, aunado a que el pavimento tendrá una cuantía de acero para controlar los cambios por temperatura.

Mallas electrosoldadas.

Las mallas electrosoldadas no cumplen una función estructural en los pavimentos rígidos. Su uso se justifica para minimizar y/o controlar los agrietamientos por temperatura.

La separación entre los alambres que constituyen las mallas no deberá ser menor a 10 cm, ni mayor a 30.5 y 61 cm en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Con el fin de mejorar la calidad de colocación del concreto, se recomienda utilizar malla electrosoldada 6x6-10/10.

Los traslapes hacia los extremos de losa que normalmente se hacen, deberán realizarse en un ancho del orden de 30 veces el diámetro del alambre que corre en la dirección longitudinal y nunca será menor a 30 cm. En las orillas será del orden de 20 veces el diámetro del alambre transversal y nunca menor a 15 cm. La malla deberá extenderse del orden de 5.0 cm, pero no más de 15 cm hacia la parte exterior de las orillas de las losas.

La altura de colocación de la malla, contada a partir de la superficie de la losa, dependerá del análisis estructural realizado por un ingeniero estructural, sin embargo, se deberá cumplir por lo menos la altura de 6.0 cm medida a partir de la superficie para garantizar el adecuado recubrimiento.

Colado de losas:

Previamente se deberán colocar y fijar las barras de amarre conforme a lo indicado en la Tabla 15, así como también se deberá garantizar que las cimbras tengan la forma adecuada para dar soporte lateral a la losa y la forma requerida, considerando que la losa se construirá en tableros de hasta 4.80 m de largo por la mitad del ancho total de la calle pues, de acuerdo con el espesor obtenido, se recomienda lo siguiente (Figura 6.12):

- Separación máxima de juntas transversales: x = 4.80 m.
- Rango de separación de juntas longitudinales: $y_1 = 3.0$ a $y_2 = 4.5$ m
- Procurar que la relación, largo/ancho de las losas esté entre 0.71 y 1.40

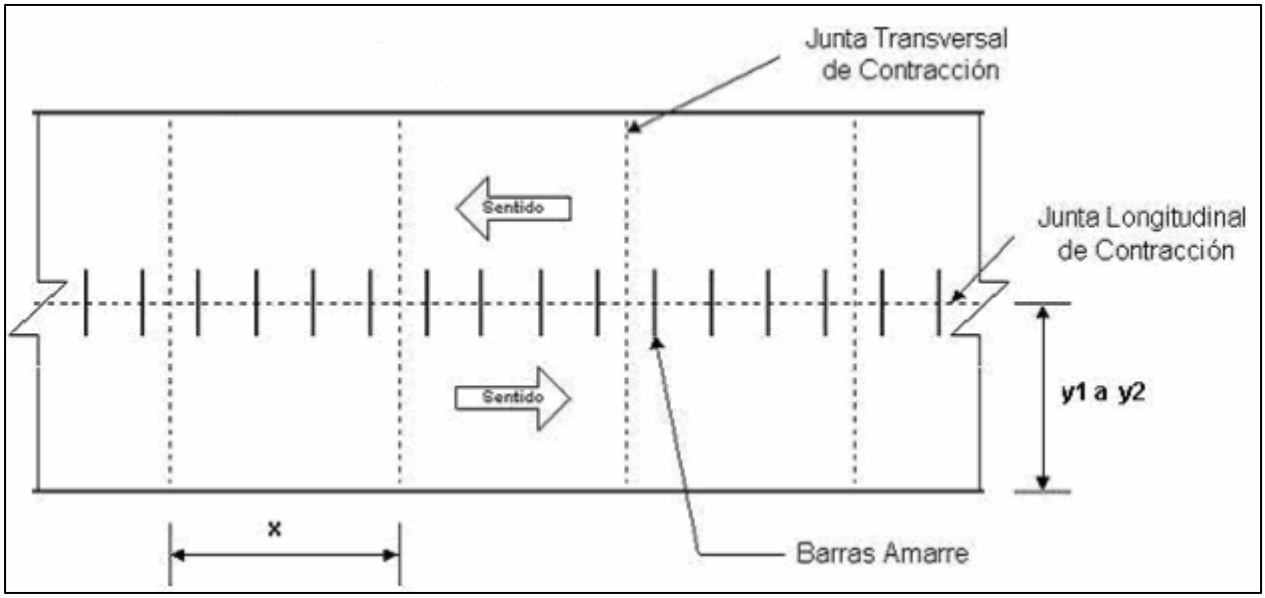


Figura 6.12. Croquis de la configuración del pavimento.

Al colocar las cimbras, deberán quedar apoyadas en toda su longitud y al nivel especificado que dé continuidad al nivel que se tiene en el camino en la zona que no se vio afectada por el mecanismo de falla. Las secciones de la cimbra deberán unirse de tal manera que no se desplacen en ninguna dirección y su alineación y nivelación deberá verificarse antes de vaciar el concreto, así como también deberá limpiarse y engrasarse; y no deberá removerse antes de 12 horas después de colocar el concreto.

El concreto por utilizar deberá contar con un módulo de ruptura mínimo $MR = 45\ {}^{kg}/_{cm^2}$, obtenido de acuerdo con la norma ASTM C 78.

La compactación o acomodo del concreto se hará por medio de vibradores de inmersión o en su defecto con una vibración lateral por percusión que se conseguirá al golpear la cimbra y con la introducción constante de una varilla en el interior de la losa. Para el acabado superficial, se podrá

emplear una regla de madera, con longitud suficiente para cubrir el ancho de la losa, teniendo cuidado en no dejar protuberancias y/o concavidades en la superficie. Para el aplanado se usarán llanas grandes con mango largo, para trabajar desde fuera de los moldes y se deberá dar un acabado rugoso con el fin de tener un coeficiente de rugosidad que evite el deslizamiento de los vehículos.

Una vez que el concreto se encuentre endurecido, pero aun sin fraguar completamente, se procederá al curado, aplicando a la superficie expuesta una membrana impermeable que impida la evaporación del agua que contiene la masa de concreto.

Se deberá incluir en la construcción de las losas, juntas constructivas entre los tableros, los cuales se deberán modular con un patrón de 4.80 m de largo por la mitad del ancho total de la carretera.

Construcción de juntas

Las losas de concreto hidráulico deberán ser capaces de absorber los esfuerzos producidos por las contracciones y dilataciones que originan los cambios de temperatura, así como las contracciones debidas al fraguado del concreto. Para tal fin se proporcionarán las juntas que permitan una transmisión de carga eficiente entre losas adyacentes, con lo que se logrará un apropiado trabajo de conjunto.

A continuación, se describen los diversos tipos de junta y sus funciones, así como el sitio en el que deberán usarse.

Juntas longitudinales.

Se emplearán cuando el concreto hidráulico se coloque por franjas longitudinales. Para forjarlas se utilizará la cimbra lateral a la que se le formará un entrante, que resultará en un machihembrado cuando se construye la franja adyacente al colocar el concreto de la misma contra el borde de la anterior. Ver la Figura 6.13 para detalles.

Se tienen las siguientes precisiones, aplicables:

- En las juntas de construcción longitudinal, la junta podrá ser machimbrada o recta, dependiendo del procedimiento constructivo.
- En la junta de construcción longitudinal recta la barra de amarre deberá utilizarse forzosamente en todos los casos, para garantizar la unión de dos tableros contiguos.

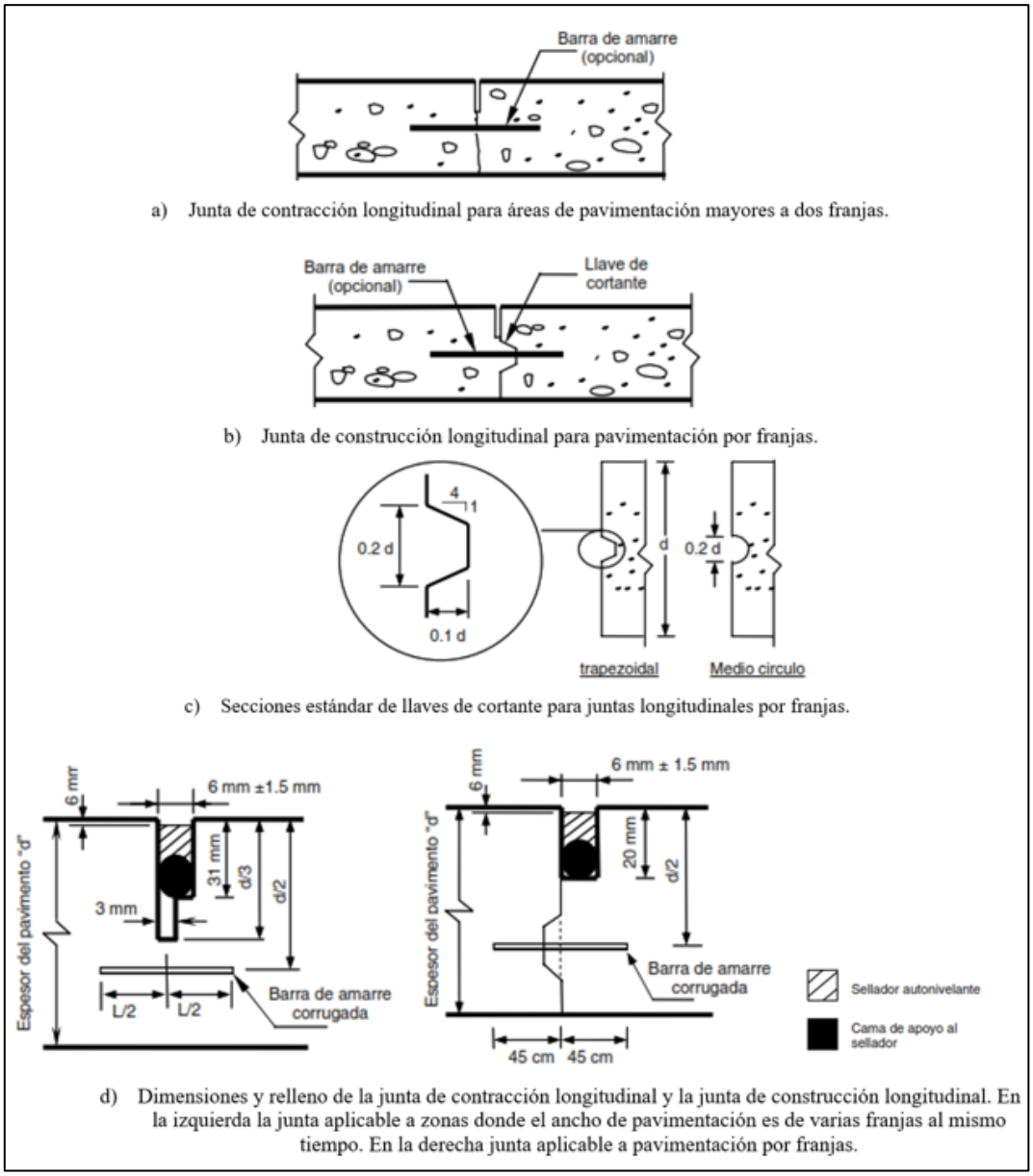


Figura 6.13. Configuración típica de una junta longitudinal. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977)

Juntas transversales de contracción.

Se construirán a intervalos regulares para permitir las contracciones de las losas del concreto motivadas por el fraguado de este. En estos sitios se prefijan en las losas los "caminos" en que deberá presentarse el agrietamiento consecuente, lo cual se logra por medio de una ranura hecha por inserto durante la colocación del concreto, o con disco abrasivo en el concreto ya endurecido (cuando aún no alcanza su resistencia de proyecto). Ver Figura 6.14 para detalles.

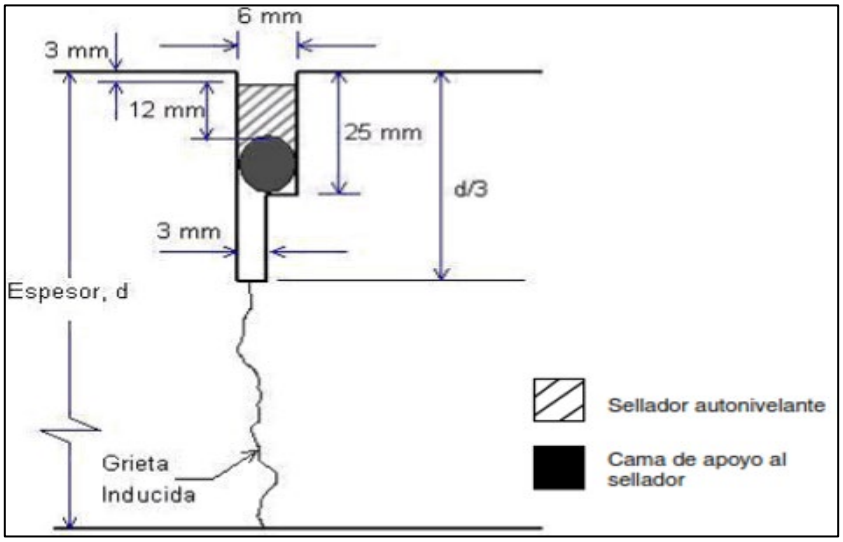


Figura 6.14. Configuración típica de una junta de contracción. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977).

Juntas de expansión.

Se utilizarán en los lugares en que haya cambios considerables en la geometría de las áreas pavimentadas, en estrechamientos de zonas pavimentadas y en cambios bruscos de dirección de las franjas del pavimento.

La función de estas juntas (Figura 6.15), será la de permitir la expansión de las losas, a fin de que no se generen esfuerzos adicionales en el pavimento, como consecuencia de la dilatación por efecto de los cambios de temperatura.

Este tipo de juntas también debe construirse en los sitios donde pudiera afectarse algún elemento estructural, tales como registros, rejillas, columnas, bardas, etc. (ver Figura 6.15)

El ancho de las juntas de aislamiento se recomienda entre ½" a 1" (12 a 25 mm) ya que con anchos superiores se pueden presentar movimientos excesivos, se debe utilizar material no absorbente ni reactivo a base de celotex o equivalente en calidad y características.

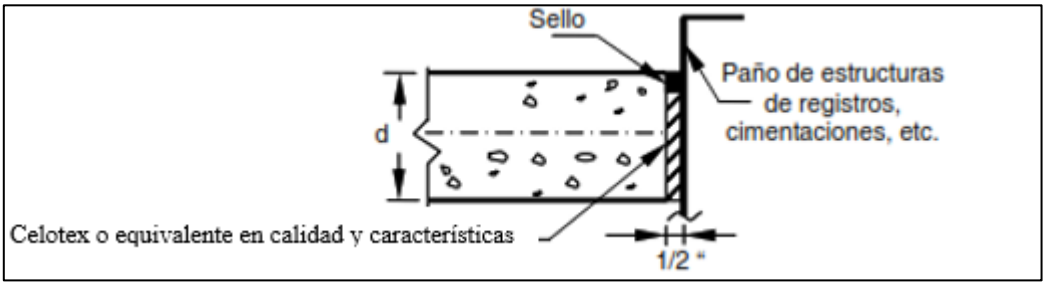


Figura 6.15. Junta de aislamiento o de borde. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977).

Junta transversal de construcción.

Se emplearán para los casos en que resulte forzoso suspender la colocación del concreto en el pavimento (lapsos mayores de 30 minutos). Se procurará ubicarlas coincidentes con una junta de contracción, asegurando su funcionamiento con pasajuntas de varillas lisas de acero empotradas, las cuales se engrasarán en su extremo libre para reanudar el colado, a fin de evitar el anclaje.

Todas las juntas deberán rellenarse con cemento asfáltico, en caliente como sellador, según indica la Figura 6.16.

Las ranuras en las juntas se reconstruirán por inserto y tendrán un ancho máximo de 1.3 cm para asegurar la buena colocación del material de sellado.

El relleno de las ranuras deberá hacerse dentro de un plazo en el cual no se propicien fallas de orilla al producirse las expansiones de las losas. Antes del relleno, la ranura deberá limpiarse y secarse con aire a presión.

Las losas de concreto localizadas en las orillas de las zonas pavimentadas deberán engrosarse en su orilla extrema, hasta en un 20 %, respecto al espesor calculado de proyecto. El engrosamiento comenzará a partir de la parte media de la menor dimensión de la losa.

La distribución y el tamaño de las losas en campo estarán sujetos a las siguientes recomendaciones para evitar agrietamientos indeseables:

- La dimensión máxima de una losa será de 4.80 m.
- Se evitarán al máximo en las losas, ángulos agudos en las esquinas.
- La proporción largo - ancho deberá estar comprendida entre 0.75 y 1.40.

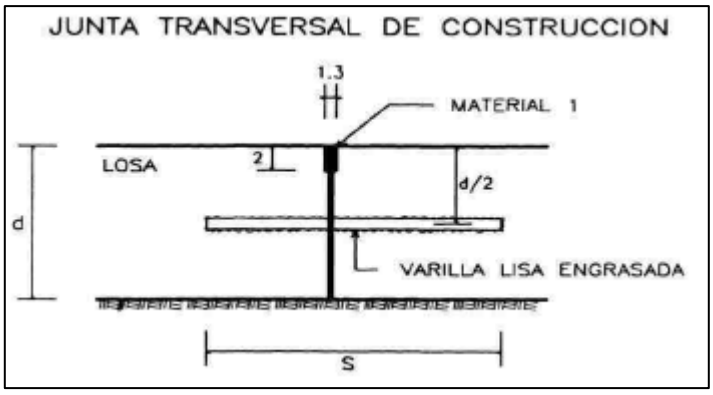


Figura 6.16. Configuración típica de una junta transversal. *Fuente:* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 1977).

7. Conclusiones

1. Durante las visitas de campo en enero y mayo de 2023 se identificó que la carretera no cuenta con obras de drenaje, que permitan el desalojo del agua y que eviten la infiltración de ésta en el terreno de desplante de la carretera. Se identificó que la carretera no cuenta con una sección de terracerías, únicamente fue desplantada sobre el terreno natural y la carpeta tiene un espesor de 20 cm.

2. De acuerdo con los resultados obtenidos en la exploración geotécnica fue posible identificar de manera general las unidades que se describen a continuación:

Capa vegetal. En la cara del talud, con un espesor de 5 cm, se detecta una capa de suelo vegetal conformada por una arcilla de color café oscuro, con apreciable contenido de raíces. Cabe mencionar que, debajo de la carpeta de concreto hidráulico se descarta la presencia de este estrato, pero en la ladera que se encuentra al costado izquierdo de la carretera, del lado del panteón, llega a tener espesores de hasta 20 cm.

Unidad I. Subyaciendo a la carretera y hasta la máxima profundidad explorada, de 3.00 m, se detectó una formación, derivada del intemperismo de las rocas arenisca y lutitas presentes en la Formación Chivillas Inferior, constituida por arcillas de baja plasticidad (CL), poco arenosas, con grumos cementados del mismo material, de textura predominantemente porosa, con fisuras, de color café rojizo y de consistencia dura.

3. La revisión de la estabilidad se ejecutó considerando la condición más desfavorable, es decir, la de mayor altura dentro del tramo donde se encuentra la casa desplantada sobre la cara del talud. Se realizó un análisis en cada margen del corte en condiciones estáticas y pseudoestáticas, utilizando el software Slide V.6.0, aplicando los métodos de Fellenius, Bishop simplificado y Morgenstern y Price para encontrar la superficie de falla crítica.

4. Los resultados del análisis de estabilidad indican que el mecanismo de falla que rige el comportamiento del talud es un deslizamiento rotatorio con falla por la base del talud. Sin embargo, los factores de seguridad obtenidos señalan que el talud es estable, aunque la presencia de agua y de eventos sísmicos pueden disminuir significativamente los factores de seguridad.

5. Es posible que los elementos que hicieron posible la falla existente en el talud hayan sido: Una situación desfavorable en el Nivel de Aguas Freáticas por temporada de lluvias, la ausencia de elementos básicos para el drenaje del agua superficial que escurre durante la temporada de lluvias, la influencia de un evento sísmico de magnitud importante como el sismo del 19 de septiembre del

2017, las condiciones de intemperismo o de interacción entre las partículas de suelo que propiciaron que las propiedades mecánicas del material hayan sido similares a las obtenidas en la prueba de Corte Directo o que la preparación y la conformación del terreno antes de construir la losa de la carretera hayan tenido una falta de supervisión o de control de calidad, lo cual se puede traducir en una mala compactación del material en el que se desplantó la carretera.

6. La propuesta de solución está encaminada a atender los factores que se enlistan en el apartado anterior y consta de la ejecución de trabajos preliminares de demolición y despalme, construcción de cunetas, obras de alivio, instalación de drenes de penetración transversal y restauración del pavimento de concreto hidráulico.

7. El diseño de pavimentos, realizado por el método de la Portland Cement Association (PCA) resultó en un espesor de losa de 20.0 cm, con una subbase de 20 cm y una subrasante de 30 cm de espesor y su procedimiento constructivo se indica en el capítulo 6.3.1.

8. En toda la longitud de la cara del talud, se recomienda protegerlo contra el intemperismo, haciendo uso de algún geotextil, o de concreto lanzado o bien con el arropamiento del talud/terraplén, según sea el caso, con una capa vegetal que constaría de un suelo con potencial para propiciar el crecimiento de vegetación en la cara del talud.

9. Se recomienda realizar exploración adicional para determinar con exactitud la profundidad del estrato de suelo que se detectó, así como también la caracterización geológica y geofísica del sitio. Esto con el objetivo de descartar la presencia de alguna falla geológica o identificar la presencia de un flujo de agua interno en profundidades mayores a las del alcance de la exploración realizada para la elaboración de este documento.

8. Referencias

Comisión Federal de Electricidad, 2015. *Manual de Diseño de Obras Civiles.* México: Comisión Federal de Electricidad.

CONAGUA, 2019. Diseño de Bocas de Tormenta. En: *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Drenaje Pluvial Urbano (MAPAS 19).* México: Comisión Nacional del Agua, pp. 315-343.

CONAGUA, 2019. Proyectos de Alcantarillado Sanitario. En: *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Datos Básicos Para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado (MAPAS 4).* México: Comisión Nacional del Agua, pp. 39-42.

Cuevas, A. C. & Cadengo, M., 2020. Clasificación Oficial de Carreteras en México. *NOTAS IMT: Publicación Bimestral de Divulgación Externa,* 4(188).

Das, B. M., 2013. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.* 4ta ed. México: Cengage learning.

Demeneghi Colina, A., Puebla Cadena, M. & Sanginés García, H., 2022. *Apuntes de Mecánica de Suelos.* 1ra ed. México: UDAE Ingeniería.

Fine Software, s.f. *Ayuda en Línea Método de Morgentern y Price.* [En línea] Available at: https://www.finesoftware.es/ayuda-en-linea/geo5/es/morgenstern-price-01/ [Último acceso: 1 Octubre 2024].

ICAO, 2022. *Aerodrome Design Manual Part 3-Pavements.* Third Edition ed. Montreal: INTERNATIONAL CIVIL AVIATION ORGANIZATION.

Juárez Badillo, E. & Rico Rodríguez, A., 2021. *Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la mecánica de suelos.* 3ra ed. México: Limusa.

Juárez Badillo, E. & Rico Rodríguez, A., 2022. *Mecánica de Suelos II: Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos.* 2da ed. México: Limusa.

Mesa Lavista, M., Álvarez Pérez, J. & Chávez Gómez, J., 2020. Evaluación del factor de seguridad en taludes de terraplenes carreteros altos ante carga sísmica. *Revista de Ingeniería Sísmica,* Issue 103, pp. 1-17.

Ministerio del Agua Viceministerio de Servicios Básicos, 2007. *Reglamento Técnico de Diseño de Cunetas y Sumideros.* 3ra ed. Bolivia: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad .

Rico Rodríguez, A. & Del Castillo, H., 1977. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres: Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas I.* 1ra ed. México: LIMUSA.

Rico Rodríguez, A. & Del Castillo, H., 1977. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres: Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas II.* 1ra ed. México: LIMUSA.

Rico Rodríguez, A., Mendoza Díaz, A., Mayoral Grajeda, E. & Durán Hernández, G., 1995. Análisis Económico del Comportamiento de Secciones Estructurales de Carreteras en Diversas Circunstancias. *Instituto Méxicano del Transporte,* ISSN 0188-7297(61).

SCT, 2016. *N-PRY-CAR-4-02-002 Diseño Hidráulico de Obras Complementarias de Drenaje.* México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

SCT, 2021. *N-CMT-01-03/21: Características de los Materiales: Materiales para Subrasante.* 2da ed. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

SCT, 2021. *N-CMT-04-02-001/21: Características de los materiales: Materiales para Subbases.* 4ta ed. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

SCT, 2021. *N-CMT-1-01/21: Características de los Materiales: Materiales para Terraplén.* 3ra ed. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

SICT, 2023. *Secretaría de Infraestructura Comunicaciones y Transporte.* [En línea] Available at: https://www.sct.gob.mx/

Sotelo Ávila, G., 2002. *Hidráulica de Canales.* México: UNAM, Facultad de Ingeniería.

Whitlow, R., 1994. *Fundamentos de Mecánica de Suelos.* 2da ed. México, D.F.: CECSA.

9. Anexos

Los anexos están incluidos en las páginas subsecuentes.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE GEOTÉCNIA

LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA	:	Talud de la Calle Principal (Panteón)	**MUESTRA**	:	MC-02
LOCALIZACIÓN	:	Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca	**DESCRIPCIÓN**	:	Muestra fisurada café amarillento con algunos grumos café oscuro.
SONDEO	:	PCA-01			
PROFUNDIDAD	:	3.0 m (Respecto a la corona)	**FECHA**	:	25-may-23

CONTENIDO DE AGUA NATURAL

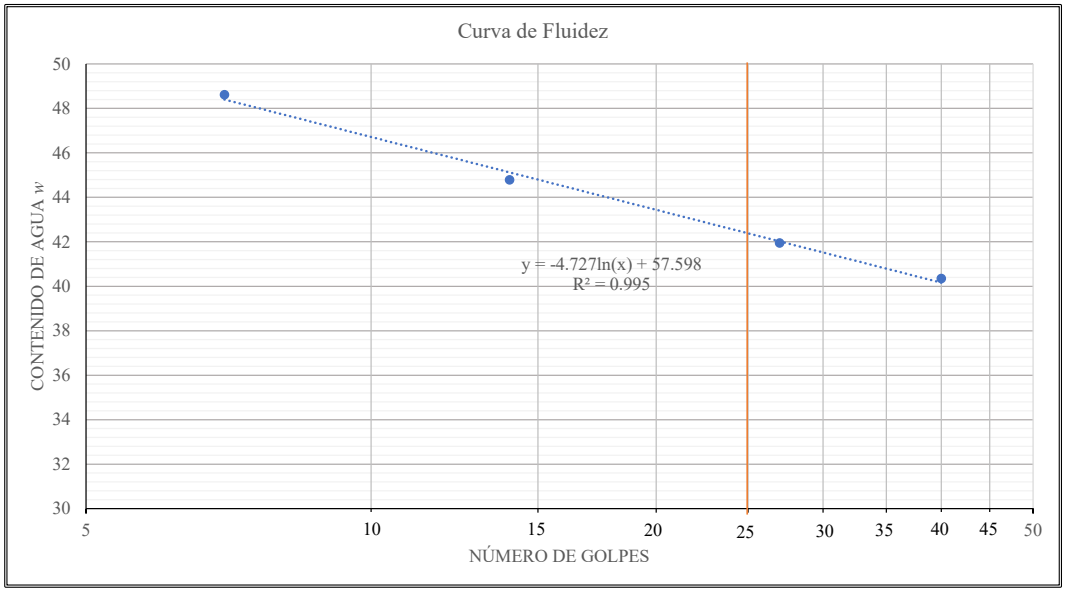
PRUEBA No.	CÁPSULA No.	MASA DE LA CÁPSULA m_{cap} g	MASA DE CÁPSULA MÁS SUELO HÚMEDO $m_{cap} + m_{sh}$ g	MASA DE CÁPSULA MÁS SUELO SECO $m_{cap} + m_s$ g	MASA DEL AGUA m_w g	MASA DEL SUELO SECO m_s g	CONTENIDO DE AGUA $w = \frac{m_w}{m_s} \times 100$ %
1	F5	114.49	191.95	178.46	13.49	63.97	21.088
2	F8	118.75	192.85	181.44	11.41	62.69	18.201
						PROMEDIO=	**19.644**

LÍMITE LÍQUIDO

PRUEBA No.	No. DE GOLPES 1	2	3	VIDRIO No.	MASA DEL VIDRIO g	MASA DE VIDRIO MÁS SUELO HÚMEDO g	MASA DE VIDRIO MÁS SUELO SECO g	MASA DEL AGUA g	MASA DEL SUELO SECO g	CONTENIDO DE AGUA %
1	39	40		U-6	38.16	42.16	41.01	1.15	2.85	40.351
2	27	27		Z-5	38.23	42.02	40.90	1.12	2.67	41.948
3	15	14		A-8	60.85	63.63	62.77	0.86	1.92	44.792
4	8	7		Y-5	38.20	44.65	42.54	2.11	4.34	48.618

LÍMITE PLÁSTICO

PRUEBA No.	VIDRIO No.	MASA DE VIDRIO g	MASA DE VIDRIO MÁS SUELO HÚMEDO g	MASA DE VIDRIO MÁS SUELO SECO g	MASA DEL AGUA g	MASA DEL SUELO SECO g	CONTENIDO DE AGUA %
1	T-41	10.54	11.26	11.13	0.13	0.59	22.034
2	12	9.51	10.48	10.30	0.18	0.79	22.785
3	T-23	10.98	12.26	12.02	0.24	1.04	23.077
					PROMEDIO =		**22.632**



w %	=	**19.644**
LL %	=	**42.382**
LP %	=	**22.632**
IP % = LL - LP	=	**19.750**
$F_w = \frac{w_2 - w_1}{\log\left(\frac{N_2}{N_1}\right)}$	=	**4.727**
$IL = \frac{w - LP}{IP}$	=	**-0.151**
$T_w = \frac{IP}{F_w}$	=	**4.178**

ECUACIONES PARA CLASIFICAR UN SUELO FINO

"A" I.P. = 0.73(LL-20)	=	**16.339**	**%**
"B" L.L. = 50%	>	**42.382**	**%**
"U" I.P.=0.90(LL - 8)	=	**30.944**	**%**

CLASIFICACIÓN DEL SUCS = **(CL) Arcilla de baja plasticidad color café claro amarillento con escazas raíces, con fisuras y parcialmente cementado.**

UNAM

FI_DICyG

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

REGISTRO PARA PRUEBA TRIAXIAL UU.

OBRA:	Talud de la Calle Principal (Panteón)
LOCALIZACIÓN:	Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca.
SONDEO:	PCA-01
MUESTRA:	MC-02
PROFUNDIDAD:	3.0 m (Respecto a la corona)

Observaciones Muestra fisurada café amarillento con algunos grumos café oscuro

FECHA: 31-may-23 **HORA:** 10:30 a. m.

σ_c = 1.5 kg/cm^2	
DATOS GENERALES [cm]	
D_s = 3.610	H_1 = 8.980
D_m = 3.620	H_2 = 8.860
D_i = 3.610	H_3 = 8.960
W_o = 174.04 gr	

σ_c = 2.0 kg/cm^2	
DATOS GENERALES [cm]	
D_s = 3.600	H_1 = 8.915
D_m = 3.605	H_2 = 8.940
D_i = 3.605	H_3 = 8.910
W_o = 174.25 gr	

σ_c = 2.5 kg/cm^2	
DATOS GENERALES [cm]	
D_s = 3.610	H_1 = 8.850
D_m = 3.610	H_2 = 8.765
D_i = 3.610	H_3 = 8.770
W_o = 173.93 gr	

TIEMPO hh:mm:ss	ΔP kg	P_{TOTAL} kg	MICRO mm	TIEMPO hh:mm:ss	ΔP kg	P_{TOTAL} kg	MICRO mm	TIEMPO hh:mm:ss	ΔP kg	P_{TOTAL} kg	MICRO mm
10:30:00	0	0	18.271	11:30:00	0	0	16.542	12:30:00	0	0	17.961
10:32:00	5	5	18.196	11:34:00	10	10	16.398	12:34:00	10	10	17.839
10:34:00	5	10	18.126	11:38:00	10	20	16.271	12:38:00	10	20	17.723
10:36:00	5	15	18.039	11:42:00	10	30	16.148	12:42:00	10	30	17.602
10:38:00	5	20	17.961	11:46:00	10	40	16.013	12:46:00	10	40	17.489
10:40:00	5	25	17.882	11:50:00	10	50	15.872	12:50:00	10	50	17.361
10:42:00	5	30	17.809	11:54:00	10	60	15.729	12:54:00	10	60	17.238
10:44:00	5	35	17.731	11:58:00	10	70	15.548	12:58:00	10	70	17.100
10:46:00	5	40	17.656	12:02:00	10	80	15.383	13:02:00	10	80	16.942
10:48:00	5	45	17.580	12:06:00	10	90	15.169	13:04:00	5	85	16.883
10:50:00	5	50	17.504	12:10:00	10	100	14.866	13:06:00	5	90	16.791
10:52:00	5	55	17.420	12:14:00	10	110	14.420	13:08:00	5	95	16.706
10:54:00	5	60	17.337	12:18:00	10	120	13.511	13:10:00	5	100	16.611
10:56:00	5	65	17.249	12:22:00	10	130	11.081	13:12:00	5	105	16.509
10:58:00	5	70	17.156	12:22:10	10	140	FALLA	13:14:00	5	110	16.386
11:00:00	5	75	17.051					13:16:00	5	115	16.250
11:02:00	5	80	16.940					13:18:00	5	120	16.079
11:04:00	5	85	16.812					13:20:00	5	125	15.863
11:06:00	5	90	16.667					13:22:00	5	130	15.580
11:08:00	5	95	16.489					13:24:00	5	135	15.217
11:10:00	5	100	16.250					13:26:00	5	140	14.629
11:12:00	5	105	15.033					13:28:00	5	145	13.457
11:14:00	5	110	13.091					13:30:00	5	150	FALLA
11:16:00	5	115	12.915								
11:18:00	5	120	FALLA								

	$\omega_{probeta}$ =	22.980%
CAP No.	A-1	
W_{CAP} =	111.69	gr
W_{CAP+SH} =	290.54	gr
W_{CAP+SS} =	257.12	gr

	$\omega_{probeta}$ =	23.265%
CAP No.	B-61	
W_{CAP} =	113.01	gr
W_{CAP+SH} =	291.3	gr
W_{CAP+SS} =	257.65	gr

	$\omega_{probeta}$ =	22.075%
CAP No.	F5	
W_{CAP} =	114.49	gr
W_{CAP+SH} =	286.97	gr
W_{CAP+SS} =	255.78	gr

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

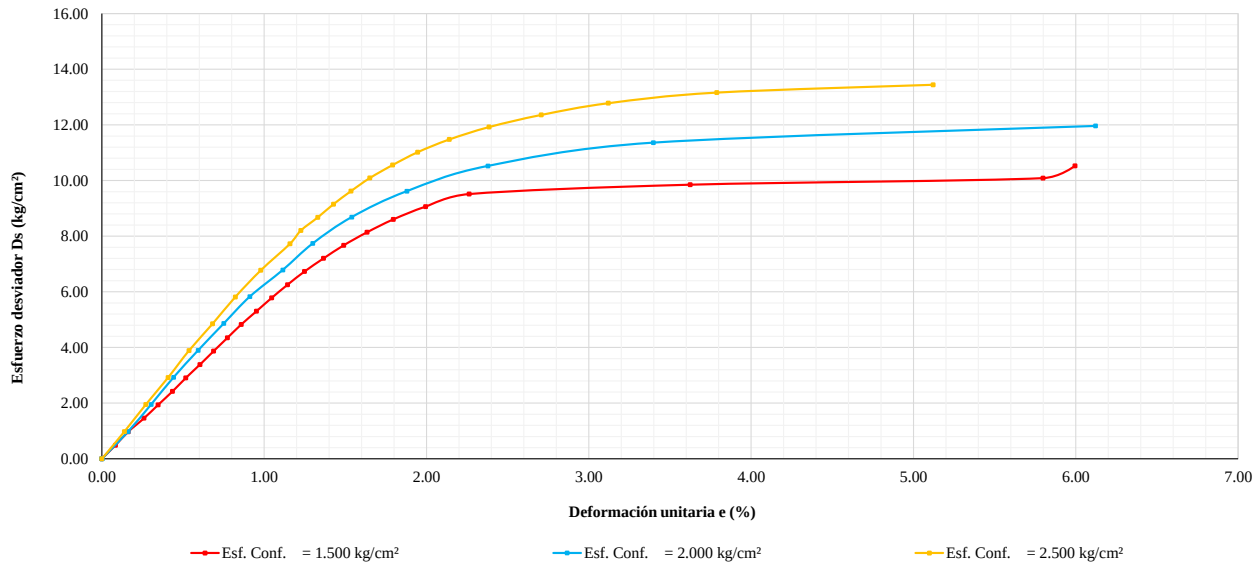
LABORATORIO DE GEOTÉCNIA: "FRANCISCO ZAMORA MILLÁN"

ENSAYE TRIAXIAL "UU"

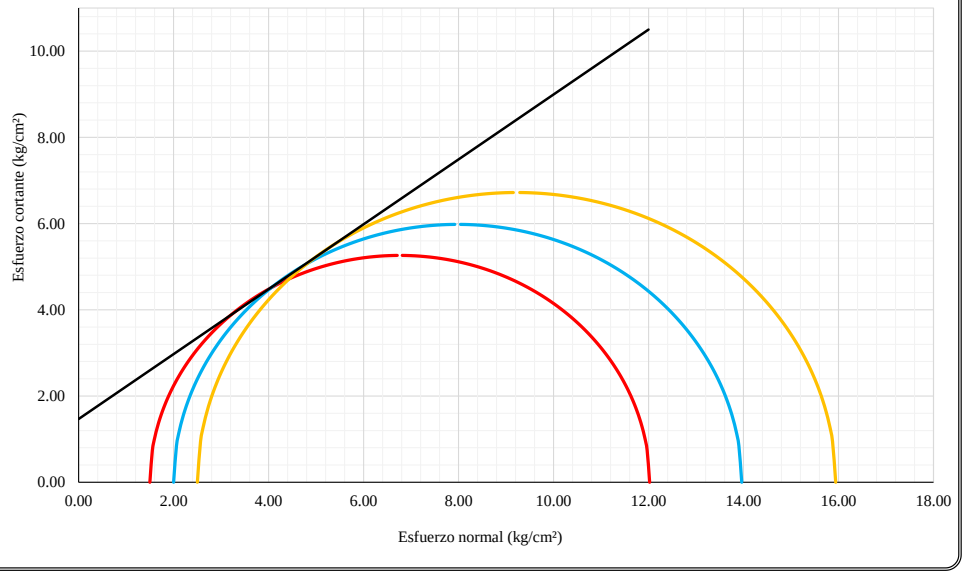
(ASTM D-2850)

SONDEO	LOCALIZACIÓN	FECHA DE LLEGADA A LABORATORIO	FECHA DE INICIO DE ENSAYE
PCA-01	Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca	2 de mayo del 2023	31 de mayo del 2023
MUESTRA	**PROFUNDIDAD** (m)	**LABORATORISTA**	**NUMERO DE PAGINA**
MC-02	3.0 m (Respecto a la corona)	FERNANDO CORTÉS ARELLANO	2 DE 2

Gráfica Esfuerzo-Deformación



Envolvente de falla



- **w** Contenido de agua
- **e** Relación de vacíos
- **Gw** Grado de saturación
- **γ_m** Masa volumétrica húmeda
- **L.L.** Límite líquido
- **I.P.** Índice plástico
- **Ss** Densidad de sólidos
- **σ_3** Esfuerzo Principal Menor (Confinante)
- **$\Delta\sigma$** Esfuerzo desviador Máximo
- **σ_1** Esfuerzo Principal Mayor
- **Φ** Ángulo de fricción
- **C** Cohesión

PROBETA	w %	e -	Gw %	γ_m ton/m^3	L.L. %	I.P. %	Ss -	σ_3 kg/cm²	$\Delta\sigma_{max}$ kg/cm²	σ_1 kg/cm²	E_{50} kg/cm²	C kg/cm²	Φ °
1	23.0	0.764	81.82	1.896	42	20	2.720	1.50	10.52	12.02	547	1.47	37
2	23.3	0.751	84.22	1.914				2.00	11.96	13.96	564		
3	22.1	0.719	83.56	1.932				2.50	13.44	15.94	566		
	22.77	0.745	83.20	1.914							559		

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE GEOTÉCNIA

PRUEBA CORTE DIRECTO

DATOS GENERALES

OBRA	Talud de la Calle Principal (Panteón)
LOCALIZACIÓN	Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca.
POZO No.	PCA-02
MUESTRA No.	02
PROFUNDIDAD	3.0 m (Respecto a la Corona)
DESCRIPCIÓN	Muestra fisurada café amarillento con algunos grumos café oscuro.

ETAPA DE FALLA **TIPO :**

NO CONSOLIDADA - NO DRENADA

PROBETA No. 1

DIMENSIONES MOLDE		
Largo =	5.080	*cm*
Ancho =	5.080	*cm*
Altura =	4.133	*cm*

CONSTANTE DE ANILLO		
kanillo =	33.250	*kg/mm*

CARGA VERTICAL		
P_{NORMAL} =	10.000	*kg*
σ_F =	0.388	*kg/cm²*

CONTENIDO DE AGUA		
TESTIGO		
Cáp. No. =	E-4	
$m_{cáp}$ =	117.920	*g*
$m_{cáp+Shúmedo}$ =	178.210	*g*
$m_{cáp+Sseco}$ =	167.590	*g*
PROBETA		
Cáp. No. =	E-5	
$m_{cáp}$ =	116.870	*g*
$m_{cáp+Shúmedo}$ =	177.080	*g*
$m_{cáp+Sseco}$ =	166.350	*g*

ALTURA LIBRE		
H_{libre1} =	2.140	*cm*
H_{libre2} =	2.110	*cm*
H_{libre3} =	2.160	*cm*
H_{libre4} =	2.120	*cm*
$H_{promedio}$ =	2.133	*cm*
DATOS DE PROBETA		
H_o =	2.000	*cm*
A_o =	25.806	*cm²*
m_m =	98.000	*g*
V_m =	51.6128	*cm³*
ρ_m =	1.899	*g/cm³*

Lec. Anillo *mm*	$P_{horizontal}$ *kg*	Microm. Hor. *mm*	$\delta_{horizontal}$ *mm*	τ *kg/cm²*	Microm. Ver. *mm*	$\delta_{vertical}$ *mm*
0.067	0.000	12.934	0.000	0.000	8.679	0.000
0.167	3.325	13.026	0.092	0.129	8.673	-0.006
0.301	7.781	13.096	0.162	0.301	8.670	-0.009
0.423	11.837	13.178	0.244	0.459	8.674	-0.005
0.512	14.796	13.295	0.361	0.573	8.722	0.043
0.473	13.500	13.557	0.623	0.523	8.876	0.197
0.419	11.704	13.847	0.913	0.454	9.004	0.325
0.392	10.806	14.120	1.186	0.419	9.096	0.417
0.376	10.274	14.379	1.445	0.398	9.173	0.494
0.359	9.709	14.639	1.705	0.376	9.241	0.562
0.342	9.144	14.900	1.966	0.354	9.301	0.622
0.328	8.678	15.168	2.234	0.336	9.351	0.672
0.317	8.313	15.427	2.493	0.322	9.390	0.711
0.314	8.213	15.674	2.740	0.318	9.424	0.745
0.305	7.914	15.927	2.993	0.307	9.455	0.776
0.296	7.614	16.183	3.249	0.295	9.486	0.807
0.290	7.415	16.694	3.760	0.287	9.539	0.860

$\tau_{máx}$ = 0.573 *kg/cm²*

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE GEOTÉCNIA

PRUEBA CORTE DIRECTO

DATOS GENERALES

OBRA	Talud de la Calle Principal (Panteón)
LOCALIZACIÓN	Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca.
POZO No.	PCA-02
MUESTRA No.	02
PROFUNDIDAD	3.0 m (Respecto a la Corona)
DESCRIPCIÓN	Muestra fisurada café amarillento con algunos grumos café oscuro.

ETAPA DE FALLA **TIPO :**

NO CONSOLIDADA - NO DRENADA

PROBETA No. 2

DIMENSIONES MOLDE		
Largo =	5.080	*cm*
Ancho =	5.080	*cm*
Altura =	4.133	*cm*

CONSTANTE DE ANILLO		
kanillo =	33.250	*kg/mm*

CARGA VERTICAL		
P_{NORMAL} =	15.000	*kg*
σ_F =	0.581	*kg/cm²*

CONTENIDO DE AGUA		
TESTIGO		
Cáp. No. =	B-5	
$m_{cáp}$ =	112.340	*g*
$m_{cáp+Shúmedo}$ =	173.840	*g*
$m_{cáp+Sseco}$ =	162.860	*g*
PROBETA		
Cáp. No. =	B-7	
$m_{cáp}$ =	111.870	*g*
$m_{cáp+Shúmedo}$ =	172.560	*g*
$m_{cáp+Sseco}$ =	161.860	*g*

ALTURA LIBRE		
H_{libre1} =	2.140	*cm*
H_{libre2} =	2.110	*cm*
H_{libre3} =	2.160	*cm*
H_{libre4} =	2.120	*cm*
$H_{promedio}$ =	2.133	*cm*
DATOS DE PROBETA		
H_o =	2.000	*cm*
A_o =	25.806	*cm²*
m_m =	98.000	*g*
V_m =	51.6128	*cm³*
ρ_m =	1.899	*g/cm³*

Lec. Anillo *mm*	$P_{horizontal}$ *kg*	Microm. Hor. *mm*	$\delta_{horizontal}$ *mm*	τ *kg/cm²*	Microm. Ver. *mm*	$\delta_{vertical}$ *mm*
0.085	0.000	13.224	0.000	0.000	7.881	0.000
0.233	4.921	13.256	0.032	0.191	7.879	-0.002
0.386	10.008	13.313	0.089	0.388	7.876	-0.005
0.514	14.264	13.400	0.176	0.553	7.886	0.005
0.586	16.658	13.549	0.325	0.646	7.931	0.050
0.543	15.229	13.827	0.603	0.590	8.028	0.147
0.511	14.165	14.109	0.885	0.549	8.108	0.227
0.489	13.433	14.378	1.154	0.521	8.167	0.286
0.480	13.134	14.631	1.407	0.509	8.215	0.334
0.468	12.735	14.888	1.664	0.493	8.258	0.377
0.454	12.269	15.148	1.924	0.475	8.297	0.416
0.443	11.904	15.412	2.188	0.461	8.334	0.453
0.442	11.870	15.657	2.433	0.460	8.365	0.484
0.433	11.571	15.910	2.686	0.448	8.397	0.516
0.426	11.338	16.164	2.940	0.439	8.432	0.551
0.411	10.840	16.430	3.206	0.420	8.466	0.585
0.406	10.673	16.689	3.465	0.414	8.496	0.615
0.400	10.474	16.944	3.720	0.406	8.525	0.644

$\tau_{máx}$ = 0.646 *kg/cm²*

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE GEOTÉCNIA

PRUEBA CORTE DIRECTO

DATOS GENERALES

OBRA	Talud de la Calle Principal (Panteón)
LOCALIZACIÓN	Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca.
POZO No.	PCA-02
MUESTRA No.	02
PROFUNDIDAD	3.0 m (Respecto a la Corona)
DESCRIPCIÓN	Muestra fisurada café amarillento con algunos grumos café oscuro.

ETAPA DE FALLA **TIPO :**

NO CONSOLIDADA - NO DRENADA

PROBETA No. 3

DIMENSIONES MOLDE		
Largo =	5.080	*cm*
Ancho =	5.080	*cm*
Altura =	4.133	*cm*

CONSTANTE DE ANILLO		
kanillo =	33.250	*kg/mm*

CARGA VERTICAL		
P_{NORMAL} =	20.000	*kg*
σ_F =	0.775	kg/cm^2

CONTENIDO DE AGUA		
TESTIGO		
Cáp. No. =	A-8	
$m_{cáp}$ =	109.910	*g*
$m_{cáp+Shúmedo}$ =	171.190	*g*
$m_{cáp+Sseco}$ =	160.900	*g*
PROBETA		
Cáp. No. =	A-5	
$m_{cáp}$ =	110.330	*g*
$m_{cáp+Shúmedo}$ =	172.190	*g*
$m_{cáp+Sseco}$ =	161.460	*g*

ALTURA LIBRE		
H_{libre1} =	2.140	*cm*
H_{libre2} =	2.110	*cm*
H_{libre3} =	2.160	*cm*
H_{libre4} =	2.120	*cm*
$H_{promedio}$ =	2.133	*cm*
DATOS DE PROBETA		
H_o =	2.000	*cm*
A_o =	25.806	cm^2
m_m =	98.000	*g*
V_m =	51.6128	cm^3
ρ_m =	1.899	g/cm^3

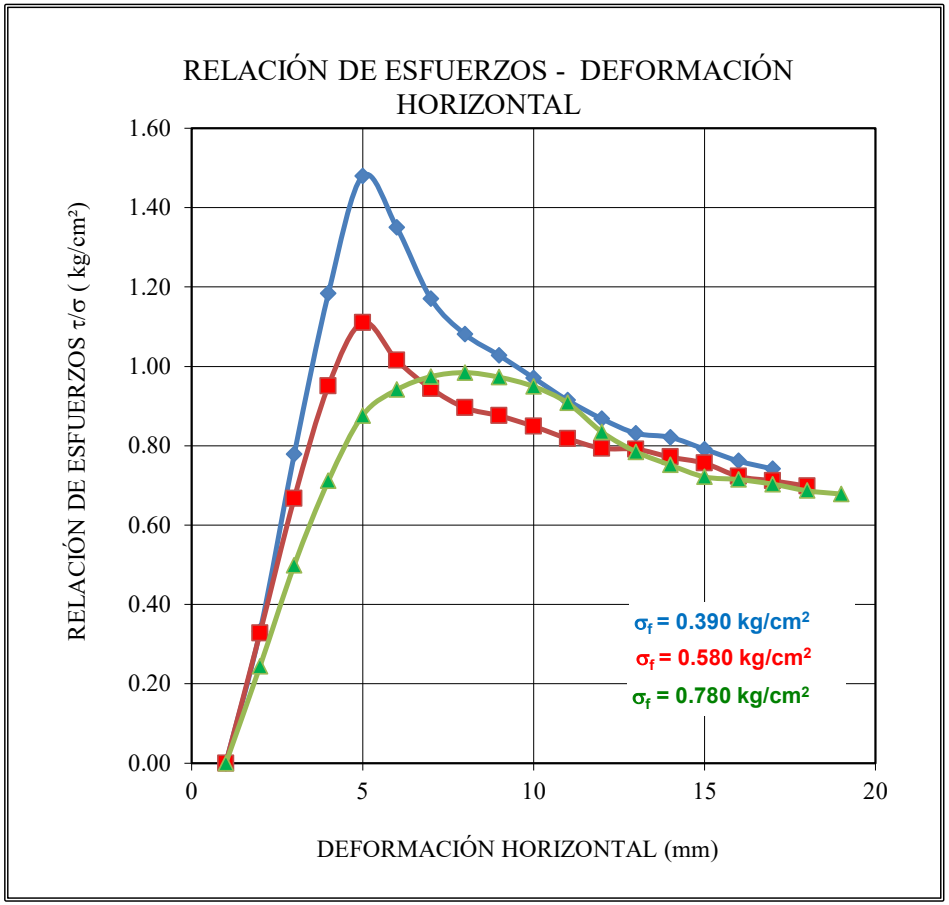
Lec. Anillo *mm*	$P_{horizontal}$ *kg*	Microm. Hor. *mm*	$\delta_{horizontal}$ *mm*	τ kg/cm^2	Microm. Ver. *mm*	$\delta_{vertical}$ *mm*
0.070	0.000	13.920	0.000	0.000	8.176	0.000
0.217	4.888	13.943	0.023	0.189	8.174	-0.002
0.370	9.975	14.000	0.080	0.387	8.172	-0.004
0.498	14.231	14.091	0.171	0.551	8.172	-0.004
0.597	17.523	14.210	0.290	0.679	8.181	0.005
0.636	18.820	14.365	0.445	0.729	8.204	0.028
0.656	19.485	14.540	0.620	0.755	8.240	0.064
0.662	19.684	14.762	0.842	0.763	8.301	0.125
0.655	19.451	15.011	1.091	0.754	8.370	0.194
0.641	18.986	15.270	1.350	0.736	8.438	0.262
0.616	18.155	15.535	1.615	0.703	8.506	0.330
0.572	16.692	15.837	1.917	0.647	8.561	0.385
0.542	15.694	16.120	2.200	0.608	8.606	0.430
0.522	15.029	16.386	2.466	0.582	8.645	0.469
0.504	14.431	16.648	2.728	0.559	8.681	0.505
0.500	14.298	16.896	2.976	0.554	8.714	0.538
0.493	14.065	17.148	3.228	0.545	8.749	0.573
0.483	13.732	17.401	3.481	0.532	8.787	0.611
0.478	13.566	17.650	3.730	0.526	8.824	0.648

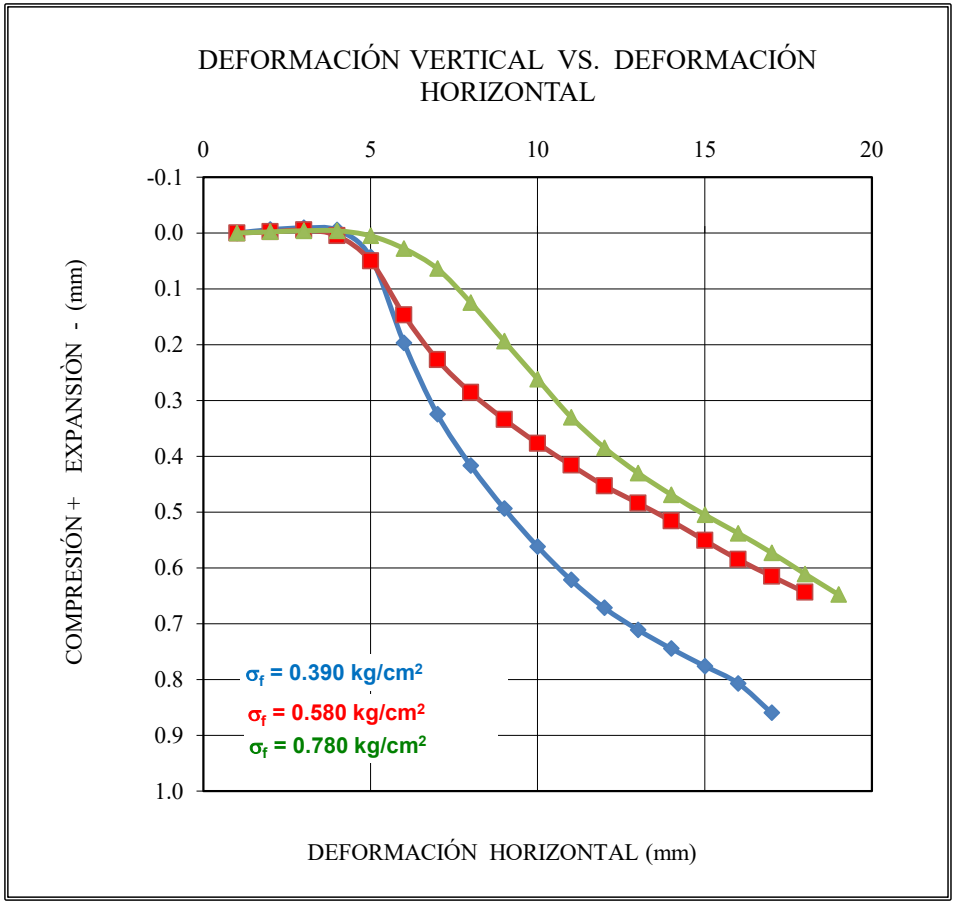
$\tau_{máx}$ = 0.763 kg/cm^2

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE GEOTÉCNIA

PRUEBA DE CORTE DIRECTO
NO CONSOLIDADA - NO DRENADA





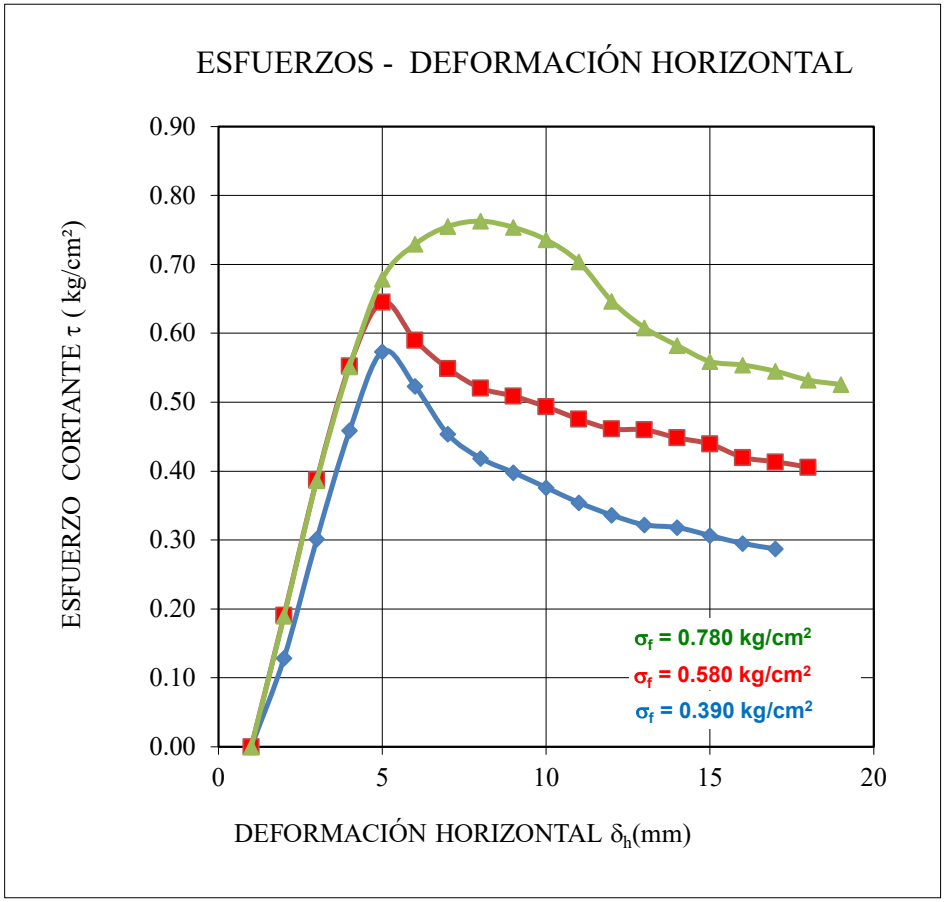
PRUEBA No.	g_m ton/m³	$w_{testigo}$ %	$w_{probeta}$ %	σ_{falla} kg/cm²	τ_{falla} kg/cm²	$\tau_{falla}/\sigma_{falla}$ -
1	1.899	21.381	21.686	0.388	0.573	1.480
2	1.899	21.734	21.404	0.581	0.646	1.111
3	1.899	20.180	20.986	0.775	0.763	0.984

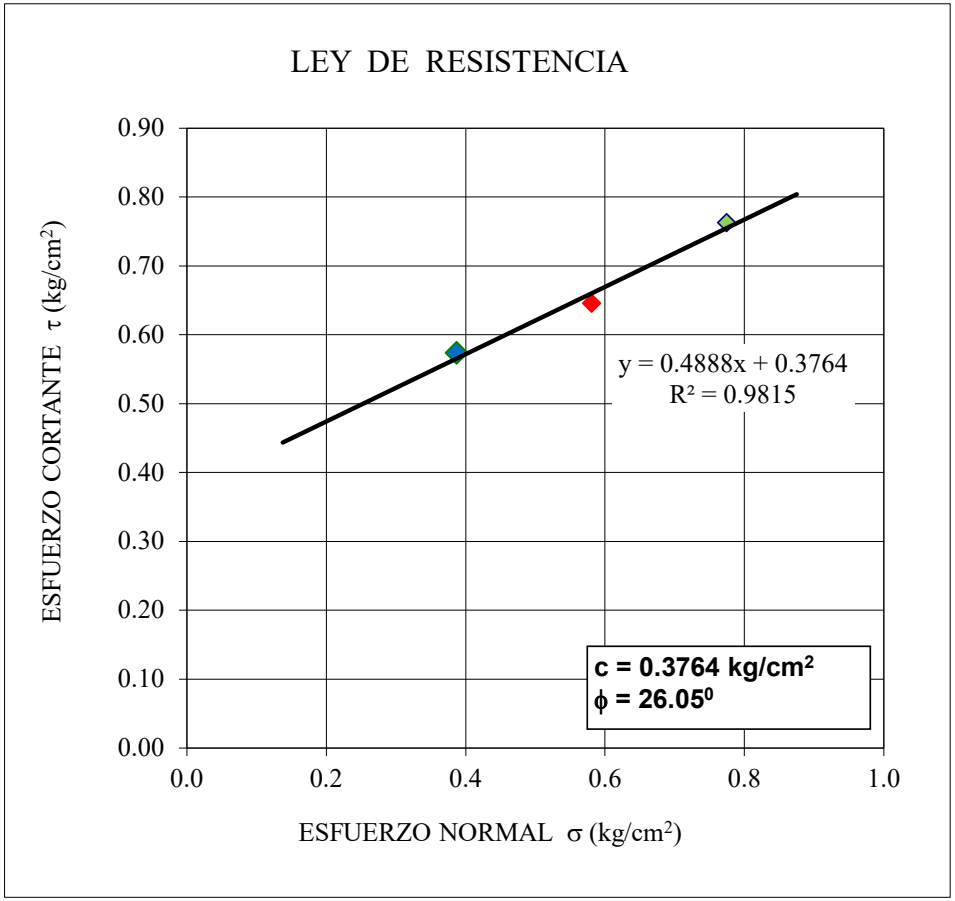
CORTE DIRECTO (NO CONSOLIDADA - NO DRENADA)			
PROYECTO:	Talud de la Calle Principal (Panteón)		
UBICACIÓN	Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca.	FECHA:	22/02/2024
SONDEO:	PCA-02	PROF:	3.0 m (Respecto a la Corona)
DESCRIPCIÓN:	Muestra fisurada café amarillento con algunos grumos café oscuro.		

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE GEOTÉCNIA

PRUEBA DE CORTE DIRECTO
NO CONSOLIDADA - NO DRENADA





PRUEBA No.	g_m ton/m³	w %	σ_{falla} kg/cm²	τ_{falla} kg/cm²	$\tau_{falla}/\sigma_{falla}$ -	$\tau_{residual}$ kg/cm²
1	1.899	21.533	0.388	0.573	1.480	0.287
2	1.899	21.569	0.581	0.646	1.111	0.406
3	1.899	20.583	0.775	0.763	0.984	0.526

CORTE DIRECTO (NO CONSOLIDADA - NO DRENADA)			
PROYECTO:	Talud de la Calle Principal (Panteón)		
UBICACIÓN	Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca.	FECHA:	22/02/2024
SONDEO:	PCA-02	PROF:	3.0 m (Respecto a la Corona)
DESCRIPCIÓN:	Muestra fisurada café amarillento con algunos grumos café oscuro.		

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE GEOTÉCNIA
"FRANCISCO ZAMORA MILLÁN"

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LOS SÓLIDOS O GRAVEDAD ESPECÍFICA DE UN SUELO.

OBRA: Talud de la Calle Principal (Panteón)
LOCALIZACIÓN: Chiquihuitlán de Benito Juárez, Oaxaca.
SONDEO: PCA-01
PROFUNDIDAD: 3.0 m (Respecto a la corona)

MUESTRA: MC-02
DESCRIPCIÓN: Muestra fisurada café amarillento con algunos grumos café oscuro.
FECHA: 05/08/2024

MÉTODO POR VÍA HÚMEDA PARA ARENAS Y FINOS

DETERMINACIÓN	MATERIAL 1 PRUEBA 1	MATERIAL 1 PRUEBA 2
Matraz No.	B4	A4
Masa matraz aforado m_{mw} (g)	657.63	657.02
Temperatura inferior (°C)	32.0	30.9
Temperatura media (°C)	32.0	30.9
Temperatura superior (°C)	32.0	31.0
Masa matraz + agua + suelo m_{mws} (g)	713.06	686.86
Cápsula No.	6	1
Masa de la cápsula m_c (g)	496.81	526.9
Masa de la cápsula + suelo m_{cs} (g)	584.25	574.14
Masa del suelo seco $m_s = m_{cs} - m_c$ (g)	87.44	47.24
Densidad relativa de los sólidos $G_s = \frac{m_s}{m_{mw} + m_s - m_{mws}}$	2.73	2.71

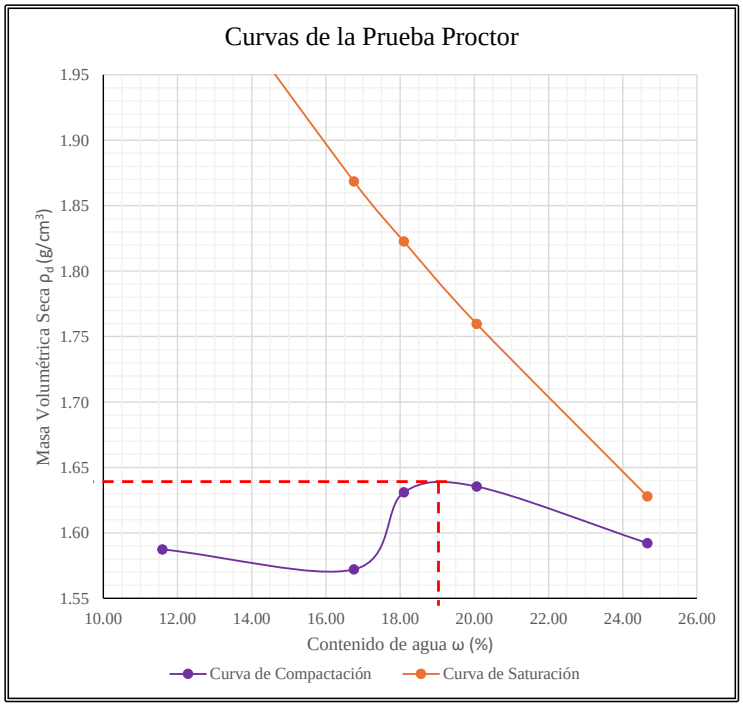
Observaciones:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
LABORATORIO DE GEOTÉCNIA "FRANCISCO ZAMORA MILLÁN"

PRUEBA DE COMPACTACIÓN
PROCTOR ESTÁNDAR MDT - 01

MOLDE NO.	1		MASA DEL MOLDE	4125.00	g
MASA DEL MARTILLO	2.50	kg	ALTURA DE CAÍDA	30.50	cm
NO. DE CAPAS	3		NO. DE GOLPES POR CAPA	25	
VOLUMEN DE MOLDE	937.08	cm^3	ENERGÍA ESPECÍFICA	6.10	kg cm/cm^3

PRUEBA NO.		1	2	3	4	5
MASA MOLDE + SUELO HÚMEDO	(g)	5785	5845	5930	5965	5985
MASA SUELO HÚMEDO	(g)	1660	1720	1805	1840	1860
MASA VOLUMÉTRICA HÚMEDA	(g/cm^3)	1.77	1.84	1.93	1.96	1.98
CÁPSULA NO.		D-6	B-0	B-8	E-4	A-5
MASA DE LA CÁPSULA	(g)	113.33	109.22	110.86	117.92	110.53
MASA CÁPSULA + SUELO HÚMEDO	(g)	156.54	157.51	150.53	162.68	146.21
MASA CÁPSULA + SUELO SECO	(g)	152.05	150.58	144.45	155.20	139.15
MASA DEL AGUA	(g)	4.49	6.93	6.08	7.48	7.06
MASA DE SÓLIDOS	(g)	38.72	41.36	33.59	37.28	28.62
CONTENIDO DE AGUA	(%)	11.60	16.76	18.10	20.06	24.67
MASA ESPECÍFICA SECA	(g/cm^3)	1.59	1.57	1.63	1.64	1.59
MASA ESPECÍFICA SECA (CURVA DE SATURACIÓN)	(g/cm^3)	2.07	1.87	1.82	1.76	1.63



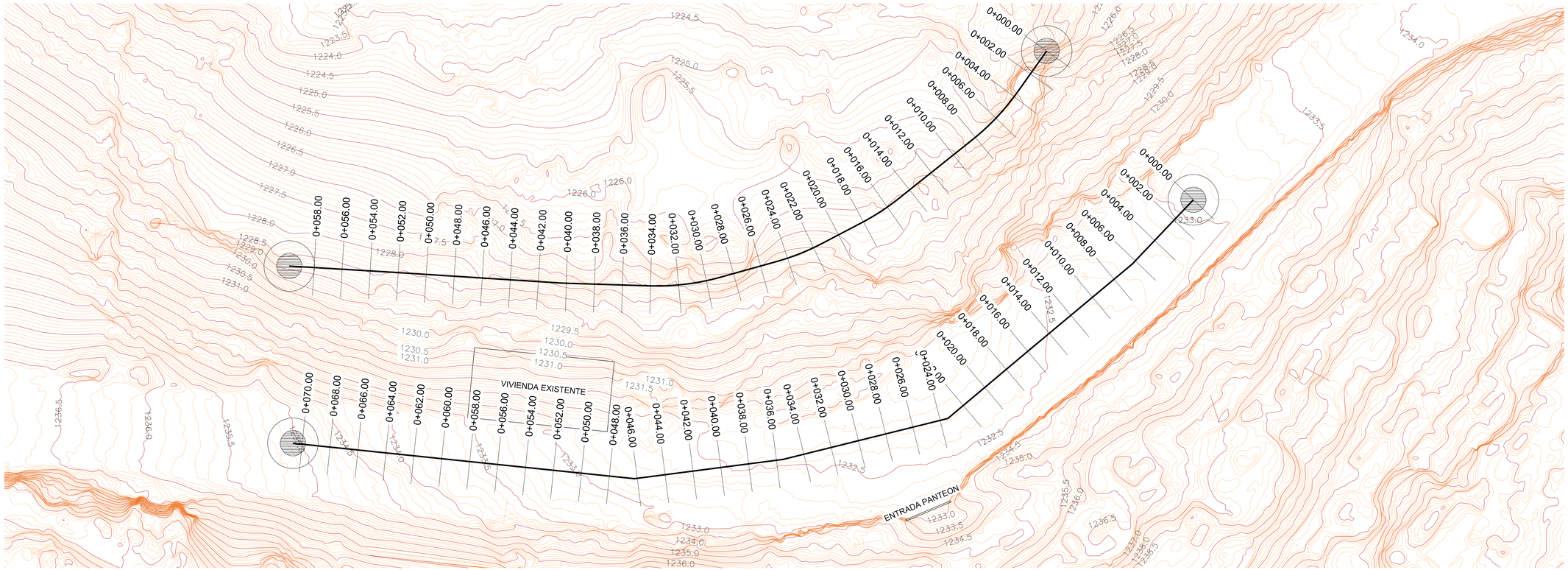
Curva de saturación

$$\rho_d = \frac{G_s}{1 + \omega G_s}\rho_w$$

G_s= 2.72

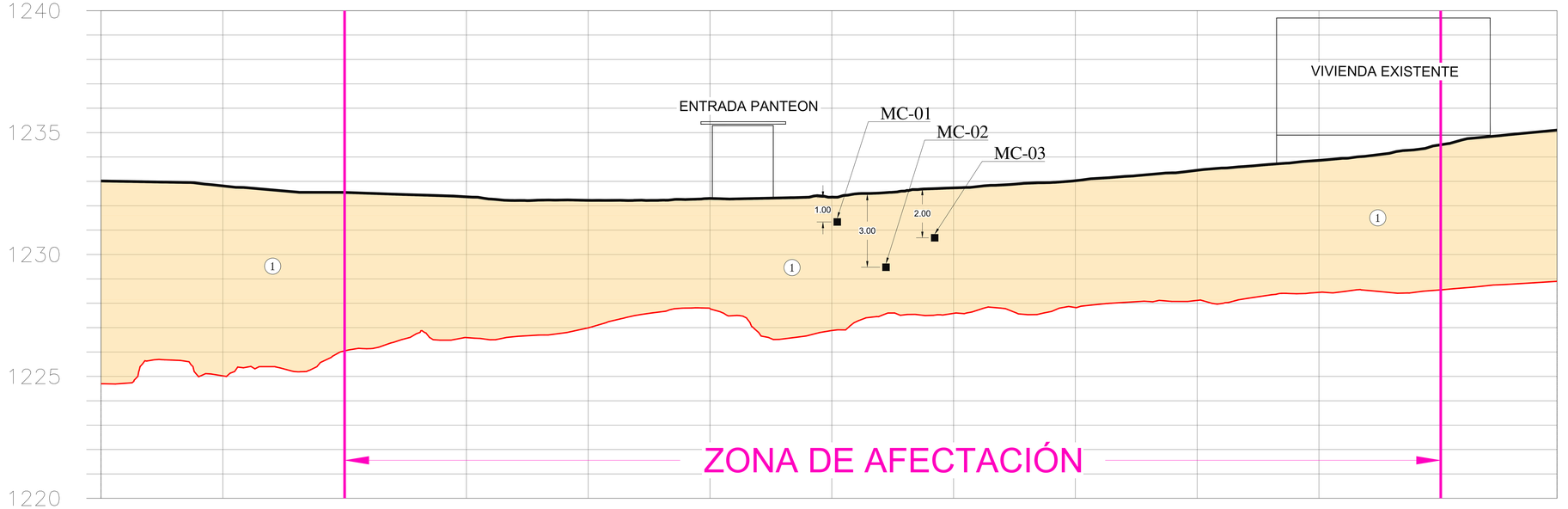
$\rho_{d\,máx}$= 1.64 g/cm^3

$\omega_{óptimo}$= 19.12 %



PLANTA GENERAL DEL TALUD

ESC. 1:150

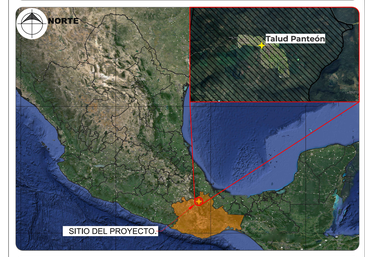


CADENAMIENTO	0+000	0+005	0+010	0+015	0+020	0+025	0+030	0+035	0+040	0+045	0+050	0+055	0+060
NIVEL DE TERRENO EN EL PIE DEL TALUD	1224.70	1225.02	1226.05	1226.59	1226.99	1227.78	1226.88	1227.59	1227.82	1228.12	1228.45	1228.55	1228.90
NIVEL DE TERRENO EN EL HOMBRO DEL TALUD	1233.06	1232.81	1232.60	1232.37	1232.27	1232.30	1232.40	1232.73	1233.01	1233.45	1233.91	1234.50	1235.15

CORTE ESTRATIGRÁFICO DEL SITIO

ESC. S/E

CROQUIS DE MICRO-LOCALIZACION



UBICACIÓN:

CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIHUITLÁN, SECCIÓN TERCERA, C.P. 68617, CHIQUIHUITLÁN DE BENITO JUÁREZ, OAXACA.

NOTAS GENERALES / SIMBOLOGÍA

- MUESTRA CÚBICA
- TRAZO DE LA CARRETERA
- TRAZO DEL TERRENO EN EL PIE DEL TALUD
- CURVA DE NIVEL MAYOR
- CURVA DE NIVEL MENOR
- NAF — NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS (NAF)
- (CL) ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD, DE COLOR CAFÉ CLARO AMARILLENTO, CON FISURAS, CON GRUMOS CEMENTADOS DEL MISMO MATERIAL Y DE CONSISTENCIA DURA.

DATOS DEL PROYECTO.

PROYECTO:

"ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL MUNICIPIO DE CHIQUIHUITLÁN DE BENITO JUÁREZ, OAXACA"

H. AYUNTAMIENTO CONSTITUCIONAL DE "CHIQUIHUITLÁN DE BENITO JUÁREZ".

ESTADO: (020) OAXACA
DISTRITO: (005) CUICATLÁN
REGIÓN: (001) SIERRA DE FLORES MAGÓN

MUNICIPIO: (027) CHIQUIHUITLÁN
LOCALIDAD: (0001) CABECERA MUNICIPAL.

POR LA AUTORIDAD MUNICIPAL

C. MARIO DEMETRIO PALACIOS VÁZQUEZ
PRESIDENTE MUNICIPAL CONSTITUCIONAL

ING. FERNANDO CORTÉS ARELLANO
DISEÑÓ

M.I. HÉCTOR SANGUINÉS GARCÍA
REVISÓ

PLANO:

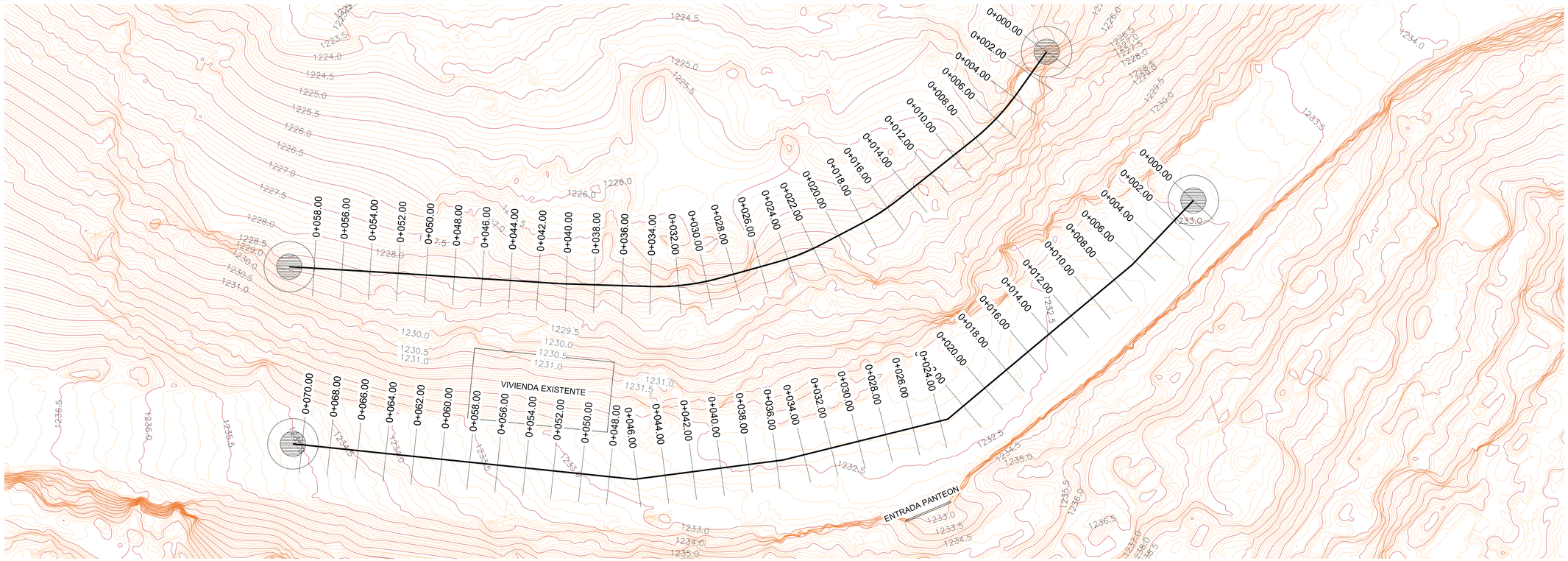
PLANTA GENERAL Y CORTE ESTRATIGRÁFICO
TLD-PLA-GEO-01

ESCALA: 1:100

FECHA: FEBRERO DE 2025

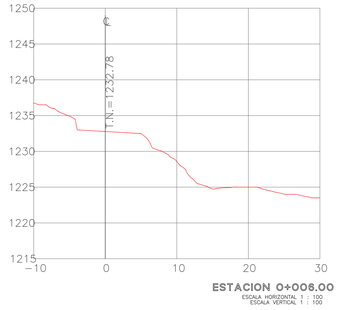
N° DE PLANO PARTICULAR: 01 de 01

N° DE PLANO GENERAL: 01 de 02

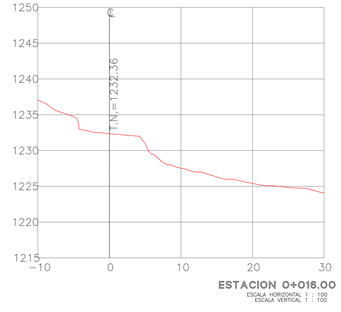


PLANTA GENERAL DEL TALUD

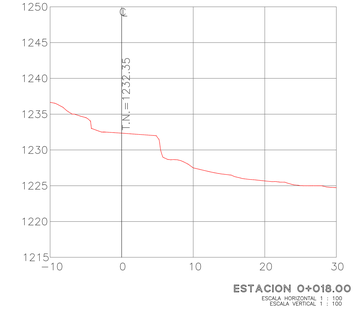
ESC. 1:150



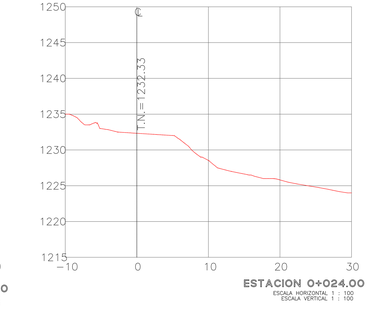
ESTACION 0+006.00
ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



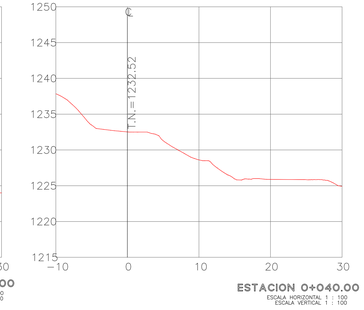
ESTACION 0+016.00
ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



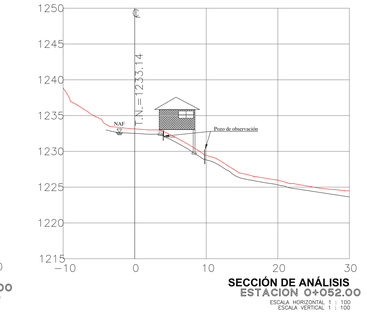
ESTACION 0+018.00
ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



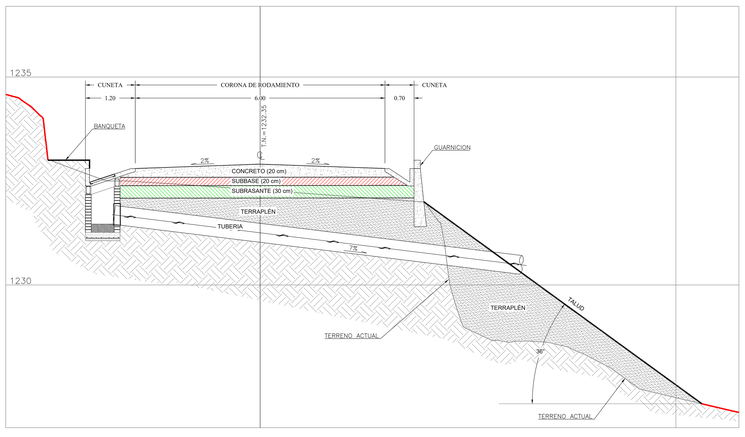
ESTACION 0+024.00
ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



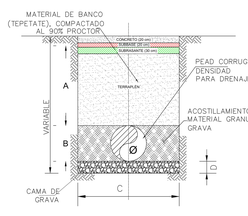
ESTACION 0+040.00
ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



SECCIÓN DE ANÁLISIS
ESTACION 0+052.00
ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100

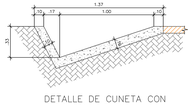


SECCIÓN CONSTRUCTIVA DE PAVIMENTOS
ESTACION 0+018.00
ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



DIMENSIONES				
Ø	A	B	C	D
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.15	0.90	0.15	0.60	0.10
0.20	0.90	0.20	0.60	0.10
0.25	0.90	0.25	0.70	0.10
0.30	0.90	0.30	0.75	0.10
0.35	0.90	0.35	0.85	0.10
0.40	0.90	0.40	0.90	0.10
0.45	1.10	0.45	1.00	0.10
0.50	1.10	0.50	1.10	0.10
0.60	1.10	0.60	1.20	0.13
0.75	1.10	0.75	1.45	0.14
0.90	1.10	0.90	1.70	0.15

DETALLE DE ZANJA TIPO CON TUBERIA DE (PEAD) POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD


0.37
1.00
0.37
0.20
0.10
0.10
0.10