

**INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL,
RESERVORIOS MULTIPROPÓSITO
CUENCA PARITA PRESA PARITA
VOLUMEN GEOLOGIA Y GEOTECNIA**

JUNIO 2020

Contrato de consultoría No. 026 (2016)

“Estudio de Factibilidad para Establecer Reservorios Multipropósitos en la Cuenca del Río La Villa y de Prefactibilidad para los Ríos Santa María, Parita y la Subcuenca del Río Perales, en la Región de Azuero y la Provincia de Veraguas, para la Producción de Agua Potable y Actividades Agropecuarias”

INFORME DE DISEÑO CONCEPTUAL, RESERVORIOS MULTIPROPÓSITO
CUENCA PARITA - PRESA PARITA

VOLUMEN GEOLOGIA Y GEOTECNIA

REVISIÓN 2

JUNIO 2020



CANAL DE PANAMÁ

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	11
2. MARCO GEOLÓGICO	12
2.1. CONTEXTO GEOLÓGICO	12
2.1.1. Aspectos tectono-estructurales en la península de Azuero	14
2.2. GEOLOGÍA LOCAL ZONA DE PRESA (PARITA)	15
2.2.1 Fuentes de materiales	19
3. AMENAZA SÍSMICA	21
4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA Y VERTEDERO	27
4.1. GENERALIDADES	28
4.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUPERFICIALES	28
4.3. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS	29
4.3.1. Perforaciones	29
4.3.2. Calicatas	31
4.3.3. Líneas de refracción sísmicas	31
4.3.4. Ensayos de campo y laboratorio	32
4.3.4.1. Ensayos de penetración estándar	32
4.3.4.2. Ensayos de mecánica de rocas	32
4.4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	33
4.4.1. Depósito coluvial (Qco)	35
4.4.2. Suelo residual (Sr)	37
4.4.3. Formación Tonosí (TEO-TO)	39
4.4.4. Formación Valle Riquito (TEO-RIO)	47
4.4.5. Material de relleno	54
4.4.6. Resumen parámetros geotécnicos	55
4.5. DISEÑO GEOTÉCNICO PRESA	56
4.5.1. Nivel de fundación	57
4.5.2. Estabilidad de taludes de corte	57
4.5.2.1. Estabilidad de taludes cortes en la fundación de la presa	58
4.5.3. Zonificación	61
4.5.3.1. Zona 1 y 1A	61
4.5.3.2. Zona 2A	61
4.5.3.3. Zona 2B	61
4.5.3.4. Zona 3A, 3B y 3C	62
4.5.3.5. Zona 4	62
4.5.4. Diseño de filtros y dren	62

4.5.4.1. Dimensionamiento del dren	63
4.5.5. Estabilidad de los rellenos de la presa	64
4.5.6. Análisis de filtraciones y flujo	66
4.5.7. Evaluación de desplazamientos sísmicamente inducidos	69
4.5.8. Tratamiento de la fundación	75
4.5.8.1. Tratamiento superficial	75
4.5.8.2. Tratamiento profundo	75
4.6. DISEÑO GEOTÉCNICO VERTEDERO	76
4.6.1. Estabilidad de taludes cortes vertedero	76
4.6.1.1. Análisis de estabilidad para cortes en suelo vertedero	76
4.6.1.2. Análisis de estabilidad para cortes en roca vertedero	79
4.6.1.3. Protección y refuerzo de taludes de excavación	82
4.7. CALCULO DE CANTIDADES	83
4.7.1. Excavaciones en corte abierto	83
4.7.2. Relleno presa	83
4.7.3. Relleno preatagüa - atagüa - contra-atagüa	84
4.7.4. Tratamiento para la fundación	84
4.7.5. Inyecciones	85
4.7.5.1. Inyecciones de consolidación	85
4.7.5.2. Inyecciones profundas	85
4.7.6. Soporte y protección de taludes de excavación	85
4.7.6.1. Empradización	85
4.7.6.2. Concreto lanzado (concreto neumático) y malla electrosoldada	85
4.7.6.3. Drenajes cortos - lagrimales	86
4.7.6.4. Drenajes profundos	86
4.7.6.5. Pernos Tipo A1	86
4.7.6.6. Cunetas	86
4.7.7. Acarreo	86
4.7.8. Instrumentación geotécnica	86
5. DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS SUBTERRÁNEAS	88
5.1. GENERALIDADES	88
5.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS	88
5.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	89
5.3.1. Investigaciones geotécnicas	89
5.3.2. Propiedades de la roca intacta	92
5.3.3. Niveles de meteorización	93
5.3.4. Características de fracturamiento (RQD)	93
5.3.5. Clasificación del macizo rocoso	94

5.3.6. Permeabilidad	95
5.4. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS OBRAS SUBTERRÁNEAS	96
5.4.1. Mecanismos de falla	96
5.4.2. Excavación y soporte de los túneles	97
5.4.2.1. Terreno Tipo I	98
5.4.2.2. Terreno Tipo II	98
5.4.2.3. Terreno Tipo IIIA	98
5.4.2.4. Terreno tipo IIIB	98
5.4.3. Estimativo de tipos de terreno	99
5.4.4. Revestimiento	101
5.4.4.1. Permeabilidad	102
5.4.4.2. Estabilidad a largo plazo	102
5.4.4.3. Revestimiento de las obras subterráneas	102
5.4.5. Estimativo de infiltraciones en los túneles	103
5.4.6. Tapón de cierre del túnel de desviación	104
5.5. ESTIMATIVO DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN	105
5.5.1. Estimativo de rendimientos	105
5.5.2. Estimativo de tiempos de construcción	106
5.6. CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA	108
6. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL	109
7. CONCLUSIONES	112
7.1. GEOLOGÍA	112
7.2. PRESAS	112
7.3. TÚNELES	113
7.4. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL	114
8. REFERENCIAS	115
9. ANEXOS	119

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Mapa geológico generalizado basado en Weyl (1980) y Bundschuh y Alvarado (2007). B: Belice, G: Guatemala, S: El Salvador, H: Honduras, N: Nicaragua, CR: Costa Rica, P: Panamá. Parte inferior mapa geológico simplificado del Istmo de Panamá (Barat et al., 2014).

Figura 2. Planta geológica con la localización de la zona de presa (Parita). Fuente: Ministerio de Comercio en Industria. (1991).

Figura 3. Interpretación preliminar de las fallas y lineamientos más importantes en el área de estudio, nótese en la estrella la localización del sitio de presa Parita.

Figura 4. Interpretación preliminar de las fallas y lineamientos más importantes en el área de estudio, nótese en la estrella la localización del sitio de presa Parita.

Figura 5. Geomorfología del sitio de presa (Parita), Google Earth. (s.f.).

Figura 6. Litologías representativas del sitio de presa (Parita), A) Pórfido andesítico (roca ígnea hipoabisal); B) Limolitas y areniscas (roca sedimentaria).

Figura 7. Mapa geológico local sitio de presa Parita.

Figura 8. Sección geológica sitio de presa Parita.

Figura 9. A) Cauce del río Parita en el sitio de presa, B) Textura porfírica en roca ígnea de composición andesítica con fracturas preferencialmente N25°E/65°NW en la margen izquierda.

Figura 10. Fuentes de materiales presentes en el sitio de presa Parita; A) Porfido de composición andesítica perteneciente a la formación Valle Riquito (TEO-RIQ) aflorante en el sitio de presa y en la margen izquierda del río Parita. B) limolitas con intercalaciones de areniscas pertenecientes a la formación Tonosí (TEO-To) aflorantes en la margen derecha del río Parita.

Figura 11. Polígonos de potencial fuente de materiales a menos de 5 km de distancia del sitio de presa Parita; A) Localización de los polígonos con relieve positivos potenciales para fuente de materiales; B) Localización de los polígonos con relieve positivos potenciales para fuente de materiales en la formación Tonosí (TEO-To) compuesta por lutitas y areniscas así como en la formación Ocu compuesta por calizas y tobas.

Figura 12. Mapa de aceleración del terreno (PGA) para un periodo de retorno de 475 años.

Figura 13. Fallas activas según Cowan et al., (1998).

Figura 14. Espectros de peligro uniforme para el sitio Parita

Figura 15. Escenario sísmicos considerados en los análisis determinísticos de amenaza sísmica.

Figura 16. Espectros de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).

Figura 17. Sitio de Presa tierra zonificada Parita.

Figura 18. Carta de plasticidad depósito coluvial (Qco).

Figura 19. Carta de plasticidad suelo residual de la Formación Tonosí (Sr TEO-TO).

Figura 20. Núcleos recuperados de la perforación AZ-PA-BH-03 y AZ-PA-BH-04. Sitio de presa Parita

Figura 21. Formación Tonosí (TEO-TO) recobro, RQD y GSI.

Figura 22. Formación Tonosí (TEO-TO). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 23. Formación Tonosí (TEO-TO). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 24. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de elasticidad según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 25. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para la cohesión según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 26. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para el ángulo de fricción según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 27. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para el módulo de elasticidad según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 28. Núcleos recuperados de la perforación AZ-PA-BH-01 y AZ-PA-BH-02. Sitio de presa Parita

Figura 29. Formación Valle Riquito (TEO-RIO) recobro, RQD y GSI.

Figura 30. Formación Valle Riquito (TEO-RIO). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 31. Formación Valle Riquito (TEO-RIO). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 32. Formación Valle Riquito (TEO-RIO). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de elasticidad según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 33. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para la cohesión según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 34. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para el ángulo de fricción según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 35. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para el módulo de elasticidad según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Figura 36. Envoltentes de resistencia consideradas para el material de los espaldones.

Figura 37. Perfil geológico por el eje de la presa.

Figura 38. Ubicación en planta, secciones analizadas en Slide.

Figura 39. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección A-A.

Figura 40. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección B-B.

Figura 41. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección C-C.

Figura 42. Análisis de sensibilidad factores de seguridad, condición inusual (lluvias extremas). Excavación presa. Sección B-B y sección C-C.

Figura 43. Cálculo de la caudal de infiltración de la ataguía basada en la ley de Darcy

Figura 44. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas arriba - Final de construcción.

- Figura 45. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas arriba - Operación sismo SMV.
- Figura 46. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas arriba- Desreservorio rápido desde el NAMO.
- Figura 47. Cabeza total - Sección máxima.
- Figura 48. Curvas de amortiguamiento y degradación del módulo. Makdisi & Seed (1979)
- Figura 49. Señales de análisis
- Figura 50. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.20$.
- Figura 51. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.40$.
- Figura 52. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.60$.
- Figura 53. Variación de la aceleración en función de la profundidad de la superficie de falla.
- Figura 54. Gráfico de desplazamientos permanentes normalizados en función de la relación de aceleraciones.
- Figura 55. Ubicación en planta, secciones del vertedero analizadas en Slide.
- Figura 56. Análisis de estabilidad. Excavación vertedero. Condición estática. Sección D-D.
- Figura 57. Análisis de estabilidad. Excavación vertedero. Condición estática. Sección E-E.
- Figura 58. Red estereográfica geología estructural Formación Tonosí
- Figura 59. Identificación de Taludes - Vvertedero Parita
- Figura 60. Análisis de estabilidad por volteo en el macizo rocoso del vertedero
- Figura 61. Planta de localización del proyecto Parita.
- Figura 62. Líneas sísmicas típicas
- Figura 63. Clasificación de la roca intacta. Deere y Miller (1966). (Puntos rojos, datos de ensayos de laboratorio).
- Figura 64. Estado típico de la roca a diferentes profundidades.
- Figura 65. Clasificación del macizo rocoso para obras subterráneas. Índice GSI.
- Figura 66. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de desvío
- Figura 67. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de fondo
- Figura 68. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de usos
- Figura 69. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de acceso a cámaras
- Figura 70. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes al túnel de desvío.
- Figura 71. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes a las obras de descarga de fondo y descarga de usos.

LISTA DE TABLAS

- Tabla 1. Características de los escenarios determinísticos de análisis de amenaza sísmica.
- Tabla 2. Espectros de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).
- Tabla 3. Espectros de diseño sísmico para el Grupo A de estructuras, escenario OBE (sismo de operación).
- Tabla 4. Localización, elevación y profundidad de las perforaciones del sitio de presa Parita.
- Tabla 5. Resumen de los espesores y profundidades a techo de los estratos identificados en la Formación Valle Riquito.
- Tabla 6. Resumen de los espesores y profundidades a techo de los estratos identificados en la Formación Tonosí.
- Tabla 7. Localización, elevación y profundidad de las calicatas del sitio de presa Parita.
- Tabla 8. Localización y longitud de las líneas de refracción sísmica en el sitio de presa Parita.
- Tabla 9. Niveles identificados en las líneas de refracción sísmica.
- Tabla 10. Resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) en el sitio de la presa Parita.
- Tabla 11. Resumen de resultados de resistencia en roca en el sitio de presa Parita.
- Tabla 12. Resumen de los espesores de los estratos encontrados en las exploraciones del sitio de presa Parita.
- Tabla 13. Correlaciones empíricas para estimar el ángulo de fricción a partir del ensayo SPT.
- Tabla 14. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (Es) en diferentes tipos de suelo a partir del SPT.
- Tabla 15. Relación entre la resistencia al corte no drenada (S_u) y el ensayo de SPT.
- Tabla 16. Parámetros de resistencia típicos para materiales arcillosos de acuerdo con Ortiz et al. (1982).
- Tabla 17. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el depósito coluvial (Qco).
- Tabla 18. Granulometría del suelo residual.
- Tabla 19. Valor de ángulo de fricción del coluvión en función de correlaciones.
- Tabla 20. Parámetros de resistencia depósito coluvial (Qco).
- Tabla 21. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el suelo residual de la Formación Tonosí (Sr TEO-TO).
- Tabla 22. Granulometría del suelo residual de la Formación Tonosí (Sr TEO-TO).
- Tabla 23. Parámetros de resistencia suelo residual de la Formación Tonosí (Sr TEO-TO).
- Tabla 24. Parámetros de resistencia suelo residual de la Formación Valle Riquito (Sr TEO-RIO).
- Tabla 25. Envolvente de falla de materiales típicos para enrocados y gravas (Thomas M. Leps, 1970) y (Marsal, 1972).
- Tabla 26. Parámetros geotécnicos estimados para el sitio de presa Parita.
- Tabla 27. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación.

- Tabla 28. Resumen factores de seguridad para los taludes de excavación.
- Tabla 29. Criterios para determinar la granulometría de los filtros
- Tabla 30. Diseño de filtros para las presas de cierre.
- Tabla 31. Factores de seguridad mínimos requeridos para la estabilidad de la presa y diques auxiliares.
- Tabla 32. Resumen de los resultados del análisis de estabilidad - Sección máxima.
- Tabla 33. Permeabilidad de materiales en las presas de cierre.
- Tabla 34. Gradientes admisibles a la salida para suelos no plásticos.
- Tabla 35. Datos de entrada y caudal de infiltración esperados para la presa.
- Tabla 36. Gradientes hidráulicos calculados con la red de flujo.
- Tabla 37. Señales seleccionadas para los análisis de Makdisi y Seed
- Tabla 38. Resultados de Aceleración Crítica o de Fluencia k_y .
- Tabla 39. Cálculo de Asentamientos Permanentes espaldón aguas abajo.
- Tabla 40. Resumen factores de seguridad para los taludes de excavación - vertedero.
- Tabla 41. Parámetros Geología Estructural Formación Tonosí - Presa Parita
- Tabla 42. Geometría de los taludes de la excavación del vertedero
- Tabla 43. Resultados del Análisis cinemático en los taludes del vertedero
- Tabla 44. Requisitos de refuerzo utilizando pernos tipo A1 grado 60 en el plinto de la presa.
- Tabla 45. Localización de las perforaciones en la zona de las obras subterráneas (margen derecha)
- Tabla 46. Resumen de ensayos de laboratorio
- Tabla 47. Localización de las líneas de refracción sísmica en la zona de las obras subterráneas
- Tabla 48. Clasificación in situ NEHRP
- Tabla 49. Parámetros geotécnicos de la roca intacta.
- Tabla 50. Niveles de meteorización.
- Tabla 51. Resumen de RQD de los sondeos
- Tabla 52. Mecanismos de falla en túneles.
- Tabla 53. Mecanismos de falla probables para los Túneles.
- Tabla 54. Tipos de terreno por mecanismo de falla en túneles.
- Tabla 55. Tipos de soporte por mecanismos de falla en túneles.
- Tabla 56. Porcentaje de terreno estimado.
- Tabla 57. Caudal máximo de infiltración estimado para los túneles.

Tabla 58. Dimensionamiento de tapones

Tabla 59. Rendimientos de excavación

Tabla 60. Estimativo de tiempo de construcción.

1. INTRODUCCIÓN

Como parte del proyecto *Multipurpose Reservoirs on Azuero Rivers*, se ha planteado el potencial desarrollo multipropósito identificado como Parita. Este desarrollo se localiza en la cuenca del río Parita, donde se identificó potencial de aprovechamiento como suministro de agua potable y riego.

El proyecto Parita, consiste en un reservorio formado por una presa terrea zonificada de 51 m de altura, un vertedero de excesos, túneles de desviación, de descarga de fondo y de descarga de usos.

Una alternativa analizada, pero que no fue elegida por tener indicadores financieros más bajos que la alternativa seleccionada (Pa_Parita 76.98), incluye un trasvase desde la cuenca del río Santa María con la alternativa SM_Gatu 180. Ésta alternativa mantiene el sitio de reservorio PA-Parita 76.98 analizado en este informe de geología y geotécnica, pero incluye un trasvase desde la cuenca del río Santa María.

El presente documento contiene los estudios geológicos y geotécnicos a nivel conceptual del proyecto Parita para la alternativa PA-Parita 76.98.

El contenido del documento se subdivide en los siguientes Capítulos:

- Capítulo 2. Marco Geológico
- Capítulo 3. Amenaza sísmica
- Capítulo 4. Diseño geotécnico de la presa
- Capítulo 5. Diseño geotécnico de obras subterráneas
- Capítulo 6. Balance de materiales y fuentes de materiales
- Capítulo 7. Conclusiones
- Capítulo 8. Referencias

2. MARCO GEOLÓGICO

Los aspectos geológicos de la zona del potencial reservorio Parita y específicamente los sitios de presa, resultan de la consulta y estudio de diferentes publicaciones geocientíficas así como de tesis de grado relacionadas a la configuración tectónica y evolución geológica de la margen sur de la Placa Caribe cuya expresión fisiográfica es el istmo de Panamá. Adicionalmente, se basa en las visitas de reconocimiento de campo a los sitios de reservorio y presas, actividades realizadas en octubre y noviembre del año 2018, e investigaciones geológicas-geotécnicas realizadas en el año 2019. La base geológica usada para la caracterización preliminar de las zonas de interés proviene del Mapa Geológico de Panamá [Ministerio de Comercio en Industria. (1991)].

2.1. CONTEXTO GEOLÓGICO

La evolución geológica de Panamá está directamente relacionada con la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Caribeña durante el Cretácico-Paleógeno, desarrollando un arco volcánico en el margen occidental de ésta, la cual ha generado un bloque intermedio conocido como la microplaca de Panamá. En general este bloque presenta un registro de las diferentes fases tectónicas de acreción de rocas de afinidad oceánica, de magmatismo, vulcanismo, erosión y sedimentación, evidentes en las rocas ígneas volcánicas, rocas ígneas intrusivas, rocas sedimentarias y en la variedad de depósitos volcánicos, vulcano-sedimentarios y sedimentarios que se han formado desde el Cretácico hasta el Cuaternario reciente (Figura 1 y Figura 2).



La península de Azuero forma un saliente pronunciado en la costa pacífica de Panamá. Desde el punto de vista geológico está mayoritariamente constituida por materiales volcánicos y volcanosedimentarios que abarcan un rango de edades desde el Cretácico Superior hasta el Oligoceno Superior (Giudice y Recchi, 1969) pertenecientes al arco volcánico generado por la subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa del Caribe. La característica estructural más sobresaliente de la Península de Azuero es la presencia de la falla de Soná-Azuero, de escala regional, de dirección NW-SE y de tipo «*strike-slip*» que pone en contacto materiales del complejo Soná-Azuero (basaltos de fondo oceánico) con los materiales del arco-isla cretácico. Estos últimos están afectados por otras estructuras, tales como fallas regionales de orientación E-W, fallas subparalelas a la falla de Soná-Azuero (NW-SE) y por los intrusivos cuarzodioríticos de «El Montuoso» y de «Vallerico». Paleogeográficamente las características geológicas de la Península de Azuero se han interpretado como correspondientes a un arco volcánico de composición calcoalcalina desarrollado sobre una corteza oceánica o plató oceánico de edad Cretácico Superior Cenozoica (Bowland y Rosencrantz, 1988).

En la Figura 1, Figura 2 y Figura 3, la zona de estudio se caracteriza por presentar rocas ígneas indiferenciadas del Terciario, a las cuales se asocian andesitas, ignimbritas, basaltos, tobas y raramente dacitas y riolitas.

2

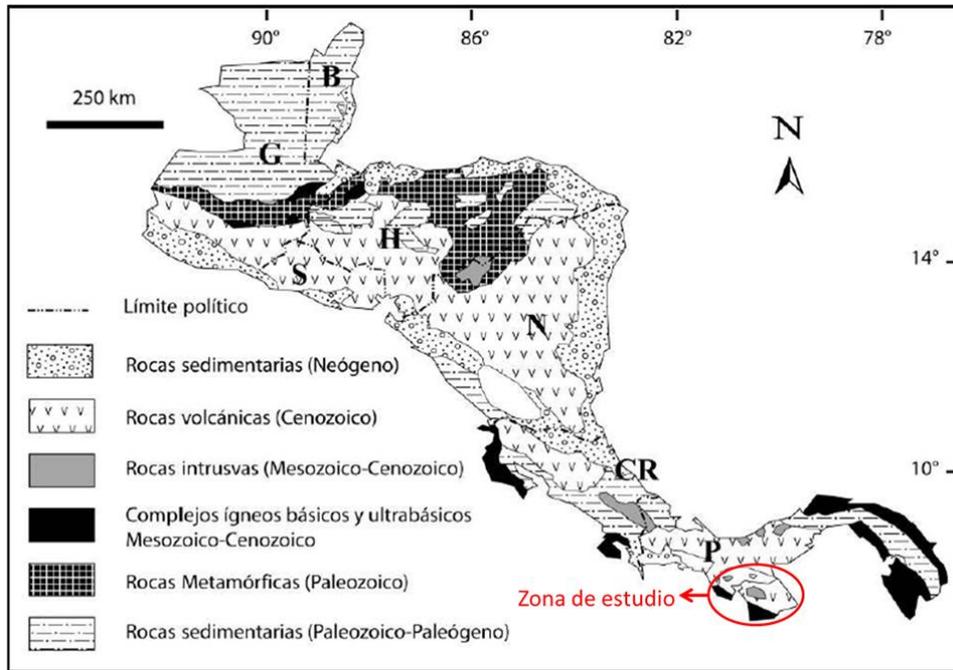


Figura 1. Mapa geológico generalizado basado en Weyl (1980) y Bundschuh y Alvarado (2007). B: Belice, G: Guatemala, S: El Salvador, H: Honduras, N: Nicaragua, CR: Costa Rica, P: Panamá.

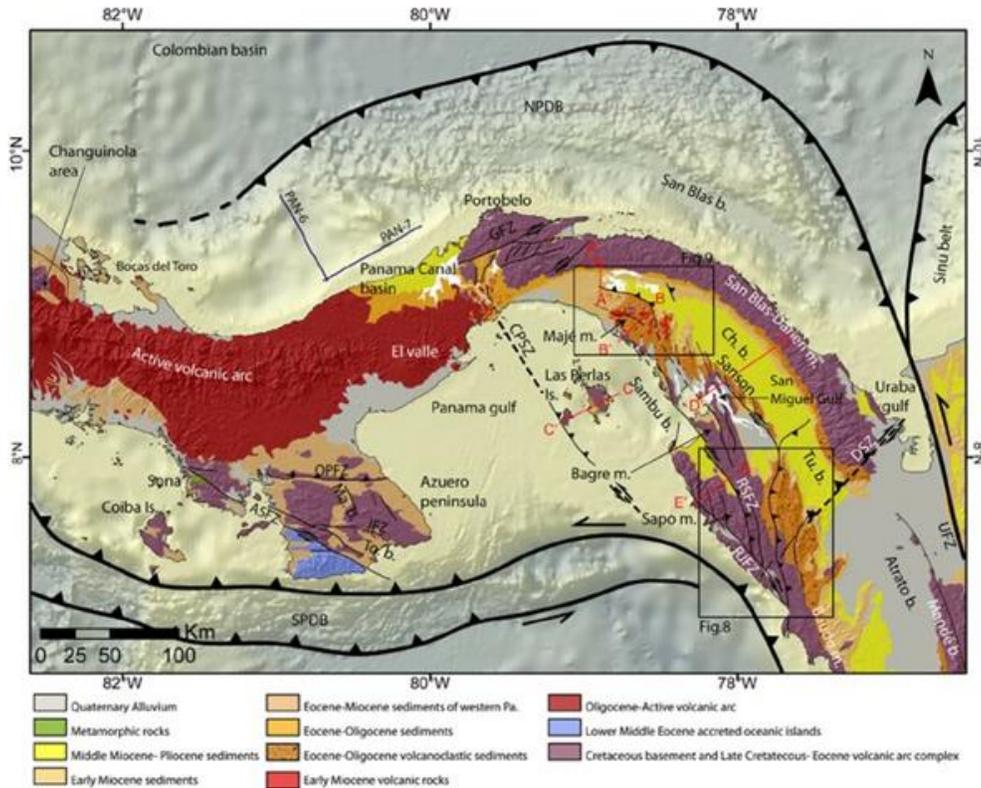


Figura 2. Mapa geológico simplificado del Istmo de Panamá (Barat et al., 2014).

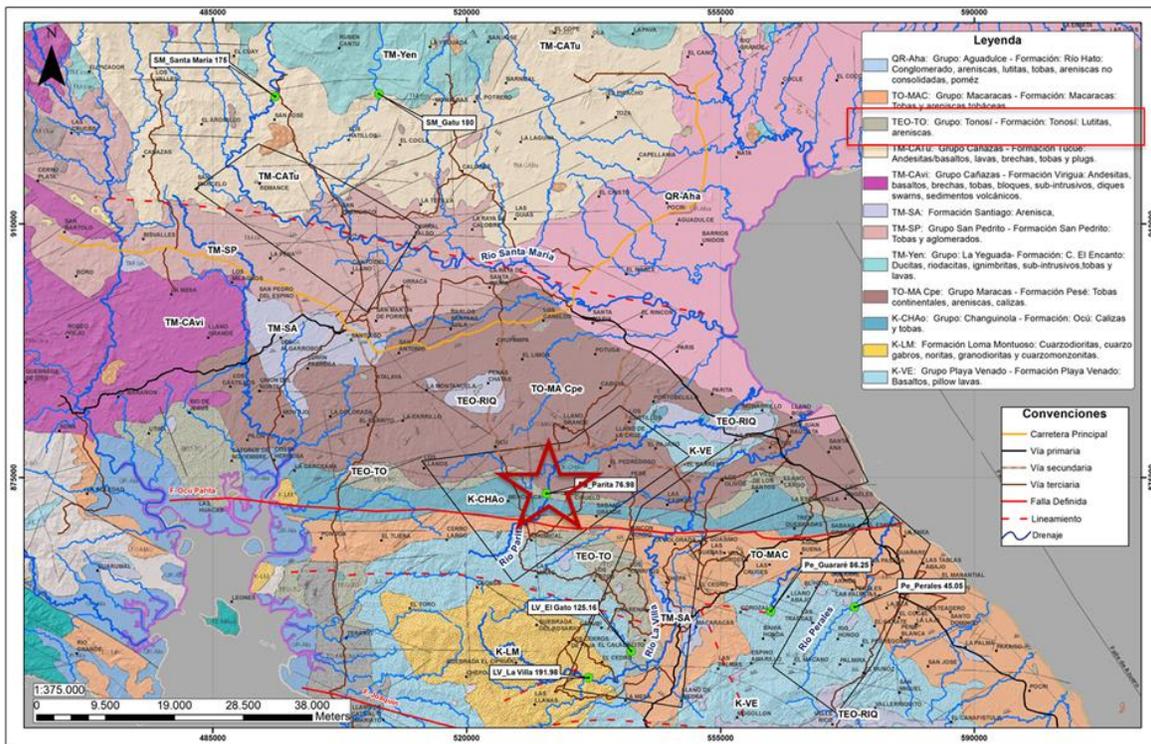


Figura 3. Planta geológica con la localización de la zona de presa (Parita). [Fuente: Ministerio de Comercio en Industria. (1991)].

Las rocas sedimentarias, las cuales consisten en sedimentos clásticos derivados de procesos erosivos de las rocas ígneas volcánicas pre-existentes y re-depositados en cuencas adyacentes, cubren parcialmente las provincias de La Herrera, Los Santos y Veraguas. Adicionalmente estas provincias se encuentran parcialmente de sedimentos de origen marino y transicional localmente expuestos en ríos. Las rocas asociadas son lutitas, areniscas, conglomerados finos, e incluso calizas.

2.1.1. Aspectos tectono-estructurales en la península de Azuero

El sitio de presa proyectado en la cuenca Parita se ubica en la zona sur de la península de Azuero, la cual se caracteriza por presentar un *plateau* oceánico autóctono, al cual se han acrecionado. Esto por efectos de subducción rocas del lecho oceánico (*seamounts*) y sedimentos del mismo lecho, además de la cobertura del *plateau* a partir de sedimentos tipo *forearc* (Buch *et al.*, 2011).

Esta configuración tectónica permite definir tres zonas de falla orientación WNW-ESE importantes para el área de estudio Parita, las cuales son de norte a sur Falla Ocu-Parita y Falla de Joaquín (Figura 4).

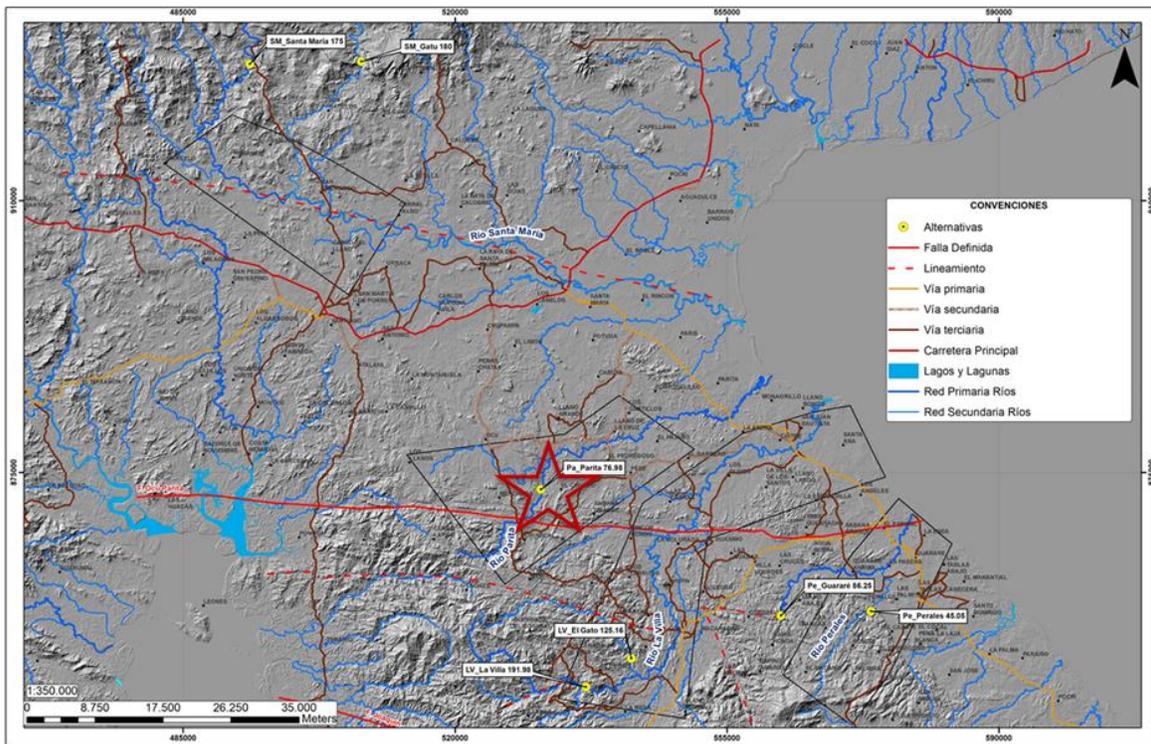


Figura 4. Interpretación preliminar de las fallas y lineamientos más importantes en el área de estudio, nótese en la estrella la localización del sitio de presa Parita.

Los principales sistemas de falla que se encuentran a nivel regional se describen a continuación.

- **Falla Ocu-Parita:** Es una falla inversa cuyo componente es sinistral y el plano probablemente subvertical. Pone en contacto rocas cretácicas de la Formación Ocu al norte con rocas paleógenas de la Formación Macaracas al sur (Kolarsky, Mann, Monechi, Meyerhoff, & Pessagno Jr, 1995). Actualmente no se presentan evidencias claras tales como rasgos morfológicos o sísmicos, de actividad reciente.
- **Falla Joaquín:** Representa una zona de falla subvertical, la cual pone en contacto rocas volcánicas de la Formación Playa Venado de edad Cretácico superior-Eoceno con rocas del Plateau Azuero de edad Cretácico inferior.
- Además de las fallas ya identificadas se tiene el lineamiento del río Santa María. Este río está definido principalmente por el control de más de 50 km del río Santa María y al occidente de la cuenca superior de este drenaje, por cambios de relieve dados evidenciados en los cambios altitudinales de las cuchillas o divisorias de aguas. Este lineamiento con una dirección WNW-ESE es paralelo a las fallas Ocu-Parita y Joaquín.

2.2. GEOLOGÍA LOCAL ZONA DE PRESA (PARITA)

El río Parita fluye en dirección NE, corta litológicamente cinco franjas de rocas en dirección Oeste – Este definidas por unidades litológicas que aparecen en el siguiente orden desde el nacimiento del río Parita hasta el sitio de presa aguas abajo, Formación Playa Venado, Formación Macaracas, Formación Ocu, Formación Tonosí (véase Figura 3). Estas formaciones están compuestas por una amplia variedad de rocas volcánicas y sedimentarias, que presentan edades entre el Cretácico y el Paleógeno-Neógeno (Cenozoico).

A continuación se describen las unidades de roca presentes en el sitio de presa donde se localizarán las obras de ingeniería y la zona reservorio:

- Formación Tonosí (TEO-To): Unidad roca paleógena (Eoceno-Mioceno) compuesta por areniscas, lutitas y tobas. El componente detrítico de la unidad presenta abundantes fragmentos de basaltos, plagioclasa y foraminíferos bentónicos.
- Formación Valle Riquito (TEO-RIQ): Unidad de roca de origen intrusivo, constituido por rocas subvolcánicas de composición andesítica, cuarzodioritas y noritas.

Las formaciones descritas constituyen un paisaje suave con algunos lomeríos alargados en dirección Oeste-Este como las franjas de roca identificables en el mapa geológico de la Figura 6. El contacto entre las rocas intrusivas de la formación Valle Riquito y las rocas sedimentarias de la formación Tonosí es de tipo intrusivo con generación de zonas de alteración hidrotermal y densidad de vetillas en la zona de contacto.

Geomorfológicamente, la zona de presa está caracterizada por la presencia en la margen derecha de zonas planas (pendientes 0° - 5°) asociadas a las rocas sedimentarias de la formación Tonosí (TEO-To) y colinas suaves (pendientes <20°) en la margen izquierda correspondiente a litologías de rocas intrusivas subvolcánicas porfíricas de composición andesítica, sobre estas rocas se encuentran depósitos coluviales (Qco) de máximo 10 mts de espesor (Figura 7).



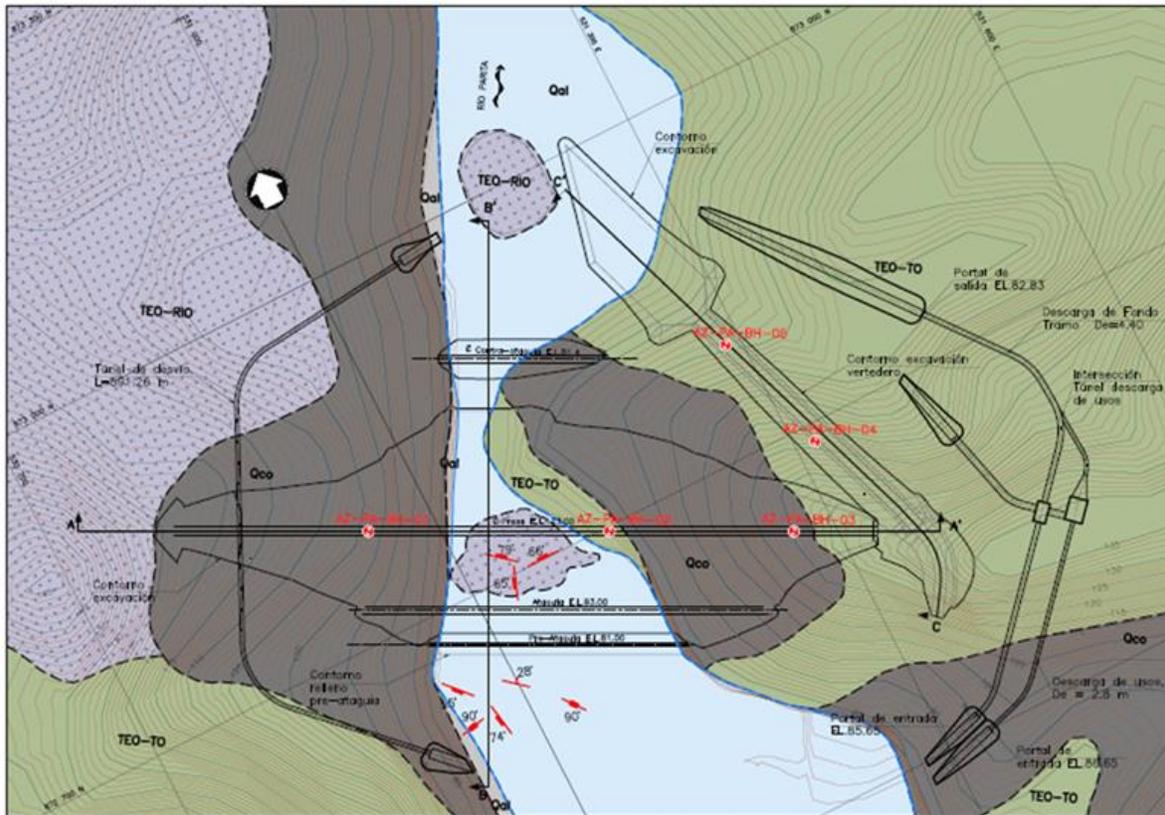
Figura 6. Geomorfología del sitio de presa (Parita), Google Earth. (s.f.).

Según la cartografía geológica del mapa geológico de Milton J. Solano, 1990 en el sitio de presa afloran rocas sedimentarias (lutitas – areniscas) del Grupo Tonosí (TEO-TO) lo cual al realizar su confirmación en el reconocimiento geológico realizado al sitio de presa, se evidencia la presencia de rocas ígneas de textura porfírica y composición andesítica asociado a la formación Valle Riquito (TEO-RIQ), denominadas pórfido andesítico, sobre las cuales se desarrolla el cauce del río Parita, lo cual evidencia la existencia de cuerpos ígneos intrusivos hipoabisales instruyendo las litologías sedimentarias de la formación Tonosí (TEO-To), (véase Figura 8 y Figura 9).



Figura 7. Litologías representativas del sitio de presa (Parita), A) Pórfido andesítico (roca ígnea hipoabisal); B) Limolitas y areniscas (roca sedimentaria).

En la margen izquierda yacen discordantemente sobre las rocas porfíricas depósitos aluviales con espesores de máximo 5 metros de profundidad, contrario a la margen derecha donde la roca porfírica fresca (nivel III) se encuentra aflorante (Figura 8 y Figura 9).



PLANTA GENERAL
ESCALA A

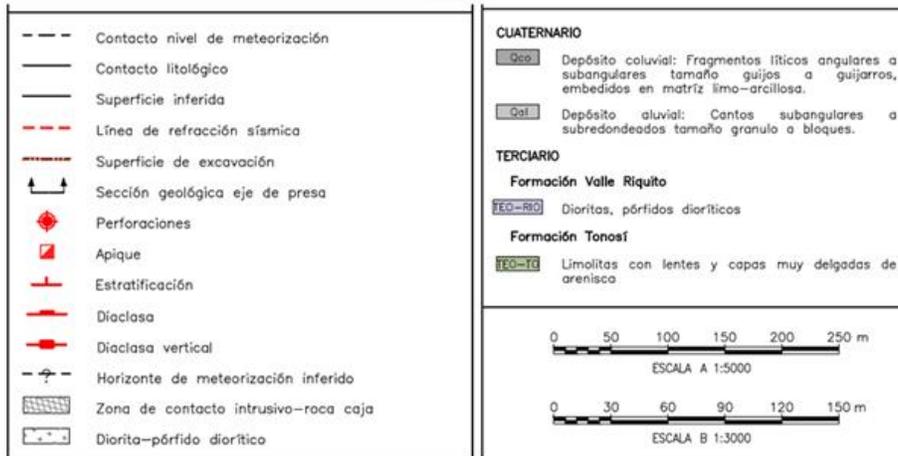


Figura 8. Mapa geológico local sitio de presa Parita.

2

La diferenciación de los horizontes de meteorización (C) y (D), dentro de las descripciones litológicas efectuadas en los núcleos de perforación, se realizó en función de lo estipulado en el manual de descripción suministrado por la Autoridad Canal de Panamá (*Core Logging Standard*). En ese sentido, la caracterización describe el estado de meteorización ligera o leve (C) cuando presenta cierta decoloración la roca, o cuando presenta pátinas de oxidación en sus juntas y en el cuerpo de roca sin repercusiones directas en las condiciones mecánicas de la roca, en ese sentido se cataloga como roca fresca o nivel (D) la ausencia de estas pátinas de oxidación en una roca mecánicamente, en condiciones equivalentes al nivel denominado (C).

En conclusión las características mecánicas e hidráulicas de los horizontes (C) y (D) muestran diferencias poco significativas, lo cual es confirmado por los diferentes ensayos geotécnicos que arrojan valores del mismo orden de magnitud para estos niveles de meteorización (C) y (D), es así que como para efectos de representación gráfica se agrupan en un solo nivel los dos horizontes (nivel de meteorización leve “C” y roca fresca “D”), para secciones y mapas geológicos base, dada la escala de trabajo.

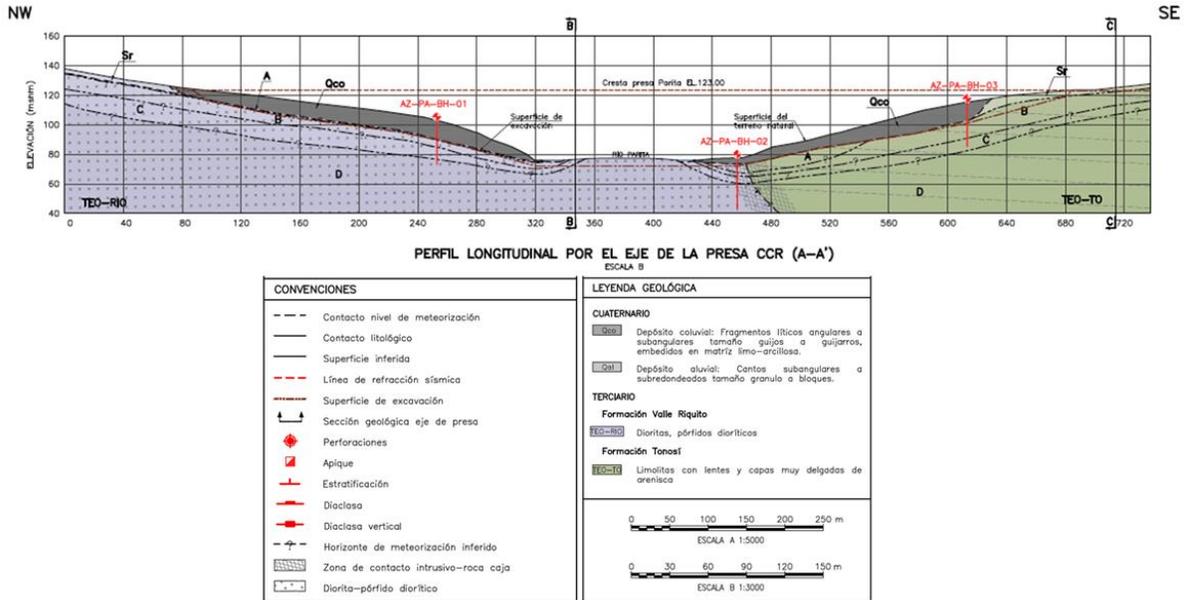


Figura 9. Sección geológica sitio de presa Parita.

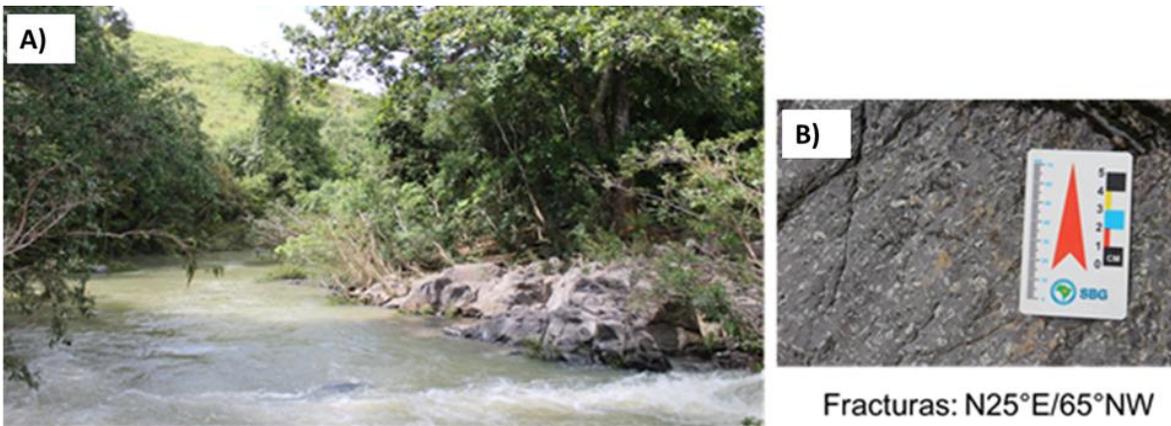


Figura 10. A) Cauce del río Parita en el sitio de presa, B) Textura porfírica en roca ígnea de composición andesítica con fracturas preferencialmente N25°E/65°NW en la margen izquierda.

2.2.1 Fuentes de materiales

Los materiales requeridos para la construcción de la presa, provendrán de las rocas de excavación del vertedero (Figura 11) y los materiales complementarios serán aprovechados de sitios potenciales fuente de materiales, presentes en relieves positivos a menos de 5 km de distancia del sitio de presa Parita (Figura 12).



Figura 11. Fuentes de materiales presentes en el sitio de presa Parita; A) Porfido de composición andesítica perteneciente a la formación Valle Riquito (TEO-RIQ) aflorante en el sitio de presa y en la margen izquierda del río Parita. B) limolitas con intercalaciones de areniscas pertenecientes a la formación Tonosí (TEO-To) aflorantes en la margen derecha del río Parita.

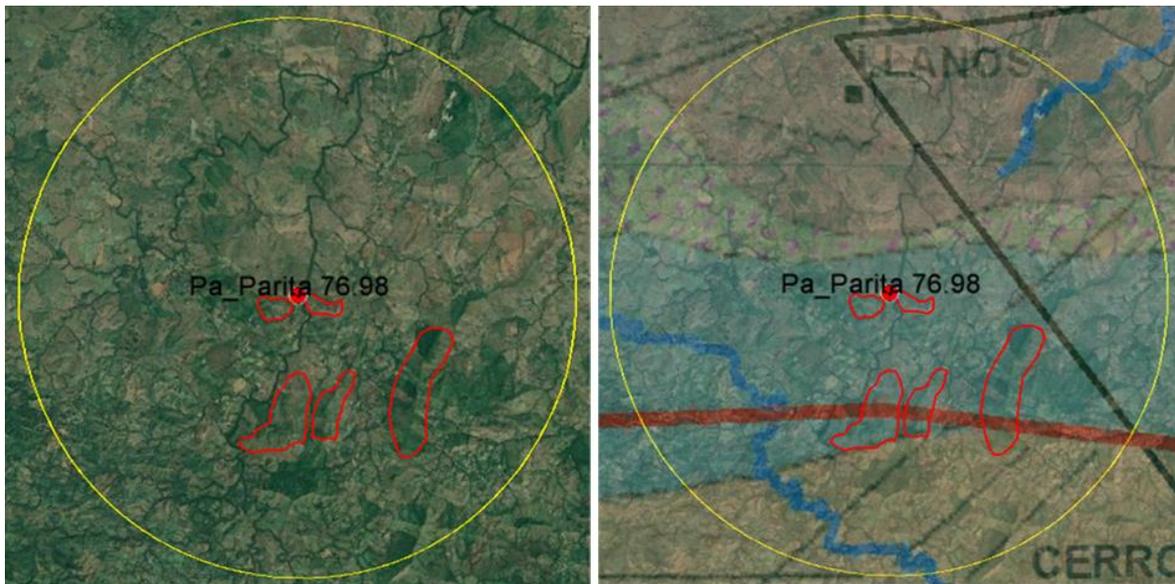


Figura 12. Polígonos de potencial fuente de materiales a menos de 5 km de distancia del sitio de presa Parita; A) Localización de los polígonos con relieve positivos potenciales para fuente de materiales; B) Localización de los polígonos con relieve positivos potenciales para fuente de materiales en la formación Tonosí (TEO-To) compuesta por lutitas y areniscas así como en la formación Ocu compuesta por calizas y tobos.

3. AMENAZA SÍSMICA



En áreas clasificadas como de amenaza sísmica alta la estimación o definición de las solicitaciones sísmicas puede tener un impacto significativo en el planteamiento del esquema de un proyecto de infraestructura y en el dimensionamiento de los elementos principales del mismo. Bajo la premisa que la zona de estudio y en particular el sitio de presa Parita se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta controlada principalmente por la localización del sitio de estudio en relación con el sistema sísmico activo Azuero-Sona, INGETEC desarrolló análisis probabilísticos y determinísticos de amenaza sísmica construyendo un modelo tectónico que involucra las fallas activas o sistemas sismogénicos que se han identificado en el territorio nacional. Esta actividad no hacía parte del alcance de los estudios; aun así, fue considerado como un valor agregado relevante para la definición de los esquemas de diseño.

Bajo el criterio que fallas activas localizadas a distancias de hasta 300 km pueden tener participación en la amenaza sísmica, el modelo tectónico necesariamente requiere un carácter regional, haciéndolo válido para la definición de la amenaza sísmica en el territorio nacional y en particular para los sitios de presa proyectados en la península de Azuero y en las provincias de Herrera, Los Santos y Veraguas. Por lo anterior, se considera importante anotar que los elementos asociados con la metodología y premisas de construcción del modelo son comunes para los análisis de amenaza sísmica ejecutados para los sitios de presa proyectados en las cuencas de Parita, La Villa, Perales y Santa María.



A lo largo de este capítulo se presenta la metodología de cálculo y los resultados de amenaza sísmica para el sitio de presa Parita. los resultados de los análisis de amenaza sísmica han sido utilizados para adelantar los diseños geotécnicos y estructurales de la presa.

Las solicitaciones sísmicas para los diferentes componentes de los proyectos de análisis se definieron esencialmente con en los espectros de amenaza sísmica determinados como resultado de los análisis probabilísticos (PSHA por sus siglas en inglés) y determinísticos (DSHA) de amenaza sísmica. Presuponiendo que los elementos cuya falla pueden causar consecuencias catastróficas (como por ejemplo la presa y el vertedero) deben ser diseñados bajo criterios sísmicos más estrictos que las otras obras que conforman el proyecto, se definen dos tipos de obras o elementos. Los espectros de diseño presentados en este documento tienen en cuenta las recomendaciones para la definición de las solicitaciones sísmicas de diseño del International Commission Of Large Dams -ICOLD- (2010), para proyectos que involucran presas de gran altura y los requerimientos y lineamientos del Reglamento Estructural de Panamá [REP-14, JTIA, 2015] para el diseño de la infraestructura en el país (Panamá).

El primer grupo (Grupo A) corresponde a las obras principales de los proyectos cuya falla pudiese generar una liberación no controlada de grandes volúmenes de agua con capacidad de afectar a la población y la infraestructura que se encuentra aguas abajo del sitio de presa, entre estas obras se encuentran la presa y sus obras de control de excesos (vertedero) las cuales son diseñadas siguiendo las recomendaciones de ICOLD (2010) y los lineamientos del numeral 4.2.1.3 – Seguridad Sísmica, del Manual de seguridad de presas de ASEP (2010).

La evaluación de las solicitaciones sísmicas para el segundo grupo de obras (Grupo B) se desarrolló obedeciendo los lineamientos y requerimientos del REP-2014. Los valores de aceleración del terreno (PGA) y de las aceleraciones espectrales (S_a) encontrados en los PSHA desarrollados como parte de este informe se compararon contra los valores propuestos en la Tabla 5.12 – Aceleraciones S_s y S_1 y Mapas de aceleración presentados en la REP-2014. Para las ciudades de Aguadulce, Chitré, Las Tablas y Santiago se obtiene una comparación de las aceleraciones espectrales adecuada, con variaciones que son atribuibles al uso de leyes de atenuación diferentes en los modelos desarrollados para la REP-2014 y el modelo de INGETEC. Tanto los análisis probabilísticos como determinísticos de amenaza sísmica fueron desarrollados implementando el modelo tectónico propuesto por URS (2008) para el diseño de la ampliación del Canal de Panamá, modelo que ha sido utilizado como insumo para el cálculo de las aceleraciones de diseño presentadas en el REP-2014.

Considerando los requerimientos y lineamientos de ICOLD (2010) y ASEP (2010) para las estructuras del Grupo A se evalúan los espectros sísmicos de diseño correspondientes a los escenarios de Sismo Máximo Creíble [Safety Evaluation Earthquake según ICOLD (2010)] y de operación [Operating Basis Earthquake según ICOLD (2010)]. Los criterios

implementados para la definición de los niveles de aceleración para el diseño sísmico son: para los escenarios Safety Evaluation Earthquake (SEE) o, en español, Sismo Máximo de Verificación de Seguridad (SMV) y Operating Basis Earthquake (OBE) o, en español, Sismo de Operación Normal (SON). El escenario SEE se evalúa implementando una metodología determinística para definir el Sismo Máximo Creíble. El escenario OBE se define con base en los resultados de los análisis probabilísticos para un periodo de retorno de 145 años, tal y como es definido en ICOLD (2010).

En cuanto a las obras pertenecientes al Grupo B el espectro sísmico de diseño es evaluado acorde a los requerimientos del REP-2014, es decir, el espectro para este grupo de estructuras es calculado utilizando las aceleraciones espectrales presentadas en el REP-2014 para un periodo de retorno de 2500 años, multiplicadas por un factor de $\frac{2}{3}$, acorde a lo definido en el numeral 11.4.4 de la ASCE 7-05 (requerimiento del REP-2014).

Los análisis probabilísticos y determinísticos de amenaza sísmica ejecutados para la evaluación de las solicitaciones sísmicas para las estructuras del Grupo A, fueron desarrollados utilizando el modelo tectónico de Panamá que fue construido para el cálculo de la amenaza sísmica para la norma REP-2014. Para los análisis de amenaza sísmica se implementarán las leyes de atenuación propuestas por Abrahamson, Silva y Kamai (2014), Campbell y Bozorgnia (2014) y Chiou y Youngs (2014) que hacen parte del proyecto en el proyecto NGA West-2 y para fuentes de Subducción propuestas por Young et al. (1997) y Zhao et al. (2006). Se ejecutaron 6 análisis probabilísticos (3 leyes de atenuación corticales x 2 leyes de atenuación para sismos de subducción). Es decir, se le asignó un peso en un árbol lógico de 1/3 para cada ley de atenuación para fuentes corticales y de $\frac{1}{2}$ para leyes de subducción, con lo cual cada combinación ley de atenuación cortical y ley de atenuación de subducción tiene un peso de 1/6 en el árbol lógico. Como se mencionó anteriormente el modelo tectónico desarrollado es de carácter nacional involucrando las fuentes sísmicas que se han identificado en el territorio nacional, por lo cual los elementos descritos anteriormente son comunes para la evaluación de la amenaza sísmica de los sitios de presa de los proyectos multipropósito analizados en el presente estudio.

La Figura 13 muestra un mapa de aceleración del terreno (PGA por sus siglas en inglés) correspondiente a un periodo de retorno de 475 años para la zona de estudio. Se puede apreciar como los mayores valores de PGA se obtienen en la costa occidental de la península de Azuero como resultado de la localización de las Zonas de Falla de Azuero y Zona (Ver Figura 14) clasificadas como fuentes sísmicas activas por Cowan et al., (1998), en las cuales se originaron los sismos de 1883 y 1913 (magnitud estimada 7.0). Para el sitio de estudio se ha determinado un valor de PGA 0,33 g para un periodo de retorno de 475 años, resultado que confirma la caracterización del sitio de estudio como de amenaza sísmica alta. En términos comparativos los resultados del sitio de la presa Parita se encuentran que las solicitaciones sísmicas mayores corresponden a los que se encuentran en la cuenca de La Villa. Para el caso del proyecto Parita las aceleraciones espectrales son inferiores a las determinadas en el caso del proyecto La Villa, lo cual es consecuente con el hecho que el proyecto de estudio se encuentra a una distancia superior en referencia al principal sistema tectónico regional que corresponde a las fallas de Azuero y Sona en comparación con el proyecto La Villa.

La Figura 15 presenta los espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno determinados para el sitio en donde se prevé construir la presa del proyecto Parita. Los espectros de peligro uniforme para el caso de la localización de la presa Parita han sido caracterizados con aceleraciones del terreno (PGA) de 0.21 g, 0.33 g, 0.42 g, 0.55 g y 0.79 g para periodos de retorno de 145 años, 475 años, 1000 años, 2500 años y 10000 años respectivamente.

Tal como se indicó previamente, la evaluación de los espectros de diseño asociados con el Grupo A y el escenario del sismo máximo creíble [SEE en la nomenclatura de ICOLD (2010)] requiere el desarrollo de análisis determinísticos de amenaza sísmica. La localización de los escenarios o eventos considerados en los análisis determinísticos de amenaza sísmica son presentados en la Figura 16. Estos escenarios tienen en cuenta los sistemas sismogénicos más importantes a nivel regional en donde se destacan el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, las Zonas de Falla de Azuero y Sona, la Zona de Falla del Sur de Panamá y el Cinturón Deformado del Sur de Panamá. La Tabla 1 presenta las principales características de los escenarios determinísticos de análisis. De los escenarios analizados el que corresponde al escenario crítico (sismo máximo creíble) por el sitio de análisis es el escenario E5, escenario asociado con un sismo de magnitud 7.5 y distancia epicentral de 27 km generado en el sistema de fallas activas Azuero-Sona.

Utilizando los resultados de los análisis probabilísticos y determinísticos de amenaza sísmica se definen los espectros asociados con el escenario del sismo máximo creíble (SEE según ICOLD) como la envolvente entre los espectros de respuesta de los análisis determinísticos y el espectro de respuesta sísmico calculado para un periodo de retorno de 1000

②

años. Lo anterior bajo la consideración que las obras del Grupo A debería ser diseñadas considerando periodos de retorno superiores a los que se utilizan para estructuras convencionales (típicamente 475 años). La Tabla 2 presenta los valores de aceleración espectral de diseño para el escenario SEE. La Figura 17 presenta el espectro de diseño para el Grupo A y el escenario del sismo máximo creíble. El espectro de diseño para el escenario SEE está caracterizado con un valor de PGA de 0.38 g, una aceleración espectral en la plataforma del espectro de 0.85 g (para periodos estructurales en el rango entre 0.08 s y 0.30 s) y una aceleración espectral de 0.29 g para un periodo estructural de 1.0 segundo. Como se mencionó anteriormente el espectro de diseño para el escenario SEE ha sido utilizado para el diseño geotécnico y estructural de la presa y el vertedero del proyecto Parita.

③

Con base en los resultados de los análisis probabilísticos de amenaza sísmica (PSHA) se definen los espectros de diseño para el escenario de operación [OBE según la nomenclatura de ICOLD (2010)], espectros que como se indicó anteriormente están asociados a un periodo de retorno de 145 años. La Tabla 3 presenta los valores de aceleración espectral para el escenario OBE determinados para los siete sitios de análisis. Para el caso particular de la localización del proyecto Parita ha sido caracterizado con un nivel de aceleración del terreno de 0.21 g.

Se resalta nuevamente que la definición de los espectros de diseño sísmico para las estructuras del Grupo B fue desarrollada siguiendo los lineamientos y requerimientos de la norma nacional REP-2014.

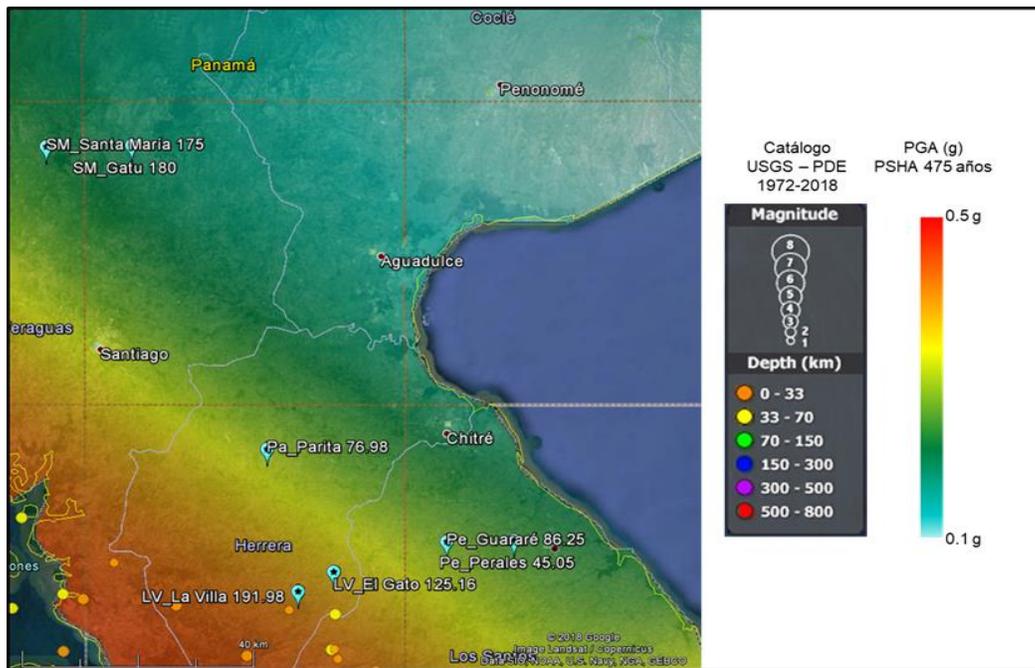


Figura 13. Mapa de aceleración del terreno (PGA) para un periodo de retorno de 475 años.

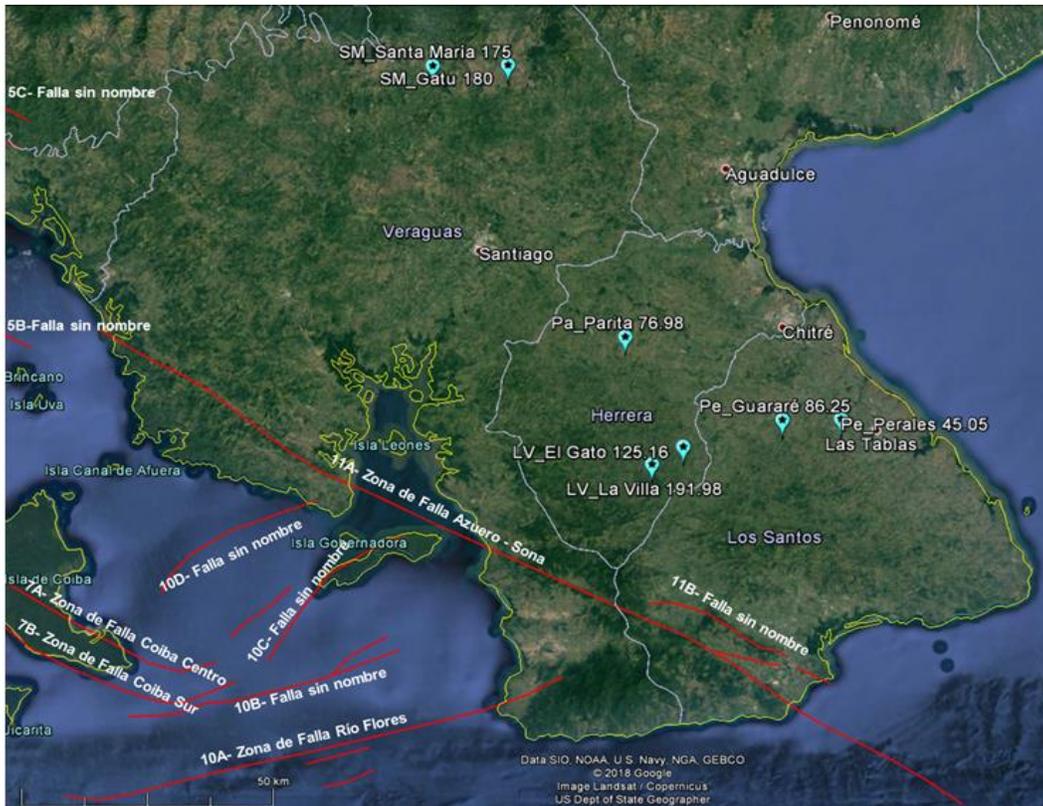


Figura 14. Fallas activas según Cowan et al., (1998).

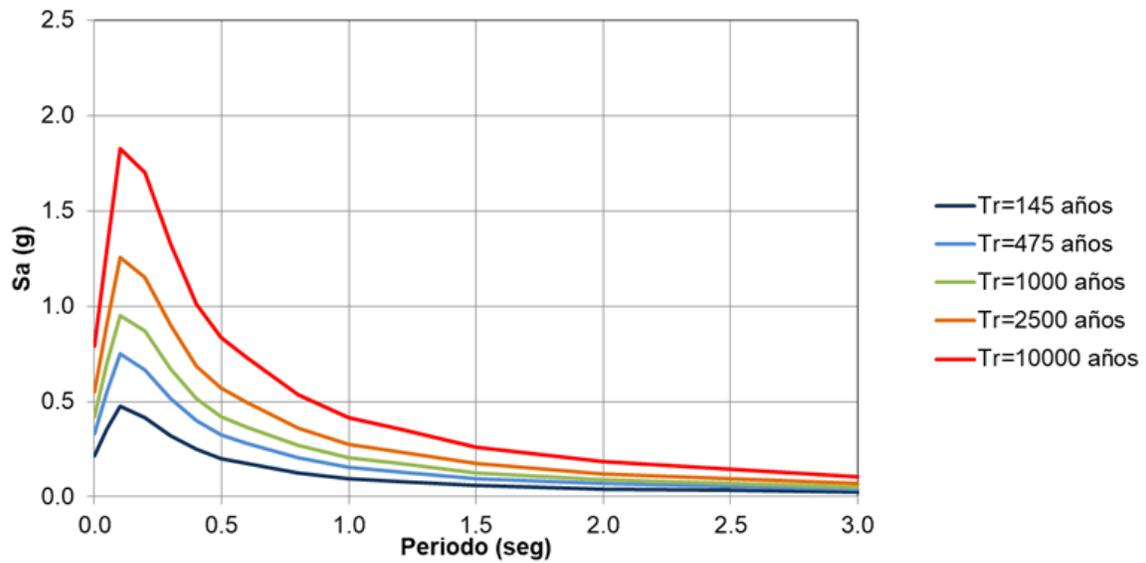


Figura 15. Espectros de peligro uniforme para el sitio Parita

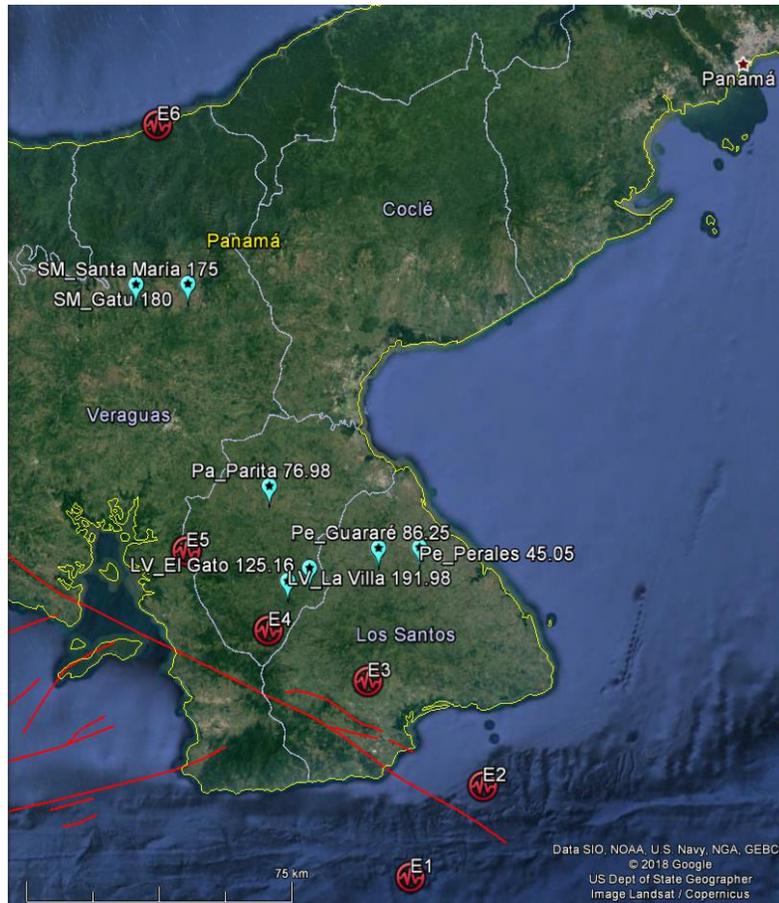


Figura 16. Escenario sísmicos considerados en los análisis determinísticos de amenaza sísmica.

Tabla 1. Características de los escenarios determinísticos de análisis de amenaza sísmica.

ID	Sistema Sismogénico	Mecanismo	Tipo de atenuación	Mw	Prof. (km)	Long (°)	Lat (°)	Distancia Epicentral (km)
								Parita
E1	Cinturón Deformado del Sur de Panamá	Falla de Cabalgamiento	Subducción	8.0	30	-80.357	6.956	109
E2	Zona de Falla del Sur de Panamá	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	15	-80.173	7.181	98
E3	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.465	7.435	57
E4	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.717	7.559	37
E5	Zona de Falla Azuero-Sona	Falla de Rumbo, subvertical	Cortical	7.5	10	-80.927	7.751	27
E6	Cinturón Deformado del Norte de Panamá, Tramo	Falla de Cabalgamiento	Subducción	7.5	30	-81.009	8.793	105

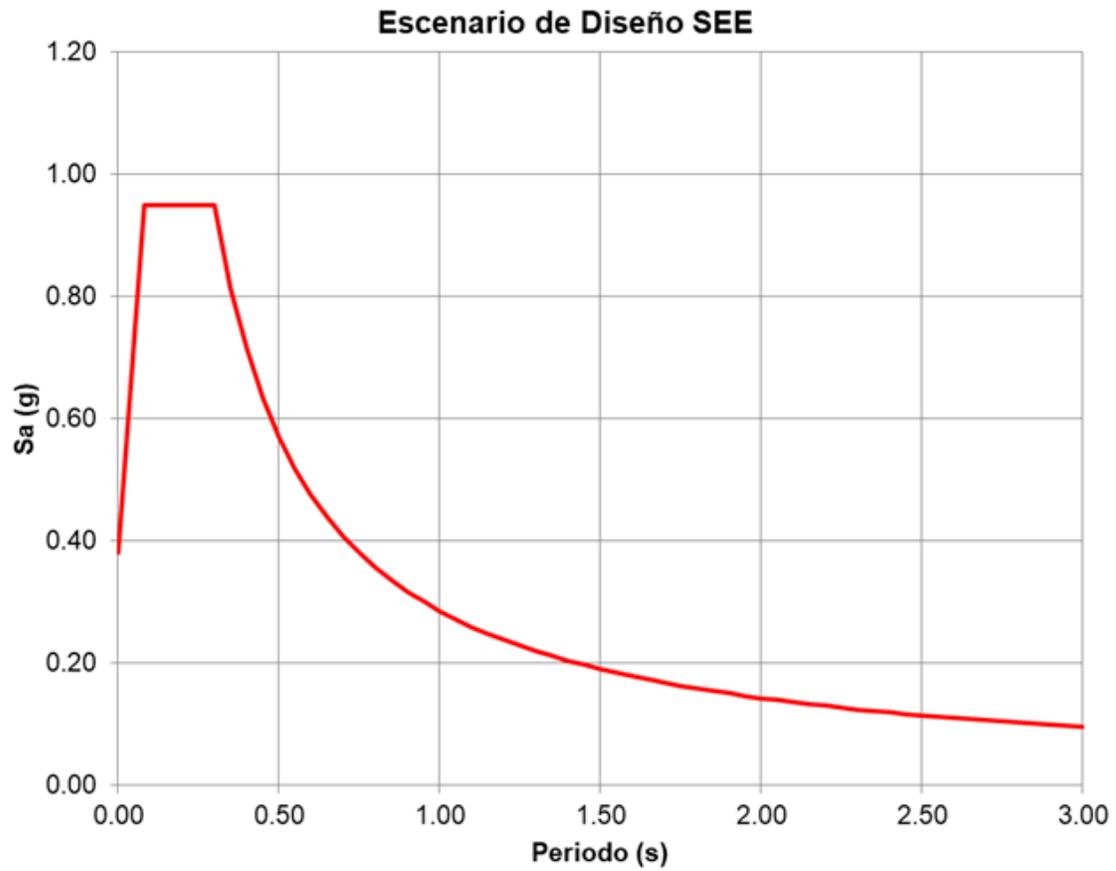


Figura 17. Espectro de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).

Tabla 2. Espectro de diseño para estructuras del Grupo A, escenario SEE (Máximo Creíble).

Periodo (s)	Sa (g)	Periodo (s)	Sa (g)	Periodo (s)	Sa (g)
0.000	0.38	1.150	0.25	2.100	0.14
0.080	0.95	1.200	0.24	2.150	0.13
0.300	0.95	1.250	0.23	2.200	0.13
0.350	0.81	1.300	0.22	2.250	0.13
0.400	0.71	1.350	0.21	2.300	0.12
0.450	0.63	1.400	0.20	2.350	0.12
0.500	0.57	1.450	0.20	2.400	0.12
0.550	0.52	1.500	0.19	2.450	0.12
0.600	0.48	1.550	0.18	2.500	0.11
0.650	0.44	1.600	0.18	2.550	0.11
0.700	0.41	1.650	0.17	2.600	0.11
0.750	0.38	1.700	0.17	2.650	0.11
0.800	0.36	1.750	0.16	2.700	0.11
0.850	0.34	1.800	0.16	2.750	0.10
0.900	0.32	1.850	0.15	2.800	0.10
0.950	0.30	1.900	0.15	2.850	0.10
1.000	0.29	1.950	0.15	2.900	0.10
1.050	0.27	2.000	0.14	2.950	0.10
1.100	0.26	2.050	0.14	3.000	0.10

Tabla 3. Espectros de diseño sísmico para el Grupo A de estructuras, escenario OBE (sismo de operación).

Periodo (s)	Sa (g)
0.001	0.21
0.05	0.35
0.10	0.47
0.20	0.41
0.30	0.32
0.40	0.25
0.50	0.20
0.60	0.17
0.80	0.13
1.00	0.10
1.20	0.08
1.50	0.06
2.00	0.04
2.50	0.03
3.00	0.02

4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA PRESA Y VERTEDERO

4.1. GENERALIDADES

Como parte del proyecto Multipurpose Reservoirs on Azuero Rivers, se ha considerado la construcción de una presa de tierra zonificada la cual dará lugar al reservorio multipropósito identificado como Parita.

A continuación, se presentan los estudios geotécnicos a nivel de diseño conceptual en la cuenca Parita. La estimación de las propiedades geotécnicas del subsuelo se realizó a partir de los resultados de la exploración geofísica y los ensayos de laboratorio e in-situ realizados a las muestras de los apiques y perforaciones ejecutadas.

4.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUPERFICIALES

Para la regulación de caudales en la cuenca se planteó una presa de tierra zonificada de 51 m de altura con la cresta en la cota 123 msnm. La presa se proyectó con talud aguas arriba 2.0H:1V y talud aguas abajo 2.0H:1V, una cresta de 589.45 m de longitud y 8.0 m de ancho. El núcleo de la presa estará fundado a 4 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 5 y 14 m por debajo de la superficie en los estribos.

Adicionalmente se consideró para el sistema de desvío, la construcción de una ataguía térrea integrada de 19.1 m de altura con cresta en la cota 93 msnm de pendiente 2.0V:1H; adicionalmente una contra ataguía aguas abajo de 6 m de altura, la contraataguía de tipo térrea tendrá la cresta en la cota 81.4 msnm, talud aguas y abajo de 2.5H:1.0V, cresta con ancho de 6.0 m.

En la Figura 18 se presenta la localización del sitio de presa, ataguía y contra-ataguía.

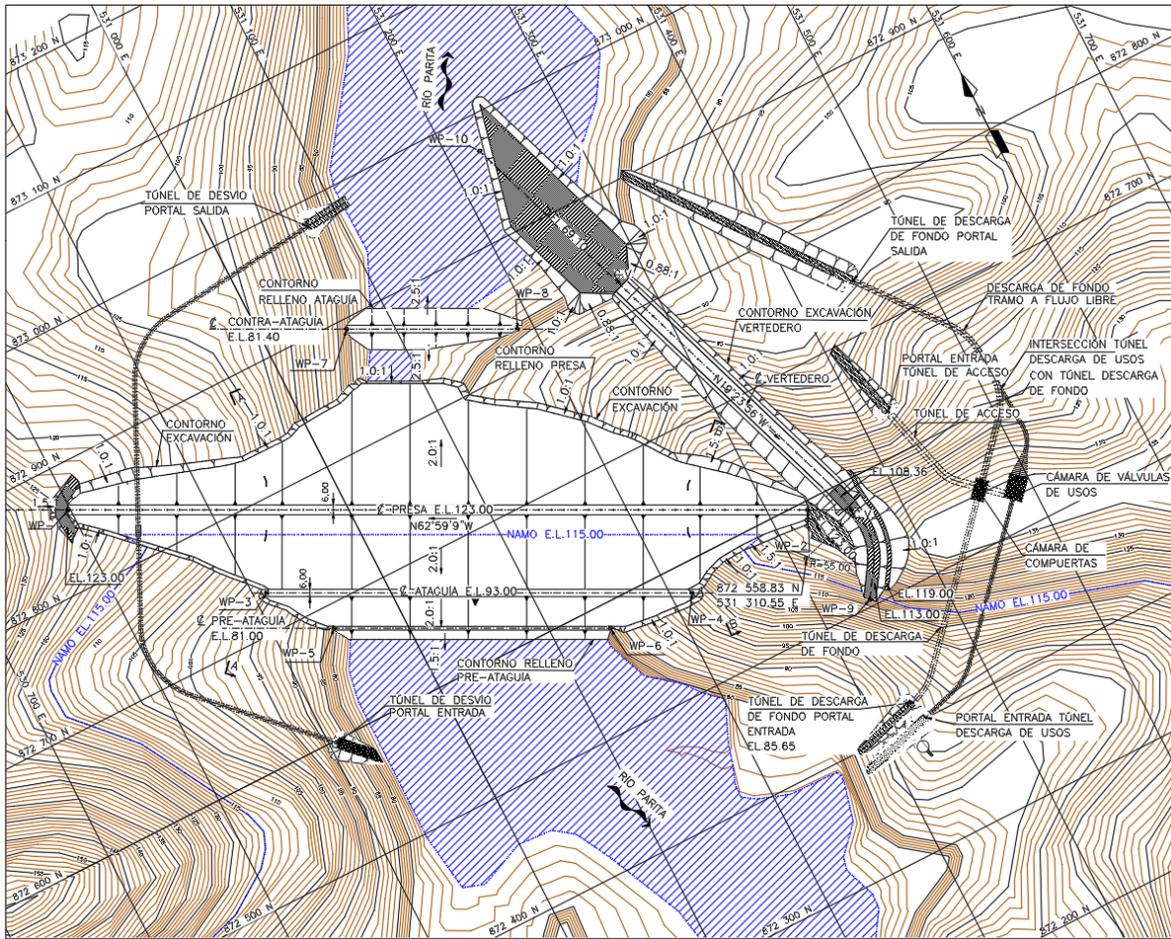


Figura 18. Sitio de Presa tierra zonificada Parita.

4.3. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

A continuación se resumen las exploraciones geotécnicas realizadas en el sitio de presa Parita, cuenca Parita.

4.3.1. Perforaciones

En el sitio de la presa Parita se realizaron 5 perforaciones. La localización, coordenadas, elevación y profundidad se presenta en la Tabla 4. Las perforaciones AZ-PA-BH-01, AZ-PA-BH-02 y AZ-PA-BH-03 se encuentran sobre la cresta de la presa, las perforaciones AZ-PA-BH-04 y AZ-PA-BH-05 se encuentran sobre el vertedero.

Tabla 4. Localización, elevación y profundidad de las perforaciones del sitio de presa Parita.

LOCALIZACIÓN PERFORACIONES				
PERFORACIONES No.	COORDENADAS		ELEVACIÓN (msnm)	PROFUNDIDAD (m)
	NORTE	ESTE		
AZ-PA-BH-01	872 788.85	530 945.54	103	30
AZ-PA-BH-02	872 696.09	531 127.35	77	35

AZ-PA-BH-03	872 625.10	531 266.35	115	30
AZ-PA-BH-04	872 684.98	531 317.23	108	15
AZ-PA-BH-05	872 792.11	531 286.78	89	15

Con base en las muestras recuperadas se identificaron las profundidades y estratos en cada una de las perforaciones ejecutadas. En la Tabla 5 se presenta un resumen de los espesores y profundidades a techo de los estratos identificados en el estribo izquierdo donde subyace la Formación Valle Riquito, los cuales corresponden con: depósitos coluviales (Qco), suelo residual (Sr), roca completamente a moderadamente meteorizada (niveles A+B) y roca sana a levemente meteorizada (niveles C+D) de la Formación Valle Riquito.

En general, se observa que el estrato de depósito coluvial (Qco) se presenta en el estribo izquierdo con espesor de 5,9 m, posteriormente se cuenta con suelo residual con un espesor de 6.9 m para un espesor total de suelo de 12.8 m. Hacia el lecho del río se cuenta con un estrato de depósito coluvial (Qco) con espesor de 2.5 m. Subyaciendo el depósito coluvial o suelo residual se encuentran las rocas de la Formación Riquito. La roca completamente a moderadamente meteorizada (niveles A+B) presenta espesores de entre 10 y 13.5 m entre el estribo izquierdo y el lecho del río, la roca sana a levemente meteorizada (niveles C+D) presenta el techo en el estribo izquierdo a los 26,3 m y de 12,5 m en el lecho del río.

Tabla 5. Resumen de los espesores y profundidades a techo de los estratos identificados en la Formación Valle Riquito.

No	Perforación	Profundidad (m)	NF (m)	Espesor (m)			Profundidad (m)	
				Qal/Qco/Sr	A+B	C+D	Techo de roca niveles A+B	Techo de roca niveles C+D
1	AZ-PA-BH-01	30	-	12.8	13.5	3.7	12.8	26.3
2	AZ-PA-BH-02	35	3.8	2.5	10.0	22.5	2.5	12.5
Promedio			3.8	2.5	11.8	13.1	7.7	19.4
Desviación			-	12.8	2.5	13.3	7.3	9.8
Mínimo			3.8	2.5	10.0	3.7	2.5	12.5
Máximo			3.8	12.8	13.5	22.5	12.8	23.3

En la Tabla 6 se presenta un resumen de los espesores y profundidades a techo de los estratos identificados en el estribo derecho que son subyacidos por la Formación Tonosí, los cuales corresponden con: depósitos coluviales (Qco), suelo residual (Sr), roca completamente a moderadamente meteorizada (niveles A+B) y roca sana a levemente meteorizada (niveles C+D) de la Formación Tonosí.

En general, se observa que el estrato de depósito coluvial (Qco) se presenta en el estribo derecho de la presa con espesor de 13.2 m. En el vertedero se cuenta con espesores de suelo residual de entre 1.8 y 4.5 m. Subyaciendo el depósito coluvial o suelo residual se encuentran las rocas de la Formación Tonosí. La roca completamente a moderadamente meteorizada (niveles A+B) presenta espesores de 11,8 m en el estribo derecho de la presa y entre 6,7 m y 10,5 m entre el vertedero, la roca sana a levemente meteorizada (niveles C+D) presenta el techo en el estribo derecho de la presa a una profundidad de 25 m y en el vertedero de 8.5 m aunque en la perforación AZ-PE-BH-05 en sus 15 m de profundidad no llega a este tipo de roca.

Tabla 6. Resumen de los espesores y profundidades a techo de los estratos identificados en la Formación Tonosí.

No	Perforación	Profundidad (m)	NF (m)	Espesor (m)			Profundidad (m)	
				Qal/Qco/Sr	A+B	C+D	Techo de roca niveles A+B	Techo de roca niveles C+D
3	AZ-PA-BH-03	30	12.1	13.2	11.8	5.0	13.2	25.0
4	AZ-PA-BH-04	15	6.3	1.8	6.7	4.7	1.8	8.5
5	AZ-PA-BH-05	15	2.6	4.5	10.5	0	4.5	-
Promedio			7	6.5	9.7	3.2	6.5	16.8

Desviación	4.8	6.0	2.7	2.8	6.0	12.7
Mínimo	2.6	1.8	6.7	0.0	1.8	8.5
Máximo	12.1	13.2	11.8	5.0	13.2	25.0

4.3.2. Calicatas

Adicional a las cuatro perforaciones realizadas, se ejecutaron cuatro calicatas con profundidad entre 2.0 a 2.5 m. La localización, coordenadas, elevación y profundidad de estas exploraciones se indica en la Tabla 7.

Tabla 7. Localización, elevación y profundidad de las calicatas del sitio de presa Parita.

N°	Calicata	Prof. (m)	Localización	Norte	Este	EL. (msnm)
1	AZ-PA-TP-01	2.50	Margen izquierdo - eje de la presa	872 834	530 858	116
2	AZ-PA-TP-02	2.00	Ataguía	872 689	530 957	79
3	AZ-PA-TP-03	2.50	Ataguía	872 591	531 148	85
4	AZ-PA-TP-04	2.50	Contra-Ataguía	872 851	531 241	80

4.3.3. Líneas de refracción sísmicas

En el sitio de presa se realizaron 4 líneas sísmicas. La localización, coordenadas y longitud se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Localización y longitud de las líneas de refracción sísmica en el sitio de presa Parita.

No	LÍNEA SÍSMICA	LONGITUD (m)	LOCALIZACIÓN	INICIO		FIN	
				NORTE	ESTE	NORTE	ESTE
1	AZ-PA-LRS-01	80	Vertedero	872 626	531 334	872 703	531 312
2	AZ-PA-LRS-02	80	Margen derecha, sobre el eje de la descarga de fondo	872 585	531 269	871 665	531 263
3	AZ-PA-LRS-03	80	Entrada a la descarga de fondo	872 521	531 175	872 548	531 250
4	AZ-PA-LRS-04	80	Entrada túnel de desvío	872 574	530 933	872 645	530 896
5	AZ-PA-LRS-05	80	Salida túnel de desvío	872 983	531 102	872 974	531 023

Con base en los resultados de la exploración geofísica se identificaron los niveles mostrados en la Tabla 9. Los niveles fueron definidos con base a las velocidades de onda s (m/s) y la clasificación NEHRP - BSSC SITE CLASSIFICATION. A partir de los resultados se concluye que los depósitos coluviales tienen velocidades de onda s menores a 360 m/s, con espesores entre 9 y 13 m; el suelo residual tiene velocidades de onda s menores a 360 m/s, con espesores de 5 m aproximadamente. Para la roca, las velocidades de onda s son mayores a 360 m/s y menores a 1400 m/s, correspondiente a clasificación de roca blanda a moderadamente meteorizada.

Tabla 9. Niveles identificados en las líneas de refracción sísmica.

Perfil	D* - Suelo denso (180 < Vs < 360 m/s)		C* - Suelo muy denso y roca blanda (360 < Vs < 760 m/s)		B* - Roca moderadamente meteorizada (760 < Vs < 1500 m/s)	
	Elev. (msnm)	Espesor (m)	Elev. (msnm)	Espesor (m)	Elev. (mPLD)	Espesor (m)
AZ-PA-LRS-01			89 a 118	13.0	80 a 109	14.0
AZ-PA-LRS-02	106 a 115	9.0	85 a 107	18.0		
AZ-PA-LRS-03	79 a 83	5.0	66 a 104	11.0	60 a 94	15.0
AZ-PA-LRS-04			67 a 84	13.0	53 a 89	20.0

AZ-PA-LRS-05	76 a 98	9.0	54 a 86	19.0		
Nota: * Según la clasificación de sitio NEHRP - BSSC.						
* Según la Clasificación NEHRP - BSSC SITE CLASSIFICATION						

4.3.4. Ensayos de campo y laboratorio

La investigación geotécnica del sitio de presa incluyó ensayos de campo de penetración estándar (SPT) y ensayos de laboratorio como granulometría, gravedad específica, contenido de humedad y límites de Atterberg en las muestras de suelo residual recuperadas con la cuchara partida y ensayos de compresión simple en los núcleos de roca recobrados de la Formación Valle Riquito (TEO-RIO) y la Formación Tonosí (TEO-TO).

4.3.4.1. Ensayos de penetración estándar

Los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados en las 5 perforaciones del sitio de presa Parita se presentan en la Tabla 10 discriminados por tipo de material. A partir de los ensayos se identifica que para los suelos residuales la resistencia a la penetración estándar varía entre 11 y 96 golpes/pie con algunos sectores que presentan valores de rechazo y el estrato de roca altamente a moderadamente meteorizada presente resistencia a la penetración estándar mayores de 50 golpes/pie.

Tabla 10. Resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) en el sitio de la presa Parita.

Sondeo	EL.	Prof. (m)	Prof. (m)	Prof.	N campo	Material
	(msnm)	inicial	final	Prom (m)		
AZ-PA-BH-01	101.68	1.1	1.55	1.33	18	Qco
AZ-PA-BH-01	99.28	3.5	3.95	3.73	34	Qco
AZ-PA-BH-01	97.33	5.45	5.90	5.68	93	Qco
AZ-PA-BH-01	94.88	7.40	8.85	8.13	74	Qco
AZ-PA-BH-01	93.43	9.35	9.80	9.58	96	Qco
AZ-PA-BH-02	76.40	0.50	0.70	0.60	50	Qco
AZ-PA-BH-03	114.23	0.55	1.00	0.78	13	Qco
AZ-PA-BH-03	113.23	1.55	2.00	1.78	17	Qco
AZ-PA-BH-03	110.78	4.00	4.45	4.23	23	Qco
AZ-PA-BH-03	109.15	5.60	6.10	5.85	38	Qco
AZ-PA-BH-04	107.78	0.00	0.45	0.23	14	Sr (TEO-TO)
AZ-PA-BH-04	107.33	0.45	0.90	0.68	11	Sr (TEO-TO)
AZ-PA-BH-04	106.88	0.90	1.35	1.13	24	Sr (TEO-TO)
AZ-PA-BH-04	106.43	1.35	1.80	1.58	21	Sr (TEO-TO)
AZ-PA-BH-05	106.78	1.00	1.45	1.23	19	Sr (TEO-TO)
AZ-PA-BH-05	86.58	2.20	2.65	2.43	31	Sr (TEO-TO)

4.3.4.2. Ensayos de mecánica de rocas

Se realizaron ensayos de compresión en roca en núcleos de roca sana de las perforaciones ejecutadas en el sitio de la presa Parita. En la Tabla 11 se muestran los resultados obtenidos en las cinco (5) perforaciones donde se ejecutaron

pruebas. En general se observa que las rocas de la Formación Valle Riquito (TO-RIO), corresponden a rocas blandas de resistencia baja a muy baja de acuerdo con la clasificación de Bieniawski (1973), mientras que las roca de la Formación Tonosí corresponde a rocas de resistencia media a baja.

Tabla 11. Resumen de resultados de resistencia en roca en el sitio de presa Parita

Sondeo	Elevación (msnm)	Profundidad (m)			σ_{ci} (MPa)	E (MPa)	Deformación axial (%)	Clasificación Bieniawski (1973)	Material
		inicial	final	Promedio					
AZ-PA-BH-01	87.95	14.30	15.80	15.05	19.86	6133.77	0.39	Muy baja	TEO-RIO (B)
AZ-PA-BH-01	77.00	25.00	27.00	26.00	40.94	10918.37	0.49	Baja	TEO-RIO (C)
AZ-PA-BH-02	56.85	19.40	20.90	20.15	8.18	2353.92	0.50	Muy baja	TEO-RIO (D)
AZ-PA-BH-02	43.90	32.20	34.00	33.10	-	-	-	-	-
AZ-PA-BH-03	107.25	7.00	8.50	7.75	53.96	14193.01	0.40	Medio	Qco
AZ-PA-BH-03	101.50	13.00	14.00	13.50	26.33	12619.44	0.24	Baja	TEO-TO (B)
AZ-PA-BH-03	88.00	26.00	28.00	27.00	67.12	14909.46	0.60	Medio	TEO-TO (C)
AZ-PA-BH-04	97.50	10.00	11.00	10.50	90.62	13478.70	0.89	Medio	TEO-TO (C)
AZ-PA-BH-04	94.00	13.00	15.00	14.00	64.46	78514.68	0.52	Medio	TEO-TO (C)
AZ-PA-BH-05	81.00	7.00	9.00	8.00	-	-	-	-	-
AZ-PA-BH-05	75.00	13.00	15.00	14.00	22.54	5076.40	0.59	Muy baja	TEO-TO (B)

4.4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

La caracterización geotécnica se estableció con base en los estratos identificados en la campaña de investigación geotécnica y considerados en el modelo geológico. De esta forma los parámetros geomecánicos de los materiales superficiales de suelo residual o depósitos y del macizo rocoso, existentes en el sitio de presa se subdividieron en: depósito coluvial (Qco), suelo residual de la formación Valle Riquito (TEO-RIO) y Tonosí (TEO-TO), roca altamente (Nivel A) moderadamente meteorizada (Nivel B) y roca levemente meteorizada (Nivel C) y sana (Nivel D) de cada una de las formaciones. En la Tabla 12 se presenta un resumen de los espesores de los estratos.

Tabla 12. Resumen de los espesores de los estratos encontrados en las exploraciones del sitio de presa Parita

Estrato	Espesor (m)			Profundidad Techo (m)		
	Promedio	Mínimo	Máximo	Promedio	Mínimo	Máximo
Sr (TEO-RIO)	-	-	-	-	-	-
Sr (TEO-TO)	4.0	3.2	4.9	-	-	-
Qco	9.8	4.0	12.8	-	-	-
Nivel B (TEO-RIO)	4.0	2.6	5.3	8.3	4.0	12.6
Nivel C (TEO-RIO)	6.4	5.5	15.0	12.4	6.6	18.1
Nivel D (TEO-RIO)	-	-	-	21.5	11.2	31.7
Nivel A (TEO-TO)	-	-	-	-	-	-
Nivel B (TEO-TO)	8.7	5.6	11.7	7.4	3.2	11.6
Nivel C (TEO-TO)	-	-	-	16.8	8.8	24.7

Nivel D (TEO-TO)	-	-	-	-	-	-
------------------	---	---	---	---	---	---

Como complemento, para la caracterización geotécnica, se utilizaron las correlaciones indicadas en la Tabla 13, Tabla 14 y Tabla 15 para estimar el ángulo de fricción (ϕ), cohesión (c') y el módulo de Young (E_s) a partir de resultados de ensayos de SPT, y los valores típicos de la Tabla 16 para estimar los parámetros de resistencia del suelo residual con base en las propiedades índice.

Tabla 13. Correlaciones empíricas para estimar el ángulo de fricción a partir del ensayo SPT.

Correlación	Referencia
$\phi = 23.7 + 0.57N_{60} - 0.0006(N_{60})^2$	(Meyerhof, 1965)
$\phi = 27.1 + 0.30N_{60} - 0.00054(N_{60})^2$	(Peck, Hanson, & Thornburn, 1974)
$\phi = \arctan \left(\left(\frac{N}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_0}{Pat} \right)} \right)^{0.34} \right)$	(Schmertmann, & N. Raleigh, 1975)
$\phi = \sqrt{20N_{60} + 20}$	(Hatanaka, 1996)
$\phi = 15 + (20N_{172})^{0.5}$	Kishida, 1969 tomado de (González G, 1999)

Tabla 14. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (E_s) en diferentes tipos de suelo a partir del SPT

TIPO DE SUELO	CORRELACIÓN (E_s en kPa)	REFERENCIA
Gravas	$600(N+6)$ $N \leq 15$ $600(N+6)+2000$ $N > 15$	(Bowles, 1996)
Arenas saturadas	$250(N+15)$	(Bowles, 1996)
Arenas limosas	$1800+270N$ $N \leq 15$ $7740+135N$ $N > 15$	Ten et al, 1991
Arenas arcillosas	$320(N+15)$	(Bowles, 1996)
Limos	$300(N+6)$	(Bowles, 1996)
Arcillas	Arcilla de alta plasticidad $E = 300 \cdot S_u$ Arcilla de baja plasticidad $E = 1000 \cdot S_u$ (S_u es la resistencia al corte no drenado)	(Bowles, 1996)

Tabla 15. Relación entre la resistencia al corte no drenada (S_u) y el ensayo de SPT

PLASTICIDAD DEL SUELO	CORRELACIÓN (S_u en kPa)	REFERENCIA
Baja ($IP < 20$)	$4.4 * N$	(Stroud, 1974)
	$3.75 * N$	(Sowers, 1979)
Media ($20 \leq IP < 30$)	$6.7 * N$	(Terzaghi, & Peck, 1967)
	$7.5 * N$	(Sowers, 1979)
Alta ($IP \geq 30$)	$29.0 * N^{0.72}$	(Hara, Ohta, Niwa, Tanaka, & Banno, 1974)
	$12.5 * N$	(Sowers, 1979)

Tabla 16. Parámetros de resistencia típicos para materiales arcillosos de acuerdo con Ortiz et al. (1982).

TIPO	ÍNDICE DE LIQUIDEZ	PARÁMETRO	RELACIÓN DE VACÍOS						
			0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05
Arenoso	$0 < IL < 0.25$	c (kPa)	15	11	8	--	--	--	--
		φ (°)	30	29	27	--	--	--	--
	$0.25 < IL < 0.75$	c (kPa)	13	9	6	3	--	--	--
		φ (°)	28	26	24	21	--	--	--
Limoso	$0 < IL < 0.25$	c (kPa)	47	37	31	25	22	19	--
		φ (°)	26	25	24	23	22	20	--
	$0.25 < IL < 0.50$	c (kPa)	39	34	28	23	18	15	--
		φ (°)	24	23	22	21	19	17	--
	$0.50 < IL < 0.75$	c (kPa)	--	--	25	20	16	14	12
		φ (°)	--	--	19	18	16	14	12
Arcilloso	$0 < IL < 0.25$	c (kPa)	--	81	68	54	47	41	36
		φ (°)	--	21	20	19	18	16	14
	$0.25 < IL < 0.50$	c (kPa)	--	--	57	50	43	37	32
		φ (°)	--	--	18	17	16	14	11
	$0.50 < IL < 0.75$	c (kPa)	--	--	45	41	36	33	29
		φ (°)	--	--	15	14	12	10	7

4.4.1. Depósito coluvial (Q_{co})

El depósito coluvial (Q_{co}), se encuentra localizado sobre los dos estribos del río el Parita. En la Tabla 17 se presentan los valores de gravedad específica, humedad natural y límites de Atterberg. A partir de los resultados se evidencia que el depósito coluvial (Q_{co}), tiene un IP de 17.4% en promedio, la humedad natural es en promedio de 27.6% y se encuentra muy cerca al valor de límite plástico 28.2%, lo cual es un indicio que las muestras se encuentran secas y pueden presentar fisuración.

 Tabla 17. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el depósito coluvial (Q_{co}).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
SG	2.53	0.05	2.46	2.61
w (%)	27.60	11.38	13.80	46.60
LL (%)	45.60	4.77	41.00	51.00
PL (%)	28.20	2.59	25.00	32.00

IP (%)	17.40	5.18	13.00	26.00
LI (%)	0.01	0.56	-0.64	0.81

En la Figura 19 se muestra la carta de plasticidad de la muestras obtenidas en el depósito coluvial, a partir de esta se evidencia que la fracción fina corresponde con arcillas de baja plasticidad.

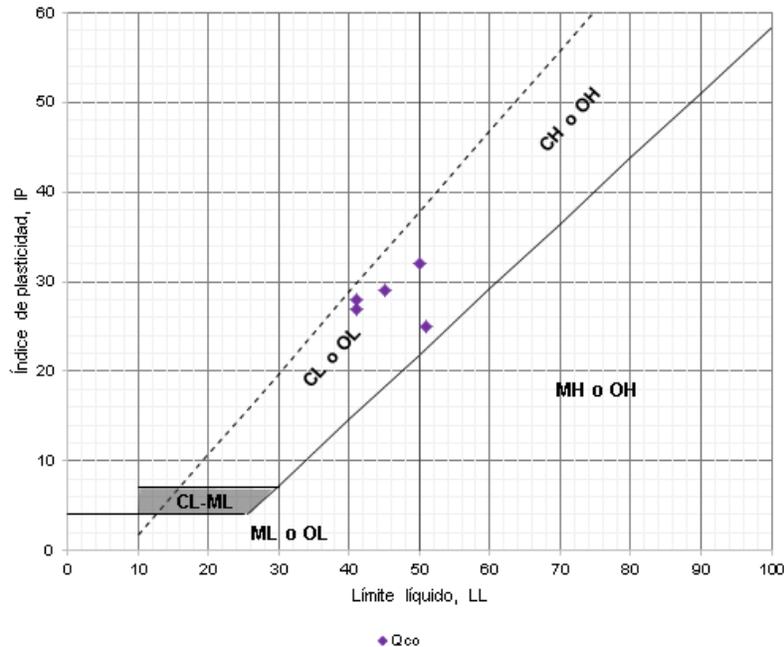


Figura 19. Carta de plasticidad depósito coluvial (Qco).

En la Tabla 18 se presenta un resumen de las granulometrías realizadas a las muestras del depósito coluvial, en donde se aprecia que el material es principalmente fino, presentando un contenido de partículas menores de 75 micras entre el 20 y 97 % y un contenido de arenas entre 3 y 79 %, y un contenido de partículas de tamaño grava entre el 0 y 24 %.

Tabla 18. Granulometría del suelo residual.

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
G (%)	6.00	9.10	0.00	24.00
S (%)	38.17	24.80	3.00	79.00
F (%)	55.83	25.01	20.00	97.00

Inicialmente, se recurrió a obtener el valor de ángulo de fricción a partir de correlaciones en función del valor del número de golpes obtenido del ensayo de penetración estándar SPT para este material (véase Tabla 10). Lo valores se obtuvieron en función de las correlaciones propuestas en la Tabla 13 y los resultados para cada autor se presentan en la Tabla 19.

Tabla 19. Valor de ángulo de fricción del coluvión en función de correlaciones.

Valor	ϕ' Kishida	Peck, Hanson & Thornburn (1974)	Meyerhof (1965)	Peck et al. (1974)	Schmertmann (1975)	Hatanaka & Uchida (1996)
Prom	36	38	40	35	47	43

Desv.est	7	5	9	5	5	7
Mínimo	29	32	30	30	41	35
Máximo	47	46	57	44	56	55

Teniendo en cuenta el origen del depósito cuaternario y la presencia de bloques, los valores obtenidos partir del ensayo de penetración estándar son altos y tienden a sobreestimar los valores ángulo de fricción de estos materiales, se procedió a contrastar la estimación con otras correlaciones.

En función de lo anterior, los parámetros de resistencia efectivos fueron determinados con base en las propiedades índice con los valores típicos definidos en la Tabla 16 (Ortiz et al., 1982). Los parámetros calculados para el depósito coluvial se resumen en la Tabla 20.

El peso unitario total del suelo se adoptó a partir de resultados de ensayos de humedad natural (w) y gravedad específica (G_s), suponiendo una saturación (S) de 80% para muestras recuperadas en perforaciones a profundidades por encima del nivel freático. Mientras que para considerar la variabilidad de la cohesión y el ángulo de fricción se asumió que estos parámetros se distribuyen bajo una función de probabilidad normal, con los valores de desviación estándar y valor mínimo y máximo.

Tabla 20. Parámetros de resistencia depósito coluvial (Qco)

Descripción	Espesor (m)	γ_t (kN/m ³)	Resistencia		Es (MPa)
			Efectiva		
			ϕ' (°)	c' (kPa)	
Depósito coluvial (Qco)	1 - 12	17.0	26-41	2 - 10	17
Nota: Los valores corresponden al promedio de los datos.					
Convenciones:					
ϕ' = Ángulo de fricción efectiva			γ_t = Peso unitario total		
c' = Cohesión efectiva			Su = Resistencia no drenada		
Es = Módulo de Young			N.A. = No aplica		
Vs = Velocidad de onda cortante					

4.4.2. Suelo residual (Sr)

Los suelos residuales de las Formaciones Valle Riquito y Tonosí se encuentran hacia los estribos de la presa y en la zona del vertedero. Estos materiales corresponde principalmente a arcillas y limos con contenido de arenas y en menor proporción gravas.

En la Tabla 21 se muestran los valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el suelo residual de la Formación Tonosí, a partir de los cuales se evidencia que los valores de plasticidad IP se encuentran entre 10.10 y 39.20, la humedad natural entre 30.70 y 54.50, el límite líquido entre 49.00 y 59.00, límite plástico entre 27.00 y 31.00 y el índice de liquidez entre 0.17 y 0.84, que sugieren que el material se encuentra húmedo. En la Figura 20 se presenta la carta de plasticidad con los resultados del suelo residual de la Formación Tonosí.

Tabla 21. Valores de gravedad específica y límites de Atterberg para el suelo residual de la Formación Tonosí (Sr TEO-TO).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
SG	2.44	0.03	2.42	2.46

w (%)	42.6	16.8	30.7	54.5
LL (%)	54.0	7.1	49.0	59.0
PL (%)	29.0	2.8	27.0	31.0
IP (%)	21.8	9.0	10.1	39.2
LI (%)	0.50	0.48	0.17	0.84

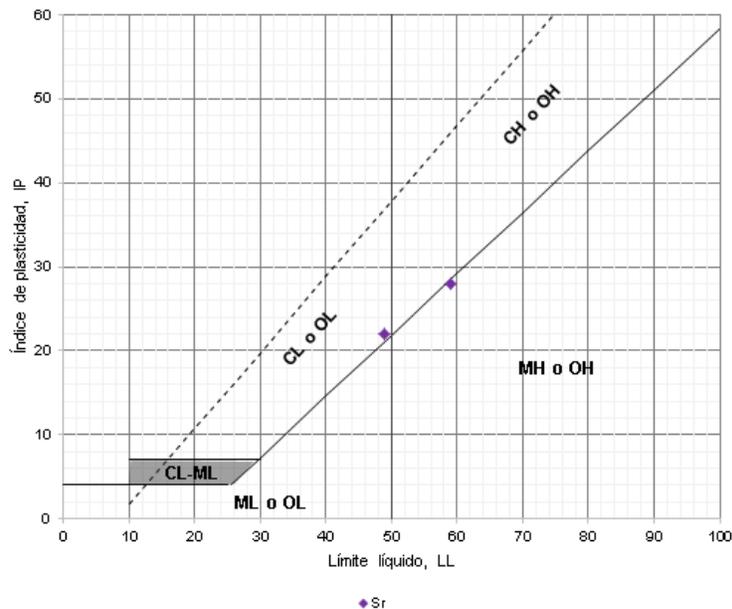


Figura 20. Carta de plasticidad suelo residual de la Formación Tonosí (Sr TEO-TO).

En la Tabla 22 se presenta un resumen de las granulometrías realizadas a las muestras de suelo residual de la Formación Tonosí, en donde se aprecia que el material es principalmente fino, presentando un contenido de partículas menores de 75 micras entre el 35 y 99% y un contenido de arenas entre 1 y 33 %, y un contenido de partículas de tamaño grava entre el 1 y 32 %.

Tabla 22. Granulometría del suelo residual de la Formación Tonosí (Sr TEO-TO).

Parámetro	Promedio	Desv Std	Mínimo	Máximo
G (%)	16.0	22.6	0.0	32.0
S (%)	17.0	22.6	1.0	33.0
F (%)	67.0	45.3	35.0	99.0

Los parámetros calculados para el suelo residual de la Formación Tonosí se resumen en la Tabla 23. El peso unitario total del suelo se adoptó a partir de resultados de ensayos de humedad natural (w) y gravedad específica (Gs), suponiendo una saturación (S) de 80% para muestras recuperadas en perforaciones a profundidades por encima del nivel freático. Mientras que los parámetros de resistencia efectivos fueron determinados con base en las propiedades índice con los valores típicos definidos en la Tabla 16 (Ortiz et al., 1982).

Tabla 23. Parámetros de resistencia suelo residual de la Formación Tonosí (Sr TEO-TO)

Descripción	Espesor	γ_t (kN/m ³)	Resistencia	Es (MPa)
-------------	---------	---------------------------------	-------------	----------

	(m)		ϕ' (°)	c' (kPa)	
Suelo residual de la Formación Tonosí (Sr TEO-TO)	2-5	18.0	25	20	18
Nota: Los valores corresponden al promedio de los datos.					
Convenciones:					
	ϕ' = Ángulo de fricción efectiva		γ_t = Peso unitario total		
	c' = Cohesión efectiva		N.A. = No aplica		
	Es = Módulo de Young				
	Vs = Velocidad de onda cortante				

Puesto que en ninguna de las exploraciones geotécnicas realizadas en la zona de la presa se tomaron muestras o se realizaron ensayos de campo sobre el suelo residual procedente de la Formación Valle Riquito (Sr TEO-RIO), no fue posible estimar las propiedades geomecánicas de dicho material. Por lo tanto, para los diseños contemplados en este informe se adoptaron los parámetros geotécnicos definidos para el suelo residual de la formación Tonosí, en donde se tienen condiciones geológicas similares en el lecho del río y se identificó similitud de las propiedades índice de los depósitos coluviales. Dado que los depósitos coluviales suprayacen los suelos residuales y que la génesis de estos depósitos está fuertemente ligada a los suelos residuales se estiman parámetros de resistencia de los suelos residuales de las dos márgenes son similares, dichos parámetros se resumen en la Tabla 24. Para la siguiente etapa de diseño del proyecto, se recomienda ejecutar un plan de exploración con perforaciones y apiques, ensayos in situ y de laboratorio que permitan validar la estimación.

Tabla 24. Parámetros de resistencia suelo residual de la Formación Valle Riquito (Sr TEO-RIO).

Descripción	Espesor (m)	γ_t (kN/m ³)	Resistencia		Es (MPa)
			Efectiva		
			ϕ' (°)	c' (kPa)	
Suelo residual de la Formación Valle Riquito (Sr TEO-RIO)	2-5	18.0	25	20	18
Nota: Los valores corresponden al promedio de los datos.					
Convenciones:					
	ϕ' = Ángulo de fricción efectiva		γ_t = Peso unitario total		
	c' = Cohesión efectiva		Su = Resistencia no drenada		
	Es = Módulo de Young		N.A. = No aplica		
	Vs = Velocidad de onda cortante				

4.4.3. Formación Tonosí (TEO-TO)

La caracterización del macizo rocoso se realizó a partir del modelo geológico, del sistema de clasificación GSI (*Geological Strength Index*) y del criterio de Hoek-Brown (1997, 2002, 2018). El criterio permite obtener los parámetros de resistencia del macizo rocoso a partir de las características de la roca intacta, considerando la existencia de las discontinuidades, su grado de meteorización, el factor de alteración asociado al método de excavación de la roca y el estado de esfuerzos al que se encuentra sometido el material. En la Ecuación 1 se indica el criterio de Hoek y Brown.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 - \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Ecuación 1. Criterio de Hoek y Brown

Donde:

σ'_1 : Esfuerzo principal mayor

σ'_3 : Esfuerzo principal menor

σ_{ci} : Resistencia a la compresión de la roca intacta

m_b , s y a : Parámetros del Criterio de Hoek & Brown

Las expresiones que definen los parámetros del Criterio de Hoek & Brown se muestran en la Ecuación 2 a la Ecuación 4.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

Ecuación 2.

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

Ecuación 3.

$$a = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

Ecuación 4.

La variable “D” corresponde al factor de alteración y relajación de esfuerzos del macizo rocoso, el cual varía entre 0 y 1 dependiendo de las condiciones de excavación y su afectación al macizo rocoso. El valor de cero corresponde a ninguna alteración o detrimento de las condiciones del macizo, mientras que un valor de 1 hace referencia a un macizo muy afectado y deteriorado por inadecuados procesos de corte o voladura.

La variable “ m_i ” es una constante de la roca y su relación con el comportamiento mecánico fue definido por Hoek & Brown por medio de la Ecuación 5 y de la Ecuación 6. Combinando ambas relaciones con los resultados de los ensayos en roca es posible estimar el valor de “ m_i ”.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}$$

Ecuación 5. (Hoek & Brown, 1997).

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b}$$

Ecuación 6. El valor de “s” es igual a 1 y “ m_b ” es igual a “ m_i ” para roca intacta (Hoek & Brown, 1997).

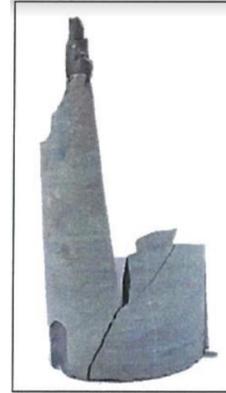
Los valores del GSI fueron estimados con base en la evaluación en campo de los afloramientos rocosos y las condiciones evidenciadas en los núcleos de perforación para los diferentes estratos que se presentan en el perfil de meteorización.

El criterio de clasificación de Bieniawski requiere de valores compresión confinada el cual se asignó de acuerdo con los resultados de los ensayos ejecutados en las rocas de cada uno de las formaciones que se describe en los siguientes numerales. A continuación se presenta el detalle de la caracterización de los macizos para los diferentes niveles de meteorización.

El macizo rocoso de la formación Tonosí (TEO-TO) subyace a los suelos residuales (Sr) y depósitos coluviales (Qco). La Formación se compone de limolitas con lentes de areniscas con resistencia a la compresión simple promedio de 54.21 MPa, módulo de elasticidad promedio de 24,920 MPa. La ubicación espacial y los espesores de estos estratos presentan una variabilidad significativa por lo que la caracterización de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso se desarrolló por medio del criterio de Hoek & Brown (1997) y al sistema de clasificación RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski (1989). En la Figura 21 se presentan núcleos de roca pertenecientes a la Formación Tonosí.



Muestra a 26.3 m
Resistencia baja
AZ-PA-BH-03



Muestra a 10.65 m
Resistencia media
AZ-PA-BH-04

Figura 21. Núcleos recuperados de la perforación AZ-PA-BH-03 y AZ-PA-BH-04. Sitio de presa Parita

Los resultados de los valores de RQD y recobro en profundidad para las perforaciones del sitio de presa Parita se presentan en la Figura 22. En esta misma Figura se presentan los valores de GSI en profundidad. A partir de la información presentada y de los estratos identificados es posible identificar un valor promedio de GSI para el estrato de roca moderadamente y levemente meteorizada y para el estrato de roca sana.

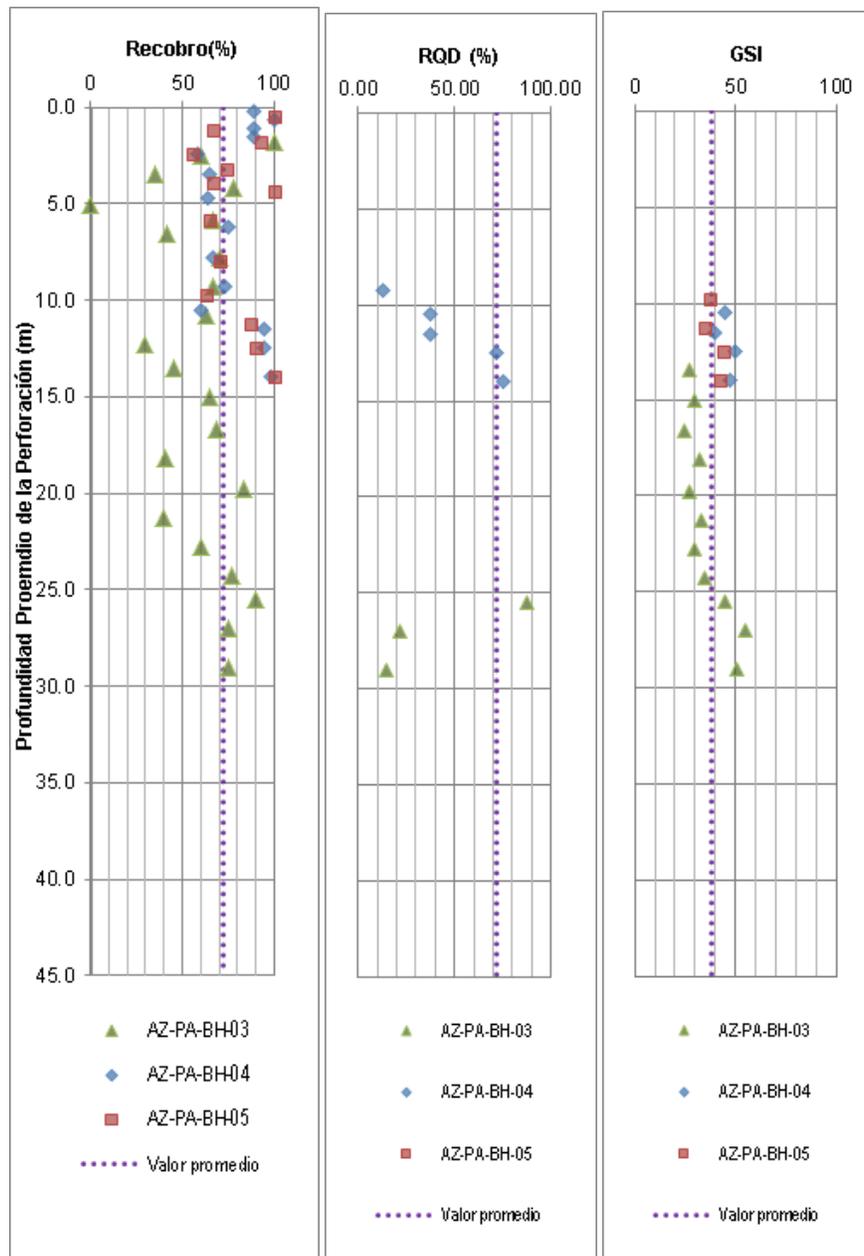


Figura 22. Formación Tonosí (TEO-TO) recobro, RQD y GSI.

Los valores medios estimados, para roca moderadamente meteorizada (Horizonte B) se encuentra un valor promedio de GSI= 32, para la roca levemente meteorizada (Horizonte C) se tiene un valor promedio de GSI= 47 y para roca roca sana (Horizonte D) se estima un valor estimado de GSI= 65. Se aclara que el horizonte A no fue identificado en el sitio presa.

Tomando cada resultado de resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta de los ensayos de compresión confinada se generó un conjunto de datos combinando tres valores de GSI de 20, 32 y 45 para roca moderadamente meteorizada, valores de GSI de 40, 47 y 55 para roca levemente meteorizada y valores de GSI de 60, 65 y 70 para roca sana, con los valores de "mi" mínimo, máximo y promedio típicos de limolitas entre 5 y 9, y alturas H de 20, 10 y 5 m estimadas de corte para el vertedero. En cada caso se utilizó un factor de disturbancia D = 0.3, 0.5 y 0.7 y se tomó el módulo de Young estimado a partir de los ensayos de compresión simple.

Utilizando los resultados de todas las combinaciones se realizó un análisis de sensibilidad simple que permitió la elaboración de gráficas tipo “tornado” para visualizar la variabilidad y la sensibilidad de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción. Por último se caracterizaron los parámetros de resistencia al corte equivalentes del criterio Mohr-Coulomb según una distribución de probabilidad definida a partir de histogramas de los datos generados con las combinaciones.

En la Figura 23, Figura 24 y Figura 25 se presentan las gráficas tipo tornado que resultan del análisis de sensibilidad realizado para los parámetros de resistencia al corte y módulo de deformación del estrato de roca para cada uno de los horizontes de meteorización (B, C y D). En las tres figuras el eje central representa el promedio del parámetro y se indican los valores mínimos y máximos obtenidos al variar una sola variable mientras se mantienen las demás como constantes con su respectivo valor promedio. La barra superior corresponde a la variación total encontrada en todo el conjunto de combinaciones, la cual se presenta con el fin de comparar la influencia de cada variable en la variabilidad total.

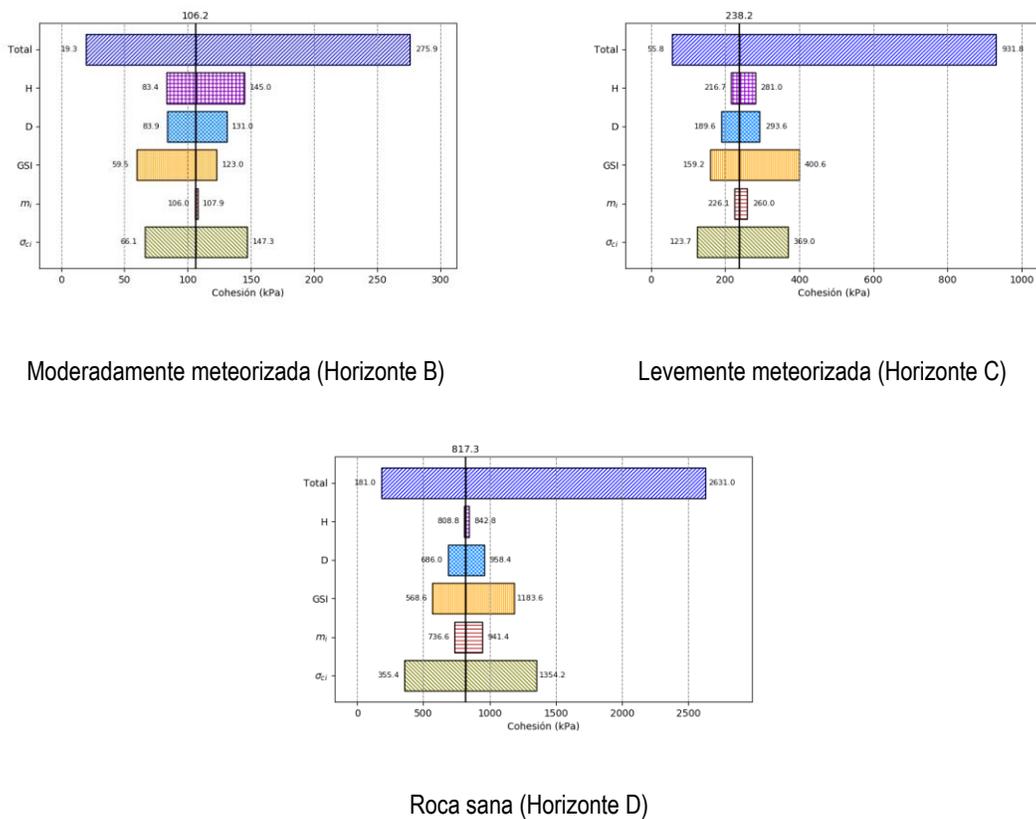
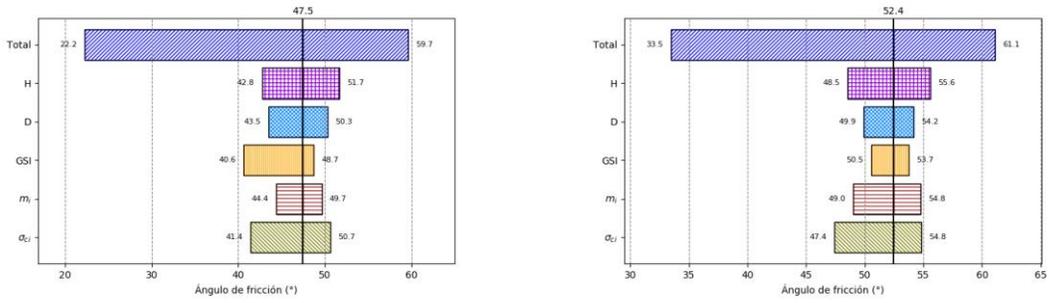
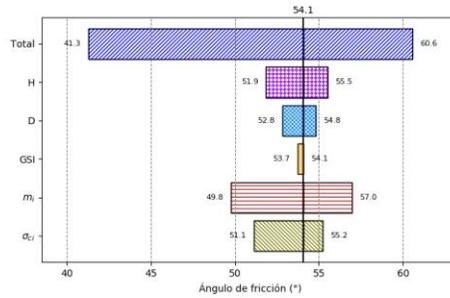


Figura 23. Formación Tonosí (TEO-TO). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión según horizonte de meteorización. Presa Parita.



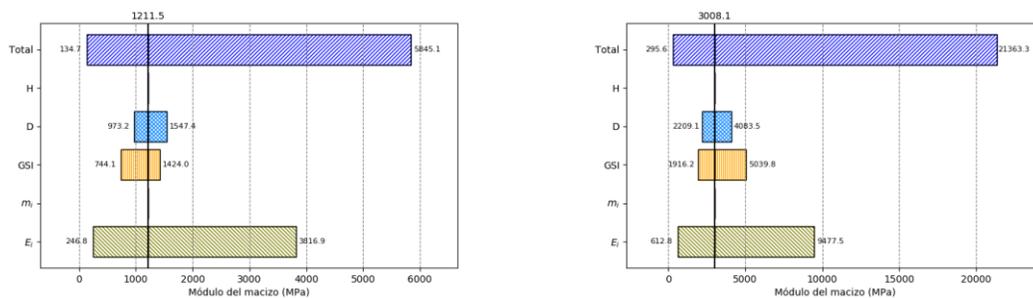
Moderadamente meteorizada (Horizonte B)

Levemente meteorizada (Horizonte C)



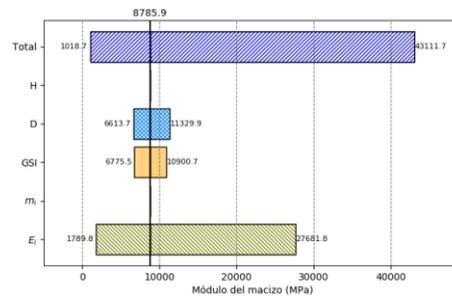
Roca sana (Horizonte D)

Figura 24. Formación Tonosí (TEO-TO). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción según horizonte de meteorización. Presa Parita.



Moderadamente meteorizada (Horizonte B)

Levemente meteorizada (Horizonte C)

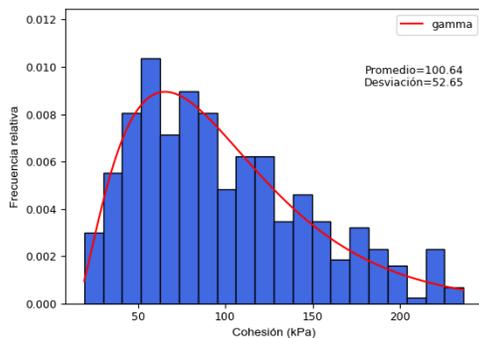


Roca sana (Horizonte D)

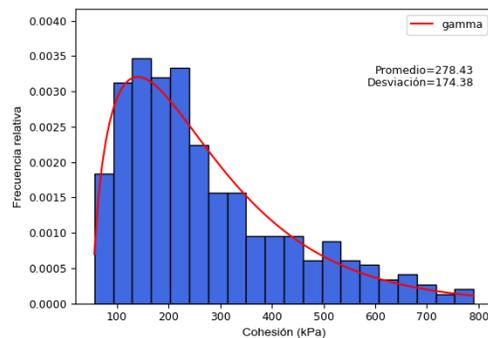
Figura 25. Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de elasticidad según horizonte de meteorización. Presa Parita.

Adicionalmente, se ejecutaron histogramas de frecuencia y se determinaron su correspondiente función de densidad de probabilidad de mejor ajuste para la cohesión, ángulo de fricción y módulo del macizo del estrato de roca en función de su grado de meteorización para la formación Tonosí (véase Figura 26, Figura 27 y Figura 28).

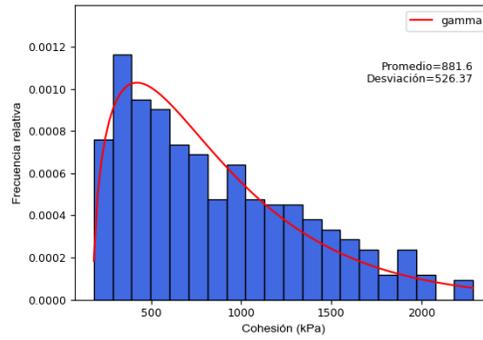
Las funciones de distribución que mejor se ajustan a las variables de resistencia (cohesión y el ángulo de fricción) es la Gamma y la normal, mientras que para el módulo de deformación del macizo la distribución log-normal logra un mejor ajuste del histograma de frecuencia.



Moderadamente meteorizada (Horizonte B)

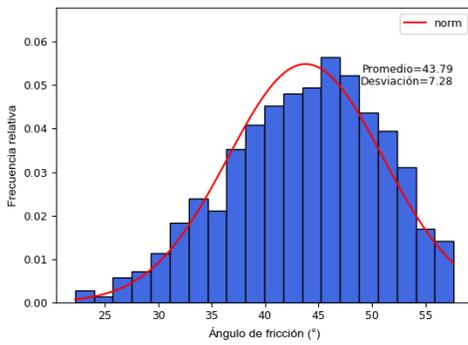


Levemente meteorizada (Horizonte C)

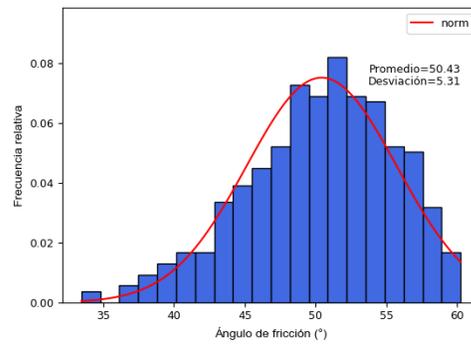


Roca sana (Horizonte D)

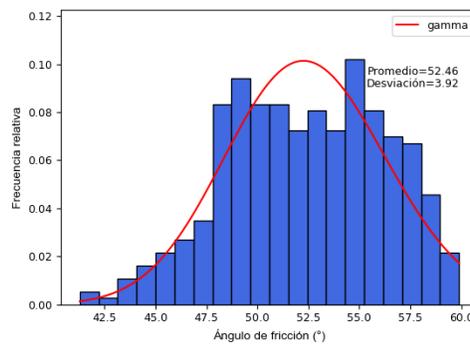
Figura 26. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para la cohesión según horizonte de meteorización. Presa Parita.



Moderadamente meteorizada (Horizonte B)



Levemente meteorizada (Horizonte C)



Roca sana (Horizonte D)

Figura 27. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para el ángulo de fricción según horizonte de meteorización. Presa Parita.

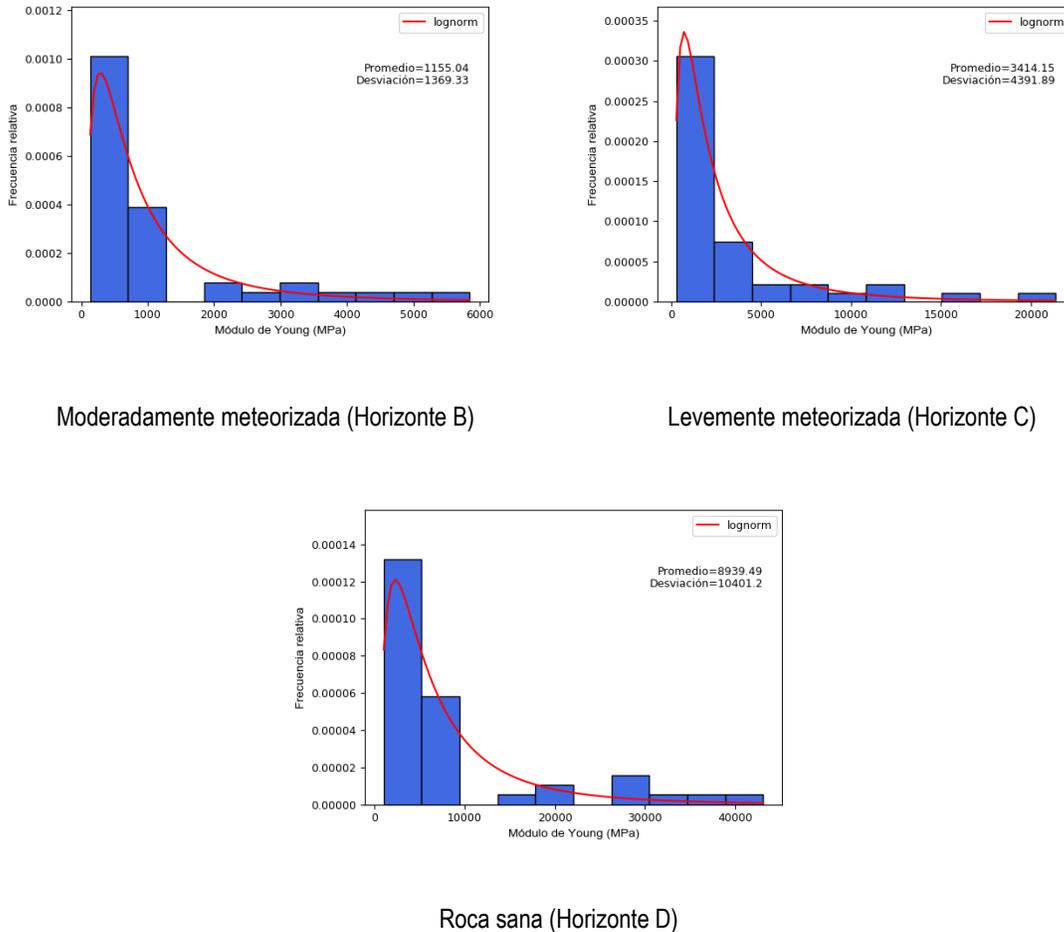


Figura 28. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para el módulo de elasticidad según horizonte de meteorización. Presa Parita.

4.4.4. Formación Valle Riquito (TEO-RIO)

De forma similar a la Formación Tonosí, para la Formación Valle Riquito se realizó la caracterización del macizo rocoso se realizó a partir del modelo geológico, del sistema de clasificación GSI (*Geological Strength Index*) y del criterio de Hoek-Brown (1997, 2002, 2018). A continuación se describen las condiciones encontradas en la Formación Valle Riquito

El macizo rocoso de la formación Valle Riquito (TEO-RIO) subyace a los suelos residuales (Sr) y depósitos coluviales (Qco). La Formación se compone principalmente de dioritas con resistencia a la compresión simple promedio de 22.99 MPa, módulo de elasticidad promedio de 6,469 MPa. La ubicación espacial y los espesores de estos estratos presentan una variabilidad significativa por lo que la caracterización de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso se desarrolló por medio del criterio de Hoek & Brown (1997) y al sistema de clasificación RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski (1989).



Muestra a 26.8 m
Resistencia baja
AZ-PA-BH-01



Muestra a 19.65 m
Resistencia muy baja
AZ-PA-BH-02

Figura 29. Núcleos recuperados de la perforación AZ-PA-BH-01 y AZ-PA-BH-02. Sitio de presa Parita

Los resultados de los valores de RQD y recobro en profundidad para las perforaciones del sitio de presa Parita se presentan en la Figura 30. En esta misma Figura se presentan los valores de GSI en profundidad. A partir de la información presentada y de los estratos identificados es posible identificar un valor promedio de GSI para el estrato de roca completamente a moderadamente meteorizada y para el estrato de roca sana o levemente meteorizada.

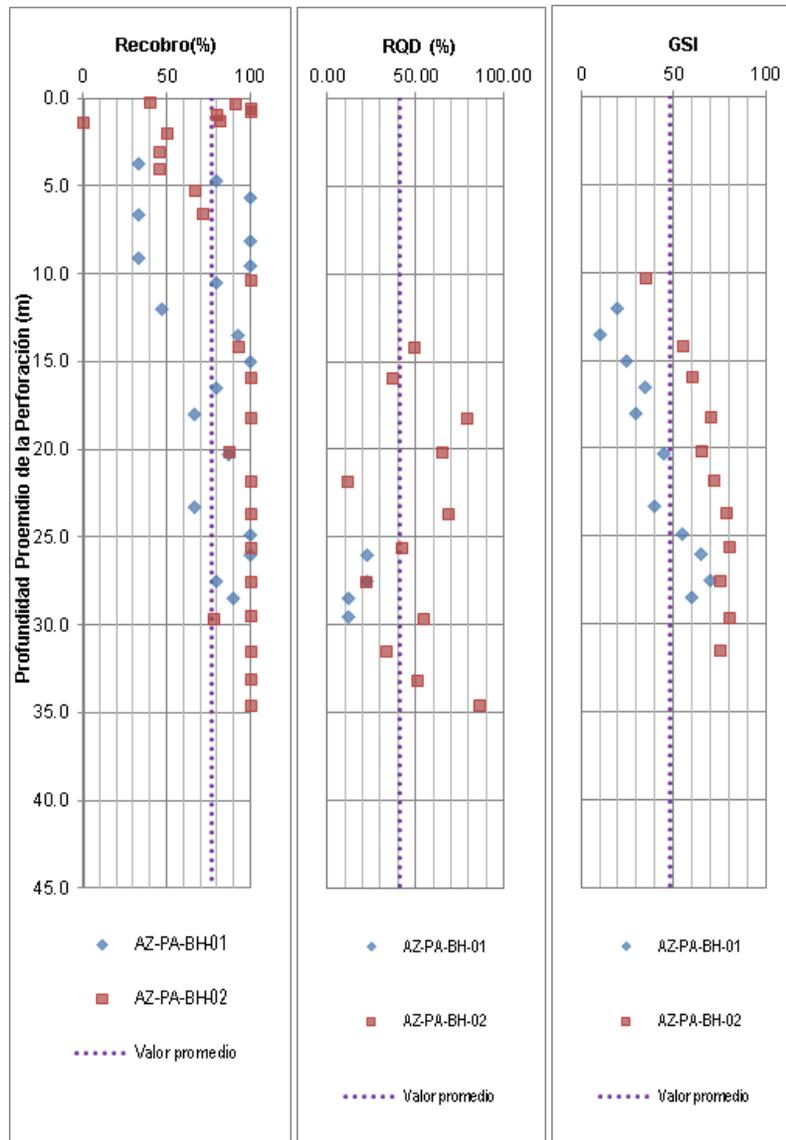


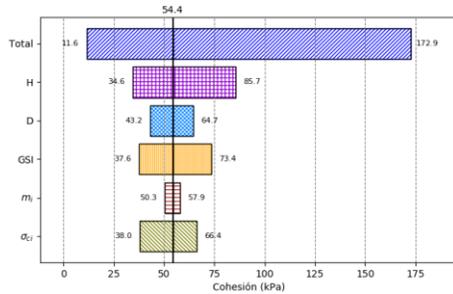
Figura 30. Formación Valle Riquito (TEO-RIO) recobro, RQD y GSI.

Los valores medios estimados, para roca altamente meteorizada (Horizonte A) el valor promedio de GSI es igual a 17, para moderadamente meteorizada (Horizonte B) se encuentra un valor promedio de GSI= 32, para la roca levemente meteorizada (Horizonte C) se tiene un valor promedio de GSI= 52 y para roca roca sana (Horizonte D) se estima un valor estimado de GSI= 67.

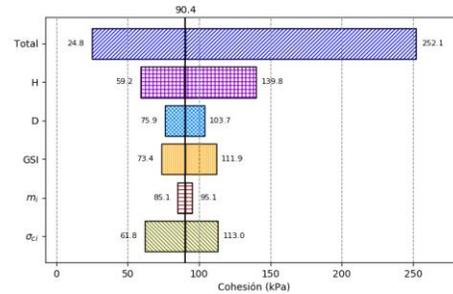
Tomando cada resultado de resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta de los ensayos de compresión confinada se generó un conjunto de datos combinando tres valores de GSI de 10, 17 y 25 para roca altamente meteorizada, valores de GSI de 25, 32 y 40 para roca moderadamente meteorizada, valores de GSI de 45, 52 y 60 para roca levemente meteorizada y valores de GSI de 60, 67 y 80 para roca sana, con los valores de "mi" mínimo, máximo y promedio típicos de dioritas entre 20 y 30, y alturas H de 20, 10 y 5 m estimadas de corte para el vertedero. En cada caso se utilizó un factor de disturbancia D = 0.3, 0.5 y 0.7 y se tomó el módulo de Young estimado a partir de los ensayos de compresión simple.

Utilizando los resultados de todas las combinaciones se realizó un análisis de sensibilidad simple que permitió la elaboración de gráficas tipo “tornado” para visualizar la variabilidad y la sensibilidad de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción. Por último se caracterizaron los parámetros de resistencia al corte equivalentes del criterio Mohr-Coulomb según una distribución de probabilidad definida a partir de histogramas de los datos generados con las combinaciones.

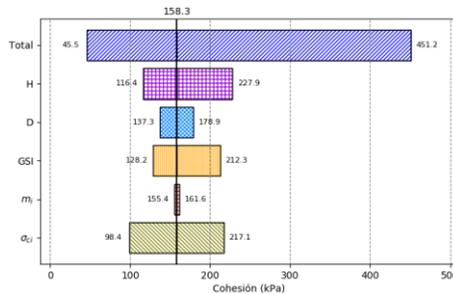
En la Figura 31, Figura 32 y Figura 33 se presentan las gráficas tipo tornado que resultan del análisis de sensibilidad realizado para los parámetros de resistencia al corte y módulo de deformación del estrato de roca completamente a moderadamente meteorizada. En las tres figuras el eje central representa el promedio del parámetro y se indican los valores mínimos y máximos obtenidos al variar una sola variable mientras se mantienen las demás como constantes con su respectivo valor promedio. La barra superior corresponde a la variación total encontrada en todo el conjunto de combinaciones, la cual se presenta con el fin de comparar la influencia de cada variable en la variabilidad total.



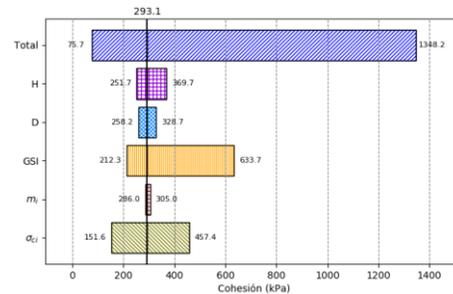
Altamente meteorizada (Horizonte A)



Moderadamente meteorizada (Horizonte B)

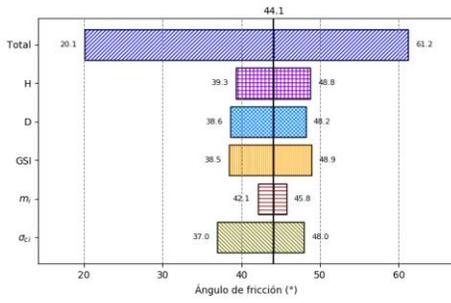


Levemente meteorizada (Horizonte C)

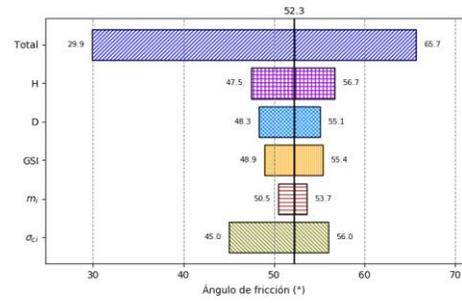


Roca Sana (Horizonte D)

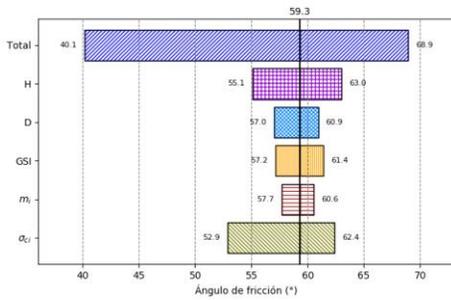
Figura 31. Formación Valle Riquito (TEO-RIO). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para la cohesión según horizonte de meteorización. Presa Parita.



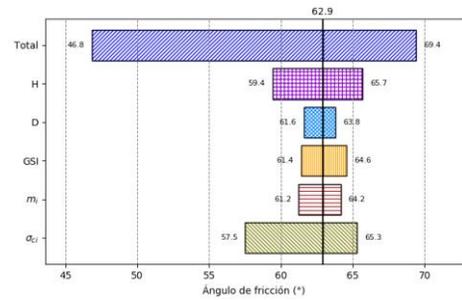
Altamente meteorizada (Horizonte A)



Moderadamente meteorizada (Horizonte B)

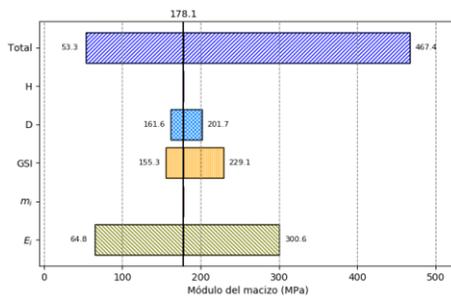


Levemente meteorizada (Horizonte C)

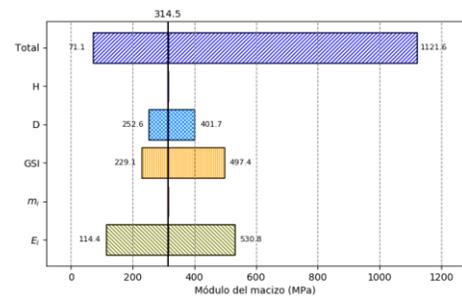


Roca Sana (Horizonte D)

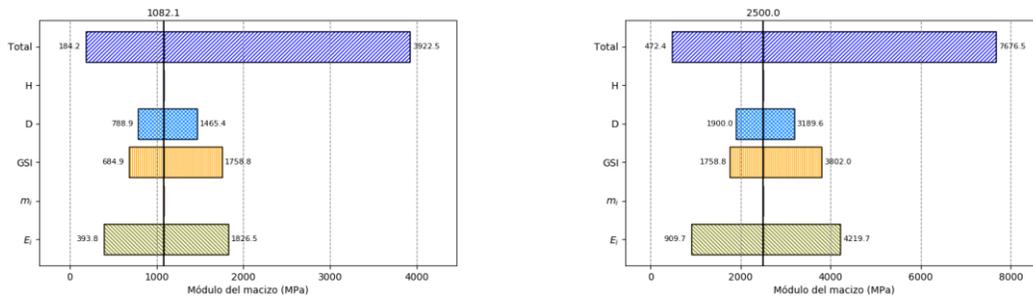
Figura 32. Formación Valle Riquito (TEO-RIO). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el ángulo de fricción según horizonte de meteorización. Presa Parita.



Altamente meteorizada (Horizonte A)



Moderadamente meteorizada (Horizonte B)

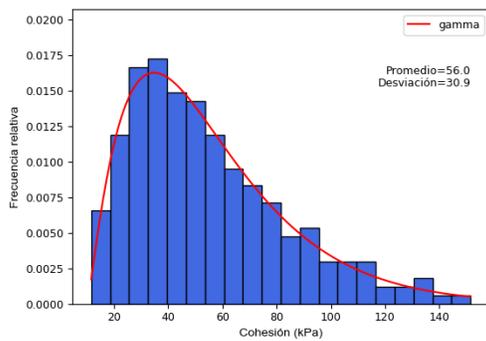


Levemente meteorizada (Horizonte C)

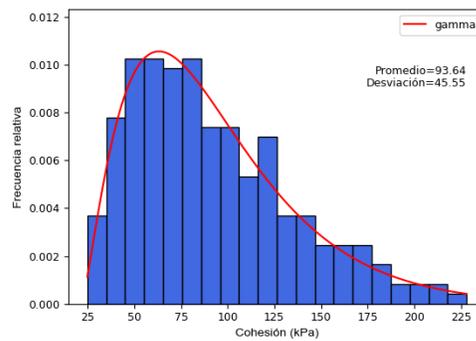
Roca Sana (Horizonte D)

Figura 33. Formación Valle Riquito (TEO-RIO). Gráfica de sensibilidad tipo tornado para el módulo de elasticidad según horizonte de meteorización. Presa Parita.

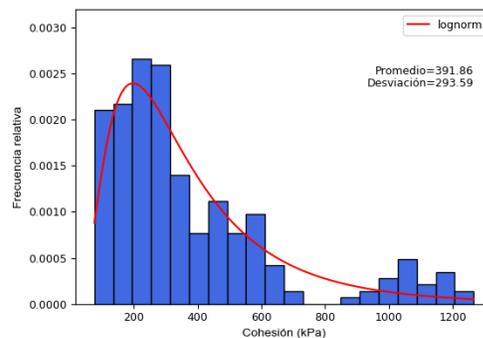
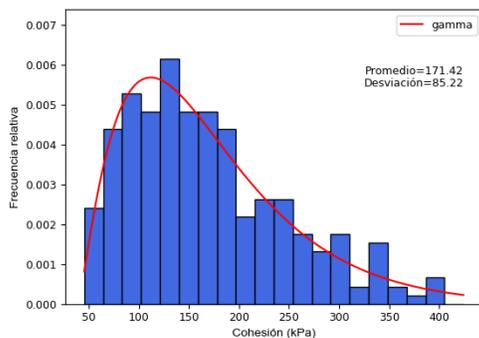
Los histogramas de frecuencia con la correspondiente función de densidad de probabilidad de mejor ajuste para la cohesión, ángulo de fricción y módulo del macizo del estrato de roca en función de su grado de meteorización de la formación Valle Riquito se presentan en la Figura 34, Figura 35 y Figura 36.



Altamente meteorizada (Horizonte A)



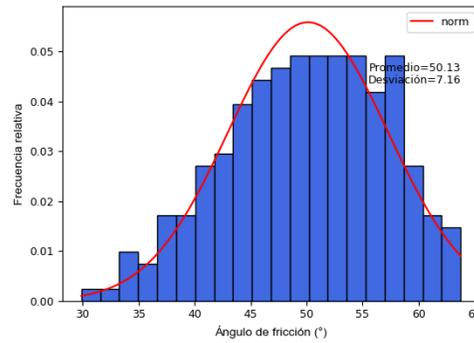
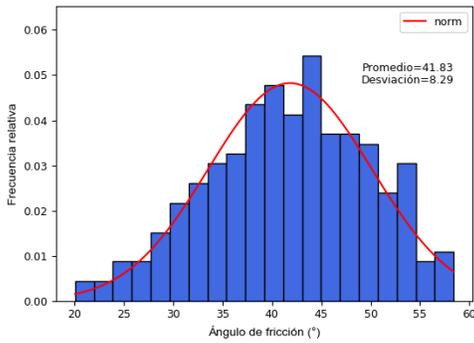
Moderadamente meteorizada (Horizonte B)



Levemente meteorizada (Horizonte C)

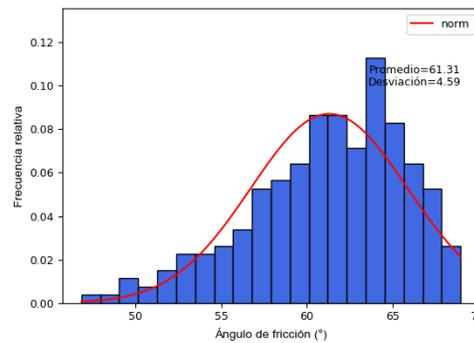
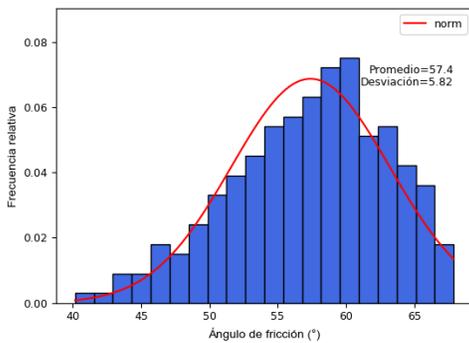
Roca Sana (Horizonte D)

Figura 34. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para la cohesión según horizonte de meteorización. Presa Parita.



Altamente meteorizada (Horizonte A)

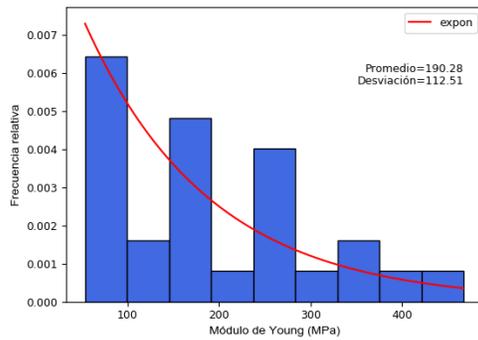
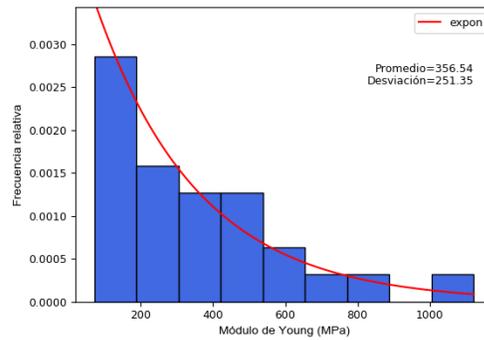
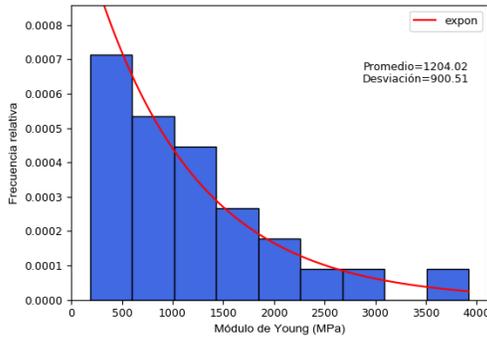
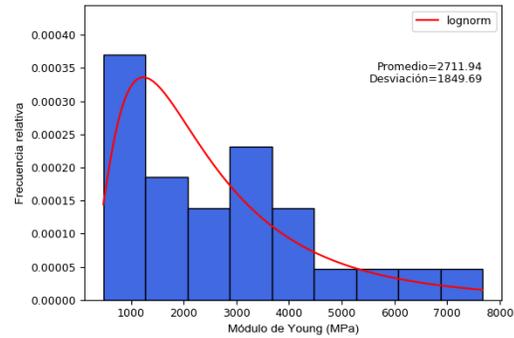
Moderadamente meteorizada (Horizonte B)



Levemente meteorizada (Horizonte C)

Roca Sana (Horizonte D)

Figura 35. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para el ángulo de fricción según horizonte de meteorización. Presa Parita.


Altamente meteorizada (Horizonte A)

Moderadamente meteorizada (Horizonte B)

Levemente meteorizada (Horizonte C)

Roca Sana (Horizonte D)
Figura 36. Gráfica de histogramas y función de probabilidad para el módulo de elasticidad según horizonte de meteorización. Presa Parita.

4.4.5. Material de relleno

Las características de resistencia al corte del material de enrocado (Zona 3B) de la presa fueron definidas a partir de la estimación del ángulo de fricción considerando valores típicos reportados por Thomas M. Leps, (1970) y Marsal, (1972). Estos autores establecieron los valores típicos presentados en la Tabla 25 para definir la envolvente de falla a partir de la relación esfuerzo normal y esfuerzo cortante. Los materiales aplican para enrocados duros, enrocados blandos y gravas. En la Figura 37 se muestran las curvas de variación de esfuerzo cortante respecto al esfuerzo normal para estos tipo los materiales.

Tabla 25. Envolvente de falla de materiales típicos para enrocados y gravas (Thomas M. Leps, 1970) y (Marsal, 1972).

σ_n (kPa)	Enrocados duros		Enrocados blandos		Gravas compactadas	
	τ (kPa)	ϕ (°)	τ (kPa)	ϕ (°)	τ (kPa)	ϕ (°)
10	28	71	24	67	11	48
20	50	68	40	63	21	46
50	105	64	79	58	47	43

100	183	61	133	53	88	41
200	322	58	223	48	165	39
500	675	53	444	42	376	37
1000	1184	50	747	37	702	35
2000	2076	46	1256	32	1309	33
3000	2884	44	1703	30	1886	32

Considerando un escenario conservador de análisis se consideró el material de relleno 3B una mezcla entre los enrocados blandos y gravas compactadas. Estos valores deberán validarse durante la etapa de diseño para construcción mediante ensayos de laboratorio.

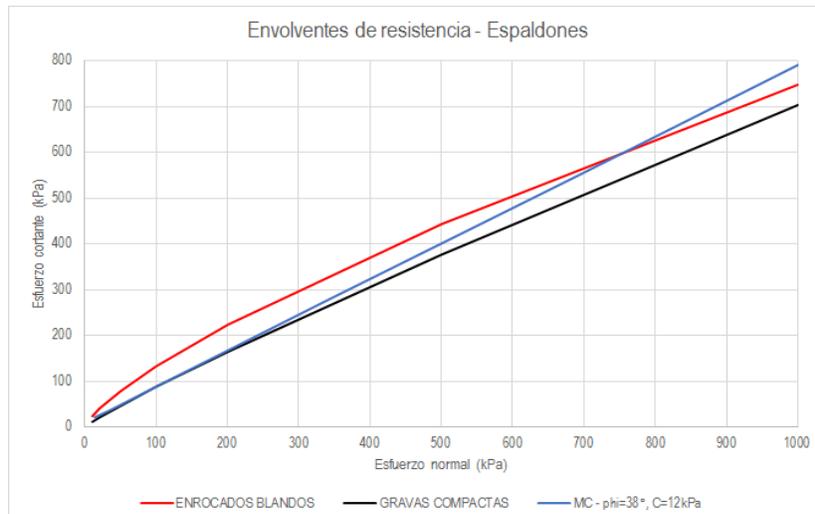


Figura 37. Envolventes de resistencia consideradas para el material de los espaldones.

4.4.6. Resumen parámetros geotécnicos

A manera de resumen, en la Figura 38 se presenta el perfil geológico por el eje de la presa indicando los diferentes materiales y en la Tabla 26 se presenta un resumen de los parámetros geotécnicos adoptados para los diseños del sitio de presa Parita.

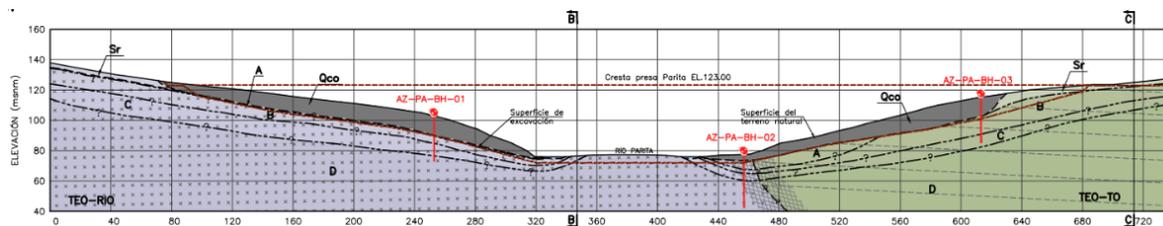


Figura 38. Perfil geológico por el eje de la presa.

Tabla 26. Parámetros geotécnicos estimados para el sitio de presa Parita.

MATERIAL	PARÁMETRO	DISTRIBUCIÓN	MEDIA	DESVIACIÓN	MIN	MAX
Zona 3B	Peso unitario (kN/m ³)	--	21	--	--	--
	Cohesión (kPa)	--	12	--	--	--
	Ángulo de fricción (°)	--	38	--	--	--

	Módulo de deformación (MPa)	--	--	--	--	--
Qco 	Peso unitario (kN/m ³)	--	17	--	--	--
	Cohesión (kPa)	--	6	--	2	10
	Ángulo de fricción (°)	--	33	--	26	41
	Módulo de deformación (MPa)	--	17	--	--	--
Sr 	Peso unitario (kN/m ³)	--	18	--	--	--
	Cohesión (kPa)	--	20	--	--	--
	Ángulo de fricción (°)	--	25	--	--	--
	Módulo de deformación (MPa)	--	18	--	--	--
TEO-TO (Horiz. B) 	Peso unitario (kN/m ³)	--	25	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Gamma	100.6	52.65	19	275.9
	Ángulo de fricción (°)	Normal	44	7	22	59
	Módulo de deformación (MPa)	Lognormal	1155	1369	134	5845
TEO-TO (Horiz. C) 	Peso unitario (kN/m ³)	--	25	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Gamma	278.46	174.38	55.8	931.8
	Ángulo de fricción (°)	Normal	50	5	33	61
	Módulo de deformación (MPa)	Lognormal	3414	4391	296	21363
TEO-TO (Horiz. D) 	Peso unitario (kN/m ³)	--	25	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Gamma	881.6	526.37	181	2631
	Ángulo de fricción (°)	Gamma	52	4	41	61
	Módulo de deformación (MPa)	Lognormal	8939	10401	1019	45112
TEO-RIO (Horiz. A) 	Peso unitario (kN/m ³)	--	25	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Gamma	56	31	11.6	172.9
	Ángulo de fricción (°)	Normal	41.8	8.3	20.1	61.2
	Módulo de deformación (MPa)	Exponencial	190	112.5	53.3	467.4
TEO-RIO (Horiz. B) 	Peso unitario (kN/m ³)	--	25	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Gamma	93.6	45.5	24.8	252.1
	Ángulo de fricción (°)	Normal	50.1	7.2	29.9	65.7
	Módulo de deformación (MPa)	Exponencial	356.5	251.4	71	1121.6
TEO-RIO (Horiz. C) 	Peso unitario (kN/m ³)	--	25	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Gamma	171.4	85.2	45.5	451.2
	Ángulo de fricción (°)	Normal	57	5.8	40.1	68
	Módulo de deformación (MPa)	Exponencial	1204	900.5	184	3922
TEO-RIO (Horiz. D) 	Peso unitario (kN/m ³)	--	25	--	--	--
	Cohesión (kPa)	Gamma	391.9	293.6	75.7	1348.2
	Ángulo de fricción (°)	Normal	61.3	4.6	46.8	69
	Módulo de deformación (MPa)	Exponencial	2711.9	1849.7	472	7676

4.5. DISEÑO GEOTÉCNICO PRESA

4.5.1. Nivel de fundación

El alcance de las excavaciones necesarias para obtener el nivel de fundación del núcleo de la presa depende de las propiedades de resistencia, compresibilidad y permeabilidad de los materiales que componen la fundación. El criterio general para las excavaciones de la presa será el de remover los materiales cuyas propiedades geotécnicas sean inferiores a las que tendrán los rellenos compactados que compondrán el cuerpo de la misma.

Con el fin de lograr un sello adecuado contra eventuales filtraciones entre los rellenos de la presa de cierre y la fundación, se tiene prevista la excavación de una trinchera en la parte central de los rellenos a todo lo largo de su eje con una profundidad promedio de 10 m medido desde el terreno natural. Se considera que las características de resistencia y permeabilidad de la roca son adecuadas para la fundación del núcleo impermeable.

Para la cimentación de los rellenos por fuera de los límites de la trinchera, se recomienda un material que tenga características geomecánicas similares o superiores a las de los rellenos compactados, de tal forma que la resistencia al corte sea la adecuada para garantizar la estabilidad de los rellenos.

4.5.2. Estabilidad de taludes de corte

Las excavaciones requeridas para la fundación de la presa en los estribos izquierdo y derecho se ejecutarán principalmente en suelos residuales (Sr), depósitos coluviales (Qco), en roca altamente a moderadamente meteorizada de las Formación Valle Riquito (TEO-RIO) y Formación Tonosí (TEO-TO). En ese orden de ideas, se ejecutaron análisis para la condición de falla en el macizo rocoso altamente a moderadamente meteorizado y depósitos cuaternarios esto es; falla rotacional, traslacional o en bloque.

La evaluación de la estabilidad consideró los escenario de condición estática, condición con sismo y condición inusual de lluvia extrema como se presenta en la Tabla 27. En los análisis de estabilidad de taludes para las excavaciones se consideró un sismo con una aceleración asociada (PGA) de 0.21 g correspondiente al sismo OBE, Sismo de Operación. Para el caso con sismo, se empleó el método pseudoestático involucrando la aceleración horizontal que equivale a la mitad de la aceleración máxima del terreno (PGA) mencionada.

Tabla 27. Factores de seguridad mínimos para el diseño de los taludes de excavación.

Talud	Factor de Seguridad mínimo		
	Caso Estático	Caso con sismo	Condición inusual (lluvias extremas)
Temporal	1.3	No aplica	No aplica
Permanente	1.4	1.0	1.2

4.5.2.1. Estabilidad de taludes cortes en la fundación de la presa

Para los análisis de estabilidad se evaluaron tres secciones. En la Figura 39 se muestra la ubicación en planta de las secciones analizadas.

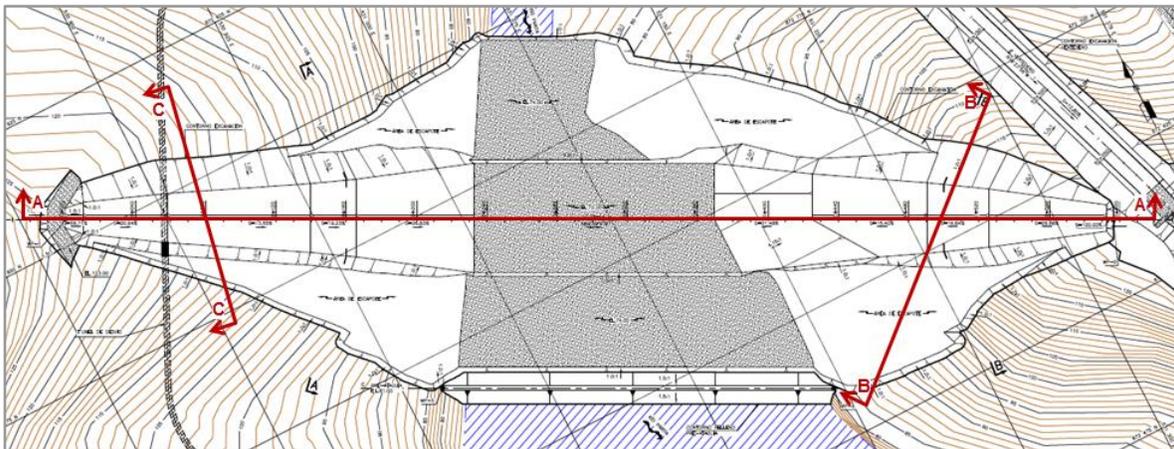


Figura 39. Ubicación en planta, secciones analizadas en Slide.

Se realizó el análisis de estabilidad de taludes, utilizando el programa Slide® de Rocscience, conforme a los criterios de diseño presentados en la Tabla 27, se analizaron los siguientes escenarios: condición estática, condición con sismo y condición inusual de lluvia extrema. En la condición estática se consideró el nivel freático estipulado en los registros litológicos. Para la condición de lluvia extrema se utilizó el coeficiente de presión de poros u_v , en la Figura 47 se muestra un análisis de sensibilidad de los factores de seguridad obtenidos en los taludes que cortan el depósito coluvial de la sección B-B y C-C variando u_v de 0.05 a 0.3.

En la Tabla 28 se presenta el resumen de los factores de seguridad para las tres secciones analizadas, y los tres escenarios evaluados discriminando los materiales intervenidos; en el Anexo 4 se pueden consultar todos los resultados. A partir de los análisis se recomienda que los taludes de corte en el depósito coluvial (Qco) tengan pendiente entre 1.5H:1V y 1H:1V, asimismo, en roca fracturada horizonte D y C de las formaciones TEO-TO y TEO-RIO pendientes de 1H:1V son apropiadas.

Tabla 28. Resumen factores de seguridad para los taludes de excavación.

Comportamiento Drenado del Suelo Residual								
Sección	Escenario	Talud	Criterios de aceptación FS	FS determin.	FS promedio (Monte Carlo)	Probabilidad de Falla %	Desv. Std.	Variable crítica
A	Caso Estático	Talud MI	1.4	4.05	4.05	0.00	0.00	Cohesión suelo residual
		Talud MD	1.4	6.08	6.15	0.00	1.04	Cohesión Fm. Tonosí - nivel B
	Caso pseudoestático	Talud MI	1.0	3.20	3.20	0.00	0.00	Cohesión suelo residual
		Talud MD	1.0	4.19	4.24	0.00	0.71	Cohesión Fm. Tonosí - nivel B
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud MI	1.2	3.39	3.39	0.00	0.00	Cohesión suelo residual
		Talud MD	1.2	4.10	4.14	0.00	0.97	Cohesión Fm. Tonosí - nivel B
B	Caso Estático	Talud izquierdo	1.4	1.72	1.74	0.00	0.27	Cohesión depósito coluvial
		Talud derecho	1.4	1.55	1.57	0.00	0.19	Ángulo de fricción depósito coluvial
	Caso pseudoestático	Talud izquierdo	1.0	1.46	1.47	1.57	0.23	Cohesión depósito coluvial
		Talud derecho	1.0	1.30	1.31	2.06	0.16	Ángulo de fricción depósito coluvial
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud izquierdo*	1.2	1.44	1.44	3.41	0.26	Cohesión depósito coluvial
		Talud derecho*	1.2	1.34	1.35	1.37	0.17	Ángulo de fricción depósito coluvial
C	Caso Estático	Talud izquierdo	1.4	1.50	1.52	0.12	0.20	Ángulo de fricción depósito coluvial
		Talud derecho	1.4	1.56	1.57	0.00	0.19	Ángulo de fricción depósito coluvial
	Caso pseudoestático	Talud izquierdo	1.0	1.26	1.27	4.97	0.17	Ángulo de fricción depósito coluvial
		Talud derecho	1.0	1.29	1.31	2.38	0.16	Ángulo de fricción depósito coluvial
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud izquierdo*	1.2	1.22	1.23	10.57	0.18	Cohesión depósito coluvial
		Talud derecho*	1.2	1.25	1.26	5.86	0.17	Ángulo de fricción depósito coluvial

 * Factores de seguridad obtenidos con $R_u = 0.2$

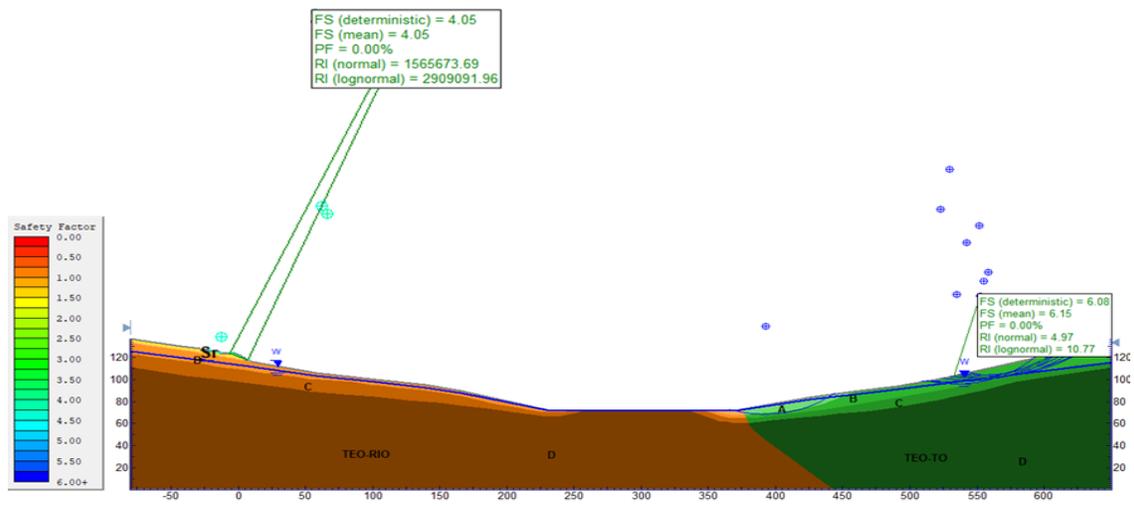


Figura 40. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección A-A.

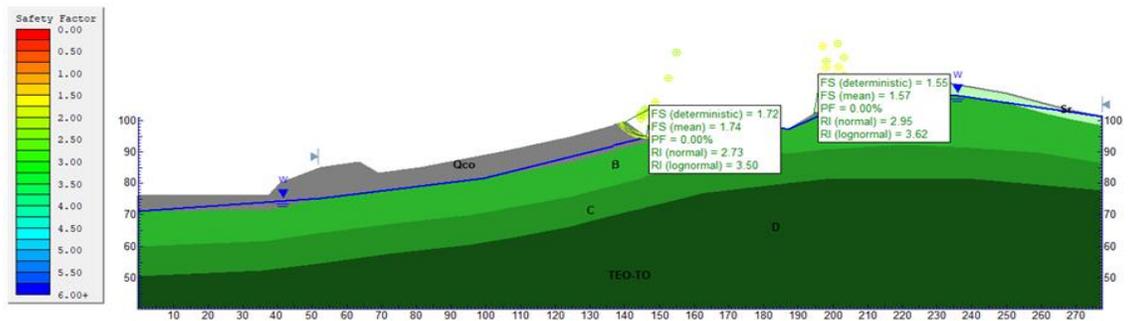


Figura 41. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección B-B.

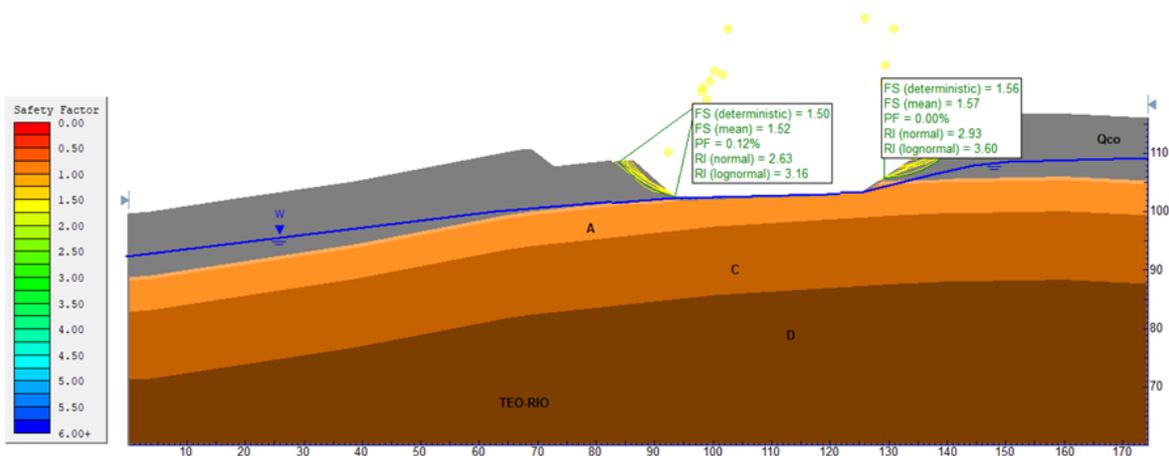


Figura 42. Análisis de estabilidad. Excavación presa. Condición estática. Sección C-C.

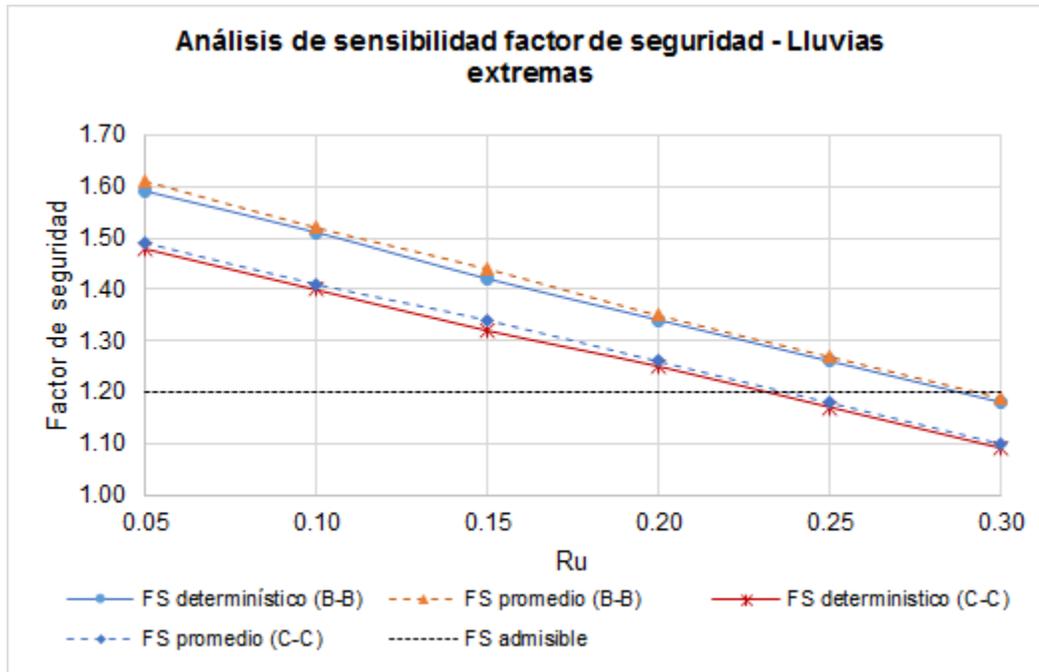


Figura 43. Análisis de sensibilidad factores de seguridad, condición inusual (lluvias extremas). Excavación presa. Sección B-B y sección C-C.

4.5.3. Zonificación

La presa se diseñó como presa zonificada. Dentro de las zonas se encuentra: el núcleo constituido por material proveniente de las excavaciones del vertedero, compuesto por limos y arcillas, por un dren y filtro chimenea conectado a un dren y filtro horizontal bajo el espaldón de aguas abajo con material proveniente de cantera y por los espaldones aguas arriba y abajo constituidos por material proveniente de cantera y excavación de vertedero. En el plano AZUPA-PG-PZON-04-002 se ilustran la sección máxima con la zonificación de los rellenos y se indican los límites de gradación para las Zonas 1, 2A, 2B, 3 (3A, 3B y 3C) y 4.

4.5.3.1. Zona 1 y 1A

La Zona 1 o 1A conforma el núcleo de la presa y el espaldón aguas arriba de la preataguía, el cual requiere un contenido de fino mayor al 25 % y hasta un 65% para evitar problemas de compactación por exceso de humedad del material. El volumen de material estimado para la construcción de la Zona 1A es de 404 772 m³.

4.5.3.2. Zona 2A

El material que protege el filtro corresponde con la Zona 2A, actúa como transición entre la Zona 1A y el material del filtro Zona 2B. El material para esta zona de 2 m de espesor, medidos horizontalmente, tiene un tamaño máximo de 35 mm, compuesto por gravas y arenas limpias, con un contenido de finos no mayor al 7 %. En total, se requieren 126 204 m³ de material.

4.5.3.3. Zona 2B

El filtro y el dren (Zona 2B), deben estar constituidos por materiales procesados de cantera con un contenido de finos no mayor al 2 %. El material para esta zona tiene un tamaño máximo de 70 mm y forma parte del filtro vertical y horizontal de las presas. El volumen de material estimado para la construcción de la Zona 2B es de 85 651 m³.

4.5.3.4. Zona 3A, 3B y 3C

Las Zonas 3A, 3B y 3C se encuentran en la mayor parte de la presa y se utilizará para conformar los espaldones de aguas arriba y aguas abajo, así como la ataguía, preataguía y contraataguía. El material, tiene un tamaño máximo de 150 mm. En total, se requieren 742 303 m³ de material Zona 3 para la construcción de la presa.

4.5.3.5. Zona 4

Esta Zona conforma la protección del espaldón aguas arriba o Rip-Rap. El espesor de esta zona es de 2.0 m, medido horizontalmente, y va desde la cresta de la presa (EL. 123 m PLD) hasta su fundación, dado que el nivel de desplante de las presa. El volumen de material estimado para la construcción de la Zona 4 es de 35 849 m³.

4.5.4. Diseño de filtros y dren

El diseño de filtros y rellenos para las presas de cierre se realizó a partir del criterio de retención y permeabilidad de Terzaghi.

- Función de retención por medio del criterio clásico de Terzaghi, dado por la siguiente relación:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

Ecuación 7. Criterio de Terzaghi. Retención

Donde D₁₅ es el tamaño de las partículas del filtro (agente de protección) las cuales constituyen el 15% en peso con un diámetro menor a ese. Es decir, el diámetro de las partículas correspondiente a un porcentaje que pasa del 15% d₈₅ es el tamaño de las partículas a proteger las cuales constituyen el 85% en peso con un diámetro menor a ese. Es decir, el diámetro de las partículas correspondiente a un porcentaje que pasa del 85%.

- Función de permeabilidad por medio del criterio clásico de Terzaghi, dado por la siguiente relación:

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4$$

Ecuación 8. Criterio de Terzaghi. Permeabilidad

Los filtros y transiciones (zonas 2A, 2B y 3A), deben cumplir con los criterios para filtros establecidos en la Tabla 29.

Tabla 29. Criterios para determinar la granulometría de los filtros

Categoría	Descripción del suelo y porcentaje pasa tamiz N°200 (0.075mm) (1)	Criterio del filtro (2)
1	Arcillas y limos finos; más de 85% de finos.	$D_{15} \leq 9 \times d_{85}$ (3)
2	Arenas, limos, arcillas y arenas limosas y arcillosas; 40 a 85 % de finos.	$D_{15} \leq 0.7 \text{ mm}$
3	Arenas y gravas limosas y arcillosas; 15 a 39% de finos.	$D_{15} \leq (40-A)(4 \times d_{85} - 0.7 \text{ mm}) / (40 - D_{15}) + 0.7 \text{ mm}$ (4)(5)
4	Arenas y gravas; menos de 15% de finos.	$D_{15} \leq 4 \times d_{85}$ (6)

Notas

(1) La denominación de la categoría del suelo que contiene partículas mayores que el tamiz No 4 (4.75 mm) se determina a partir de la curva de gradación del suelo ajustándola al 100% pasando el tamiz No 4.

(2) El filtro debe tener un tamaño máximo de partícula de 75 mm, un máximo de 5% pasa tamiz No 200 (0.075 mm) e índice de plasticidad cero. El IP debe determinarse sobre el material pasa tamiz No 40 de acuerdo con ASTM D4318. Para asegurar suficiente permeabilidad, el filtro debe tener un d_{15} igual o mayor que $4 \leq d_{15}$ pero no menor que 0.1 mm.

(3) Cuando $9 \leq d_{85}$ es menor que 0.2 mm, use 0.2 mm.

(4) A= porcentaje pasa tamiz No. 200 (0.075 mm) después del ajuste.

(5) Cuando $4 \leq d_{85}$ es menor que 0.7 mm, use 0.7 mm.

(6) En la categoría 4, el d_{85} puede determinarse a partir de la curva de gradación original del suelo sin ajuste para partículas mayores que 4.75 mm.

(7) La relación del tamaño máximo a mínimo para un porcentaje dado menor o igual a 60, deberá ser menor o igual a 5.

(8) Un filtro fino adyacente a un relleno impermeable o fundación fina debe tener un tamaño máximo de ½" a ¾" (12,7 a 19 mm), con el 55 a 80% pasando tamiz No. 4. El material debe ser bien gradado con un porcentaje de finos (pasa tamiz No 200) no mayor de 5%. Una gradación alternativa es la del agregado fino para concreto.

(9). Nomenclatura: d corresponde a la banda inferior o banda fina del filtro; D corresponde a la banda superior o banda gruesa del filtro.

A continuación se resume la verificación de los criterios empleados en el diseño de los filtros:

Las Zonas 2A corresponden al dren y filtro. A continuación se resume la verificación de los criterios empleados en el diseño de los filtros:

- Al comparar las zonas 1 (núcleo) y 2A (transición), éste último material clasifica en la categoría 4 (ver Anexo 6) dado que el contenido de finos es menor al 15%. Para esta categoría el criterio básico consiste en que el tamaño D_{15} del filtro (Zona 2B) debe ser menor o igual a cuatro veces el d_{85} del material a retener (Zona 2A). En la Tabla 30 se presenta el resumen del resultado de la evaluación realizada. A partir de esta se concluye que la Zona 2A cumple con el criterio de filtro.
- Al comparar las zonas 2A y 2B se verificó el criterio de diseño del dren (Ver Anexo 6) y de retención de Terzaghi para el correcto funcionamiento del filtro. En la Tabla 30 se presenta el resumen del resultado de la evaluación realizada. A partir de esta se concluye que la Zona 2A cumple con el criterio de retención para el dren de la Zona 2B.

Tabla 30. Diseño de filtros para las presas de cierre.

Partícula a retener (mm)			Criterio de filtro		
Zona	d_{85} (mm) superior	d_{85} (mm) inferior	Zona	D_{15} Zona (mm) superior	D_{15} Zona (mm) inferior
1	16.0	0.5	2A	0.5	0.15
2A	25.0	4.8	2B	8.0	2.0
2B	35.0	15.0	3	8.0	0.15

El resumen de las características de los rellenos del material se presentan en el numeral 4.5.3.

4.5.4.1. Dimensionamiento del dren

El caudal de infiltración estimado al pie de la presa, se calculó con base en el cálculo de flujo unitario o Ley de Darcy. El caudal en el dren de acuerdo con la Ley de Darcy se puede estimar como se presenta en la Figura 44.

$$Q_i = k_i A$$

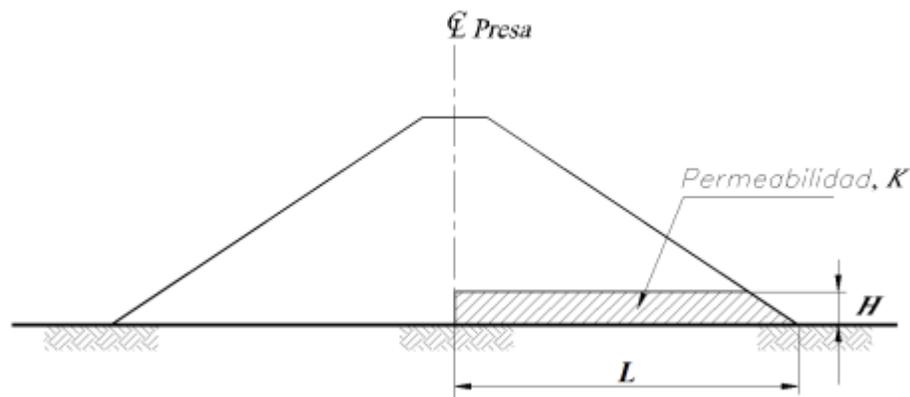


Figura 44. Cálculo de la caudal de infiltración de la ataguía basada en la ley de Darcy

Utilizando esta metodología (Ver Anexo 7), la geometría de la presa y los niveles de agua se encontró que con una altura de dren horizontal de 2.5 m, éste tiene una capacidad de evacuación máxima de 1189 l/s, que se considera suficiente y adecuado para una presa de 51 m de altura.

4.5.5. Estabilidad de los rellenos de la presa

El diseño de la presa de tierra zonificada de Parita debe satisfacer los requerimientos de seguridad de presas definidos por ASEP (2010) que se presentan en la Tabla 31.

Tabla 31. Factores de seguridad mínimos requeridos para la estabilidad de la presa y diques auxiliares.

Caso	Condición de Diseño	Factor de Seguridad mínimo	Observaciones
I	Final de construcción (sin reservorio)	1.3	Ambos taludes
II	Operación del reservorio – Estático	1.5	Ambos taludes
III	Operación del reservorio con carga de sismo – pseudo-estático		Ambos taludes. Véase nota 1.
	a.Sismo de Operación Normal	1.1	
	b.Sismo Máximo de Verificación	1.0	
IV	Desreservorio rápido desde		Talud aguas arriba. Véase nota 2.
	a. nivel máximo de operación	1.3	
	b. nivel máximo extraordinario	1.1	
Notas:			
(1) El caso III deberá complementarse con el análisis de deformaciones sísmicamente inducidas en la cresta de la presa.			
(2) El Factor de Seguridad mínimo del caso III fue tomado de la recomendación de USACE (EM 1110-2-1902, 2003).			

De acuerdo con el estudio de amenaza sísmica, el PGA para sismo de operación normal corresponde a 0.21, mientras que para el sismo máximo de verificación se tiene un PGA=0.39. Para los análisis de estabilidad se empleó el método pseudo-estático involucrando un coeficiente de aceleración horizontal igual a la mitad de la aceleración máxima del terreno (PGA), según el criterio de Hynes-Griffin y Franklin (1984), y adicionalmente para considerar un escenario conservador se incluyó un coeficiente de aceleración vertical igual a la mitad del coeficiente horizontal.

La validación de la geometría y zonificación de la presa se realizó mediante el análisis de la sección máxima, para la cual se consideró que los materiales 3A, 3B, 3C, 2A y 2B presentan el mismo comportamiento geomecánico. Debido a la incertidumbre en el comportamiento de estos materiales, se realizó una sensibilidad considerando las envolventes de resistencia de enrocados blandos y de gravas compactadas de Leps(1970) y Marsal (1972) y los parámetros de Mohr-Coulomb consignados en la Tabla 25, los cuales son consistentes para las gradaciones de estos materiales. La comparación de las envolventes de resistencia consideradas se presenta en la Figura 37.

En la Tabla 32 se presenta un resumen de los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad de equilibrio límite, en dicha tabla se aprecia que la envolvente de resistencia con criterio de Mohr-Coulomb con una cohesión de 12 kPa y un ángulo de fricción de 38° y la envolvente para enrocados blandos, cumplen los factores de seguridad mínimos para todos los escenarios.

Tabla 32. Resumen de los resultados del análisis de estabilidad - Sección máxima.

ESCENARIO	TALUD	FACTOR DE SEGURIDAD		
		FS Mínimo	Enrocado blando	Mohr Coulomb (C=12 kPa ϕ =38°)
Final de construcción	A. Arriba	1.30	2.59	1.98
	A. Abajo		2.40	1.86

Operación reservorio - Estático	A. Arriba	1.50	2.73	2.01
	A. Abajo		2.36	1.84
Operación sismo SON (PGA=0.21) (con kv=0.5kh)	A. Arriba	1.10	1.89	1.35
	A. Abajo		1.78	1.42
Operación sismo SMV(PGA=0.38) (con kv=0.5kh)	A. Arriba	1.00	1.39	1.02
	A. Abajo		1.46	1.18
Desreservorio rápido NAMO	A. Arriba	1.30	1.83	1.30
	A. Abajo		N/A	N/A
Desreservorio rápido NAME	A. Arriba	1.10	1.81	1.26
	A. Abajo		N/A	N/A

En la Figura 45, Figura 46 y Figura 47 se presenta los análisis de estabilidad del espaldón aguas arriba correspondientes a la condición final de construcción, operación con el sismo máximo de verificación y desreservorio rápido desde el NAMO. En estos análisis se aprecia que en general las superficies de falla se generan a través del material de los espaldones y ligeramente sobre el núcleo impermeable de la presa, lo cual resalta la necesidad de caracterizar adecuadamente la resistencia de este material en etapas posteriores de diseño, en las cuales se debe verificar que el material a emplear para la construcción de los espaldones de la presa presenta una resistencia mínima a la definida mediante la envolvente de Mohr-Coulomb con una cohesión de 12 kPa y un ángulo de fricción de 38° o con la envolvente de enrocados blandos.

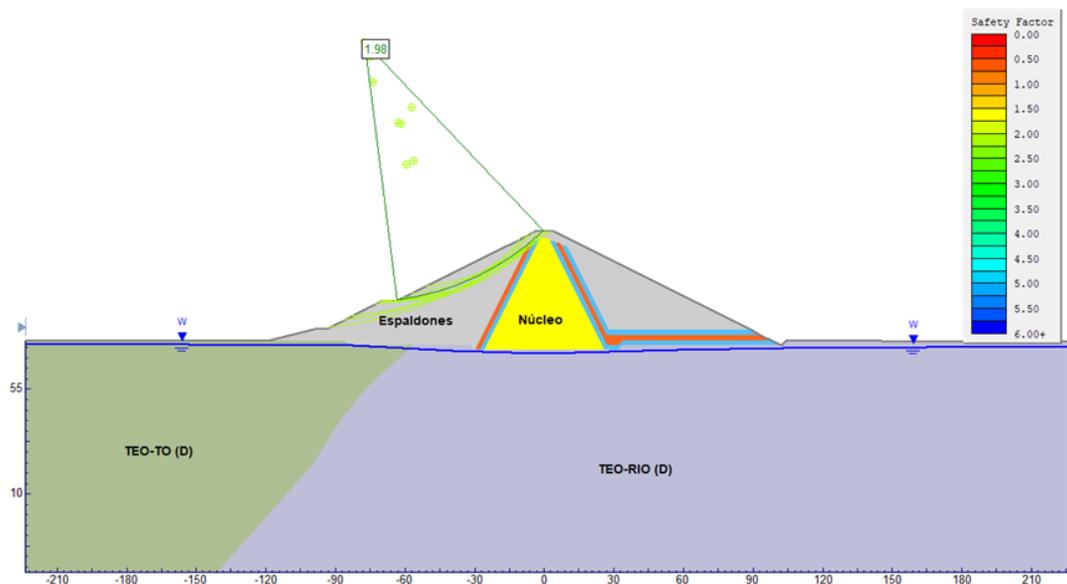


Figura 45. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas arriba - Final de construcción.

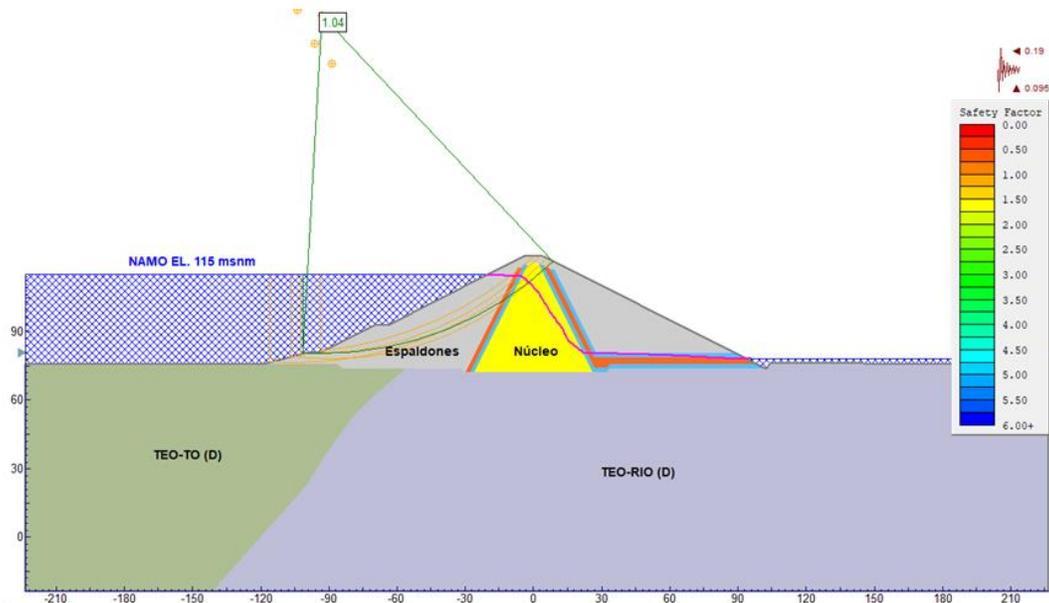


Figura 46. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas arriba - Operación sismo SMV.

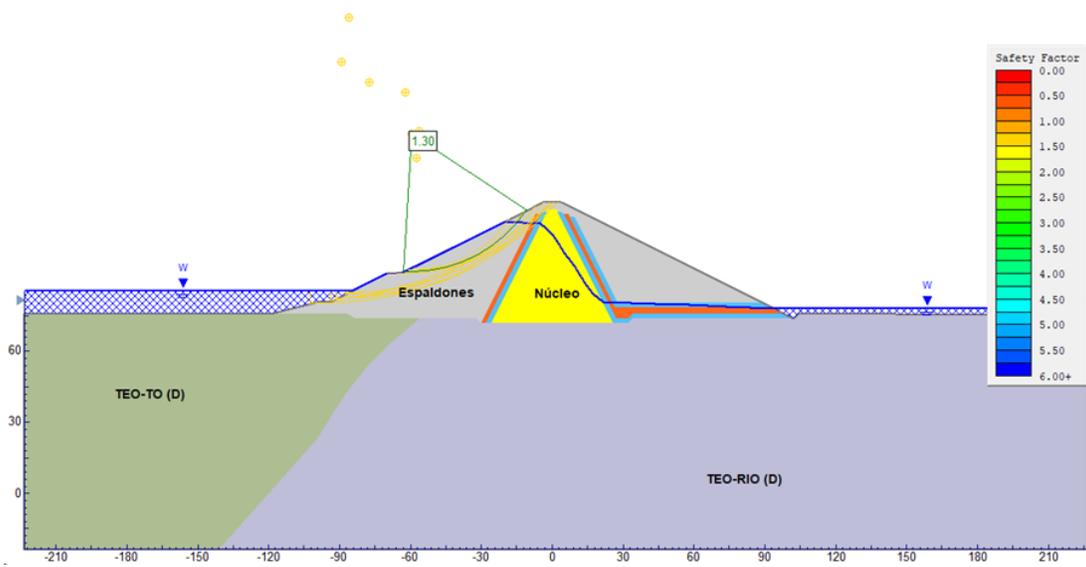


Figura 47. Análisis de estabilidad rellenos - Sección máxima aguas arriba- Desembalse rápido desde el NAMO.

4.5.6. Análisis de filtraciones y flujo

Adicional a los análisis de estabilidad por equilibrio límite, se realizaron análisis de flujo sub-superficial bidimensional sobre la sección máxima con el fin de determinar la condición de gradientes hidráulicos bajo la estructura y en el cuerpo de la presa en un escenario de operación normal.

En la Tabla 33 se muestran los valores utilizados para los materiales de fundación de la presa así como cada zona de los rellenos de ésta. Adicionalmente, se asumió una relación de permeabilidad horizontal a vertical de $K_h/K_v = 1$, es decir isotropía.

Tabla 33. Permeabilidad de materiales en las presas de cierre.

Material	Permeabilidad k (m/s)	k_2/k_1	k_1 Ángulo (°)
TEO-TO (D)	5.00E-06	1	0
TEO-RIO (D)	5.00E-06	1	0
3B-3A-3C (Espaldones)	1.00E-04	1	0
2B (Filtro)	1.00E-03	1	0
2A (Transición)	1.00E-04	1	0
1 (núcleo)	5.00E-07	1	0

Con el fin de eliminar toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, manifestada en el arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de aguas subterráneas de cualquier origen, se limitó el gradiente hidráulico a la salida del dren en función del tipo de material presente en la fundación. Se adoptaron los gradientes admisibles propuestos por Novak et al. (2001) para arena gruesa los cuales se indican en la Tabla 34.

Tabla 34. Gradientes admisibles a la salida para suelos no plásticos.

Tipo de Suelo	Gradiente Hidráulico Máximo Admisible, iadm
Arena Fina	0.14 – 0.17
Arena Gruesa	0.17 – 0.20
Grava	0.20 – 0.25

Fuente: (Novak, et al, 2001), (Achmus y Mansour, 2006)

En la Tabla 35 se resumen los datos de entrada para el análisis de flujo por el método de los elementos finitos en Slide®, así como los resultados obtenidos, en donde se observa que el caudal total de infiltraciones estimado a la salida del dren fue del orden de 83.22 l/s y de 13.69 l/s a través de la fundación. Los gradientes hidráulicos bajo la fundación de la ataguía fueron estimados en diferentes puntos a partir de la red flujo. El cálculo de gradientes hidráulicos se presenta en la Tabla 36. Los gradientes hidráulicos obtenidos varían entre 0.01 y 0.20, estos satisfacen los criterios adoptados.

Debido a que en ningún sector en la salida de la presa se presentan gradientes mayores a 0.20, se considera que la presa tiene un factor de seguridad adecuado con respecto a efectos de erosión por tubificación y no se prevén características adicionales a las obras previstas.

Tabla 35. Datos de entrada y caudal de infiltración esperados para la presa.

Cabeza hidráulica aguas arriba	115 msnm (NAMO)
Cabeza hidráulica aguas abajo	78 msnm
Ancho de la barrera	596 m
Caudal de infiltración unitario Fundación	0.023 l/s/m
Caudal de infiltración unitario salida de filtro	0.140 l/s/m
Caudal de infiltración total Fundación	13.69 l/s
Caudal de infiltración total salida de filtro	83.22 l/s

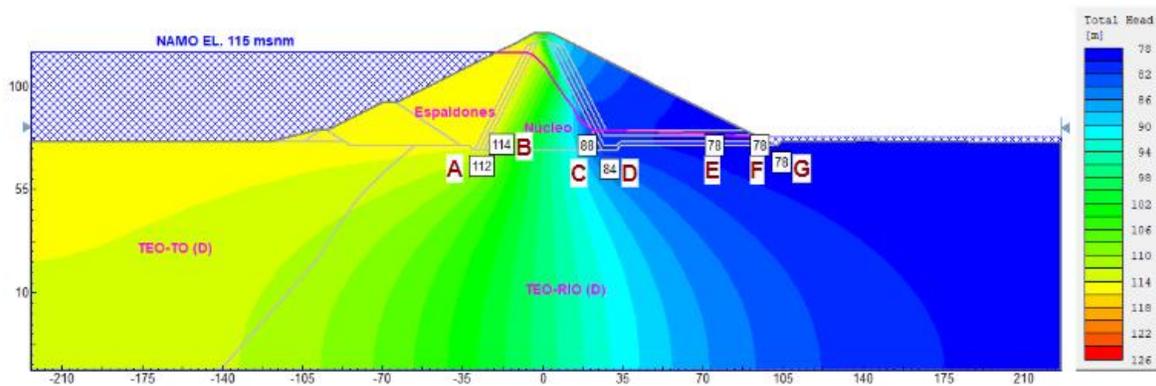


Figura 48. Cabeza total - Sección máxima.

Tabla 36. Gradientes hidráulicos calculados con la red de flujo.

Punto	Cabeza (msnm)	ΔH (m)	Longitud (m)	Gradiente i (-)
A	112	3	87.5	0.03
B	114	1	102.5	0.01
C	88	27	145.5	0.19
D	84	31	151.5	0.20
E	78	37	200.1	0.18
F	78	37	217.7	0.17
G	78	37	226.9	0.16

Donde:

$$h_n = \text{NAMO} - H_n$$

$$\text{NAMO} = 115.00 \text{ msnm}$$

$$i_n = h_n/LF$$

4.5.7. Evaluación de desplazamientos sísmicamente inducidos

Para la estimación de las deformaciones sísmicamente inducidas que podría experimentar la sección transversal máxima de la presa al ser sometido al sismo de diseño, se utilizó el método de cálculo propuesto por Makdisi y Seed (1978), el cual es una extensión del método del bloque deslizante de Newmark (1965) para el caso de una presa térrea. El método de Makdisi y Seed (1978) utiliza como insumo el resultado de análisis pseudo-estáticos para determinar la aceleración de fluencia o el nivel de aceleración horizontal para el cual se alcanza un factor de seguridad igual a 1.0 (FS=1.0), adicionalmente el método de Makdisi y Seed permite modelar la no-linealidad del suelo mediante la implementación de una curva de degradación de la rigidez y una curva de amortiguamiento que sean representativas del comportamiento del cuerpo de la presa. Para los análisis de desplazamientos inducidos por las sollicitaciones sísmicas se utilizó como sismo de diseño un evento con magnitud (M_w) igual a 7.5 y aceleración máxima del terreno (PGA) igual 0.38 g, correspondiente a el sismo máximo de verificación. La altura de la presa fue definida en 51 m, desde el nivel de fundación de núcleo (EL. 72.00 msnm).

Para el método de Makdisi y Seed (1978) se definió la velocidad de onda promedio del cuerpo de la presa como 310 m/s basada en la experiencia previa del consultor en proyectos similares al presente.

Como densidad del cuerpo de la presa se utilizó un valor promedio de 2000 kg/m³, con lo cual se calcula un valor promedio de G_{max} (módulo cortante a pequeñas deformaciones) de 192.2 MPa. Para este análisis se utilizaron las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento propuestas por Zhou et al. (2016) que se presentan en la Figura 49.

Variación del módulo cortante y el amortiguamiento

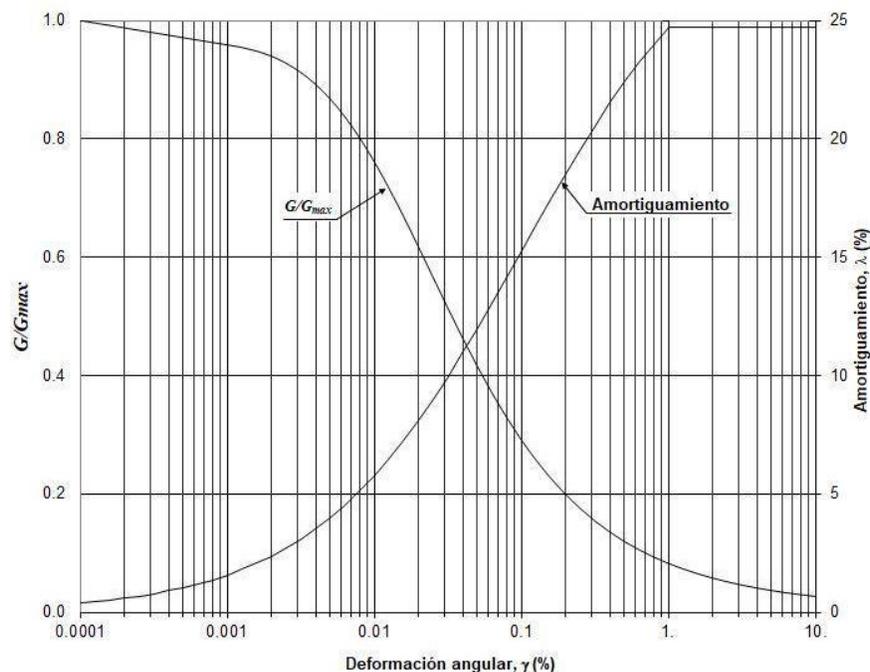


Figura 49. Curvas de amortiguamiento y degradación del módulo. Makdisi & Seed (1979)

El método de Makdisi y Seed (1978) requiere la determinación de espectros de aceleración para diferentes niveles de amortiguamiento, para lo cual se seleccionaron cuatro (4) señales registradas en eventos de gran magnitud generados en la Subducción suramericana de la placa oceánica bajo la placa continental. La Tabla 37 presenta algunas características relevantes de los registros seleccionados para los análisis de deformación dinámica. Como se mencionó anteriormente el mecanismo de los cuatro eventos sísmicos seleccionados corresponde a Subducción (Falla Inversa), tres de los eventos tuvieron su epicentro al interior de la placa continental (Intraplaca) y el epicentro del evento restante (Sismo de Algarrobo) tuvo su epicentro en el contacto de las dos placas tectónicas. Teniendo en cuenta que el sismo de diseño para el caso de la presa corresponde a un sismo generado en la fuente Azuero Soná se considera que el mecanismo más representativo es Subducción intraplaca, por lo cual se escogieron más señales (3) con este mecanismo.

Tabla 37. Señales seleccionadas para los análisis de Makdisi y Seed

Sismo	Año	País	Magnitud (Mw)	Prof. (km)	Mecanismo	Epicentro		Estación de registro	Componente
						Lat. (°)	Long. (°)		
Tocopilla	2007	Chile	7,8	40	Subducción, Intraplaca	-22,19	-69,84	El Loa	EW
Tarapacá	2005	Chile	7,8	101	Subducción, Intraplaca	-19,93	-69,03	Iquique	EW
Punitaqui	1997	Chile	7,1	68	Subducción, Intraplaca	-30,93	-71,22	Ilapel	EW
Algarrobo	1985	Chile	8,0	33	Subducción, Interplaca	-33,20	-71,80	Melpilla	NS

La Figura 50 presenta los registros de aceleración utilizado para el cálculo de los espectros de respuesta en función del amortiguamiento. Se observa que las señales seleccionadas tienen una larga duración de la fase intensa y un gran número de ciclos con niveles altos de aceleración, características propias de los sismos de Subducción y Benioff de alta magnitud.

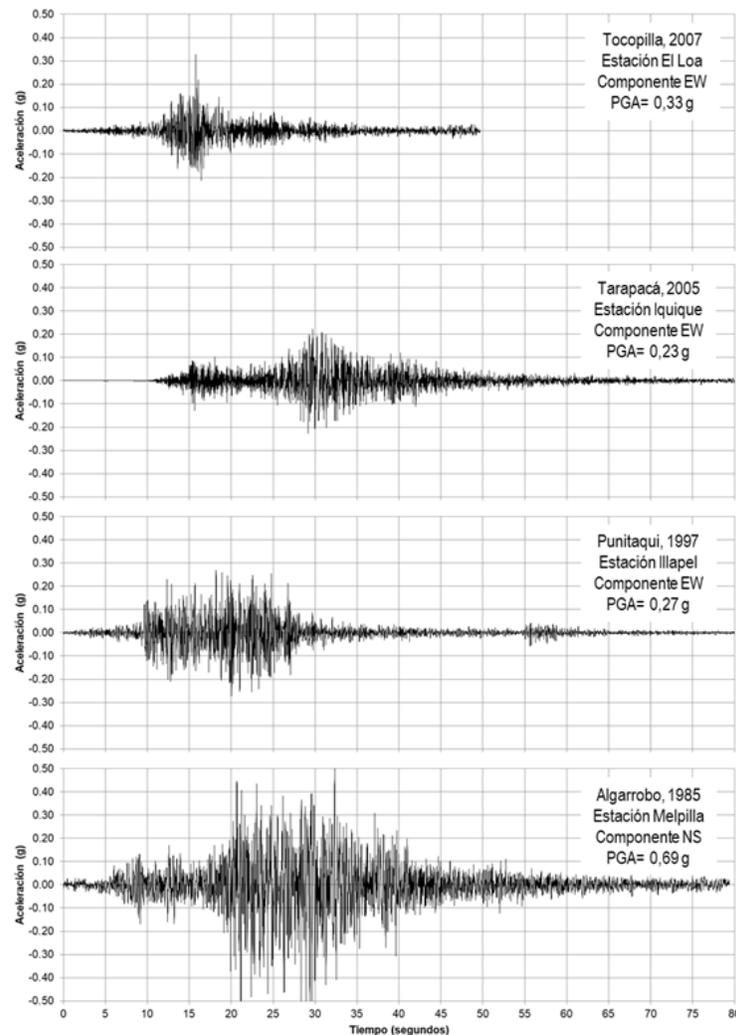


Figura 50. Señales de análisis

Otro insumo que se requiere para la implementación del método de Makdisi y Seed (1978) es la determinación de la aceleración de fluencia (k_y), es decir el nivel de aceleración para el cual el sistema alcanza un factor de seguridad igual a la unidad (1.00). Si el cuerpo de la presa experimenta aceleraciones mayores a la aceleración de fluencia se presentarán desplazamientos permanentes, los cuales si se presentan varios ciclos de alta aceleración se acumulan hasta llegar al desplazamiento permanente inducido por el evento sísmico. Para la presa Parita, la aceleración crítica o de fluencia (k_y), se determinó a partir de análisis pseudo-estáticos de estabilidad de equilibrio límite realizados sobre la sección máxima de la presa, considerando diferentes alturas de superficie de falla (y), tanto para los taludes aguas arriba y aguas abajo.

La condición crítica (menor valor de k_y) en todos los casos corresponde al talud aguas abajo, debido a que se considera que la cara de concreto es un elemento completamente impermeable y por lo tanto el reservorio actúa sólo como una carga hidrostática que aporta estabilidad al espaldón aguas arriba. Los resultados obtenidos de k_y provenientes de estos análisis para diferentes relaciones y/H (variable de 0.20, 0.40 y 0.60) para los taludes aguas abajo se presentan en la Figura 51, Figura 52 y Figura 53. En la Tabla 38 se presenta un resumen de estos resultados obtenidos en la evaluación de las aceleraciones de fluencia para los taludes aguas arriba y aguas abajo.

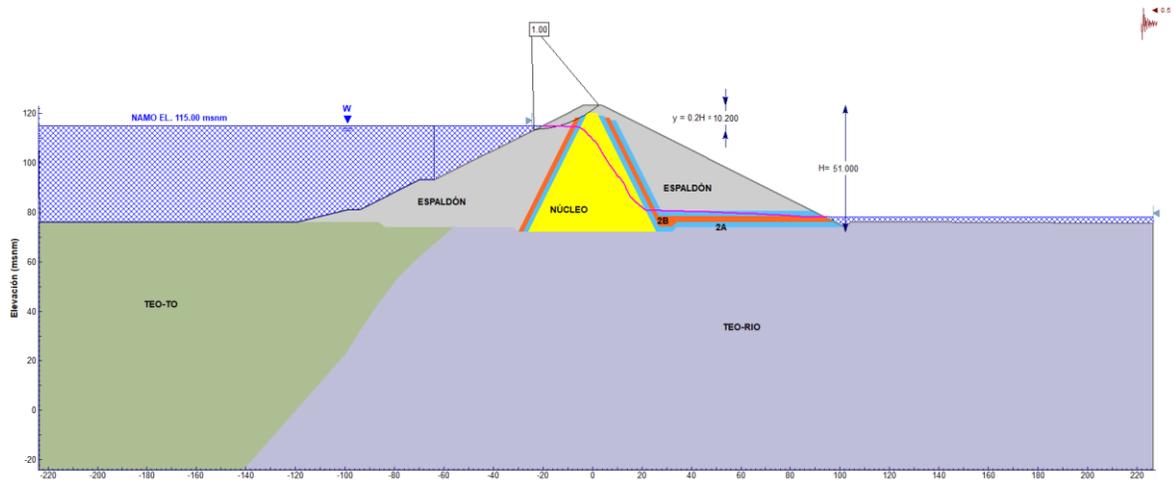


Figura 51. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.20$.

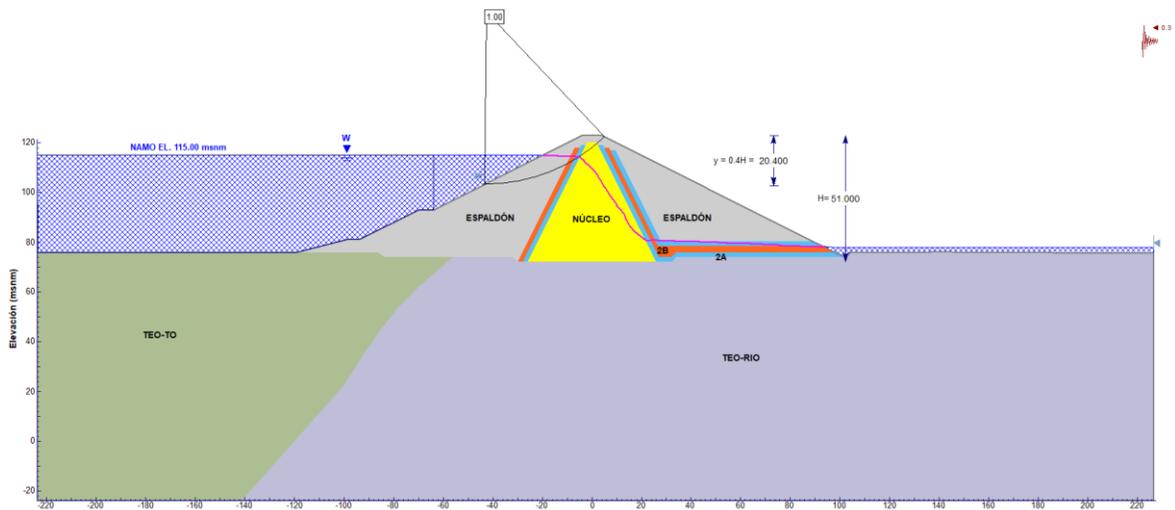


Figura 52. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.40$.

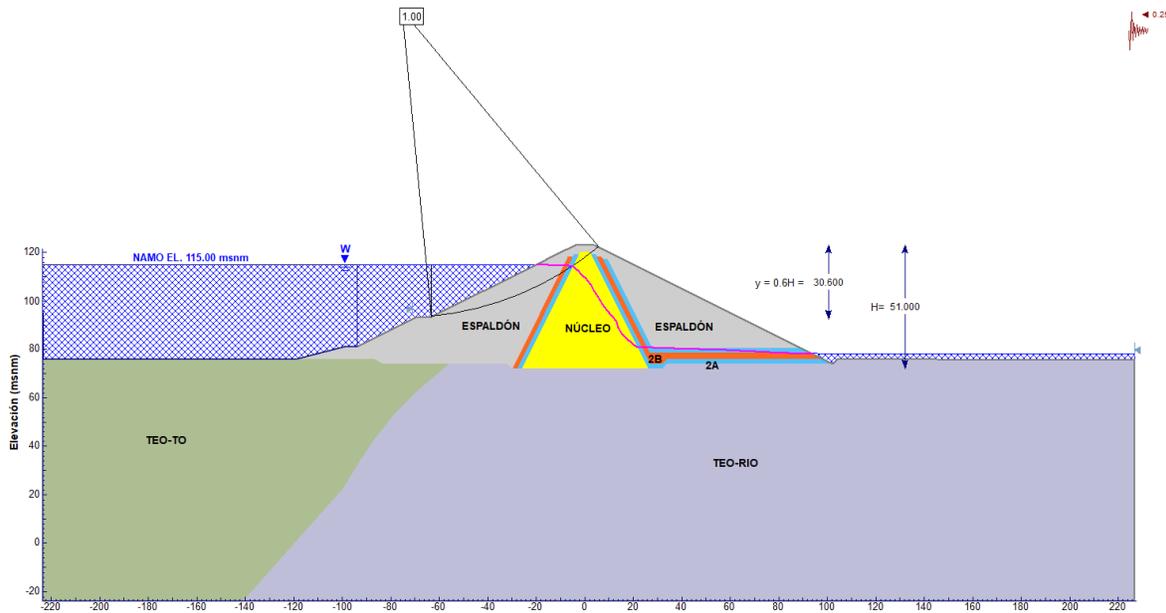


Figura 53. Superficie de falla talud aguas abajo para el cálculo k_y - Relación $y/H = 0.60$.

Tabla 38. Resultados de Aceleración Crítica o de Fluencia k_y .

y/H	k_y talud aguas arriba (g)	k_y talud aguas abajo (g)
0.20	0.50	0.53
0.40	0.30	0.41
0.60	0.25	0.37

Utilizando la información de insumo descrita anteriormente se realizó un proceso iterativo que permitió calcular la aceleración máxima en la cresta y el período natural de vibración para cada uno de los eventos o señales de análisis.

A partir de los valores anteriores se determinó la aceleración máxima inducida en una masa potencial de deslizamiento (K_{h-max}) utilizando la relación y/H y k_{h-max}/\ddot{U}_{max} (Figura 54); con estos valores se calculó la relación k_y/k_{h-max} y con este dato y una magnitud (M_w) de sismo igual a 7.5 se determinó $U/(k_{h-max} * g * T_0)$ (Figura 55) utilizando las curvas de valor promedio y valor máximo. Finalmente, se calcula el desplazamiento U , inducido por el sismo.

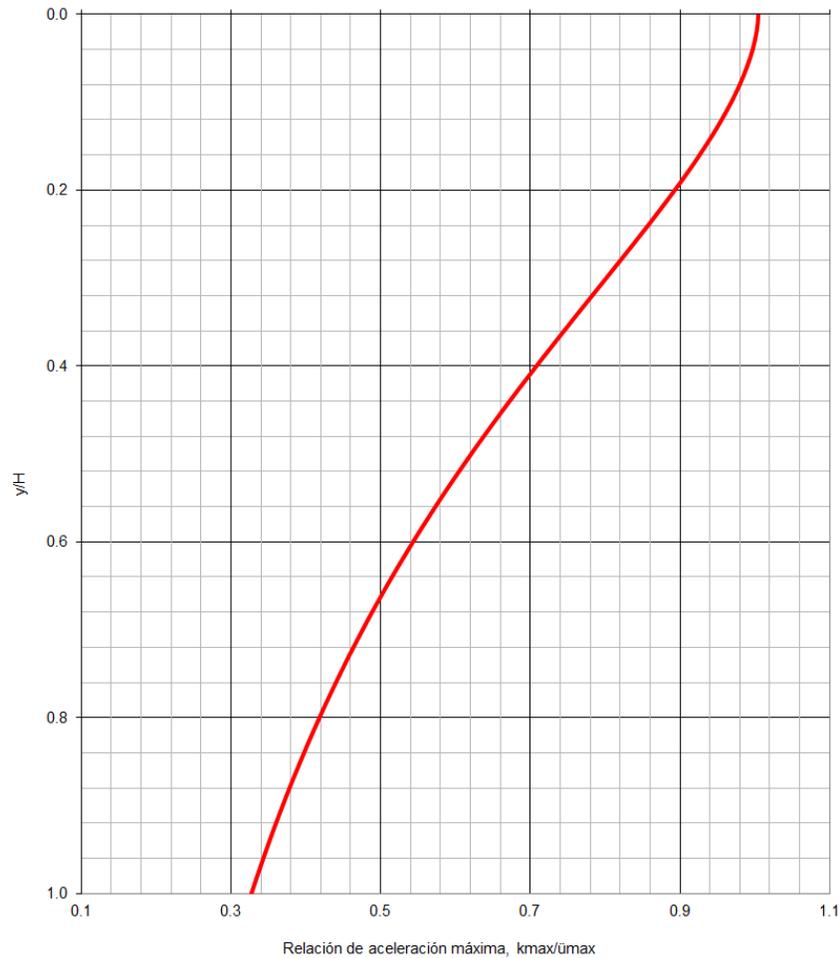


Figura 54. Variación de la aceleración en función de la profundidad de la superficie de falla.

En la Tabla 39 se presenta la estimación de desplazamientos permanentes para el espaldón aguas abajo, utilizando las curvas promedio y máximo propuestas por Makdisi y Seed (1978). Los análisis desarrollados presentan un valor máximo de deformación permanente por sismo igual a 0.40 m para el análisis con la señal del sismo de Tarapacá, puesto que los picos del espectro de respuesta elástico para esta señal coinciden aproximadamente con los periodos de la presa en los tres modos de vibración.

Tabla 39. Cálculo de Asentamientos Permanentes espaldón aguas abajo.

y/H	Tocopilla (2007)		Tarapacá (2005)		Punitaqui (1997)		Algarrobo (1985)	
	$U_{promedio}$ (m)	$U_{máximo}$ (m)	$U_{promedio}$ (m)	$U_{máximo}$ (m)	$U_{promedio}$ (m)	$U_{máximo}$ (m)	$U_{promedio}$ (m)	$U_{máximo}$ (m)
0.20	0.00	0.00	0.16	0.18	0.14	0.15	0.08	0.09
0.40	0.01	0.01	0.35	0.40	0.30	0.34	0.21	0.24
0.60	0.00	0.00	0.21	0.24	0.18	0.20	0.00	0.00

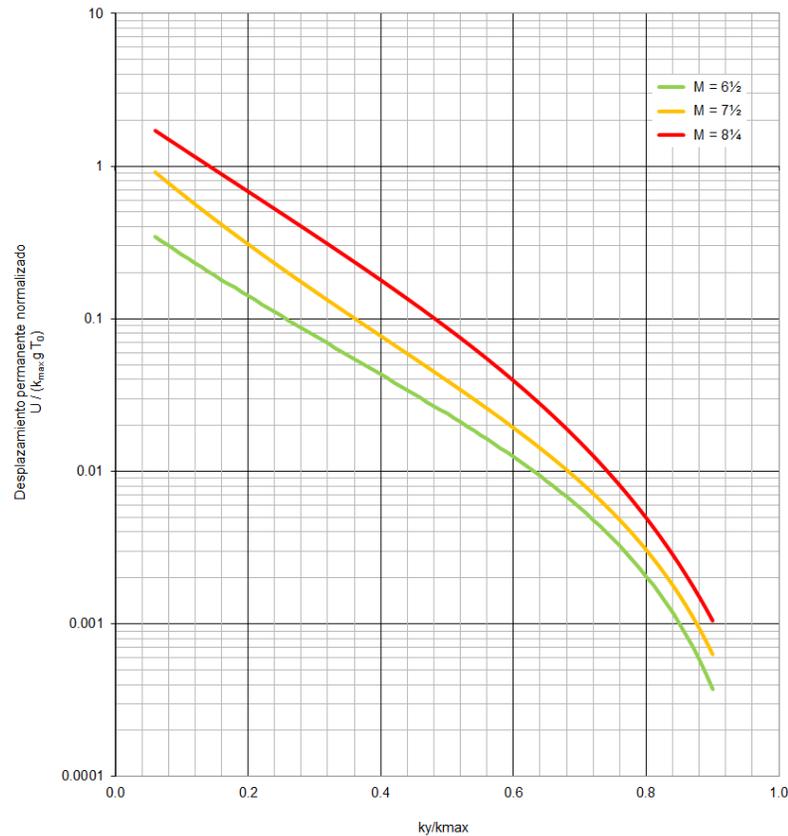


Figura 55. Gráfico de desplazamientos permanentes normalizados en función de la relación de aceleraciones.

4.5.8. Tratamiento de la fundación

Para la fundación de la presa se requiere un tratamiento superficial del área sobre la cual se colocarán y compactarán los rellenos de la presa y tratamientos profundos de impermeabilización y drenaje del macizo rocoso.

4.5.8.1. Tratamiento superficial

El tratamiento superficial de la fundación involucra las excavaciones requeridas para remover el suelo residual (Sr) y depósito coluvial (Qco) y los materiales sueltos de la superficie de roca hasta lograr una superficie adecuada para la colocación del núcleo. Este tratamiento incluye la remoción del material potencialmente erosionable presente en las zonas de cizalla, en las discontinuidades abiertas y los estratos alterados. El material de relleno de las diaclasas y cizallas deberá excavarse y limpiarse, para luego ser rellenadas con mortero. Las grietas, oquedades u otras irregularidades deberán rellenarse con concreto dental para lograr una superficie regular del plinto y la zona de los filtros.

La superficie de los depósitos coluviales (Qco) y suelo residual (Sr) que no se excave en los estribos y donde se colocarán los rellenos, deberán estar libre de material orgánico, indeseable, objetable, blando suelto, deleznable y contaminado.

4.5.8.2. Tratamiento profundo

El tratamiento profundo de la fundación consiste en la construcción de una cortina profunda de inyecciones de lechada en el núcleo de la presa, compuesta por una fila de huecos de 18 m de longitud en el estribo izquierdo y de aproximadamente

34 m de longitud en el estribo derecho y parte central de la presa. La orientación de los huecos se definió de manera que estos atravesaran perpendicularmente al sistema principal de discontinuidades, el cual corresponde a la estratificación del estribo derecho que presenta un buzamiento subhorizontal. Por lo tanto, se estima que la orientación de los huecos sea vertical con una profundidad variable entre 18 a 37 m medidos desde el nivel del plinto y de 23 m en el eje de la gola del vertedero.

Con relación a la distribución de las perforaciones, éstas se realizarán en tres secuencias, dependiendo de los resultados de los ensayos de Lugeon de prueba que se realicen y la cantidad de sacos (toma) de cemento que se consuman durante el avance de los trabajos. Las perforaciones primarias estarán espaciadas 6 m entre sí, las perforaciones secundarias se colocarán en medio de las anteriores y tendrán un espaciamiento de 6 m. Las perforaciones terciarias se colocarán en medio de una primaria y una secundaria. El anterior procedimiento de inyección se denomina inyección de espaciamiento dividido, en el cual se inicia la perforación de los huecos primarios con una separación de 6 m entre sí, inyectando inicialmente las filas laterales de consolidación en tramos predeterminados y luego la cortina central. Los primeros trabajos de perforación de algunos de los huecos primarios deberán adoptarse como huecos exploratorios con objeto de ajustar los trabajos de inyección a las condiciones de la roca realmente encontradas. Todos los huecos primarios tanto de la fila central como de las filas laterales deberán ser perforados. Los huecos secundarios y terciarios serán opcionales y su ejecución dependerá de las tomas de la lechada registradas en los huecos primarios y secundarios respectivamente. Adicionalmente, también se realizará un tapete de consolidación que contará con una profundidad de 5 m.

4.6. DISEÑO GEOTÉCNICO VERTEDERO

La construcción del vertedero del reservorio multipropósito Parita requiere una excavación a cielo abierto que servirá como fuente de materiales para la construcción de los rellenos de la presa principal de tierra zonificada. El vertedero prevé un volumen de excavación aproximadamente de 156 409 m³ en banco. El vertedero de excesos sin compuertas y la rápida de descarga se plantean por la margen derecha de la presa. El canal de aproximación será excavado en la ladera con base constante, ha sido dimensionado para orientar gradualmente el flujo proveniente del reservorio hacia la estructura de control. La rápida de descarga tiene un ancho constante hasta el deflector de descarga. Este capítulo contiene los análisis de estabilidad de los taludes de excavación requeridos a lo largo del vertedero.

De acuerdo a la información obtenida de las exploraciones realizadas en la zona del vertedero, el material correspondiente a los suelos residuales puede utilizarse para conformar el núcleo de la presa y los niveles de roca pueden usarse en la conformación de los espaldones de la misma. Es importante tener en cuenta que para la conformación de los rellenos de la presa se requerirá el uso de fuentes de materiales adicionales o canteras como se indicó en el Numeral 2.2 Geología local de la zona de presa.

4.6.1. Estabilidad de taludes cortes vertedero

A diferencia de la fundación de la presa Parita, en el vertedero se alcanzan cortes en suelo y también en roca. A continuación se presenta el análisis de estabilidad de los cortes para suelo mediante la metodología de equilibrio límite y en roca mediante el método de posibilidad cinemática.

4.6.1.1. Análisis de estabilidad para cortes en suelo vertedero

Para los análisis de estabilidad de los taludes de corte del vertedero se evaluaron dos secciones. En la Figura 56 se muestra la ubicación en planta de las secciones analizadas.

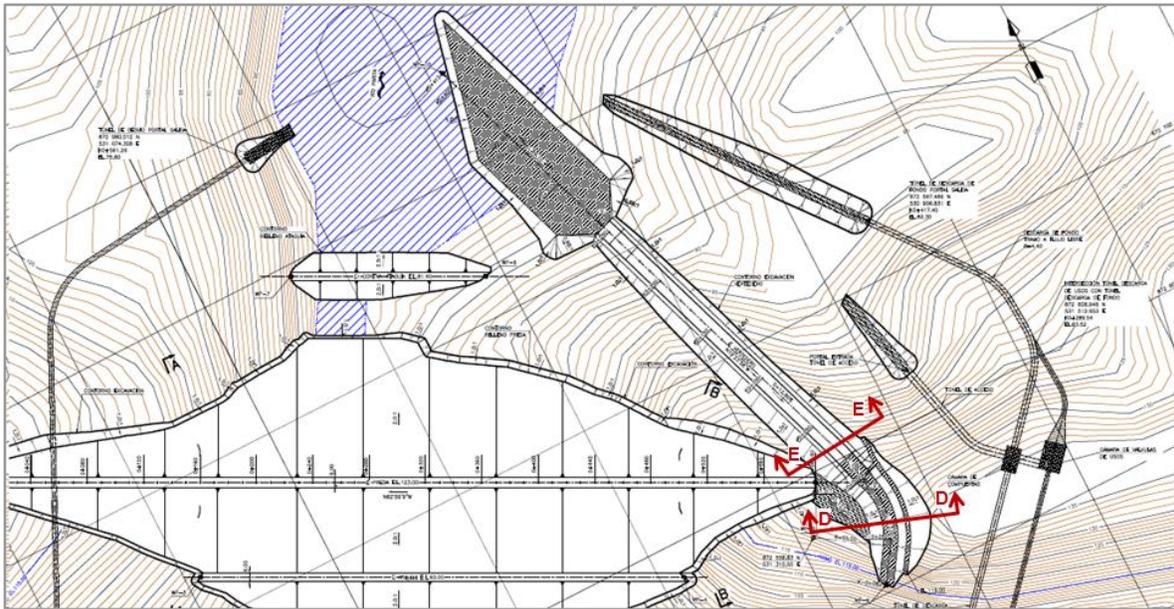


Figura 56. Ubicación en planta, secciones del vertedero analizadas en Slide.

Se realizó el análisis de estabilidad de taludes, utilizando el programa Slide® de Rocscience, conforme a los criterios de diseño presentados en la Tabla 27., se analizaron los siguientes escenarios: condición estática, condición con sismo y condición inusual de lluvia extrema. En la condición estática se consideró el nivel freático estipulado en los registros litológicos. Para la condición de lluvia extrema se utilizó el coeficiente de presión de poros u de 0.5 como escenario conservador.

En la Tabla 40 se presenta el resumen de los factores de seguridad para las dos secciones analizadas, y los tres escenarios evaluados discriminando los materiales intervenidos; en el Anexo 4 se pueden consultar todos los resultados. A partir de los análisis y los requerimientos de uso de las excavaciones del vertedero como fuente de material se recomienda que los taludes de corte tengan pendiente entre 1H:1V. Estos análisis fueron complementados con los análisis cinemáticos presentados en la siguiente sección.

Tabla 40. Resumen factores de seguridad para los taludes de excavación - vertedero.

Comportamiento Drenado del Suelo Residual								
Sección	Escenario	Talud	Criterios de aceptación FS	FS determin.	FS promedio (Monte Carlo)	Probabilidad de Falla %	Desv. Std.	Variable crítica
D	Caso Estático	Talud izquierdo	1.4	4.20	4.21	0.00	0.33	Cohesión suelo residual
		Talud derecho	1.4	2.90	2.87	0.00	0.23	Cohesión suelo residual
	Caso pseudoestático	Talud izquierdo	1.0	3.46	3.45	0.00	0.27	Cohesión suelo residual
		Talud derecho	1.0	2.53	2.51	0.00	0.20	Cohesión suelo residual
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud izquierdo	1.2	3.78	3.78	0.00	0.33	Cohesión suelo residual
		Talud derecho	1.2	3.07	3.07	0.00	0.25	Cohesión suelo residual
E	Caso Estático	Talud izquierdo	1.4	5.05	4.22	0.00	1.09	Cohesión roca TEO-TO nivel B
		Talud derecho	1.4	4.33	4.33	0.00	0.34	Cohesión suelo residual
	Caso pseudoestático	Talud izquierdo	1.0	4.37	4.43	0.00	0.37	Cohesión suelo residual
		Talud derecho	1.0	3.53	3.53	0.00	0.28	Cohesión suelo residual
	Caso inusual (Lluvias extremas)	Talud izquierdo	1.2	5.42	5.42	0.00	0.53	Cohesión suelo residual
		Talud derecho	1.2	3.59	3.60	0.00	0.31	Cohesión suelo residual

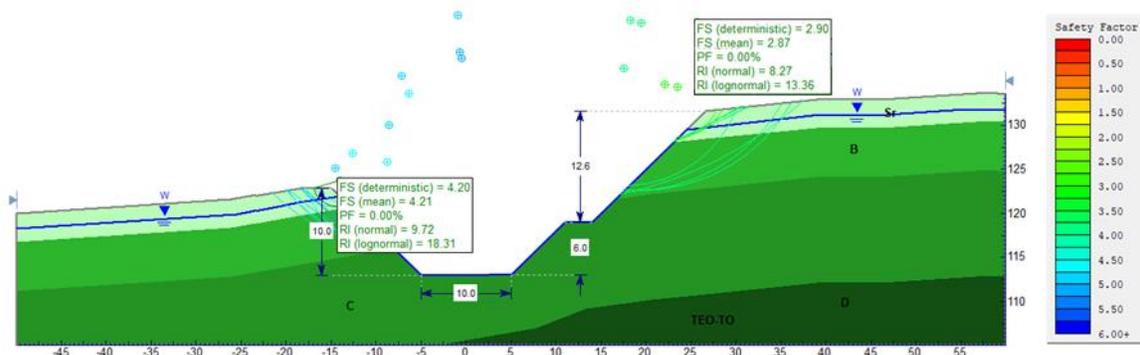


Figura 57. Análisis de estabilidad. Excavación vertedero. Condición estática. Sección D-D.

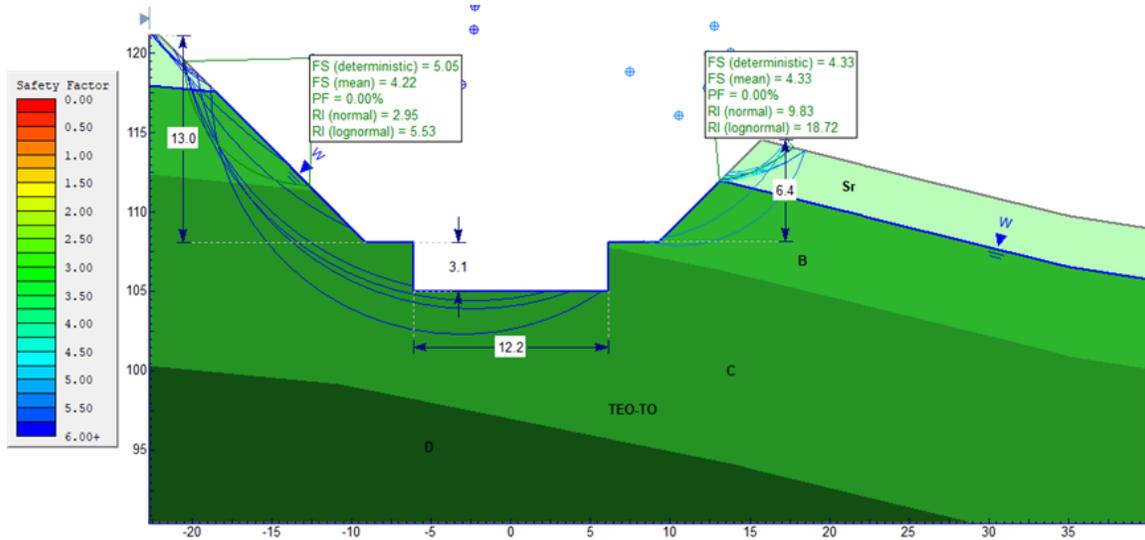


Figura 58. Análisis de estabilidad. Excavación vertedero. Condición estática. Sección E-E.

4.6.1.2. Análisis de estabilidad para cortes en roca vertedero

Teniendo en cuenta que en la parte inferior de los cortes para la construcción del vertedero llegan a horizontes de meteorización B hasta D, a continuación se presenta el análisis cinemático realizado para esta zona. Para el análisis cinemático se contemplaron los parámetros de la geología estructural de la Formación Tonosí (TEO-TO) que se muestran en la Figura 59 y se resumen en la Tabla 41.

Tabla 41. Parámetros Geología Estructural Formación Tonosí - Presa Parita

DATOS ESTRUCTURALES ESTRATIFICACIÓN Y DIACLASAS - PARITA				
ID	RUMBO	BUZAMIENTO	DIP/DIRECTION	TIPO
J1	N20°E	88°NW	205°	Diaclasa 1
J2	N10°W	74°SW	260°	Diaclasa 2
J3	N42°W	55°SW	228°	Diaclasa 3
J4	N50°W	28°NE	40°	Estratificación

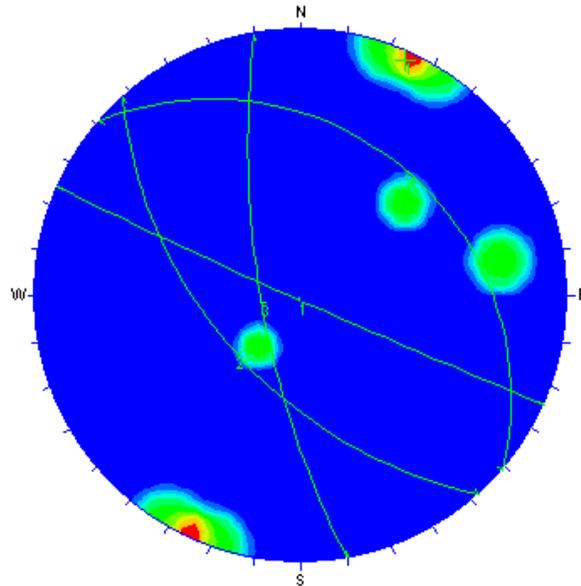


Figura 59. Red estereográfica geología estructural Formación Tonosí

Adicionalmente, se obtuvo la geometría de la excavación del vertedero, a partir de la cual se identificaron los distintos taludes como lo muestra la Figura 60. La geometría de los taludes señalados se presenta en la Tabla 42.

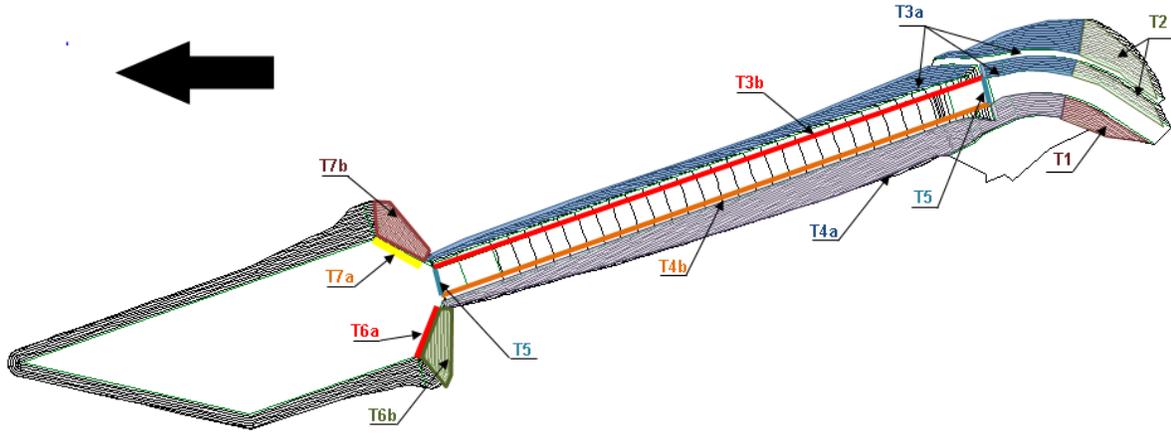


Figura 60. Identificación de Taludes - Vertedero Parita

Tabla 42. Geometría de los taludes de la excavación del vertedero

Identificación de Talud	Pendiente (XH:1V)	Buzamiento (°)	Dirección de Talud (°)
T1	1.0 : 1.0	45	123
T2	1.0 : 1.0	45	303
T3a	C.V	90	71
T3b	1.0 : 1.0	45	71
T4a	C.V	90	251
T4b	1.0 : 1.0	45	251
T5	C.V	90	341
T6a	C.V	90	29
T6b	1.0 : 1.0	45	29
T7a	C.V	90	293
T7b	1.0 : 1.0	45	293

En la Tabla 43 se presenta el resumen de los resultados de los análisis de estabilidad en roca para fallas de tipo planar y cuña , las cuales fueron analizadas por medio del software Pan Technica. De acuerdo con el análisis cinemático se identificaron bloques inestables con posibilidades de falla por cuña y por falla planar, correspondientes a los taludes T3a, Ta4, T5, T6a y T7a de la excavación del vertedero.

Tabla 43. Resultados del Análisis cinemático en los taludes del vertedero

Identificación del Talud	Buzamiento (°)	Dirección de Talud (°)	Modo de falla			F.S.
T1	45	123	J1	/	J4	6.85
T2	45	303	J3	/	J4	13.85
			J2	/	J4	2.55
			J3	/	J1	2.72
T3a	90	71	J1	/	J4	6.85
			J4			1.09
T3b	45	71	J1	/	J4	6.85
T4a	90	251	J1	/	J3	2.72
			J3			0.40
			J2			0.17
T4b	45	251	J1	/	J3	2.72
T5	90	341	J2	/	J4	2.55
			J1	/	J3	2.72
			J1	/	J2	0.33
T6a	90	29	J2	/	J4	2.55
			J4			1.09
T6b	45	29	J3	/	J4	13.85
			J2	/	J4	2.55
T7a	90	293	J2	/	J4	2.55
			J1	/	J3	2.72
			J1	/	J2	0.33
T7b	45	293	J3	/	J4	13.85
			J2	/	J4	2.55
			J1	/	J3	2.72

Adicionalmente, teniendo en cuenta que se identificaron familias de discontinuidades con buzamientos superiores a 65° identificadas (véase Tabla 41), se llevó a cabo la evaluación de fallas por volteo. El análisis contempló las familias previamente definidas (J1 y J2) y los taludes con buzamiento superior a 66° . El resultado del análisis de estabilidad por volteo se presenta en la Figura 61.

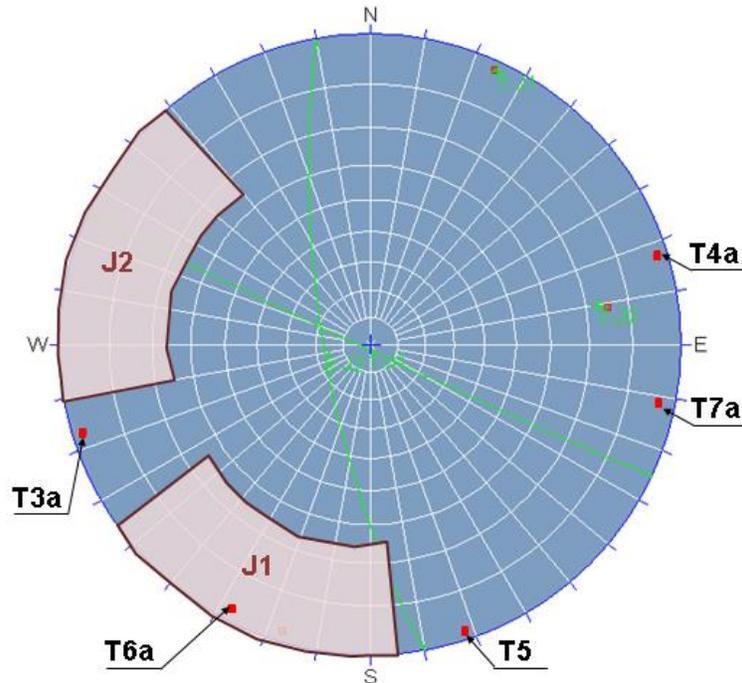


Figura 61. Análisis de estabilidad por volteo en el macizo rocoso del vertedero

Del análisis de estabilidad ante falla por volcamiento, se evidencia que existe posibilidad de que se desarrolle para el talud T6a, debido a la familia de discontinuidades J1.

4.6.1.3. Protección y refuerzo de taludes de excavación

Considerando los taludes sobre los que pueden llegar a generar inestabilidad a lo largo del vertedero, se diseñó un sistema de refuerzo y protección de taludes compuesto por pernos de acero Tipo A1 con una pulgada de diámetro, concreto lanzado y malla electrosoldada.

Una vez identificados los bloques críticos, se realizaron los análisis detallados de estabilidad y refuerzos necesarios para cada bloque. Estos análisis se realizaron con la metodología del Bloque Crítico, teniendo en cuenta los factores de seguridad indicados en la Tabla 43.

Para el caso de los taludes con mecanismo de falla planar (Taludes T3a, T4a y T6a) se utilizó el programa RocPlane® de Rocscience para identificar la capacidad y longitud de los pernos requeridos luego se calculó el espaciamiento entre ellos (véase Anexo 5.1). Para el caso de los taludes con mecanismo de falla en cuña se utilizó el programa Swedge® de Rocscience, para los taludes T5 y T7a (véase Anexo 5.2). Finalmente, para el caso de los taludes con mecanismo de falla por volteo (Talud T6a) se realizó la evaluación analítica de los bloques (véase Anexo 5.3)

Por facilidad constructiva y la estandarización en los diseños se tomaron pernos de acero Tipo A1 con una pulgada de diámetro. La Tabla 44 muestra el resumen de los requerimientos en cuanto a espaciamiento y longitud total de pernos tipo A1 con diámetro de una pulgada. Con el propósito de mitigar posibles caídas de bloques, se estimó una protección de pernos ocasionales de 3 m de longitud, espaciados cada 3 m en ambas direcciones en los taludes que no requieren refuerzo por falla planar, en cuña o volteo.

Tabla 44. Requisitos de refuerzo utilizando pernos tipo A1 grado 60 en el plinto de la presa.

Identificación de Talud	Fuerza de trabajo -Perno A1 grado 60 (kN)	Espaciamiento Requerido (m)	Longitud Total de Pernos (m)
T3b	141	6.0	9.0
T4b	141	4.5	6.0
T5	141	2.5	6.0
T6a	141	3.0	9.0
T7a	141	2.0	6.0

4.7. CALCULO DE CANTIDADES

4.7.1. Excavaciones en corte abierto

Para el cálculo del volumen de excavación para los rellenos se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Con base en las curvas de nivel de la topografía inicial del terreno y de los contornos de la superficie de excavación se construyeron entidades geométricas que permitieron calcular el volumen de corte entre las superficies. Adicionalmente se realizó verificación del volumen mediante el método de las tajadas. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Volumen excavación para los rellenos de la presa - Reporte Autodesk Civil 3D 415 414 m³
- Volumen excavación para los rellenos de la presa - Método de las tajadas 416 240 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual para la excavación de la fundación del plinto de 0.20%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

De acuerdo con el proceso anteriormente descrito, se evaluó el volumen de excavación para el vertedero. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Volumen excavación de vertedero - Reporte Autodesk Civil 3D 153 333 m³
- Volumen excavación de vertedero - Método de las tajadas 156 410 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe un diferencia porcentual para la excavación del vertedero 2.00%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

El área de desmonte y limpieza se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas usadas para la estimación de volumen. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de chaflán de excavación de rellenos - Reporte Autodesk Civil 3D 76 531 m²
- Área de chaflán de excavación del vertedero - Reporte Autodesk Civil 3D 23 036 m²

4.7.2. Relleno presa

Para el cálculo del volumen de relleno de la presa se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Con base en las curvas de nivel de la topografía inicial del terreno y de los contornos de la superficie de relleno se construyeron entidades geométricas que permitieron calcular el volumen de relleno entre las superficies. Adicionalmente se realizó verificación del volumen mediante el método de las tajadas. Los cálculos se muestran en el Anexo 1. Este procedimiento se utilizó para el cálculo del volumen de preatagüa atagüa y contra-atagüa, teniendo en cuenta que la atagüa y pre-atagüa se encuentran ubicadas dentro del cuerpo de la presa.

- Volumen relleno presa (incluida atagüa y pre- atagüa) Reporte Autodesk Civil 3D 1 561 241 m³

- Volumen relleno presa (incluida ataguía y pre- ataguía) - Método de las tajadas 1 559 087 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe una diferencia porcentual para el volumen de relleno de la ataguía de 0.14%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

El estimativo de los rellenos por zona se realizó con base en entidades geométricas provenientes del modelo 3D de los rellenos. Los volúmenes para las zonas se estimaron con base en el modelo geométrico 3D generado en Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Volumen relleno Zona 1 - Reporte Autodesk Civil 3D 404 772 m³
- Volumen relleno Zona 2B - Reporte Autodesk Civil 3D 85 651 m²
- Volumen relleno Zona 2A - Reporte Autodesk Civil 3D 126 204 m³
- Volumen relleno Zona 3B - Reporte Autodesk Civil 3D 742 303 m³
- Volumen relleno Zona 4 Rip Rap- Reporte Autodesk Civil 3D 35 849 m³

4.7.3. Relleno preataguía - ataguía - contra-ataguía

De forma similar a los rellenos de la presa, para el cálculo del volumen de relleno de la ataguía, contra-ataguía se utilizó el programa Autodesk Civil 3D, destacando que la ataguía y preataguía se encuentran dentro del cuerpo de la presa. Con base en las curvas de nivel de la topografía inicial del terreno y de los contornos de la superficie de relleno se construyeron entidades geométricas que permitieron calcular el volumen de relleno entre las superficies. Igualmente, se realizó verificación del volumen mediante el método de las tajadas para la contraataguía, ya que la preataguía y ataguía fueron verificadas anteriormente cuando se hizo la verificación de la presa. Los cálculos se muestran en el Anexo 1. Este procedimiento se utilizó para el cálculo del volumen de ataguía y contra-ataguía.

- Volumen relleno pre-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 11 133 m³
- Volumen relleno ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 155 328 m³
- Volumen relleno contra-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 10 890 m³
- Volumen relleno contra-ataguía - Método de las tajadas 11 109 m³

A partir de estos cálculos se valida que entre los dos métodos existe una diferencia porcentual para el relleno de la contraataguía de 2.01%, la cual se considera aceptable y permite corroborar la estimación.

El área de desmonte y limpieza se estimó a partir del chaflán de relleno obtenido de las entidades geométricas usadas para la estimación de volumen. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1. El área de la preataguía y ataguía se contemplan dentro del área de la presa.

- Área de chaflán de relleno contra-ataguía - Reporte Autodesk Civil 3D 3 817 m²

4.7.4. Tratamiento para la fundación

El tratamiento de la fundación consiste en regularizar la zona de huella de la presa (núcleo y rellenos) después de terminar la excavación o en la excavación de protuberancias de roca o salientes. Se colocará concreto dental con un espesor estimado de 0.5 m en el 40 % de la huella del núcleo. El área de tratamiento se mide en planta. Esta área se calculó mediante el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Área de huella del núcleo - Reporte Autodesk Civil 3D 20 196 m²
- Área de huella de los rellenos de los estribos - Reporte Autodesk Civil 3D 54 466 m²
- Concreto dental 4 039 m³

De forma similar a nivel de la solera del vertedero se colocará concreto dental con un espesor estimado de 0.5 m en el 40 % de la solera del vertedero

- | | |
|--|----------------------|
| ● Área de solera del vertedero - Reporte Autodesk Civil 3D | 3 319 m ² |
| ● Concreto dental | 628 m ³ |

4.7.5. Inyecciones

4.7.5.1. Inyecciones de consolidación

Las inyecciones de consolidación se proyectan a lo largo de la fundación de las estructuras, en esta zona se realizarán inyecciones primarias de 5 m de longitud espaciadas cada 6 m. Se estima que se implementarán inyecciones de consolidación secundarias en el 100% del área, terciarias en el 50% del área. Las anteriores, se realizarán en tresbolillo entre las primarias y las terciarias en tresbolillo con las secundarias y así sucesivamente. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- | | | |
|--|-------|---|
| ● Longitud de inyecciones de consolidación - presa | 1 907 | m |
| ● Longitud de inyecciones de consolidación - vertedero | 770 | m |

4.7.5.2. Inyecciones profundas

En la zona de la presa y el vertedero se realizará una línea de inyecciones primarias de entre 18 y 38 m separadas cada 6 m. Las inyecciones primarias deben realizarse en su totalidad, mientras que las secundarias y terciarias se realizan dependiendo de los ensayos de permeabilidad de chequeo que se realizan conforme avancen los trabajos de inyección.

Se estima que las inyecciones secundarias y terciarias corresponden con el 100% y el 50% de las inyecciones primarias, respectivamente. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- | | | |
|--|-------|---|
| ● Cortina de inyecciones profundas - presa | 7 077 | m |
| ● Cortina de inyecciones profundas - vertedero | 3 354 | m |

4.7.6. Soporte y protección de taludes de excavación

4.7.6.1. Empradización

La protección vegetación se colocará en los taludes de corte cuya superficie expuesta corresponde a suelo residual o roca muy meteorizada. Se estima que los taludes por encima de la EL 123,0 msnm en el talud cerca al canal de aproximación. El área de protección se estimó a partir de la proyección del área en planta de dichos taludes con la pendiente correspondiente. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- | | | |
|---|--------|----------------|
| ● Área de taludes de excavación vertedero | 13,205 | m ² |
|---|--------|----------------|

4.7.6.2. Concreto lanzado (concreto neumático) y malla electrosoldada

Los taludes de corte en roca (fracturada, medianamente o poco meteorizada) se protegerán con concreto lanzado de 10 cm de espesor y malla electrosoldada con el fin de evitar su deterioro y alteración ante agentes externos y que puedan ocasionar el desprendimiento de pequeños bloques. El volumen total de concreto lanzado corresponde al área de los taludes protegidos con este sistema por el espesor de la capa de concreto (espesor = 10 cm). El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Volumen concreto lanzado excavación vertedero 466 m³

4.7.6.3. Drenajes cortos - lagrimales

Los taludes con protección de concreto lanzado estarán provistos de lagrimales cortos de 50 cm de profundidad, espaciados cada 2 m. El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Longitud drenes cortos- lagrimales excavación vertedero 583 m

4.7.6.4. Drenajes profundos

En todos los taludes protegidos con concreto lanzado y con empradización deberán perforarse huecos de drenaje profundo. Dichos drenes serán de 10 m de profundidad y serán colocados con un espaciamiento de 5 m entre cada hueco. El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Longitud drenes profundos excavación Vertedero 230 m

4.7.6.5. Pernos Tipo A1

Los taludes de corte en roca fracturada, medianamente o poco meteorizada que sean susceptibles a desprendimientos o formación de cuñas potencialmente inestables se protegerán con concreto lanzado, malla electrosoldada y pernos Tipo A1 (diámetro = 1 pulgada). La cantidad de pernos se calculó dividiendo el área de los taludes protegidos con este sistema, por el área aferente de cada perno de protección. La longitud total de pernos corresponde al número de pernos recomendado, multiplicado por la longitud de cada perno. El área de protección se estimó a partir del chaflán de excavación obtenido de las entidades geométricas. Para el cálculo se utilizó el programa Autodesk Civil 3D. Los cálculos se muestran en el Anexo 1.

- Pernos de anclaje diámetro 25 mm (1") excavación vertedero 2,119 m

4.7.6.6. Cunetas

Las cunetas se colocarán a lo largo de las bermas de los cortes, al pie de cada talud. La unidad de las cunetas es por metro lineal que se se colocarán a lo largo de las bermas de los cortes.

- Longitud de las cunetas excavacion vertedero 105 m

4.7.7. Acarreo

Debido a que de las excavaciones que serán realizadas, no se podrá obtener la totalidad de los materiales requeridos por los rellenos, será necesario realizar un acarreo proveniente de las canteras señaladas en la Figura 12, se estimó que aproximadamente el 66% del material necesario para el relleno será extraído de las canteras más cercanas a la presa las cuales se encuentran a una distancia aproximada de 0,5 km.

- Acarreo de rellenos para la presa 676 538 km*m³

4.7.8. Instrumentación geotécnica

El suministro, instalación y mantenimiento de la instrumentación geotécnica para la presa se consideró mediante un valor global por metro cúbico de volumen de relleno. El volumen de la presa se estimó con base en los contornos de la superficie de excavación y los contornos de la superficie de relleno mediante el programa Autodesk Civil 3D.

- Volúmen referencial para el cálculo del suministro, instalación y mantenimiento de la instrumentación geotécnica
1 572 131 m³

5. DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS SUBTERRÁNEAS

5.1. GENERALIDADES

En la siguiente sección, se presenta el diseño a nivel conceptual de las obras subterráneas, el cual está conformado por las siguientes partes:

- Se presenta una descripción de las obras subterráneas; diámetros, longitudes, coberturas entre otros aspectos.
- A partir de los aspectos geológicos relacionados con el proyecto como estratigrafía, geomorfología, estructuras geológicas y la información de campo e investigaciones geotécnicas se realiza la caracterización geotécnica de la roca y del macizo rocoso para las obras subterráneas.
- Se analizan varios aspectos geotécnicos de las obras subterráneas, como mecanismos de falla, se establecen secuencias de excavación y tipos de soporte y se estima la distribución de los tipos de terreno. También, se analiza el uso del revestimiento en los túneles, se estiman infiltraciones durante excavación y se hace un predimensionamiento de taponés.
- Se presenta un estimativo de rendimientos y tiempos de construcción, considerando el método de perforación y voladura.
- Se presenta el cálculo de Cantidades de obra de las obras subterráneas.

5.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS

El desarrollo multipropósito Parita, en la cuenca del río Parita, está conformado por una presa de tierra zonificada con núcleo impermeable de 51 m de altura, un túnel de desviación localizado en la margen izquierda del río Parita de 591.3 m de longitud, previsto con una sección en herradura con paredes rectas (HPR) con sección de excavación de 3.1 m de diámetro, comprendido entre las cotas de solera 76.98 msnm y 75.80 msnm.

Adicionalmente, por la margen derecha de la ladera se ha previsto ubicar el sistema de descarga de fondo del proyecto, el cual estará conformado por un túnel que trabajará inicialmente a presión, una cámara de compuertas y un túnel que trabajará a flujo libre, el cual entregará el caudal al río Parita aguas abajo del cuenco del vertedero de la presa. El túnel a presión tendrá un diámetro de excavación con una sección en herradura paredes rectas (HPR) de 3.80 m de diámetro y el túnel a flujo libre con una sección HPR será de 4.40 m de diámetro. El túnel de descarga de fondo estará localizado entre las elevaciones 86.0 msnm y 81.0 msnm, entregando al río Parita. El sistema de descarga de fondo incluyendo la Cámara de Compuertas tendrá una longitud de 417.4 m.

También, por la margen derecha se localizará el sistema de descarga de usos que discurrirá paralelo al túnel de descarga de fondo hasta intersectarlo en el tramo de túnel a flujo libre. El túnel de descarga de usos inicia con un tramo a presión con sección de excavación en HPR de 2.8 m de diámetro el cual se conecta a una cámara de válvulas. Después de la cámara, el túnel continúa a flujo libre con una sección HPR de 3.0 m. El túnel de usos, estará localizado entre las elevaciones 86.0 msnm y 84.58 msnm, en la intersección con el túnel de descarga de fondo. El sistema de descarga de usos incluyendo la Cámara de válvulas tendrá una longitud de 289.5 m.

En la Figura 62, se aprecia una planta de localización del proyecto multipropósito Parita, incluyendo las obras subterráneas tanto por la margen izquierda como por la margen derecha del río Parita, como son el túnel de desvío y los túneles de uso para los distritos de riego y descarga de fondo.

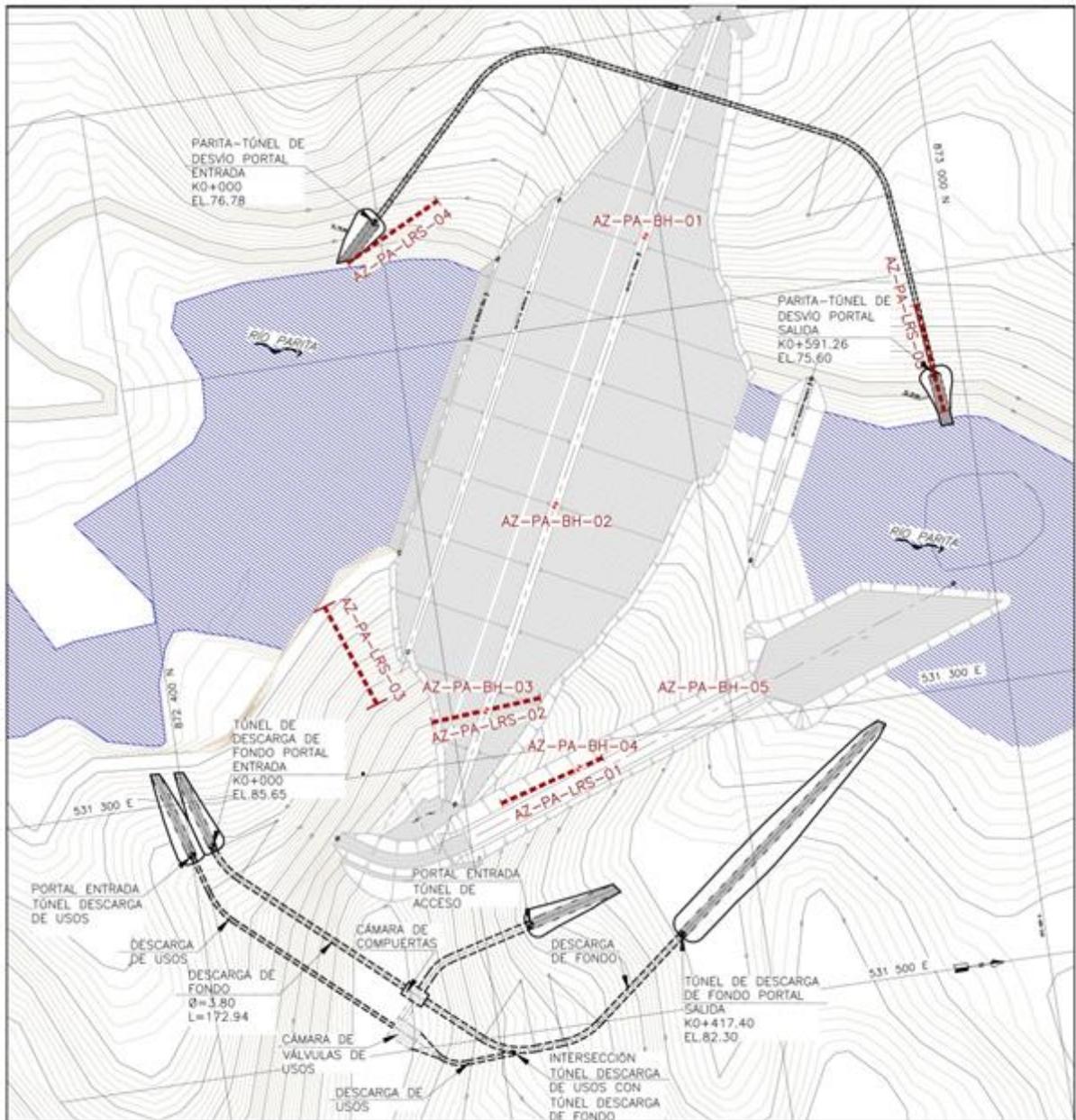


Figura 62. Planta de localización del proyecto Parita.

5.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

5.3.1. Investigaciones geotécnicas

En este numeral se presenta un resumen de las investigaciones geotécnicas que fueron utilizadas para el diseño conceptual geotécnico de las obras subterráneas. Las perforaciones realizadas en el área del proyecto y consideradas

para la evaluación geotécnica de los túneles se relacionan en la Tabla 45. En la Figura 62, se presenta en planta la ubicación de las perforaciones ejecutadas.

Tabla 45. Localización de las perforaciones en la zona de las obras subterráneas (margen derecha)

Perforación	Este	Norte	Elevación	Profundidad (m)
AZ-PA-BH-01	530 945.5	872 788.9	103	25
AZ-PA-BH-02	531 127.4	872 696.1	77	35
AZ-PA-BH-03	531 266.4	872 625.1	115	30
AZ-PA-BH-04	531 317.2	872 685.0	108	15
AZ-PA-BH-05	531 286.8	872 792.1	89	15

De las perforaciones realizadas en el proyecto, se obtuvieron muestras de material intacto a los que se les ejecutaron ensayos de laboratorio, los cuales se resumen en la Tabla 46.

Tabla 46. Resumen de ensayos de laboratorio

Perforación	Profundidad		qu (MPa)	E (MPa)
AZ-PA-BH-01	14.3	15.8	19.86	6 133.8
	25.0	27.0	40.94	10 918.4
AZ-PA-BH-02	19.4	20.9	8.18	2 353.9
AZ-PA-BH-03	7.0	8.5	53.96	14 193.0
	13.0	14.0	26.33	12 619.4
	26.0	28.0	67.12	14 909.5
AZ-PA-BH-04	10.0	11.0	90.62	13 478.7
	13.0	15.0	64.46	78 514.7
AZ-PA-BH-05	13.0	15.0	22.54	5 076.4

También como parte de las investigaciones geotécnicas, se realizaron varias líneas de refracción sísmica en el área del proyecto. Las líneas de refracción sísmica consideradas en la evaluación geotécnica de las obras subterráneas se relacionan en la Tabla 47. En la Figura 62, se presenta en planta la ubicación de las LRS ejecutadas.

Tabla 47. Localización de las líneas de refracción sísmica en la zona de las obras subterráneas

Línea	Inicio		Final		Longitud (m)
	Este	Norte	Este	Norte	
AZ-PA-LRS-01	531.334	872.626	531.312	872.703	80
AZ-PA-LRS-02	531.269	872.585	531.263	872.665	80
AZ-PA-LRS-03	531.175	872.521	531.250	872.548	80
AZ-PA-LRS-04	530.933	872.574	530.898	872.645	80
AZ-PA-LRS-05	531.102	872.983	531.023	872.974	80

De las líneas sísmicas realizadas en el área del proyecto, se obtuvieron los siguientes perfiles de meteorización del terreno según la clasificación in situ de la NEHRP que se presentan en la Figura 63 y en la Tabla 48

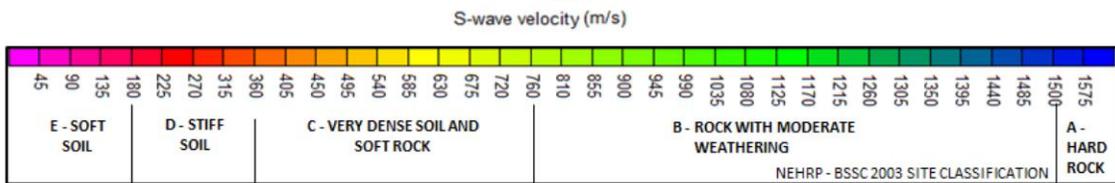
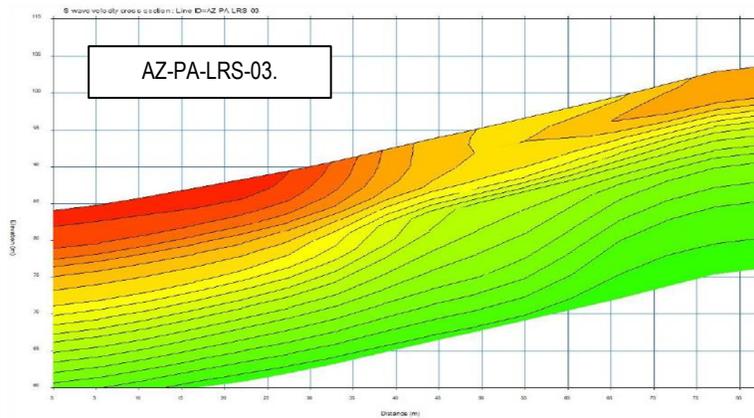
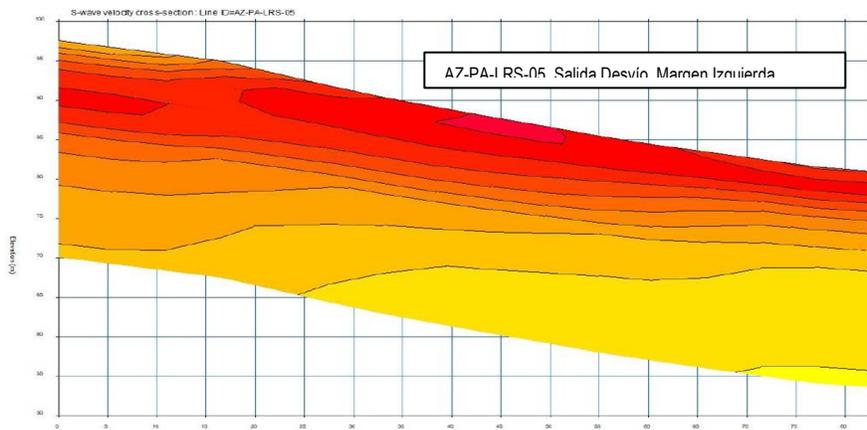
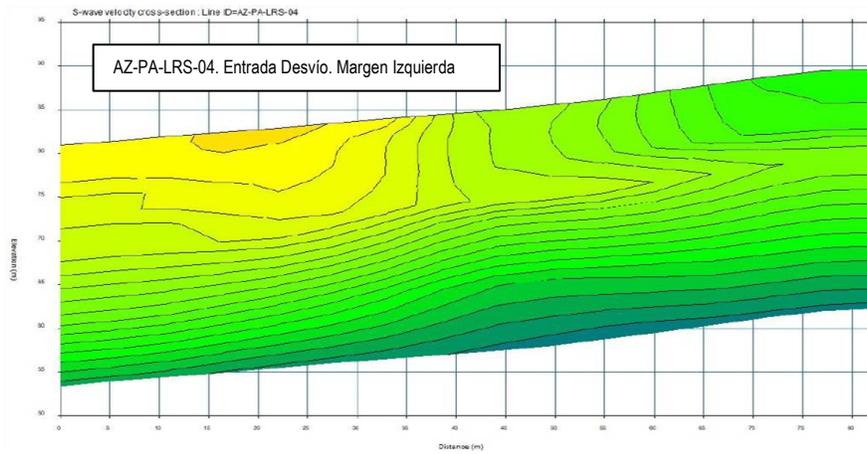


Figura 63. Líneas sísmicas típicas

Tabla 48. Clasificación in situ, NEHRP

Línea	Profundidad (m)				
	E	D	C	B	A
AZ-PA-LRS-01	-	-	0-8	8-28	-
AZ-PA-LRS-02	-	0-15	15-29	-	-
AZ-PA-LRS-03	-	0-7	7-14	14-25	-
AZ-PA-LRS-04	-	-	0-5	5-25	-
AZ-PA-LRS-05	-	0-17	17-27	-	-

Clasificación in situ NEHRP		
Clasificación n	Descripción	Vs (m/s)
E	Suelo blando	<180
D	Suelo firme a medio	180-360
C	Suelo denso, roca alterada	360-760
B	Roca moderadamente alterada y fracturada	760-1500
A	Roca fresca poco fracturada a intacta	>1500

De acuerdo con las líneas de refracción sísmica se establece lo siguiente:

- En la parte baja y media del estribo derecho se encuentran depósitos de suelo firme a medio de hasta 7 m de profundidad. De los 7 a los 15 m de profundidad se encuentra roca alterada. A partir de esa profundidad se encuentra roca moderadamente fracturada y alterada. En la parte alta de la ladera se presenta roca alterada hasta los 10 m de profundidad, a partir de esa profundidad la roca se presenta moderadamente fracturada.
- En el sector bajo del estribo izquierdo, hacia aguas arriba de la presa la roca alterada se presenta con espesores de hasta 5 m, a profundidades mayores el macizo se presenta moderadamente fracturado. Sin embargo, hacia aguas arriba de la presa se presenta material de suelo firme a medio hasta los 15 m de profundidad, a partir de la cual se presenta la roca alterada.

5.3.2. Propiedades de la roca intacta

Con base en la información geológica de campo, los sondeos en el área del proyecto y los resultados de ensayos de laboratorio de muestras tomadas de las perforaciones, se establecieron las propiedades geomecánicas de las rocas ígneas intrusivas conformadas por pórfidos andesíticos, existentes en la zona de presa.

De acuerdo con la información analizada, los rangos de variación de los parámetros geotécnicos de los pórfidos andesíticos dependiendo de su litología y nivel de alteración se relacionan en la Tabla 49.

Tabla 49. Parámetros geotécnicos de la roca intacta.

Parámetro	Unidad	Formación	Valor mínimo	Valor máximo	Valor medio
Resistencia a la compresión simple	MPa	TEO-RIQ	8.2	40.9	54.2
Módulo de Young	GPa	TEO-RIQ	2.4	10.9	6.5
MR	-	TEO-RIQ	267	309	288
Resistencia a la compresión simple	MPa	TEO-TO	22.5	90.6	54.2
Módulo de Young	GPa	TEO-TO	50.8	70.5	23.1
MR	-	TEO-TO	149	1218	425

Según los rangos de valores de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad, la roca intacta se clasificó de acuerdo con los criterios de Deere & Miller (1966) a partir del módulo relativo (MR), el cual se define como la relación entre el

módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión simple. El rango de valores de MR es del orden de 260 a 310 para las rocas de la formación Valle Riquito (TEO-RIQ) y de 220 a 480 para las rocas de la formación Tonosí (TEO-TO).

De acuerdo con los valores de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo relativo, se puede concluir que las rocas de la formación Valle Riquito y las rocas de la formación Tonosí, corresponden a rocas de resistencia-media y módulo relativo medio, siendo de comportamiento dúctil. (Véase Figura 64).

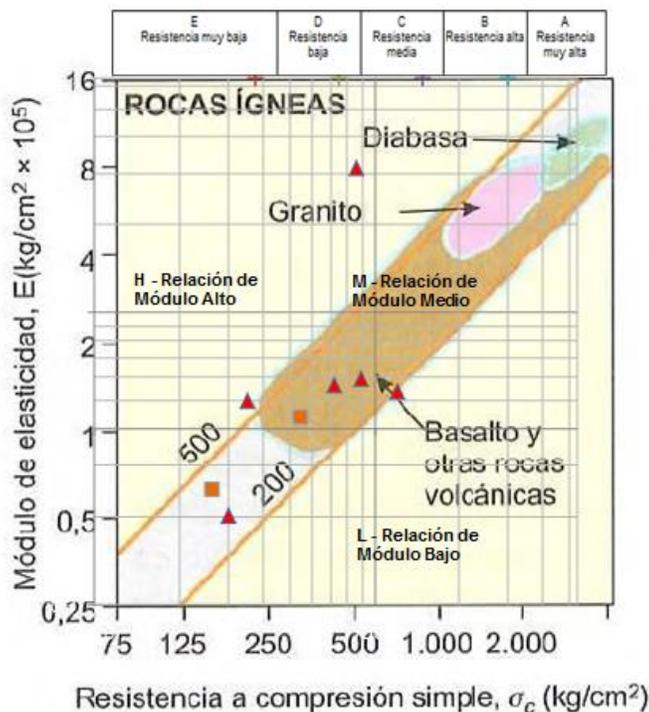


Figura 64. Clasificación de la roca intacta. Deere y Miller (1966). (Puntos rojos, datos de ensayos de laboratorio).

5.3.3. Niveles de meteorización

De acuerdo con las inspecciones de campo en el sector de Parita, los resultados de los registros de los sondeos ejecutados en el área del proyecto y las líneas de refracción sísmica, en términos generales los espesores de los niveles de meteorización del macizo rocoso establecidos según los criterios del ISRM (1981) se resumen en la Tabla 50. En términos generales se estima que la roca se presentará de buena calidad a partir de los 5 a los 15 m de profundidad, encontrándose menos profunda hacia la parte alta de la ladera.

Tabla 50. Niveles de meteorización.

Nivel de Meteorización (*)	Profundidad (m)
VI - V	0-10
IV-III	10-15
II-I	>15

I: Fresco. II: Ligeramente meteorizado. III: Moderadamente meteorizado. IV: Altamente meteorizado. V: Completamente meteorizado. VI: Suelo residual.

5.3.4. Características de fracturamiento (RQD)

Con respecto al fracturamiento del macizo rocoso, considerando los recorridos de campo en el sector de Parita, los resultados de los sondeos y las líneas de refracción sísmica realizadas en el área del proyecto, en la Tabla 51, se presenta un resumen de la variación de los valores de RQD.

Tabla 51. Resumen de RQD de los sondeos

Profundidad	RQD	RQD	RQD	RQD	RQD
	AZ-PA-BH-01	AZ-PA-BH-02	AZ-PA-BH-03	AZ-PA-BH-04	AZ-PA-BH-05
0 - 5	0	0	0	0	0
5 - 10	0	0	0	0-13	0
10 -15	0	0-49	0	22-75	0
15 - 20	0	37-79	0		
20 - 25	0	11-68	0		
25 - 30	12-23	22-54	15-22		
30 - 35		33-86			

De acuerdo con lo indicado en la tabla anterior, hacia la parte media del trazo de las conducciones subterráneas el RQD a 10 m de profundidad es de 0%, encontrándose suelo y roca muy fracturada. De 10 a 20 m de profundidad se encuentra roca fracturada con RQD 10% a 70 %. A profundidades mayores a 20 m el fracturamiento de la roca es menor con valores de RQD de 30-85%.

En la Figura 65, se aprecia la condición típica de la roca en el área de la presa del PH Parita, en donde quedarán ubicadas las obras subterráneas.

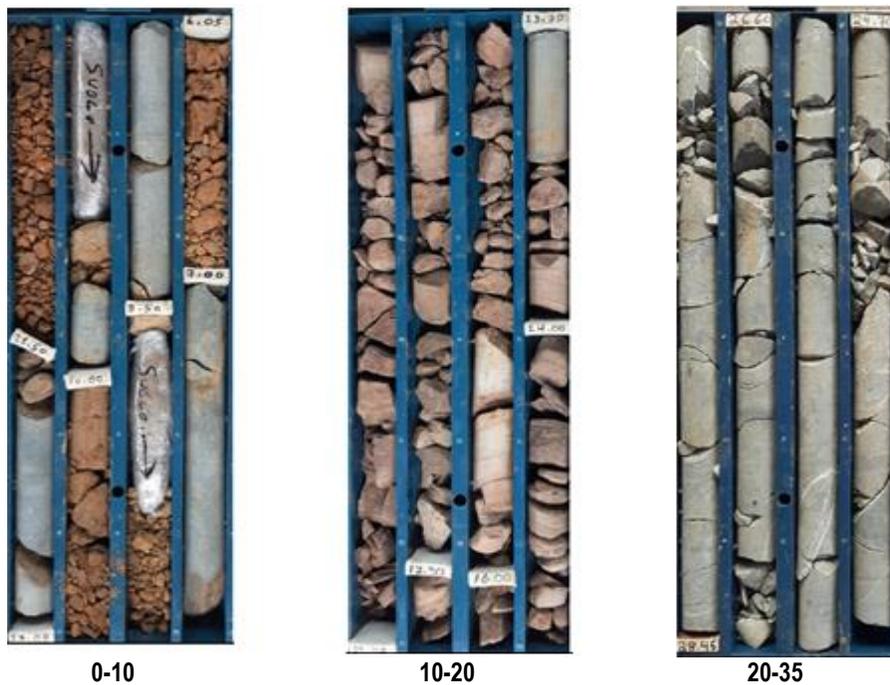


Figura 65. Estado típico de la roca a diferentes profundidades.

5.3.5. Clasificación del macizo rocoso

La clasificación geotécnica se realizó para evaluar la calidad del macizo rocoso y estimar en forma aproximada aspectos como resistencia y deformabilidad, con el fin de definir de manera preliminar las características de los sistemas de soporte.

La clasificación geomecánica del macizo rocoso se estableció a partir de las propiedades de la roca intacta, los niveles de meteorización, la calidad de la roca a través del RQD y las características de los sistemas de fracturamiento, entre otros. Para ello, se empleó la metodología de Hoek (1996), determinando el parámetro GSI (Geological Strength Index).

La estimación del índice GSI, se hizo a partir de los criterios y nomograma propuesto por Hoek (1996), identificando la categoría del macizo, en función de la descripción cualitativa del mismo; teniendo en cuenta observaciones in-situ del tipo de material, características de las discontinuidades presentes y las condiciones de las superficies de contacto. Con base en estos datos y sobre el nomograma mencionado se estimaron los índices GSI para cada uno de los niveles de meteorización. (Ver Figura 66).

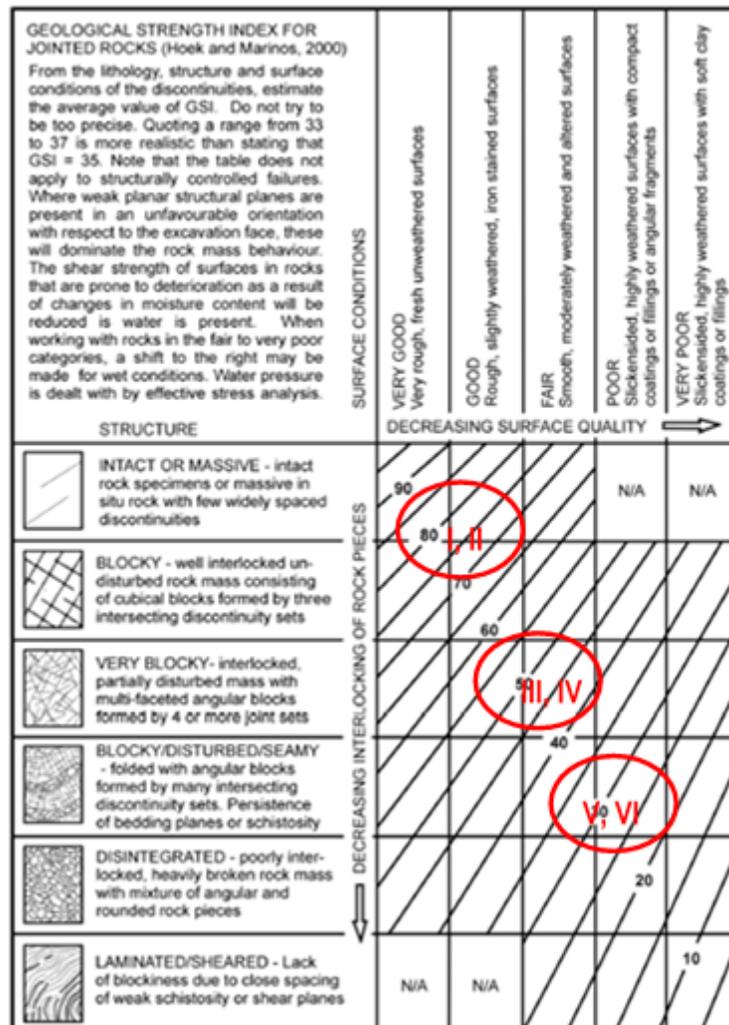


Figura 66. Clasificación del macizo rocoso para obras subterráneas. Índice GSI.

5.3.6. Permeabilidad

Por otra parte, se estimó la permeabilidad del macizo rocoso en la zona de las obras subterráneas, a partir de las características del terreno establecidas según la geología de la zona y los registros de las perforaciones.

De acuerdo con lo anterior, se estima que la permeabilidad promedio del macizo rocoso para los pórfidos andesíticos, de acuerdo con experiencias de infiltraciones en obras subterráneas en rocas similares puede ser del orden de $1 \cdot 10^{-8}$ m/s. Para los sectores de los túneles en los cuales el macizo de roca se encuentra intensamente fracturado, se asumió un valor de permeabilidad alto del orden de $1 \cdot 10^{-5}$ m/s.

5.4. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS OBRAS SUBTERRÁNEAS

5.4.1. Mecanismos de falla

Para establecer los tipos de terreno que se pueden encontrar durante el desarrollo de las excavaciones subterráneas, se analizaron en primer lugar, los principales mecanismos de falla que pueden ocurrir durante la construcción de las obras.

Como mecanismos de falla existen varios dependiendo de la litología, la cobertura de roca, el grado de fracturamiento, el grado de alteración o meteorización, la presencia o no de agua subterránea, la mineralogía, la presencia de fallas entre otros, los cuales son enumerados en la Tabla 52.

Tabla 52. Mecanismos de falla en túneles.

Mecanismo de falla	Grado de fracturamiento	Resistencia de la roca intacta o comportamiento	Cobertura de roca	Presencia de agua subterránea	Alteración de la masa de roca	Mineralogía	Notas
Rockburst o popping	Masiva	Alta - Frágil	Muy alta > 600 m	No aplica	Roca sana	No aplica	
Hinchamiento o swelling	Masiva o fracturada	Media a baja-dúctil	Independiente	Importante	Alterada o sana	Esméctica u otros.	1
Squeezing Ground	Fracturada	Baja- Dúctil	Alta a mediana	Importante	Alterada o sana	Minerales arcillosos	1,3
Cuñas de roca o caídas de rocas	Medianamente fracturada a fracturada	Alta a Baja	Independiente	Puede afectar	Sana	No aplica	2,4
Cargas de desprendimiento	Muy fracturada o triturada – Material de suelo	Alta a baja	Alta o baja	Afecta estabilidad	Alterada	No aplica	1,5
Terreno que fluye- Flowing ground	Muy fracturado o material suelto o deleznable	Media a baja	Independiente	Importante- Presencia de agua a presión	Alterada	No aplica	1,5
Terreno que rueda- running ground	Muy fracturado o material suelto o deleznable	Media a baja	Independiente	No aplica	Alterada	No aplica	1,5

1. Zonas de falla, 2. Tres o más sistemas, 3. Tamaño del túnel influye en las deformaciones, 4. Tamaño influye en la cantidad de cuñas o bloques, 5. Materiales con baja o nula cohesión.

De acuerdo con la litología y características de la roca intacta como del macizo rocoso y la cobertura que atravesarán los túneles, se establecieron los mecanismos de falla probables indicados en la Tabla 53:

Tabla 53. Mecanismos de falla probables para los Túneles.

Mecanismos de falla	Macizo
---------------------	--------

Rockburst o popping	NA
Hinchamiento o swelling	NA
Squeezing Ground	E
Cuñas de roca o caídas de rocas	A
Cargas de desprendimiento	A
Terreno que fluye- Flowing ground	NA
Terreno que rueda- running ground	NA

NA= No aplica; A = Aplica; E= Eventualmente

De acuerdo con los anteriores mecanismos de falla, los terrenos o clases de roca se pueden relacionar de la forma indicada en la Tabla 54:

Tabla 54. Tipos de terreno por mecanismo de falla en túneles.

Mecanismos de falla	Tipo I	Tipo II	Tipo IIIA	Tipo IIIB	Tipo IV
Rockburst o popping	A (1)	A (1)	-	-	-
Hinchamiento o swelling	-	-	-	-	A (5)
Squeezing Ground	-	-	A (1) (2)	-	A (1) (3)
Cuñas de roca o caídas de rocas	A	A	A (4)	-	-
Cargas de desprendimiento	-	-	-	A	A (1)
Terreno que fluye- Flowing ground	-	-	A (6)	-	A (6)
Terreno que rueda- running ground	-	-	-	A (7)	A (7)

A = Aplica

1. Para el proyecto no aplica porque no hay coberturas altas.
2. Empujes leves a medios.
3. Empujes medios.
4. Eventualmente se puede presentar.
5. No aplica porque la mineralogía no es de tipo expansivo.
6. No aplica porque no hay acuíferos confinados con niveles de agua altos.
7. No hay materiales de falla o inestables en el cuerpo del túnel.

En la Tabla 55, a continuación se establece en forma resumida el tipo de sostenimiento más utilizado para contrarrestar los mecanismos de falla identificados para los túneles:

Tabla 55. Tipos de soporte por mecanismos de falla en túneles.

Mecanismos de falla	CL +F	PA	AM	EN	SP -SC	NC	D y/o I
Cuñas de roca o caídas de rocas	X	X					
Cargas de desprendimiento	X		X	X	X (1)		X
Squeezing Ground	X	X	X		X		
Terreno que rueda - Running Ground	X		X	X	X	X	X

CL= Concreto lanzado, F=fibra, PA= pernos de anclaje, AM= Arcos metálicos, EN= enfilajes, SP= Sección parcializada, SC= solera curva, D= huecos de drenaje, I= inyecciones, NC = núcleo natural central de sostenimiento. 1. Solera curva. No aplica en este caso por ser de baja cobertura.

5.4.2. Excavación y soporte de los túneles

La secuencia de los trabajos de excavación y colocación de soporte en los túneles, se establece a partir de una clasificación del terreno, la cual se estructura y formula con base en los siguientes parámetros: descripción del terreno en términos de su litología y grado de fracturación, descripción del comportamiento del terreno para las condiciones prescritas de sistema de excavación y soporte, influencia del agua de infiltración en el comportamiento del terreno y descripción de la secuencia de excavación y soporte requerida.

A continuación se describen los cuatro tipos de terreno que se esperan encontrar en la excavación de los túneles:

5.4.2.1. Terreno Tipo I

Corresponde esta clasificación a roca de resistencia media a alta, poco fracturada y estable, caracterizada por rocas ígneas conformadas por pórfidos andesíticos, donde se puede avanzar sin necesidad de colocar soporte en el frente de la excavación. En este tipo de terreno las infiltraciones pueden presentarse en forma de chorros, concentradas a lo largo de las fracturas de la roca y sin que produzca ningún tipo de inestabilidad. En este tipo de terreno las obras se podrán excavar en una sola etapa y no habrá limitación de avance por ciclo de excavación.

Las superficies excavadas no requieren soporte excepto por la colocación de concreto lanzado, con fibra de acero, de 5 cm de espesor y pernos de anclaje de 25 mm de diámetro de aproximadamente un radio de la excavación de longitud, en sitios localizados por motivos de seguridad.

5.4.2.2. Terreno Tipo II

Corresponde esta clasificación a rocas de resistencia media a baja, moderadamente fracturada de rocas ígneas intrusivas. Pueden existir trazos de meteorización en algunos planos de discontinuidad, por lo que existe la posibilidad que se produzcan desprendimientos en la clave con el tiempo. Las infiltraciones pueden presentarse en forma de goteo y/o chorros, sin llegar afectar la estabilidad de las obras, limitándose a producir pequeños desprendimientos locales en la clave y en las paredes. La excavación podrá ser realizada en una o dos etapas con limitación de avance máximo a 3 m por ciclo.

El sistema de soporte para este terreno consistirá en concreto lanzado de 10 cm de espesor reforzado con fibra de acero en toda la sección y anillos de pernos de anclaje de 25 mm de diámetro radiales separados cada 2.0 m, en la bóveda del túnel con una longitud de aproximadamente un radio de la excavación, separados radialmente 1.5 m.

Dependiendo de las condiciones del sitio, se podrá requerir la colocación de pernos de anclaje y/o concreto lanzado reforzado con fibra, adicionales en cualquier parte de la sección.

5.4.2.3. Terreno Tipo IIIA

El terreno Tipo IIIA corresponde a rocas de resistencia baja a muy baja, fracturadas, donde los planos de discontinuidad se pueden presentar alterados o meteorizados. En este tipo de terreno el material empieza a desprenderse en el frente y no permite llevar la excavación en toda la sección, sino que se deberá excavar primero la sección superior y luego la sección inferior. El avance por ciclo en la sección superior no podrá ser mayor de 1.5 m aclarándose que éste es un avance máximo, pudiéndose encontrar sectores con avances posibles por ciclo menores.

En este terreno es posible que se requiera de pernos hacia delante (spilling), para controlar las sobre excavaciones del frente previas al avance de la excavación. Las infiltraciones de agua si bien pueden ser de magnitud moderada, podrán aumentar apreciablemente los desprendimientos y deberán controlarse inmediatamente.

El sistema de soporte consistirá en la colocación de pernos de anclaje de 25 mm de diámetro dirigidos hacia adelante (spilling) donde se requieran, aplicación de 15 cm de concreto lanzado reforzado con fibra en capas de 5 cm, colocación de arcos de acero tipo HEB o similares separados cada 1.5 m y colocación de anillos de pernos radiales de 25 mm de diámetro en toda la sección del túnel separados cada 1.5 m. Los pernos tendrán una longitud de aproximadamente un radio de la excavación, separados radialmente 1.5 m.

5.4.2.4. Terreno tipo IIIB

El terreno Tipo IIIB corresponde a materiales de roca muy alterada, friables o deleznable, a zonas de falla o esfuerzo con material muy fracturado y blando. Se incluyen en este terreno, los depósitos de suelo residual en la zona aledaña a los portales. Las infiltraciones de agua pueden ser moderadas y pueden aumentar apreciablemente los desprendimientos, por lo que se deberán controlar rápidamente.

En este tipo de terreno se podrá requerir la utilización de un núcleo central de sostenimiento natural del frontón mientras se coloca el soporte perimetral. También, se puede requerir el uso de perforaciones piloto al frente de excavación y huecos de drenaje para aliviar presiones de agua. La excavación se deberá ejecutar en dos etapas. Primero, se excavará la sección de la bóveda, posteriormente, el banqueo. El avance por ciclo en la sección superior no podrá ser mayor de 1.0 m, aclarándose que éste es un avance máximo, pudiéndose encontrar sectores con avances posibles por ciclo menores.

En el terreno Tipo IIIB se deberán colocar enfilajes antes de cada avance, para sostener el techo previamente al avance en materiales de baja cohesión, deleznable y/o de roca muy fracturada y/o alterada. Los enfilajes consisten en tubos de 51 mm de diámetro instalados en el techo del túnel hacia adelante (forepoling), inyectados con mortero de cemento de diámetro de 9 mm de longitud, espaciados cada 0.30 m entre las zonas horarias 10 a 2. Los enfilajes pueden ser reemplazados por pernos auto perforantes en caso de colapso de las perforaciones en terrenos inestables. Los paraguas de enfilajes consecutivos se deben traslapar de 2 a 3 m entre sí.

Además de los enfilajes, el sistema de soporte consistirá en la aplicación de concreto lanzado de 15 cm de espesor en capas de 5 cm y arcos de acero tipo HEB separados cada 1.0 m.

5.4.3. Estimativo de tipos de terreno

Para establecer los porcentajes de terreno de las obras, se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Niveles de meteorización de la roca que serán atravesadas, con su caracterización en cuanto a resistencia, consistencia y calidad del macizo rocoso.
- Cobertura de roca por encima de la obra que influirá en el comportamiento durante excavación.
- Perfil geológico inferido de los registros de los sondeos exploratorios y reconocimientos superficiales.
- Clasificación geomecánica del macizo en los diferentes niveles de meteorización de la roca donde se tienen en cuenta parámetros cualitativos y cuantitativos del macizo rocoso.
- Comportamiento del macizo rocoso según los mecanismos de falla mencionados.
- Condiciones de agua subterránea esperada en la obra subterránea.
- Estructuras geológicas (estratificación y discontinuidades estructurales en la zona).
- El sistema constructivo de excavación de la obra; sistema de excavación convencional con perforación y voladura o sistemas mecánicos.

Con base en los anteriores aspectos, se preparó la Tabla 56, la cual muestra los porcentajes de terreno estimados, para las obras subterráneas.

Tabla 56. Porcentaje de terreno estimado.

Obra	Longitud (m)	Tipos de Terreno %			
		I	II	IIIA	IIIB
Túnel de desviación	591.3	7.0	47.0	31.0	15.0
Túnel de descarga de fondo	400.0	9.0	45.0	31.0	15.0
Túnel de descarga de usos	269.5	8.5	46.8	30.7	14.0
Cámara de compuertas de descarga de fondo	17.4		100.0		
Cámara de válvulas de descarga de usos	20.0		100.0		
Galería de acceso a cámara de compuertas de descarga de usos	108.7	12.3	26.1	45.0	16.6

En la Figura 67, Figura 68, Figura 69 y Figura 9 se presentan los perfiles geológicos-geotécnicos con las estimaciones de tipos de terreno que se encontrarán durante la excavación.

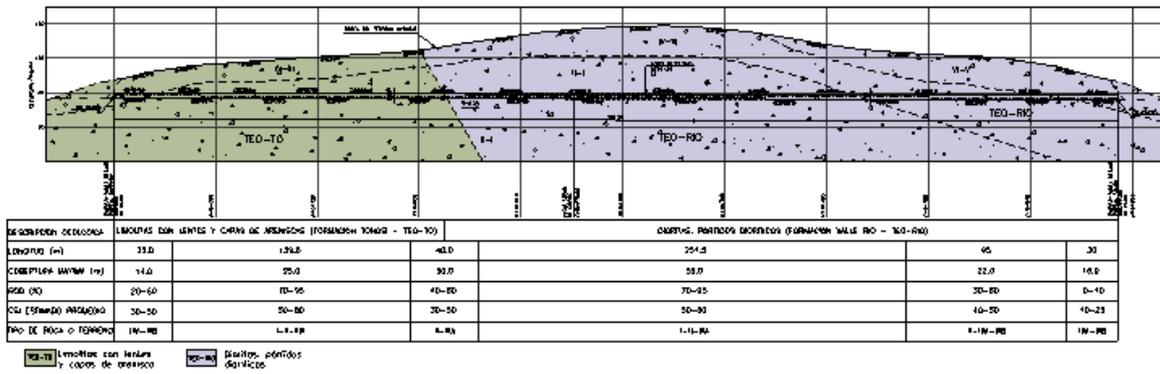


Figura 67. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de desvío

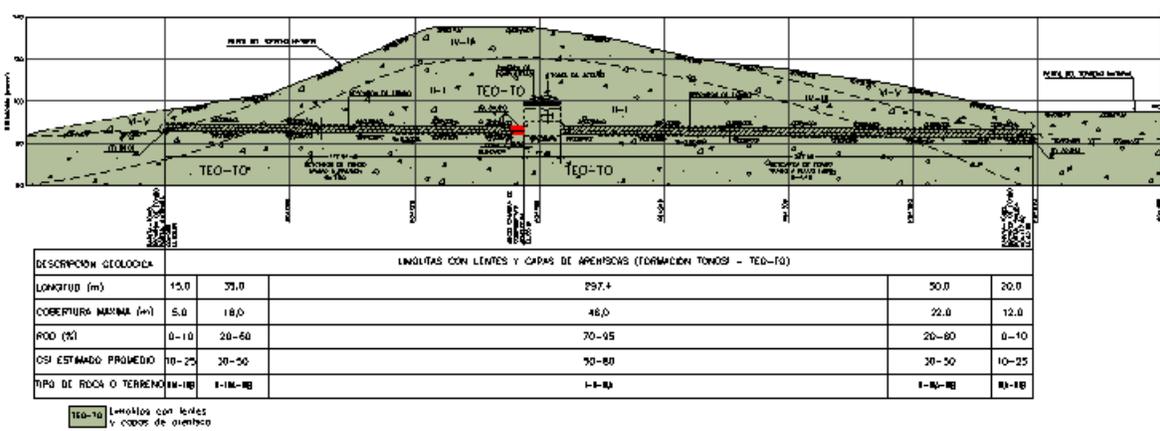


Figura 68. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de fondo

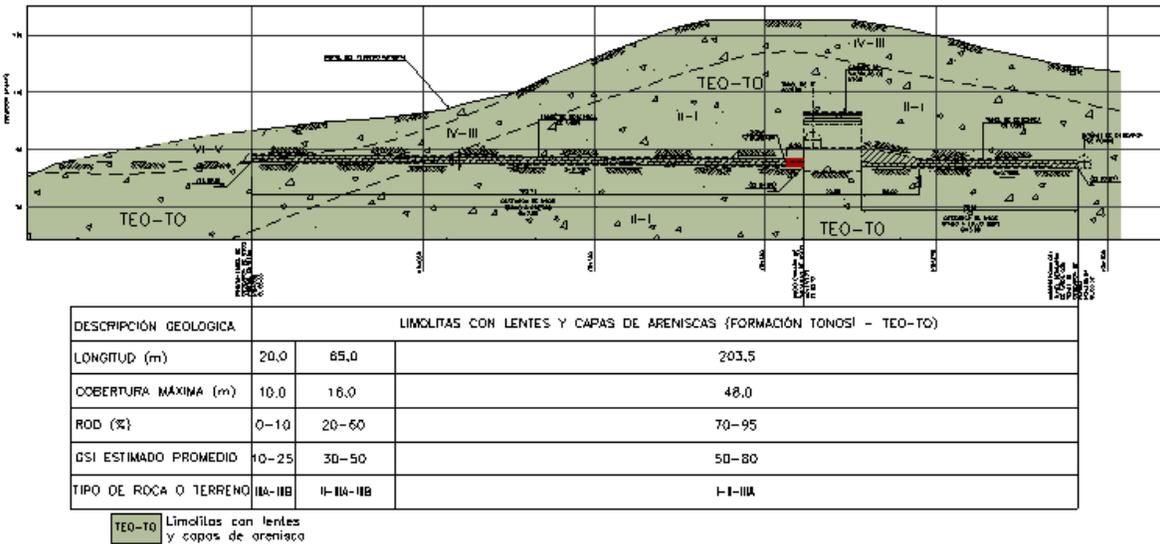


Figura 69. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de descarga de usos

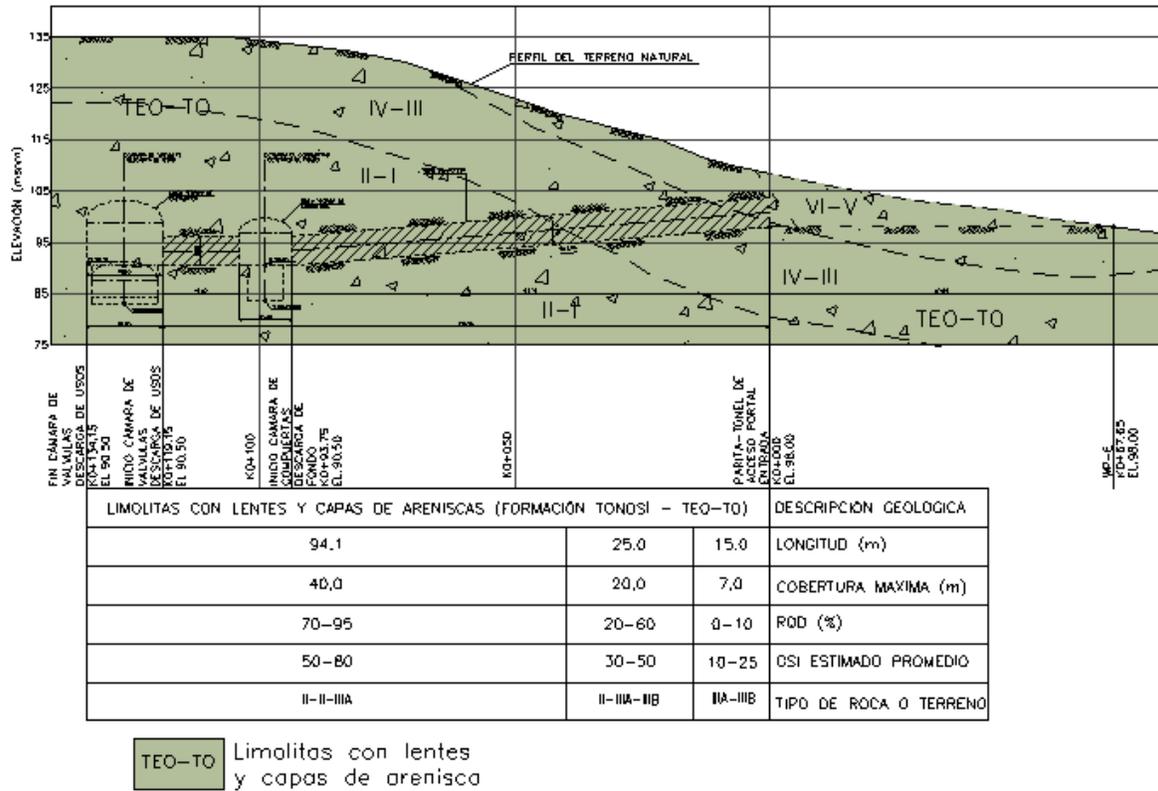


Figura 70. Perfil Geológico-Geotécnico del túnel de acceso a cámaras

5.4.4. Revestimiento

El revestimiento de los túneles, se adoptó teniendo en cuenta la importancia de la obra específica en el largo plazo y sus condiciones de operación.

En términos generales, para la definición del revestimiento de los túneles, se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Aspectos de operación relacionados con los conceptos de permeabilidad y estabilidad a largo plazo.
- Se consideró que se requerirá revestimiento en concreto convencional, debido a la presencia de sitios de las obras donde la estabilidad a largo plazo se puede deteriorar por la presencia de materiales de roca muy fracturada, blanda y/o deleznable que con el tiempo y el flujo de agua pudieran desprenderse o generar cargas sobre el soporte produciendo su colapso. Igualmente, corresponde con los sectores de roca que constituyen terrenos erosionables por el flujo de agua. Como ya se ha mencionado, la excavación de los túneles tendrá lugar a través de rocas ígneas conformadas por pórfidos andesíticos, en general con un grado de fracturamiento medio, con la posibilidad de encontrar zonas puntuales con fracturamiento alto. Por lo anterior, para garantizar estabilidad a largo plazo, se ha considerado que los túneles deben ir completamente revestidos en concreto convencional.
- Debido a que la mayoría de los túneles quedarán en una buena proporción completamente presurizados, sin poder ser inspeccionados y sin poder hacerles mantenimiento, se consideró que éstos deben ir completamente revestidos con concreto convencional para asegurar estabilidad a largo plazo.
- Se busca garantizar la vida útil de los túneles, la estabilidad de la obra y las condiciones de seguridad de esta.
- Asegurar la calidad de la superficie final de los túneles.
- Minimizar los costos de operación y mantenimiento.

5.4.4.1. Permeabilidad

Con respecto al criterio de permeabilidad, se estableció que en los sitios donde el nivel freático y la cobertura de roca están por encima de la columna de agua equivalente a la presión hidráulica interna de operación de la obra subterránea con flujo de agua a presión, pueden ocurrir filtraciones de agua, dependiendo de si la masa de roca es permeable o no.

En los casos donde puede existir una cobertura de roca y nivel freático por debajo del nivel de operación y la masa de roca sea permeable, pueden ocurrir filtraciones a superficie o hacia otras excavaciones por lo que se debe recurrir a tratamientos con inyecciones de consolidación y/o blindajes de acero.

Al inicio del revestimiento de las zonas con blindaje metálico se utiliza una cortina radial de 12 huecos de longitud dos diámetros de excavación, con el fin de cortar flujo de agua hacia abajo.

5.4.4.2. Estabilidad a largo plazo

La estabilidad de los túneles desvío, descarga de fondo y descarga de usos, durante su operación, se puede degradar en algunos sectores donde por la acción de la presión interna se pueden generar deformaciones importantes por bajos módulos de deformación del macizo, o donde dadas las características del material rocoso el agua permite su arrastre, erosión o alteración ocasionando cargas importantes de desprendimiento.

El concreto convencional sin refuerzo, puede servir como revestimiento siempre y cuando, la roca sea capaz de resistir toda la presión hidráulica interna sin sufrir deformaciones que ocasionen un agrietamiento notorio del concreto, de manera que éste no pierda su capacidad estructural al retirar la presión interna del conducto. Para darle adecuada estabilidad por posibles fluctuaciones de presiones hidráulicas internas y externas, se deja este tipo de revestimiento en sectores de roca dura y estable, con eventuales anillos radiales con huecos de drenaje en casos donde se detecten infiltraciones de agua importantes durante la excavación y donde la cobertura de roca como el nivel freático estén por encima de la cabeza hidráulica de presión del túnel. En los casos donde pueda existir el problema de desprendimientos de roca o de materiales deleznable como pueden ser zonas fracturadas, donde además se pueden ver afectadas por deformaciones causadas por la presión interna cuando existen módulos de deformación del macizo bajos (roca blanda o muy fracturada), se hace necesario la utilización de un revestimiento en concreto convencional.

En la definición del revestimiento en concreto convencional también se tuvo en cuenta, que algunos sectores tendrán dificultad de acceso para inspección y mantenimiento, por tanto, se consideraron completamente revestidos en concreto convencional para garantizar su estabilidad.

5.4.4.3. Revestimiento de las obras subterráneas

Teniendo en cuenta los criterios anteriores, el revestimiento para las obras se consideró de la siguiente manera:

Toda la longitud del túnel de desvío deberá ir revestida con concreto convencional para asegurar su estabilidad a largo plazo. El revestimiento en concreto convencional del túnel de desviación se consideró para eliminar el riesgo de desprendimientos durante operación de la desviación y evitar que por la velocidad del flujo de agua y el tipo de roca de respaldo, se pudiera presentar fenómenos de erosión. Con un revestimiento completo en concreto convencional se garantiza la estabilidad de la obra durante su operación.

Los túneles de descarga de fondo y descarga de usos en el sector aguas arriba de las cámaras de compuertas trabajarán a presión. En el tramo aguas abajo de éstas será a flujo libre. En ambos sectores se requiere de revestimiento en concreto convencional debido a las velocidades del flujo de agua, la erodabilidad de la roca y las dificultades para acceso para inspección y mantenimiento.

El túnel de descarga de fondo y el túnel de descarga de usos deberán poseer un tramo en blindaje metálico, al final del tramo a presión, para evitar fractura hidráulica y filtraciones por alta permeabilidad del macizo (nivel freático por debajo de la cabeza hidráulica de presión de operación). La zona blindada llevará inyecciones aguas arriba de la cámara de compuertas.

Las cámaras de compuertas y válvulas, al igual que los túneles de descarga de fondo y usos, deberán llevar concreto convencional para asegurar estabilidad a largo plazo, por sus dificultades de mantenimiento.

El espesor del revestimiento para los túneles, se asume según experiencias precedentes que podía ser del orden del 5% del diámetro externo de la excavación, pero no menor de 0,35 m (considerando un espesor mínimo de revestimiento en concreto construible de 20 cm, más el máximo soporte esperado de 15 cm); en consecuencia, para garantizar estabilidad a largo plazo, siendo el diámetro del túnel de desviación de 3.1 m, se asumió un espesor total del revestimiento de 0.35 m. El espesor de la solera será del orden de 0.20 m, para reducir los problemas de erosión que suelen ocurrir durante la operación de desvío.

Los túneles de descarga fondo y descarga de usos irán revestidos totalmente, no obstante, dadas las diferentes secciones transversales existentes a lo largo del túnel de descarga de fondo, el espesor mínimo del revestimiento incluyendo el concreto lanzado de soporte será de 0.35 m. También, se incluye un tramo blindado de 6.5 m al final del sector a presión, para garantizar un gradiente como máximo de 6.0 y así evitar filtraciones de agua hacia la zona de salida o hacia otras excavaciones.

5.4.5. Estimativo de infiltraciones en los túneles

Las infiltraciones fueron estimadas según la formulación propuesta por Goodman et al. (1985) para flujo transitorio. Los túneles fueron discretizados en sectores en donde se estimó una permeabilidad equivalente en función de la descripción geológica y los ensayos de permeabilidad realizados cuyo valor fue establecido del orden de 1×10^{-8} m/s para el macizo rocoso.

Además, se determinó la carga hidráulica promedio (nivel freático) y la cobertura promedio (nivel topográfico); parámetros que son requeridos por la formulación utilizada:

$$Q = \sqrt[3]{\frac{8 C K H^3 S}{3 t}}$$

Donde,

Q = Caudal unitario en m³/día/m (tasa de infiltración).

C = Factor de penetración (adimensional).

K = Permeabilidad (m/día).

H = Altura piezométrica (m).

S = Producción específica (adimensional).

t = Tiempo (días).

Dadas las características del macizo, se consideró un coeficiente C igual a 0.5 según Goodman et al. (1985) y Struckmeier & Margat (1995). Para este cálculo es necesario conocer el tiempo de construcción por lo que realizó un estimativo de rendimientos de excavación, cuyos detalles se presenta en la sección 5.

Con los parámetros anteriores, se procedió a realizar el cálculo del caudal de infiltración por metro, para cada sector según Goodman (1985), valor que posteriormente se multiplicó por la distancia de cada subsector discretizado para encontrar luego el caudal de infiltración total aportado. En el Anexo 13, se presenta el cálculo del caudal de infiltración de los túneles de acuerdo con la metodología indicada anteriormente. En la Tabla 57, se resumen los caudales de infiltración estimados.

Tabla 57. Caudal máximo de infiltración estimado para los túneles.

Obra	Longitud (m)	Caudal total (l/s)	Tasa de infiltración media (l/s/m)
Túnel de desvío.	591.3	2.0	3.3×10^{-3}
Túnel de descarga de fondo.	417.4	0.8	1.9×10^{-3}

Túnel de descarga de usos.	288.5	0.5	1.7×10^{-3}
Túnel de acceso a cámaras	134.1	0.3	2.1×10^{-3}

5.4.6. Tapón de cierre del túnel de desviación

Una vez finalizada la construcción de la presa y como condición para la puesta en operación del proyecto, el túnel de desvío requerirá la construcción de un tapón de concreto, el cual se construirá durante la operación de cierre y llenado del reservorio.

El tapón está conformado por una cabeza maciza de concreto y el cuerpo con una galería interna. Los criterios para dimensionar el tapón fueron los siguientes:

- El tapón se localizará donde la cortina de inyecciones de la presa corte el túnel de desvío y donde se ubicará además la cortina de aguas arriba del tapón, para confinar toda la presión hidráulica generada por el reservorio, en el sector de aguas arriba del eje de la presa.
- La fuerza que ejerce el tapón sobre el macizo rocoso a lo largo de su longitud debe ser absorbida por el esfuerzo de adherencia concreto-roca; el cual, se ha fijado que no debe superar 0.21 MPa.
- La longitud del tapón del túnel de desvío se debe verificar teniendo en cuenta un gradiente hidráulico nominal, el cual no debe ser mayor de 5.0.
- La longitud del tapón será el mayor valor obtenido entre el criterio de esfuerzo de adherencia concreto-roca o el de gradiente hidráulico.
- Para el tapón, se debe dejar una cabeza en concreto masivo de una longitud capaz de resistir el esfuerzo cortante generado por la presión interna aplicada sobre la cara de aguas arriba, la cual tiene una longitud del 25% al 30% de la longitud del tapón.

En la Tabla 58, se presentan los análisis ejecutados para establecer las dimensiones del tapón. De acuerdo con esos análisis el tapón para el túnel de desviación debe tener una longitud total de 8.5 m. De esos 8.5 m, se adopta una cabeza maciza de 3.0 m, longitud usual para un tapón de estas dimensiones.

También, para el sector blindado de la descarga de fondo y de la descarga de usos aguas arriba de la cámara de compuertas se calculó una longitud blindada de 6.5 m.

Tabla 58. Dimensionamiento de tapones

CRITERIO DE DISEÑO	Tapón Desvío	Tapón D. de Fondo	Tapón D. de Usos
Presión en el piso del túnel - (m)	40,6	32,4	32,4
NAMO (m.s.n.m.)	117,0	117,0	117,0
N. SOLERA (m.s.n.m.)	76,44	84,61	84,58
A- Diseño por adherencia-concreto -roca			
Radio-m	1,55	1,90	1,40
Altura paredes-m	1,40	1,90	1,40
Area-m ²	8,11	12,89	7,00
Perimetro-m=	10,77	13,57	10,00
Esf. Adherencia -psi	30,00	30,00	30,00
Esf. Adherencia-Kg/cm ² =	2,11	2,11	2,11
Longitud-m	1,45	1,46	1,08
B - Diseño por gradiente hidráulico			
Gradiente adoptado-H/L=	5,0	5,0	5,0
Longitud-m=	8,1	6,5	6,5
Longitud adoptada	8,5	6,5	6,5

5.5. ESTIMATIVO DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN

5.5.1. Estimativo de rendimientos

Para las obras subterráneas del proyecto, se consideró que el mejor método que logra un adecuado rendimiento y costo, corresponde con el sistema de perforación y voladura convencional y eventualmente el uso de martillos neumáticos y/o hidráulicos para rocas de menores características geomecánicas.

El sistema de excavación con perforación y voladura convencional es el método más utilizado para excavar túneles y se efectúa perforando huecos en un patrón determinado, cargándose con explosivos y haciendo detonar éstos controladamente. La perforación se efectúa con un equipo tipo jumbo. Los escombros son retirados con cargadores y volquetas (dumpers). Una vez realizada la voladura y extraídos los escombros se procede con la colocación del soporte especificado para el tipo de terreno identificado en el frente de excavación.

Este método de excavación de túneles lleva generalmente la siguiente secuencia:

Marcado. Definido el patrón de voladura y calculado y ajustado el factor de carga (cantidad de explosivo por metro cúbico de excavación), con la cantidad y geometría de distribución de huecos y la secuencia de ignición, se marcan los puntos sobre el terreno, en el frente de excavación.

Perforación. La perforación de los huecos para la voladura se efectúa con jumbos de tres, cuatro a cinco brazos, cuya longitud se establece para una longitud efectiva de avance del tipo de terreno.

Cargue. Corresponde a la colocación de explosivos en los huecos con sus fulminantes y sistemas de ignición y retardadores, así como la explosión del sistema debidamente cargado.

Ventilación o deshumo. Corresponde con el tiempo necesario para permitir que los gases tóxicos producto de la explosión ventilen el frente de excavación, que depende del tipo de explosivos y de la capacidad del sistema de ventilación.

Rezaga. Procedimiento de retiro de escombros para el cual se utilizan bulldozers, cargadores, palas y volquetas con equipo sobre llantas (scoops) o vagones y locomotoras con equipo sobre rieles.

Teniendo en cuenta el método de excavación con perforación y voladura, se estimó el rendimiento de excavación para cada una de las clases o tipos de terreno estimados y se obtuvo un valor promedio ponderado de rendimiento. En la Tabla 59, se resumen los rendimientos promedio obtenidos para las obras subterráneas. En el Anexo 14, se presentan en más detalle el cálculo de los rendimientos estimados para cada tipo de terreno y el ponderado para el respectivo túnel.

Tabla 59. Rendimientos de excavación

Obra	Longitud (m)	Diámetro (m)	Rendimiento medio estimado (m/día)
Túnel de desvío.	591.3	3.1	3.95
Túnel de descarga de fondo. Tramo a presión.	172.9	3.8	3.90
Túnel de descarga de fondo. Tramo a flujo libre.	227.1	4.4	3.88
Túnel de descarga usos. Tramo a presión.	193.7	2.8	4.41
Túnel descarga de usos. Tramo a flujo libre.	75.8	3.0	4.27
Túnel de acceso a cámaras.	108.7	5.7	3.73
Cámara de compuertas descarga de fondo.	17.4	10.4	80 m ³ /día
Cámara de válvulas descarga de usos.	20.0	15.0	100 m ³ /día

5.5.2. Estimativo de tiempos de construcción

Teniendo en cuenta los métodos de excavación y rendimientos establecidos para las obras subterráneas, se efectuó un estimativo de tiempos de construcción.

El tiempo total estimado, comprende a las siguientes actividades:

- Movilización de equipos e instalaciones para portal entrada y salida.
- Excavación de portal entrada y salida.
- Excavación del túnel desde el portal entrada y desde el portal salida.
- Construcción de la solera.
- Construcción del revestimiento en concreto convencional.

De acuerdo con los análisis realizados, se estima que la excavación y revestimiento del túnel de desviación tendrá una duración de 10.4 meses con dos frentes de excavación. Uno desde el portal entrada, otro desde el portal salida.

Por otra parte, la excavación de las obras de descarga de usos y descarga de fondo, incluyendo las cámaras de válvulas y de compuertas tendría una duración de 5.8 meses, siendo acometida desde cuatro frentes. Desde el portal entrada del túnel de descarga de fondo, desde el portal de entrada del túnel de descarga de usos, desde el portal de acceso a las cámaras de compuertas y desde el portal salida de la descarga de fondo.

En la Figura 71 y en la Figura 72, se presenta el diagrama Distancia vs. Tiempo para los túneles, el cual permite calcular el tiempo necesario para construir las obras subterráneas.

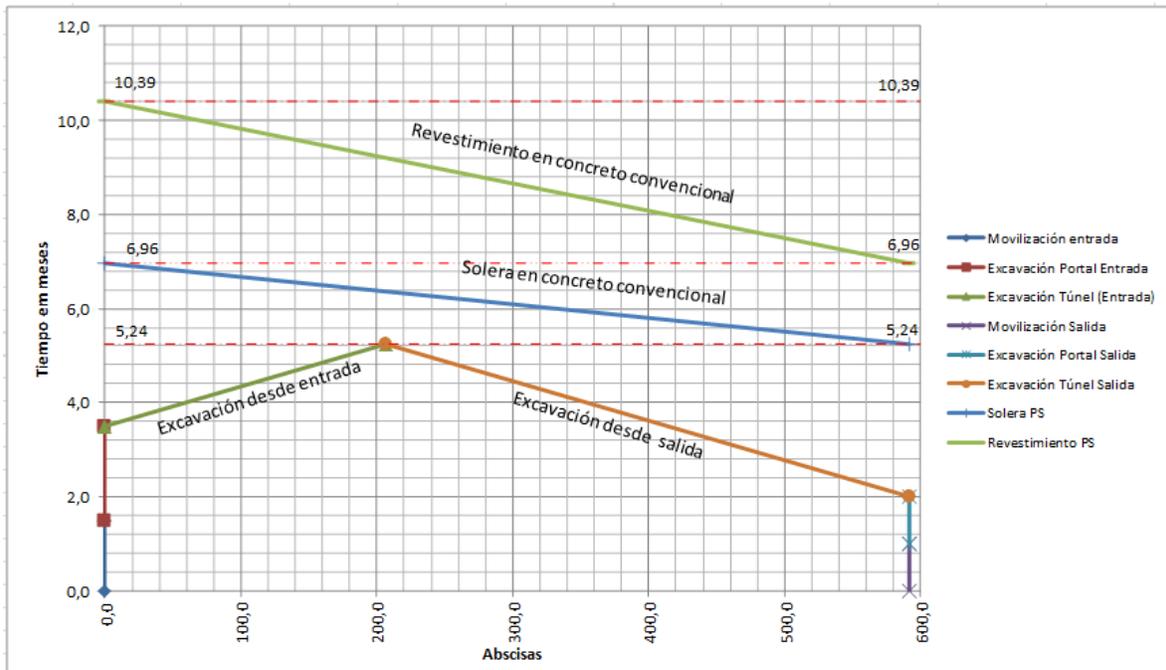


Figura 71. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes al túnel de desvío.

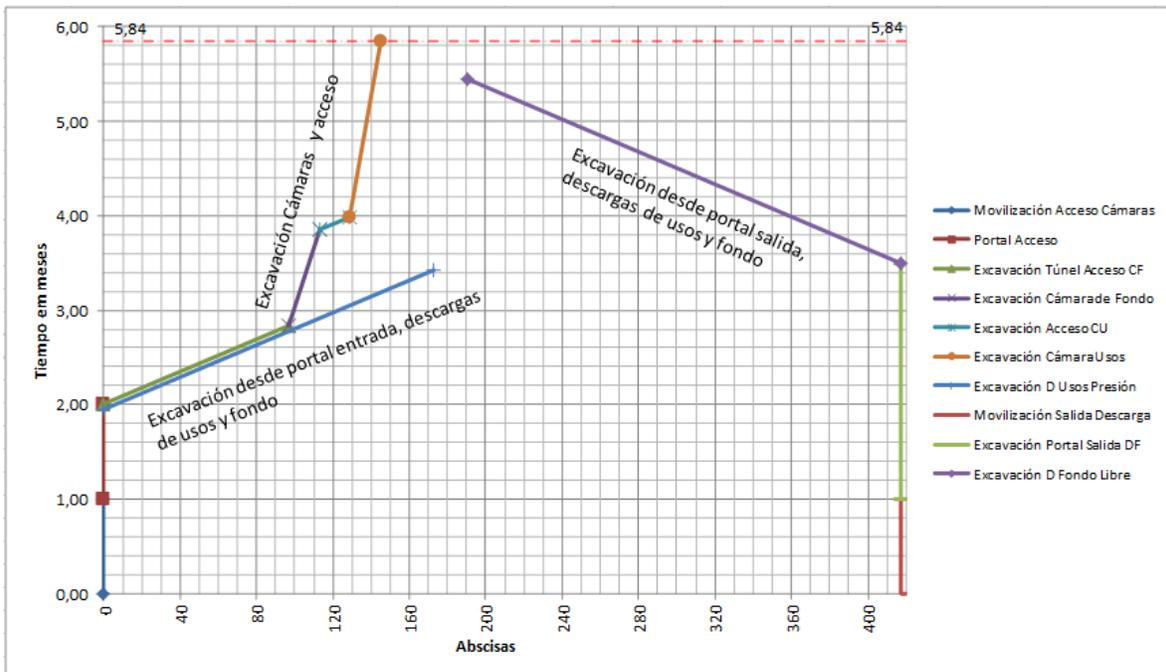


Figura 72. Diagrama Distancia vs. Tiempo para cálculo de tiempos de construcción correspondientes a las obras de descarga de fondo y descarga de usos.

En la Tabla 60, se resume el estimativo de tiempos de construcción para los túneles.

Tabla 60. Estimativo de tiempo de construcción.

Obra	Número de Frentes	Tiempo de construcción (meses)
------	-------------------	--------------------------------

Túnel de desvío	2	10.4
Obras de descarga de fondo y usos	4	5.8

5.6. CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA

Para el cálculo de cantidades de obra de las obras subterráneas, se prepararon, una serie de hojas electrónicas que contienen la siguiente información:

Unas hojas base de cantidades unitarias que resumen cada uno de los ítems como son excavación subterránea, pernos de anclaje, concreto lanzado de soporte, fibra, malla metálica, arcos metálicos, concreto convencional de revestimiento, solera en concreto convencional, perforaciones e inyecciones, instrumentación geotécnica y acero de refuerzo. Todos estos ítems se encuentran discriminados por tipos de terreno, con lo cual se facilita posteriormente el cálculo total de cantidades. Estas hojas base de cantidades unitarias permiten en forma ágil hacer cualquier modificación posterior de los aspectos geométricos de la excavación o de los ítems de las obras, de acuerdo con las necesidades del proyecto si así se requiere, y con lo cual se obtiene automáticamente las cantidades unitarias.

Definidas las cantidades unitarias que se obtienen con las hojas mencionadas, éstas son introducidas y aplicadas a otra hoja electrónica que totaliza las cantidades de cada uno de los ítems, de acuerdo con el estimativo de tipos de terreno y la longitud de la obra subterránea. Estas matrices de cálculo fueron preparadas para la obra subterránea, en donde se especifica la longitud de la obra y los porcentajes de terreno que fueron deducidos.

Tanto en las hojas base de cantidades unitarias como en la hoja principal de cantidades totales, se tuvo en cuenta los criterios mencionados en el presente documento, los cuales fueron formulados internamente con ecuaciones incluidas en cada una de las celdas de dichas hojas electrónicas.

También se incluyen en las cantidades de obra las excavaciones en corte abierto para acceder a los túneles, se destaca en particular la excavación del canal a la salida de la descarga de fondo el cual tiene una longitud de 205.0 m.

Las hojas para el cálculo de cantidades de obra para los túneles se presentan en el Anexo 11, de este informe.

En el Anexo 12, se adjuntan los planos de las obras subterráneas, los cuales se tomaron como base para el cálculo de cantidades de obra y tiempos de construcción.

6. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL

Como parte de los análisis a nivel conceptual del proyecto Gatú se adelantó una primera identificación de posibles fuentes de materiales que se encontrarán a una distancia menor a 5 km con el fin de minimizar costos asociados con el acarreo de materiales. Se identificaron polígonos o áreas con geomorfologías escarpadas cerca de las divisorias de agua con el fin de minimizar la presencia de perfiles de gran espesor de suelo o de roca altamente meteorizada que pudieran disminuir la eficiencia del proceso de extracción y procesamiento de materiales. La geología de la zona de estudio como ha se ha presentado anteriormente corresponde a las formaciones Valle Riquito (TEO-RIQ) aflorante en el sitio de presa y en la margen izquierda del río Parita y a las limolitas con intercalaciones de areniscas pertenecientes a la formación Tonosí (TEO-To) en donde de acuerdo al reconocimiento geológico y los resultados de la exploración geotécnica se consideran aptas como fuente de material basado en la experiencia de proyectos de infraestructuras con litologías similares a las encontradas en el sitio de estudio en particular la formación Valle Riquito (TEO-RIQ), la componente o estratos de areniscas de la formación Tonosí (TEO-To) y los materiales de la formación Ocu conformada principalmente por calizas y tobas. La Figura 73 presenta la localización de los posibles polígonos identificados (línea roja), adicionalmente se presentan una identificación inicial de posibles zonas de depósito (polígonos blancos) y un círculo con radio de 5 km medido desde el sitio proyectado de presa.

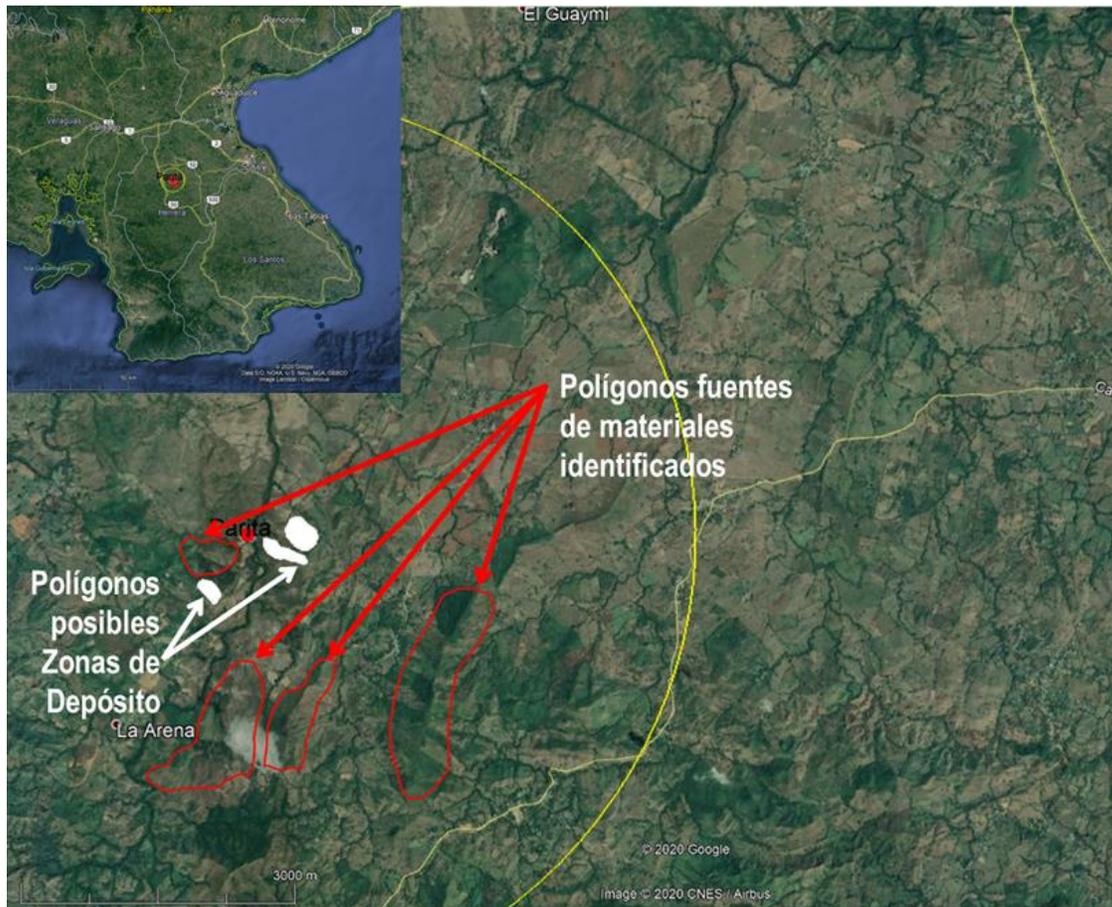


Figura 73. Localización de posibles fuentes de material.

La Figura 74 presenta una vista más cercana de los sitios identificados donde se puede apreciar de mejor manera la geomorfología de la zona de análisis.



Figura 74. Geomorfología de la zona de posibles fuentes de materiales y zonas de depósito.

Se puede observar que los polígonos identificados como posibles sitios de zonas de depósito presentan una geomorfología más plana o zonas con una geomorfología cóncava (similar a una batea), lo cual está asociado con mejores condiciones de estabilidad para implantar una zona de depósito y permite una disposición más sencilla de los materiales producto de excavación y sobrantes de la construcción del proyecto. En el proceso de identificación se excluyeron zonas con infraestructura presente o con rasgos marcados de drenajes o cuerpos de agua.

La Tabla 61 presenta el balance de materiales del proyecto en donde se puede observar que el mayor requerimiento de materiales del proyecto corresponde a los rellenos que se proyectan constituyan el cuerpo de la presa de tierra zonificada. En el análisis de balance de materiales se asumieron porcentajes de expansión de 120% y 140% para suelo y roca respectivamente, una relación volumétrica agregado/hormigón de 1.50 y un factor de expansión de 1.1 correspondiente a los agregados pétreos. El balance de materiales tiene en cuenta los volúmenes agregados pétreos asociados con los rellenos de la presa, las ataguías y los concretos asociados con las obras principales y de desvío del proyecto. Adicionalmente se tiene en cuenta los concretos proyectados para los bombeos, que si bien está proyectado sean desarrollados por etapas para la consideración de requerimientos de fuente de material se tienen en cuenta para tener un poco de holgura en el estimativo de materiales requeridos. En relación a las excavaciones se consideran las excavaciones cielo abierto y excavaciones subterráneas proyectadas en el esquema de ingeniería conceptual del proyecto, así como las excavaciones asociadas con las vías de acceso proyectadas en el esquema del proyecto.

Tabla 61. Análisis balance de materiales

Elemento matriz origen-destino (Nivel Conceptual)	Volumen (m3)
(a). Volumen total de agregados pétreos para la fabricación de concretos	52.000
(b). Volumen total de relleno para la presa, ataguías y terraplenes	1.761.000
(c) VOLUMEN TOTAL DE AGREGADOS PÉTREOS REQUERIDOS (a) + (b) =	1.813.000
(d). Volumen total de material aprovechable proveniente de las excavaciones	127.000
(c) - (d) VOLUMEN TOTAL REQUERIDO EN ZONAS DE CANTERA =	1.686.000
(e). VOLUMEN TOTAL DE DESECHOS DE EXCAVACIÓN A DISPONER EN ZODMES =	783.000

En el caso del proyecto Perales se identifica un requerimiento de materiales provenientes de las fuentes de materiales cercanas cercano a 1.8 millones de metros cúbicos, los cuales basado en las condiciones geológicas identificadas en la zona de estudio podrán ser provistos de fuentes de materiales próximas a la zona de obras principales que podrían estar localizadas en los polígonos identificados en un radio de 5 km del sitio de presa. En relación a las zonas de botaderos se estima un requerimiento ligeramente menor a 800 mil metros cúbicos de material a disponer que se considera podrá ser colocado en los polígonos preliminarmente identificados o en sitios cercanos identificados en las etapas de diseño subsecuentes. Se anota que en las siguientes etapas de diseño se deberán incluir en las campañas de investigación geotécnica perforaciones y ensayos de campo y laboratorio para fuentes de materiales y zonas de depósito con el fin de minimizar incertidumbre asociada con procesos de extracción y estabilidad y requerimientos de explotación y fundación para zonas de depósito.

Con base en los análisis conceptuales adelantados se concluye que las desde el punto de vista de fuentes de materiales el desarrollo del esquema del proyecto se considera factible y no se identifica un riesgo significativo de consecución de materiales en la zona cercana al sitio de presa proy

7. CONCLUSIONES

7.1. GEOLOGÍA

- Los sitios de presa y sus respectivas zonas de reservorios probables se encuentran en la zona nor-central de la península de Azuero, en unidades de dominio ígneo volcánico extrusivo y unidades sedimentarias, las cuales están atravesadas por la Falla Ocú-Parita y estructuras asociadas.
- El Plateau Azuero contiene material acrecionado correspondiente a rocas de fondo oceánico, estas rocas adosadas se localizan en zonas de falla (Falla Ocú-Parita y Falla Azuero-Soná) las cuales son suturas de dichas acreciones.
- Sobre el plateau se desarrollan arcos magmáticos-volcánicos durante el Cretácico medio a superior, generando cuerpos intrusivos de diferente composición y rocas de origen volcánico y piroclástico (tobas, pumitas).
- Durante el Paleógeno se generan depósitos de sedimentos trasarco, dando origen a formaciones sedimentarias conformadas en su mayoría por areniscas y calizas.
- En general la península de Azuero es cortada por tres grandes zonas de falla (Falla Ocú-Parita, Falla Joaquín y Falla Azuero-Soná).
- Según la cartografía geológica del mapa geológico de Milton J. Solano, 1990 en el sitio de presa Parita afloran rocas sedimentarias (lutitas – areniscas) del Grupo Tonosí (TEO-TO) lo cual al realizar su confirmación en el reconocimiento geológico realizado al sitio de presa, se evidencia la presencia de rocas ígneas de textura porfírica y composición andesítica asociado a la formación Valle Riquito (TEO-RIQ), denominadas pórfido andesítico, sobre las cuales se desarrolla el cauce del río Parita, lo cual evidencia la existencia de cuerpos ígneos intrusivos hipoabisales instruyendo las litologías sedimentarias de la formación tonosí (TEO-To)
- Los materiales requeridos para la construcción de la presa Parita, provendrán de las rocas de excavación subterránea del vertedero predominantemente rocas sedimentarias (lutitas – areniscas) del Grupo Tonosí (TEO-TO) y rocas ígneas de textura porfírica y composición andesítica asociado a la formación Valle Riquito (TEO-RIQ), los materiales complementarios serán aprovechados de sitios potenciales fuente de materiales, presentes en relieves positivos a menos de 5 km de distancia del sitio de presa Parita predominantemente de la formación Tonosí (TEO-To) compuesta por lutitas y areniscas así como en la formación Ocú compuesta por calizas y tobas.

7.2. PRESAS

- Se planteó una presa de 51 m de altura con talud aguas arriba y aguas abajo 2H:1V, una cresta de 600 m de longitud y 8.0 m de ancho.
- La presa estará fundada 4 m por debajo de la cota del lecho del cauce y entre 5 y 14 m por debajo de la superficie en los estribos.
- Para el sistema de desvío, se consideró la construcción de una ataguía térrea integrada de 23 m de altura y una contra ataguía aguas abajo de 6 m de altura.
- A partir de los resultados de los ensayos de laboratorio se estimó un peso unitario para el depósito coluvial (Qco) de 17 kN/m³, ángulo de fricción entre 26 a 41° y cohesión baja, entre 2 y 10 kPa. Para el suelo residual (Sr) se estimó un peso unitario de 18 kN/m³, ángulo de fricción de 25° y cohesión de 20 kPa.

- La caracterización del macizo rocoso se realizó para los horizontes A, B, C y D que corresponden a roca altamente meteorizada, moderadamente meteorizada, levemente meteorizada y sana respectivamente, de las Formaciones Tonosí (TEO-TO) y Riquito (TEO-RIO). Para la Formación Tonosí (TEO-TO), en el horizonte B la cohesión promedio se estimó en 101 kPa y el ángulo de fricción en 44°, en el horizonte C la cohesión promedio se estimó en 278 kPa y el ángulo de fricción en 50° y en el horizonte D la cohesión promedio se estimó en 882 kPa y el ángulo de fricción en 52°. Para la Formación Riquito (TEO-RIO), en el horizonte A la cohesión promedio se estimó en 56 kPa y el ángulo de fricción 42°, en el horizonte B la cohesión promedio se estimó en 94 kPa y el ángulo de fricción en 50°, en el horizonte C la cohesión promedio se estimó en 171 kPa y el ángulo de fricción en 57° y en el horizonte D la cohesión promedio se estimó en 392 kPa y el ángulo de fricción en 61°.
- Se realizó el análisis de estabilidad de taludes, utilizando el programa Slide® de Rocscience, se analizaron los siguientes escenarios: condición estática, condición con sismo y condición inusual de lluvia extrema. A partir de los análisis se recomienda que los taludes de corte en el depósito coluvial (Qco) tengan pendiente entre 1.5H:1V y 1H:1V, asimismo, en roca fracturada de las formaciones TEO-TO y TEO-RIO pendientes de 1H:1V son apropiadas.
- En los análisis cinemáticos se identificaron bloques inestables con posibilidades de falla por cuña, por falla planar, y por falla por volteo. Por lo anterior, se diseñó un sistema de refuerzo y protección de taludes compuesto por pernos de acero grado 60 tipo A1 con una pulgada de diámetro, concreto lanzado y malla electrosoldada, el espaciamiento y longitud de los pernos se determinó por medio de los programas RocPlane® y Swedge® de Rockscience. Se proyecta que los taludes en los cuales no se obtuvieron indicadores de inestabilidad, pero se encuentran sobre roca tendrán una protección de pernos ocasionales de 3 m de longitud, espaciados cada 3 m en ambas direcciones con el propósito de mitigar la caída de bloques.
- El diseño de la zonificación de la presa consistió en una sección simple para construir, aprovechando los materiales cercanos al sitio de presa como los provenientes de la excavación del vertedero y provenientes de cantera. Se consideraron Zonas 1A como material impermeable, Zona 2A como transición, Zona 2B para el filtro y Zona 3B como zona de relleno de los espaldones.
- Los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad estáticos y pseudo-estáticos de los rellenos de la presa permiten establecer que, para los escenarios de diseño, los espaldones de la presa son estables.
- Los resultados de los análisis de deformaciones sísmicas mediante el método simplificado de Makdisi y Seed indicaron que la presa es estable para las condiciones de excitación sísmica, con una deformación menor al 0.8% de la altura de los rellenos para el espaldón aguas abajo, cumpliendo con los requisitos de seguridad establecidos. Los desplazamientos inducidos por sismo máximos estimados son inferiores a 40 cm.

7.3. TÚNELES

- De acuerdo con los valores de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo relativo, determinados a partir de las investigaciones geotécnicas, las rocas de la formación Valle Riquito y las rocas de la formación Tonosí, se pueden calificar como de resistencia media y módulo relativo medio, siendo de comportamiento dúctil.
- De acuerdo con la cobertura de las obras subterráneas, en general menor a 40 m, la calidad de la roca y el nivel de fracturamiento estimado del macizo rocoso, se considera que los mecanismos de falla predominantes para las obras subterráneas del PH Parita, consisten en la formación de cuñas de roca y cargas de desprendimiento.
- La secuencia de los trabajos de excavación y colocación de soporte en los túneles, se estableció a partir de una clasificación del terreno, la cual se estructuró y formuló con base en la descripción del terreno en términos de su litología y grado de fracturación estimado, descripción del comportamiento del terreno para las condiciones prescritas de sistema de excavación y soporte, mecanismos de falla predominantes, influencia del agua de infiltración en el comportamiento del terreno y descripción de la secuencia de excavación y soporte requerida.

- De acuerdo con lo anterior, se estimaron cuatro tipos de soporte denominados I, II, IIIA y IIIB que combinan la aplicación de concreto lanzado, pernos de anclaje y arcos de acero en diferentes proporciones. El soporte más ligero corresponde al tipo I y el más pesado al tipo IIIB principalmente como emportalamiento.
- Las cantidades de obra de las obras subterráneas se estimaron de acuerdo a la proporción de cada uno de los tipos de soporte requeridos estimados según los perfiles geotécnicos de las obras subterráneas.

7.4. BALANCE DE MATERIALES Y FUENTES DE MATERIAL

- Con base en los análisis conceptuales adelantados se concluye que desde el punto de vista de fuentes de materiales el desarrollo del esquema del proyecto se considera factible y no se identifica un riesgo significativo de consecución de materiales en la zona cercana al sitio de presa proyectado en los diseños de ingeniería.

8. REFERENCIAS

Abrahamson, N. A., Silva, W. J. Y Kamai, R. (2014). Summary of the ASK14 Ground-Motion Relation for Active Crustal Regions. *Earthquake Spectra* Vol 30, Issue 3.

ASEP. (2010). Normas para la seguridad de presas. Septiembre de 2010.

Barat, F., de Lépinay, B. M., Sosson, M., Müller, C., Baumgartner, P. O., & Baumgartner-Mora, C. (2014). Transition from the Farallon Plate subduction to the collision between South and Central America: Geological evolution of the Panama Isthmus. *Tectonophysics*, 622, 145-167.

Bieniawski, Z. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: Wiley: Wiley.

Bozorgnia, Y., Abrahamson, N. A., Al Atik, L., Ancheta, T., Atkinson, G., Baker, J., Baltay, A., Boore, D., Campbell, K., Chiou, B., Darragh, R., Day, S., Donahue, J., Graves, R., Gregor, N., Hanks, T., Idriss, I. M., Kamai, R., Kishida, T., Kottke, A., Mahin, S., Rezaeian, S., Rowshandel, B., Seyhan, E., Shahi, S., Shantz, T., Silva, W., Spudich, P., Stewart, J., Watson-Lamprey, J., Wooddell K., and Youngs. R. (2014). NGA-West2 Research Project. *Earthquake Spectra* 30:3, 973-987.

Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design. 5th Edition. McGraw-Hill International Editions*.

Bundschuh, J., & Alvarado, G. E. (2007). *Central America geology resources hazards: vol. 1*. Taylor &.

Camacho, E. (2013). Historical Seismicity of Central Panama. American Geophysical Union, Spring Meeting 2013.

Campbell, K y Bozorgnia Y. (2014). NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra. *Earthquake Spectra* Vol 30, Issue 3.

Chiou B S-J, and Youngs R. (2014). Updated of the Chiou and Youngs NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. *Earthquake Spectra-2014*.

Cornell, CA (1968). *Engineering Seismic Risk Analysis*. Bull. Seism. Soc. Am. 58, 1583-1606.

Corrigan, J., Mann, P. e Ingle, J. (1990), Forearc response to subduction of the Cocos Ridge, Panamá Costo Rica- Geol. Soc. Am. Bull., 102; 628-652.

Cowan, H. P., 2001, "Design earthquakes for the southeast area of the Canal Basin, Panamá," Consulting report to the Autoridad del Canal de Panamá, 23 March 2001, 28

Cowan, H., Machette, M., Haller, K. & Dart, R. (1998). *Map and database of Quaternary Faults and Folds in Panama and its offshore regions*. USGS. Open-file report 98-779.

Deere, D. (1966). *Engineering Classifications and index properties for intact rock*. Tech. Rept. No. Afwl-tr-65-116. Air Force weapons lab. New Mexico.

Deere, D. (1971). Slope stability in residual soils. *Proceeding of the 4th Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, pp 87-170. San Juan, Puerto Rico.

Earth Consultants International (ECI) (2008). *Quantitative characterization of the Pedro Miguel fault, determination of recency of activity on the Miraflores fault, and detailed mapping of the active faults through the proposed Borinquén Dam location*, consulting report prepared for the Autoridad del Canal de Panamá, Project No. 2708.05, 31 January 2008, 91 p.

- Earth Consultants International (ECI) (2007). Paleoseismic trenching of the Pedro Miguel fault in Cocolí, located immediately southwest of the Panamá Canal, Panamá, consulting report prepared for the Autoridad del Canal de Panamá, Project No. 2614.02, February 2007, 31 p.
- Goodman, R. (1985). Groundwater inflows during túnel driving. Bull. Assoc. Engineering geologist. Vol 2.No.1. Publicado también por Ingeniería Geológica. 2002. Luis I. González V. Prentice Hall. Madrid.
- Gutenberg, B., Richter, C. F., 1956. Magnitude and Energy of Earthquakes. *Annali di Geofisica*, 9: 1–15
- Hanks, T. y Cornell, C. (1994) Probabilistic Seismic Hazard Analysis: A Beginner's Guide. In Proceedings of the Fifth Symposium on Current Issues Related to Nuclear Power Plant Structures, Equipment and Piping, North Carolina State University, Raleigh. (1994): I/1-1 to I/1-17.
- Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., & Banno, T. (1974). Shear modulus and shear strength of cohesive soils. *Soils and Foundation*, 12.
- Hatanaka, M. (1996). *Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. Soils and foundations*.
- Hoek, E. (1996). Decisiones Prácticas y Riesgos Aceptables en Ingeniería de Rocas, Curso Teórico-Práctico. UPTC: Colombia.
- Hoek, & B. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol 34, No 8, pp 1165-1186.
- ICOLD (2001). Design features of dams to effectively resist seismic ground motion, Bulletin 120, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (2002). Earthquake design and evaluation of structures appurtenant to dams, Bulletin 123, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (2010) Bulletin 72: Selecting Seismic Parameters for Large Dams – Guidelines
- ISRM (1981). Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. ISRM Suggested methods. Ed. E.T. Brown. Pergamon Press.
- Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura (2014). Reglamento Estructural de Panamá (REP-14), 2014.
- Makdisi, F. (1978). Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake Induced Deformations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 849-867.
- Makdisi, F. y Seed H.B. (1979). Simplified Procedure for Evaluating Embankment Responde. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1427-1434.
- Mann, P., y Corrigan, J. (1990) Model for late Neogene deformation Panamá. *Geology*, 18: 558-562.
- Meyerhof, G. (1965). *Shallow Foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. (pág. pp. 21-31). : ASCE.*
- Montero W., Camacho E., Espinosa A. F. y Boschini I. (1994). Sismicidad y marco neotectónico de Costa Rica y Panamá. *Rev. Geol. Amér. Central*, vol. Esp. Terremoto de Limón; 73-82.
- MWH. (2003). Río Indio Water Supply Project, Vol. 1 Main Report. In association with TAMS Consultants, Inc. , Ingeniería Avanzada, S.A. y Tecnilab, S.A.

MWH/TAMS. (2003). Feasibility Design for The Río Indio Water Supply Project: Appendix B - Geology, Geotechnical and Seismological Studies.

Ordaz, M.; Aguilar, A.; Arboleda, J. (2015). CRISIS-2015, Program for Computing Seismic Hazard. Instituto de Ingeniería UNAM, México.

Ortiz, J, Gesta J., Mazo, C. (1982). *Curso aplicado de cimentaciones*. Colegio oficial de arquitectos de Madrid (COAM).

Ovsicori-UNA (2016). Límite de Placas. <http://www.ovsicori.una.ac.cr/sistemas>

Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (1974). *Foundation Engineering*. New Jersey: John Wiley & Sons.

Reasenber, P. (1985), Second-order moment of central California seismicity, 1969-82, J. Geophys. Res., 90, 5479–5495

Schmertmann, J., & N. Raleigh, U. (1975). *Measurement of in situ shear strength State-of-the-Art. En: ed. In Situ Measurements of Soil Properties: ASCE.*

Silver, E., Galewsky, A. J. y McIntosh, K. D. (1991) Tectonic setting of the April 22, 1991 Costa Rica Earthquake. EOS, Trans. Am. Geophys. Union, 72: 300.

Sowers, G. (1979). *Introductory Soils Mechanics and Foundations*. Nueva York: Geotechnical Engineering. MacMillan Publishing Co.

Stroud, M. A. (1974). The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rocks. *1st European Conference on Penetration Testing*, 372.

Struckmeier W.F.& Margat J (1995). Hydrogeological Maps. A Guide and Standard Legend . IAH. Vol 17, p. 177, Heise, Hannover.

Takada, T. (2005) "Seismic Macro Zonation". International Institute of Seismology and Earthquake Engineering. Lectures Notes. 2005.

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. USA: John Wiley & Sons.

USGS (2017) Available URL: http://neic.usgs.gov/neis/epic/epic_rect.html

Uhrhammer, R. (1986), Characteristics of Northern and Central California Seismicity, Earthquake Notes, 57(1), 21.

URS (2008). Contract N° CMC-172538. Task A: Development of Design Earthquake Ground Motions, Final Report. February, 2008.

URS (2006), Development of Design Earthquake Ground Motions ACP Geotechnical Services Contract, Task Order No. 5: Seismic Design Criteria for ACP Critical Structures, Contract N° CMC-172538. Draft Report.

Wells, D. L., and K. J. Coppersmith, 1994, New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement, Bulletin of the Seismological Society of America, 84: 974-1002.

Weyl, R. (1980). Geology of central America.

Youngs, R.R., Chiou, S.-J., Silva, W.J. y Humphrey J.R. (1997). Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes. Seismological Research Letters. VOLUME 68, Number 1. January/February 1997.

Zhao, J., X. Zhang, A. Asano, Y. Ohno, T. Oouchi, T. Takahashi, H. Ogawa, K. Irikura, H. K. Thio y P. G. Somerville (2006). Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period, Bull. Seism. Soc. Am. 96, 898-913.

9. ANEXOS

- Anexo 1. Cantidades de obra, Presa y Vertedero
- Anexo 2. Planos Presa y Vertedero
- Anexo 3. Caracterización geotécnica obras superficiales
- Anexo 4. Análisis de estabilidad corte en suelo
- Anexo 5. Análisis cinemático
- Anexo 6. Diseño filtro
- Anexo 7. Verificación del dimensionamiento del dren de la presa
- Anexo 8. Análisis de filtración relleno de la Presa
- Anexo 9. Análisis de estabilidad relleno de la Presa
- Anexo 10. Desplazamiento Inducido por Sismo en la Presa
- Anexo 11. Cantidades de obra, obras subterráneas
- Anexo 12. Plano obras subterráneas
- Anexo 13. Infiltraciones en obras subterráneas
- Anexo 14. Rendimientos de excavación subterránea