

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



T E S I S

**Evaluación geológico-geotécnico y cimentación del puente Cachimayo en la
Región Cuzco, 2024**

Para optar el título de profesional de:

Ingeniero Geólogo

Autores:

Bach. Toño Yony SOTACURO RAMOS

Bach. Hans Brayan FLORES ROQUE

Asesor:

Mg. Javier LOPEZ ALVARADO

Cerro de Pasco – Perú – 2026

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



T E S I S

**Evaluación geológico-geotécnico y cimentación del puente Cachimayo en la
Región Cuzco, 2024**

Sustentada y aprobada ante los miembros de jurado:

Dr. Julio Alejandro MARCELO AMES
PRESIDENTE

Dr. José Fermín HINOJOSA DE LA SOTA
MIEMBRO

Mg. Eder Guido ROBLES MORALES
MIEMBRO



Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión

Facultad de Ingeniería

Unidad de Investigación

INFORME DE ORIGINALIDAD N° 344-2025-UNDAC/UIFI

La Unidad de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión en mérito al artículo 23° del Reglamento General de Grados Académicos y Títulos Profesionales aprobado en Consejo Universitario del 21 de abril del 2022, La Tesis ha sido evaluado por el software antiplagio Turnitin Similarity, que a continuación se detalla:

Tesis:

**Evaluación geológico-geotécnico y cimentación del puente Cachimayo en la
Región Cuzco, 2024**

Apellidos y nombres de los tesistas

Bach. Toño Yony, SOTACURO RAMOS

Bach. Hans Brayan, FLORES ROQUE

Apellidos y nombres del Asesor:

Mg. Javier, LOPEZ ALVARADO

Escuela de Formación Profesional

Ingeniería Geológica

Índice de Similitud

14 %

APROBADO

Se informa el Reporte de evaluación del software similitud para los fines pertinentes.

Cerro de Pasco, 18 de noviembre del 2025



Firmado digitalmente por PALOMINO
ISIDRO Ruben Edgar FAU
20154605046 soft
Motivo: Soy el autor del documento
Fecha: 18.11.2025 17:09:01 -05:00

DEDICATORIA

A gradecemos a Dios por habernos otorgado una familia maravillosa, quienes han creído en nosotros siempre, dándome ejemplo de superación humildad y sacrificio; enseñándonos a valorar todo lo que tenemos. A todos ellos dedicamos el presente trabajo, porque han fomentado en nosotros, el deseo de superación y de triunfo en la vida. Lo que ha contribuido a la consecuencia de este logro. Espero contar siempre con su valioso e incondicional apoyo. Las personas que más amamos en esta vida.

AGRADECIMIENTO

Primero que todo queremos agradecer a Dios por guiarnos y acompañarnos siempre en todo momento.

A nuestros padres por su incansable esfuerzo, sacrificio y dedicación para nuestra formación como persona y profesionalmente. Quisiera también mencionar a toda nuestra familia por su apoyo incondicional.

A la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión, Facultad de Ingeniería Escuela de formación profesional de Geología por brindarnos invalorable conocimientos y fortalecieron nuestra formación Profesional y la obtención del título profesional de Ingeniero Geólogo.

RESUMEN

La zona de investigación se localiza en el distrito de urcos, provincia de quispicanchi, departamento de cuzco. el estudio tiene como objetivo general evaluar geológicamente y geotécnicamente los materiales en la cimentación del puente cachimayo en la región cuzco. la metodología empleada corresponde al tipo analítico y exploratoria, la investigación analítica tiene como objetivo fundamental detallar las propiedades y características de un fenómeno y el diseño de investigación a emplear será analítico y explotaría no experimental transversal, mediante una combinación de técnicas de evaluación geológica, estudio de las características y propiedades del suelo y las rocas demostrados en los ensayos in situ y estudios geotécnicos incluyendo mapeos geológicos y geotécnicos, como la ejecución de sondeos geotécnicos, calicatas y ensayos geofísicos. la población lo constituye el área carretera pe-3s, del tramo cuzco-desaguadero. los resultados muestran que los materiales tienen compacidad y consistencia muy compacta, de la misma manera las calicatas definieron las capas estructurales, y la geofísica definió 2 niveles de material: material de compacidad densa y material de compacidad medianamente densa y los ensayos MASW determinaron la estratigrafía de la zona de estudio determinándose un suelo rígido/blando y un suelo muy rígido. Respecto a la capacidad portante se han considerado los valores obtenidos de los ensayos SPT ejecutados en la perforación S-01, siendo la capacidad portante de cada estribo E1 70060 KN y E2 69610 kN, donde la capacidad portante admisible para los pilotes es aproximadamente 70,000 kN (7,000 ton) por pilote, el perfil de sísmica de refracción LS-07, ensayo MASW-07, Calicata CA-01 y los ensayos de laboratorio. Las conclusiones demuestran que la evaluación geológica - geotécnica influyen en para la cimentación, donde se descarta la licuefacción y los estribos se realizarán sobre el nivel rocoso de la formación Ananea determinándose que la capacidad portante es adecuada.

Palabras claves: cimentación, evaluación geotécnica, ensayos de laboratorio,

capacidad portante, licuefacción

ABSTRACT

The research area is located in the district of Urcos, province of Quispicanchi, department of Cuzco. The general objective of the study is to evaluate geologically and geotechnically the materials in the foundation of the Cachimayo bridge in the Cusco Region. The methodology corresponds to an analytical and exploratory type, analytical research fundamentally aims to detail the properties and characteristics of a phenomenon. The research design to be employed will be analytical and exploratory, non-experimental and cross-sectional through a combination of geological evaluation techniques, study of the characteristics and properties of the soil and rocks demonstrated in situ tests and geotechnical studies including geological and geotechnical mapping, such as the execution of geotechnical surveys, pits and geophysical tests. The population is made up of the PE-3S highway area, of the Cuzco-Desaguadero section. The results show that the materials have compactness and very compact consistency, in the same way the pits defined the structural layers, and the geophysics defined 2 levels of material: dense compactness material and medium dense compactness material and the MASW tests determined the stratigraphy of the study area, determining a rigid/soft soil and a very rigid soil. Regarding the bearing capacity, the values obtained from the SPT tests carried out in drilling S-01, with the bearing capacity of each abutment E1 being 70060 kN and E2 being 69610 kN, where the allowable bearing capacity for the piles is approximately 70,000 kN (7,000 tons) per pile. the refraction seismic profile LS-07, the MASW-07 test, Calicata CA-01 and the laboratory tests have been considered. The conclusions show that the geological and geotechnical evaluation influences the foundation, where liquefaction is ruled out and the abutments will be made on the rock level of the Ananea formation, determining that the bearing capacity is adequate.

Keywords: foundation, geotechnical evaluation, laboratory tests, bearing capacity, liquefaction

INTRODUCCIÓN

El diseño y construcción de puentes en áreas geológicamente complejas, como la región de Cuzco, requieren un análisis detallado de las características geotécnicas del terreno para garantizar la estabilidad y seguridad de las estructuras. El puente Cachimayo, ubicado en esta región, está destinado a conectar comunidades y facilitar el transporte, lo que lo convierte en un componente clave de la infraestructura vial. Sin embargo, para asegurar su durabilidad y resistencia frente a las cargas dinámicas y estáticas que debe soportar, es fundamental llevar a cabo una evaluación geológica - geotécnica exhaustiva de los materiales en la zona de cimentación.

El objetivo principal de esta investigación es evaluar geológica - geotécnica los materiales en la cimentación del puente Cachimayo en la región Cuzco. Con la finalidad de alcanzar el objetivo, se plantean los objetivos específicos: analizar los materiales de la zona de estudio mediante ensayos in situ y ensayos de laboratorio para la cimentación del puente Cachimayo en la región Cuzco y determinar la capacidad portante de carga de la cimentación del puente Cachimayo en la región Cuzco. Tomando como base los resultados de investigación geológica y geotécnica se incluye los estudios de descripción de los niveles geotécnicos prospectados, carga admisible y tipo de cimentación, que garantice la estabilidad de las estructuras proyectadas, así como también la geología, geomorfología, geología estructural, estratigrafía, geodinámica externa, estabilidad del talud en el acceso.

Uno de los aspectos más importantes de este análisis es la determinación de la capacidad portante de la cimentación, un factor clave para garantizar que el puente no sufra asentamientos excesivos ni fallos estructurales durante su vida útil. La capacidad portante se evaluará a través de diversos ensayos geotécnicos, que incluyen pruebas de penetración estándar (SPT), pruebas sísmicas de refracción, y otros ensayos de laboratorio, permitiendo obtener un panorama completo del comportamiento del suelo y la roca en el área de

cimentación.

El análisis de los materiales mediante ensayos permitirá identificar las mejores soluciones de cimentación, ya sea superficial o profunda, según las características del terreno. Además, se realizará una evaluación detallada para verificar si los materiales cumplen con los estándares requeridos para soportar las cargas aplicadas por el puente y garantizar la estabilidad estructural a largo plazo.

La investigación se desarrolla en cuatro capítulos: El capítulo I; considera el planteamiento del problema de investigación. El capítulo II; considera el marco teórico de la investigación. En el capítulo III; se establece la metodología y técnicas de investigación. En el capítulo IV; se realizan presentación, análisis y discusión de resultados, exponiéndose los resultados a la vez contrastándose con la hipótesis, conclusiones y recomendaciones.

ÍNDICE

Página

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN

ÍNDICE

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y determinación del problema	1
1.2. Delimitación de la investigación	2
1.2.1. Delimitación espacial	2
1.2.2. Delimitación temporal	2
1.2.3. Delimitación espacial	2
1.3. Formulación del problema.....	2
1.3.1. Problema general	2
1.3.2. Problemas específicos.....	3
1.4. Formulación de objetivos	3
1.4.1. Objetivos generales.....	3
1.4.2. Objetivos específicos	3
1.5. Justificación de la investigación.....	3
1.5.1. Justificación teórica	3
1.5.2. Justificación práctica	4
1.6. Limitaciones de la investigación	4

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de estudio	5
2.1.1. Antecedentes internacionales	5
2.1.2. Antecedentes nacionales	8
2.2. Bases teóricas – científicas	14
2.2.1. Estudio geotécnico	14
2.2.2. Cimentación	14
2.3. Definición de términos básicos	25
2.4. Formulación de hipótesis	29
2.4.1. Hipótesis general	29
2.4.2. Hipótesis específicas	29
2.5. Identificación de variables	29
2.5.1. Variable independiente	29
2.5.2. Variable dependiente	30
2.6. Definición Operacional de variables e indicadores	30

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de investigación	31
3.2. Nivel de investigación	31
3.3. Métodos de investigación	32
3.4. Diseño de investigación	32
3.5. Población y muestra	32
3.6. Técnicas e instrumento recolección de datos	32

3.7. Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	33
3.8. Tratamiento estadístico.....	33
3.9. Orientación ética filosófica y epistémica	34

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del trabajo de campo	35
4.1.1. Generalidades	35
4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados.....	37
4.2.1. Geología del área de estudio.....	37
4.2.2. Análisis de los materiales de la zona de estudio mediante ensayos in situ y ensayos de laboratorio para la cimentación del puente Cachimayo	104
4.3. Prueba de Hipótesis	154
4.3.1. Prueba de hipótesis general	154
4.3.2. Prueba de hipótesis específicas.....	155
4.4. Discusión de resultados	155

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

ÍNDICE DE TABLAS

	Página
Tabla 1. Operacionalización de variables e indicadores	30
Tabla 2. Resumen de los trabajos realizados en campo, Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)	37
Tabla 3. Rutas y Distancias al Proyecto.....	37
Tabla 4. Fallas activas en el área del proyecto.....	87
Tabla 5. Factores de Zona.	95
Tabla 6. Clasificación de Perfiles de Suelo Según la Norma E. 030	98
Tabla 7. Parámetros del suelo.	99
Tabla 8. Factores de Zona	99
Tabla 9. Coeficiente de Sitio.....	100
Tabla 10. Clasificación del Sitio (Fuente AASHTO 2012 – ASCE/SEI 7-10).....	101
Tabla 11. Aceleraciones espectrales para $T=0.0$ s para diferentes periodos de retorno Zona 2. Estribo Noroeste.....	102
Tabla 12. Aceleraciones espectrales para $T=0.0$ s para diferentes periodos de retorno Zona 2. Estribo Sureste	102
Tabla 13. Parámetros de Espectro de Diseño, Puente Cachimayo.....	103
Tabla 14. Resumen de los trabajos realizados en campo Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)	104
Tabla 15. Identificación de los sondeos S-01 y S-02 del Puente Cachimayo	105
Tabla 16. Clasificación de la capacidad y consistencia en función del NSPT.....	107
Tabla 17. Ensayos SPT realizados en el Puente Cachimayo	108
Tabla 18. Correcciones realizadas en los resultados SPT, correspondientes a los sondeos S-01 y S-02 del Puente Cachimayo	110

Tabla 19. Identificación d las calicatas C-01 y C-02 del Puente Cachimayo.	110
Tabla 20. Ubicación de líneas sísmicas	111
Tabla 21. Identificación de los estratos sísmicos.....	115
Tabla 22. Clasificación sísmica de suelos E 030, 2016.	116
Tabla 23. Clasificación Sísmica ASCE 2010-AASHTO 2012	116
Tabla 24. Resultados de ensayos MASW. Puente Cachimayo	117
Tabla 25. Parámetros elásticos, para diferentes profundidades, obtenidos a partir de las líneas sísmicas de refracción.	120
Tabla 26. Espesores atravesados correspondiente a depósitos aluviales.	123
Tabla 27. Resumen curva granulométrica Unidad QAL.....	124
Tabla 28. Límites de Atterberg Unidad QAL..	125
Tabla 29. Resume Clasificación SUCS.....	125
Tabla 30. Resumen Contenido en Humedad Unidad QAL.....	126
Tabla 31. Resultados de los ensayos químicos en la Unidad QAL.....	126
Tabla 32. Exposición del concreto a los sulfatos.	127
Tabla 33. Resultado corte directo Unidad QAL	127
Tabla 34. Resultados obtenidos de los ensayos SPT.	128
Tabla 35. Resumen Ensayos Laboratorio Unidad Depósitos Aluviales	129
Tabla 36. Espesores atravesados correspondiente la Formación Ananea	131
Tabla 37. Resultado carga puntual en roca	131
Tabla 38. Resultados de los ensayos químicos en la Unidad SD-an.....	133
Tabla 39. Resultados de los ensayos químicos Agua.....	133
Tabla 40. Exposición del concreto a los sulfatos.	134
Tabla 41. Ensayos SPT utilizados en el análisis de licuefacción en S-01	135
Tabla 42. Ensayos SPT utilizados en el análisis de licuefacción en S-02.	139

Tabla 43. Parámetros para el cálculo de la cimentación en este estribo	147
Tabla 44. Parámetros de cálculo utilizados para el cálculo de la cimentación en este estribo	147
Tabla 45. Resistencia a compresión de un pilote	149
Tabla 46. Resultados de la resistencia a compresión de un pilote aislado por el método de la AASHTO. Condiciones sismo.	149
Tabla 47. Resultados de la resistencia a compresión de un pilote aislado por el método de la aashto. Condiciones sismo y niveles máximos de socavación.....	150
Tabla 48. Parámetros de cálculo utilizados para el cálculo de la cimentación en este estribo	151
Tabla 49. SPT para el cálculo de la capacidad portante en este estribo.....	152
Tabla 50. Resultados de la resistencia a compresión de un pilote aislado por el método de la AASHTO. Condiciones estáticas	154
Tabla 51. Resultados de la resistencia a compresión de un pilote aislado por el método de la AASHTO. Condiciones sismo.	154

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

	Página
Foto 1. Plano de Ubicación	36
Foto 2. Mapa Geológico del Cuadrángulo de Cuzco	40
Foto 3. Unidades Geomorfológicas Regionales.	45
Foto 4. Estratigrafía de los dominios morfoestructurales regionales.	46
Foto 5. Rocas ígneas del cuadrángulo de Cuzco.	67
Foto 6. Mapa de dominios geotectónicos del sur de Perú y la localización del cuadrángulo de Cusco.....	74
Foto 7. Fallas geotectónicas en el entorno del proyecto.....	83
Foto 8. Mapa neotectónico del cuadrángulo de Cuzco sobre el fondo del mapa estructural. .	87
Foto 9. Mapa nacional de zonas sísmicas. Norma Técnica E.030 (2016).....	94
Foto 10. Espectro de Respuesta de Diseño según AASHTO, 2014. Puente Cachimayo	103
Foto 11. Identificación de los sondeos S-01 y S-02 del Puente Cachimayo	105
Foto 12. Sondeo S-02. Puente Cachimayo.	106
Foto 13. Ensayo realizado en el Sondeo S-02 en el Puente Cachimayo	107
Foto 14. Calicatas CA-01 Puente Cachimayo.	111
Foto 15. Calicatas CA-02. Puente Cachimayo.	112
Foto 16. Resultado perfil sísmico LS-07.....	112
Foto 17. Línea sísmica LS-07. Puente Cachimayo.....	113
Foto 18. Resultado perfil sísmico LS-08.....	113
Foto 19. Línea sísmica LS-08. Puente Cachimayo.....	114
Foto 20. Plano Topográfico - Cachimayo	115
Foto 21. MASW-07. Puente Cachimayo.....	117
Foto 22. Perfil unidimensional de las ondas de corte Vs. MASW-07. Puente Cachimayo...	118

Foto 23. Realización de ensayo MASW-08. Puente Cachimayo.	118
Foto 24. Perfil unidimensional de las ondas de corte Vs. MASW-08. Puente Cachimayo... ..	119
Foto 25. Curva granulométrica Unidad QAL.....	124
Foto 26. Carta Casagrande Unidad QAL.	124
Foto 27. Clasificación SUCS Unidad QAL.....	125
Foto 28. Contenido en Humedad Unidad QAL.....	126
Foto 29. Resumen de ensayos de laboratorio. Unidad de Depósitos Aluviales	130
Foto 30. Sustrato Rocoso Formación Ananea, Sondeo S-02.....	130
Foto 31. Alzado y Planta General del Puente Cachimayo.....	145
Foto 32. Sección General del Puente.....	145
Foto 33. Planta Superior Estribo E1	148
Foto 34. Alzado Frontal del Estribo E1.....	148
Foto 35. Vista Lateral del Estribo E1.	148
Foto 36. Planta Superior Estribo E2	152
Foto 37. Alzado Frontal del Estribo E2.....	153
Foto 38. Vista Lateral del Estribo E2.	153

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y determinación del problema

A nivel internacional existe el problema vial en ciertas zonas urbanas que pueden afectar la eficiencia del transporte, además en muchos casos dentro de esta red vial se decide construir un puente vehicular con el objeto de mejorar la transitabilidad, sin embargo, se desconoce la geología de la zona lo cual repercute en problemas de cimentación.

En nuestro país, generalmente se desarrolla un plan vial en la que se considera la construcción de un puente, sin embargo, en algunos casos no se planifican adecuadamente los estudios geológicos y geotécnicos del lugar donde se van a realizar la cimentación, las cuales dependerán de las características del suelo.

Generalmente, en toda obra ingenieril, el estudio geológico y geotécnico de un proyecto es de vital importancia, por lo tanto, es necesario considerar el tipo y profundidad del suelo, la capacidad portante del suelo, de la cimentación y en general las características del suelo en el lugar donde se va construir el puente. Otro aspecto es la elección del tipo de cimentación, que no siempre es fácil ya que existen muchos

aspectos como la relación que hay entre la respuesta estructural del puente y las características geológicas - geotécnicas del suelo, donde se debe tener en cuenta la manera de transmisión de las cargas de la cimentación a los estratos de suelo resistente.

La presente investigación busca evaluar las características de los materiales desde el enfoque geotécnico el emplazamiento del puente Cachimayo, definiendo sus aspectos geológicos y geotécnicos, asimismo, determinar la carga admisible y definir la cimentación para garantizar la estabilidad del puente con los cuales se garantiza la seguridad y durabilidad de las estructuras.

1.2. Delimitación de la investigación

1.2.1. Delimitación espacial

La investigación se realizó en el distrito de Urcos, con **Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)** 8485585 – N y 215865-E, en la provincia de Quispicanchi, departamento de Cuzco, sobre la Quebrada Cachimayo, la cual drena hacia el río Vilcanota.

1.2.2. Delimitación temporal

La investigación inició en abril de 2023 y culminó abril de 2024.

1.2.3. Delimitación espacial

La investigación se basó en la teoría de la geotécnica y la geología del terreno, con el objeto de determinar la naturaleza y propiedades, necesarios para definir el tipo y condiciones de cimentación.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Cómo influye la evaluación geológica – geotécnica cimentación del puente Cachimayo en la región Cuzco, 2024?

1.3.2. Problemas específicos

- a. ¿Cómo influye la evaluación geológica para la cimentación del puente Cachimayo en la región Cuzco, 2024?
- b. ¿Cómo influye la evaluación geotécnica para la cimentación del puente Cachimayo en la región Cuzco, 2024?
- c. ¿En qué medida el análisis de los materiales del terreno, permitirá determinar la cimentación del puente cachimayo en la región de Cuzco, 2024

1.4. Formulación de objetivos

1.4.1. Objetivos generales

¿Evaluar las condiciones geológicas y geotécnicas del terreno para determinar el tipo y la capacidad de cimentación del puente Cachimayo en la región Cusco?

1.4.2. Objetivos específicos

- a. ¿Determinar las características geológicas del área de estudio para la cimentación del puente Cachimayo?
- b. ¿Evaluar las propiedades geotécnicas del suelo mediante ensayos in situ y de laboratorio para la cimentación del puente Cachimayo?
- c. ¿Analizar los materiales del terreno para determinar la capacidad portante y definir el tipo de cimentación del puente Cachimayo?

1.5. Justificación de la investigación

1.5.1. Justificación teórica

La investigación se justifica teóricamente, porque se desea obtener un adecuado proceso constructivo del puente Cachimayo, para el cual se comienza con el estudio geológico y geotécnico que nos conduce determinar las propiedades de los materiales que es importante para definir el tipo y condición de cimentación.

1.5.2. Justificación práctica

Los puentes son importantes para el tránsito diario y seguro, asimismo tienen mucha influencia en la conservación del medio ambiente, por lo tanto, la investigación se justifica en la práctica, porque al definir el comportamiento geológico se caracterizará los suelos donde se proyectará el puente, de la misma manera al determinar los parámetros geotécnicos del suelo mediante los ensayos in situ y en laboratorio, se determinará el tipo de cimentación.

1.6. Limitaciones de la investigación

En el presente estudio no se realizará estudios hidrológicos, tampoco hidrogeológico por lo se limitará solamente a estudios geológico y geotécnico. De la misma manera los resultados que se obtienen de la investigación se limitan estrictamente para el área de estudio.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de estudio

2.1.1. Antecedentes internacionales

Avendaño (2012), en su trabajo de investigación titulado "Diseño de un puente carretero como vía alterna para la troncal 007, progresiva 341+700 del sector Los Llanitos de Tabay y la progresiva 0+000 del sector La Vega de San Antonio del Municipio Santos Marquina estado Mérida", abordó la necesidad de mejorar la comunicación y la calidad vial entre las dos comunidades mencionadas, debido al deterioro inminente del puente colgante existente. La finalidad principal del estudio fue realizar el diseño de un nuevo puente carretero que sirviera como una vía alterna y segura, y que, simultáneamente, brindara una solución factible a los deslizamientos constantes que afectan a la carretera transandina (Troncal 007), buscando la consolidación de la estructura vial. La investigación se enmarcó bajo la modalidad de "proyecto factible", lo que garantiza que la propuesta de diseño pueda ser aplicada a la realidad de la zona. Para ello, se empleó una investigación documental y de campo. Los datos se recolectaron mediante el uso de diversos instrumentos, como listas de

cotejo, registros fotográficos, encuestas, consultas de ensayos de laboratorio y levantamientos gráficos. La implementación de estas metodologías de recolección de información permitió a Avendaño obtener los resultados necesarios para desarrollar el esquema de diseño (el cual es la conclusión práctica de la investigación). El estudio concluye con la propuesta de diseño de un puente carretero que representa una alternativa viable y segura para solucionar los problemas de comunicación y los riesgos geotécnicos (deslizamientos) en el área de estudio.

Mayhuire (2020), en su trabajo titulado "Variante de la carretera N-122 a su paso por Tarazona (Zaragoza)", consiste en el diseño completo de una nueva sección vial para desviar el tráfico de la carretera N-122 a través de Tarazona, cumpliendo con la normativa española de diseño de carreteras. El proyecto buscó diseñar una variante de carretera para la N-122, garantizando una velocidad de proyecto de 90 km/h. La investigación abordó el diseño geométrico de esta nueva sección, tomando en cuenta un estudio exhaustivo de las condiciones y servicios existentes en el emplazamiento de Tarazona. La metodología de la tesis se basó en la elaboración de cinco documentos técnicos fundamentales que cubren todas las fases necesarias para la ejecución y operación de la obra: Memoria y Anejos: Contiene el análisis detallado de los condicionantes del terreno y el diseño geométrico de la carretera, conforme a los parámetros de la normativa española. Planos: Presenta los gráficos necesarios para la correcta ejecución de la construcción y los planos complementarios para su posterior puesta en servicio. Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares: Establece las normativas específicas para la obra, basadas en el *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3)*. Presupuesto: Detalla el coste total del proyecto, aplicando precios unitarios justificados a las mediciones de la obra para su conocimiento por parte de la administración.

Estudio de Seguridad y Salud: Identifica los riesgos potenciales durante la construcción y la futura explotación de la carretera, con el fin de establecer procedimientos concretos para prevenir accidentes y enfermedades profesionales. El resultado de la investigación es un compilado técnico integral que provee a la Administración un diseño carretero detallado, un plan de ejecución, una estimación de costes y un protocolo de seguridad, permitiendo la construcción de una vía alternativa a la carretera N-122 en su paso por Tarazona. El trabajo de grado de Díaz (2016), titulado "Diseño de vialidad de acceso a la Subestación Cerro Toribio de la Siderúrgica Nacional Abreu de Lima, en ciudad Piar, estado Bolívar", abordó la necesidad de sustituir una vía de acceso provisional que se encontraba en muy mal estado. El acceso existente era una vía de tierra construida temporalmente para la construcción de la subestación, y presentaba serios problemas como erosión por aguas pluviales y desniveles, lo que impedía la circulación segura y confiable de vehículos livianos y pesados.

La investigación se propuso dar una solución definitiva a esta problemática mediante el diseño de una vialidad permanente que garantizara confiabilidad, seguridad, acceso a todo tipo de vehículos y una larga vida útil. Para lograr el objetivo principal, se definieron los siguientes pasos: Identificar la estructura del pavimento: Determinar los materiales y espesores necesarios para soportar las cargas del tráfico futuro. Determinar el diseño geométrico: Definir parámetros clave como curvas, pendientes y anchos de la vía. Proyectar un sistema de drenaje pluvial: Diseñar un sistema que desalojara las aguas de lluvia, previniendo acumulaciones y preservando la vida útil del pavimento. Elaborar la documentación técnica: Producir los planos y documentos necesarios para reflejar el diseño de la vialidad y permitir su correcta ejecución. La investigación se desarrolló bajo la modalidad de proyecto factible y con

un enfoque de investigación proyectiva. Población y Muestra: La población de estudio incluyó todos los levantamientos y estudios geotécnicos realizados para la siderúrgica, así como el personal clave de la constructora Andrade Gutiérrez C.A. La muestra se centró en los estudios de topografía del área vial y los coordinadores de los principales departamentos de la empresa. Se emplearon la observación directa, encuestas y entrevistas para recabar la información necesaria. Como resultado principal, Díaz (2016) obtuvo el diseño de una nueva vialidad con las siguientes características: Geometría: Un perfil longitudinal ondulado (con algunas restricciones para adelantar) y curvas horizontales suaves. Estructura del Pavimento: Un diseño robusto de 52 centímetros de espesor total. Sistema de Drenaje: Un sistema integral compuesto por 31 cunetas, seis canales trapezoidales, un canal rectangular y cinco alcantarillas, asegurando la adecuada evacuación del agua pluvial y la durabilidad de la vía. El trabajo concluye con un diseño vial técnico y ejecutable que proporciona una solución segura y duradera al acceso crítico de la Subestación Cerro Toribio.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Sutta (2015), titulada "Estudio geológico, geotécnico y geofísico para la construcción del nuevo puente para el terminal terrestre de Sicuani" (Tesis de grado, Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco), se centra en garantizar la seguridad y la viabilidad de un proyecto de infraestructura vital para la capital de la provincia de Canchis, en Cusco. El Puente Terminal de Sicuani es un proyecto clave diseñado para mejorar drásticamente el flujo de tráfico y la conexión de los vehículos que ingresan y salen del nuevo terminal terrestre de la ciudad. Ubicado estratégicamente sobre la cuenca del río Vilcanota, este puente es crucial, ya que unirá las dos márgenes del río y servirá de nexo directo a múltiples asentamientos humanos (como Matías Velarde, Andrés A. Cáceres y Perla del Vilcanota), facilitando su acceso

al centro de la ciudad y a importantes vías de evitamiento. El objetivo central de Sutta fue evaluar a fondo los aspectos geológicos, geotécnicos y geofísicos del terreno. Esto significa determinar los parámetros físicos y mecánicos del suelo para asegurar cimentaciones sólidas y seguras para el puente y todas sus obras complementarias. La Metodología de la Seguridad. La investigación subraya que explorar el subsuelo es un paso crítico e ineludible antes de iniciar cualquier construcción. La metodología se centró en la exploración profunda y especializada del terreno donde se construirá la estructura. El razonamiento de Sutta es simple: la calidad y la interpretación de los datos del suelo son la base de todo. De estos resultados dependen todas las decisiones cruciales para el diseño geotécnico y estructural, así como para el procedimiento constructivo. Aunque el texto no detalla los resultados numéricos específicos, la principal conclusión y aporte del estudio se basa en una advertencia vital para la comunidad y los ingenieros: Un estudio geotécnico deficiente es una receta para el fracaso, pues provocará modificaciones costosas y peligrosas durante la construcción. El trabajo de Sutta, al ser un estudio exhaustivo y profesional, proporciona los datos fiables y precisos necesarios para asegurar que el diseño del puente se realice sin improvisaciones, garantizando que la obra sea segura, duradera y cumpla su función de conectar a la población de Sicuani con tranquilidad.

La tesis de Suyo (2019), titulada "Estudio geotécnico del paso a desnivel en la Av. Centenario, autopista Huacho Pativilca" (Tesis de grado, Universidad Nacional del Centro del Perú), abordó la necesidad de construir un paso a desnivel en una intersección crítica de Huacho. El proyecto es vital para la zona comprendida entre el cruce de la Panamericana Norte (Km. 149+300) y la Av. Centenario. Esta obra es indispensable debido al crecimiento urbano y al constante peligro de accidentes que representaba la intersección actual de estas dos vías principales. El objetivo principal

de la investigación fue estudiar a fondo las características y propiedades del suelo en el área de la futura construcción. Esto se hizo con la finalidad de demostrar la viabilidad y seguridad de la obra. La hipótesis central del trabajo fue que el terreno es completamente adecuado para soportar la ejecución del puente y sus estribos, una afirmación que fue verificada mediante los ensayos y estudios geotécnicos realizados. La investigación siguió un programa de trabajo experimental que se basó en una recopilación exhaustiva de información y en una rigurosa evaluación de campo: Recopilación de Antecedentes: Revisión de información técnica previa. Evaluación *In Situ*: Se realizaron observaciones geológico-geotécnicas y ensayos directos en el sitio. Técnicas de Exploración: Se ejecutaron sondeos geotécnicos, calicatas y ensayos geofísicos. Todo el material extraído fue enviado a un laboratorio para ser analizado e interpretado, asegurando la fiabilidad de los resultados. Los resultados del estudio fueron altamente favorables para la construcción: Características del Terreno: El suelo de cimentación está compuesto principalmente por gravas pobremente gradadas, clasificadas de medianamente densas a densas. Resistencia del Suelo: Se verificó una gran capacidad portante, con números de golpes del SPT (Ensayo de Penetración Estándar) superiores a 50. Nivel Freático: La profundidad del nivel freático registrada es de 10.50 metros en promedio. En conclusión, el estudio de Suyo (2019) permite descartar cualquier riesgo significativo, como el fenómeno de licuefacción u otros eventos que puedan afectar la estabilidad del paso a desnivel. Esto proporciona una base sólida para que la obra se ejecute con total seguridad, brindando una solución definitiva al riesgo de accidentes en la concurrida intersección.

Ortiz (2019), en el estudio titulada "Estudio geotécnico con fines de cimentación del Puente Juan Santos Atahualpa, carretera Variante Uchumayo tramo II" (Tesis de grado, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa), surgió de un

problema inesperado que afectó el avance de una obra de infraestructura crítica. La investigación se hizo indispensable debido a que, durante las excavaciones iniciales, se detectó la napa freática (nivel de agua subterránea) a una profundidad mayor a la esperada según estudios previos. Este hallazgo negativo comprometió la cimentación y obligó a verificar urgentemente la capacidad portante del suelo. El objetivo principal del estudio fue evaluar detalladamente la cimentación del futuro Puente Juan Santos Atahualpa. Esto se hizo para determinar las condiciones reales del subsuelo tras el descubrimiento de un nivel freático no previsto, garantizando así que la estructura pueda ser construida de forma segura y estable. Para realizar la evaluación, Ortiz (2019) ejecutó un riguroso programa de trabajo que incluyó: Exploración de Campo: Se llevaron a cabo tres sondajes diamantinos distribuidos en ambos estribos del puente, alcanzando una profundidad de 25.00 metros. Ensayos *In Situ*: Se realizaron pruebas de permeabilidad cada 5.00 metros y ensayos de penetración estándar (SPT) cada 1.50 metros para medir la resistencia y la densidad del suelo. Análisis de Laboratorio: Se tomaron muestras representativas de suelo en campo para ser analizadas en laboratorio, obteniendo sus propiedades físicas, químicas e ingenieriles. Los estudios y análisis de Ortiz (2019) revelaron lo siguiente: Composición del Suelo: El suelo de fundación está constituido en su totalidad por tufos de la Formación Volcánico Sencca, clasificados como SM (arena limosa) según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Nivel Freático: El nivel de agua subterránea se encontró a una profundidad variable de 4.70 m. y 4.90 m. respecto al terreno natural. Permeabilidad: Se identificaron estratos con permeabilidad media y baja. En conclusión, basándose en el análisis de la capacidad portante y el grado de consolidación del suelo, el estudio recomendó excavar hasta alcanzar una cota de terreno estable que sea capaz de soportar la carga de diseño del puente. Además, se

hizo indispensable implementar un sistema de drenaje adecuado para manejar la napa freática detectada y evitar futuros problemas estructurales.

Padilla (2008), en el estudio titulada "Metodología para el hincado de pilotes en la cimentación del puente presidente Guillermo Billinghurst", aborda la construcción de un puente crucial para la conexión fronteriza de Perú. El Puente Guillermo Billinghurst es un proyecto emblemático ubicado sobre el río Madre de Dios, en Puerto Maldonado. Contempla una estructura tipo colgante de 530 metros de largo, con una calzada de 7.20 metros de ancho y aceras peatonales. El objetivo central del trabajo fue proponer y detallar una metodología eficaz y precisa para la ejecución del hincado de pilotes como sistema de cimentación para el puente. Esta técnica se presenta como una alternativa superior a la cimentación de pilotes excavados que se estaba utilizando en la construcción en curso, especialmente útil cuando el subsuelo está compuesto por suelos no cohesivos (como los que se encuentran en el lecho del río). La meta final era diseñar la cimentación del puente utilizando pilotes hincados, asegurando el cumplimiento de todas las normas de diseño y las exigencias técnicas del proyecto. La investigación de Padilla (2008) es de naturaleza proyectiva y documental, ya que se basó en una recopilación y análisis exhaustivo de información técnica previa para sustentar su propuesta alternativa. La información clave utilizada incluyó: Estudios Hidrológicos e Hidráulica Fluvial (Consultora Pedro Lainez Lozada Ingenieros S.A.). Estudios Geológicos, Geotécnicos, Topográficos e Hidrológicos (Memoria 1983 CPS Ingeniería - Lagesa Asociados). Memoria de Cálculo del Sistema de Pilotaje (Firma Hidroenergía Consultores en Ingeniería S.R.L.). El principal resultado del trabajo es el desarrollo y la presentación de una metodología detallada para el hincado de pilotes. En conclusión, Padilla (2008) establece que el hincado de pilotes no solo es una alternativa viable a los pilotes excavados en el contexto del río

Madre de Dios, sino que también ofrece un procedimiento más controlado y seguro para la cimentación del Puente Guillermo Billinghurst, cumpliendo con los estándares de ingeniería requeridos.

Cabrejos y Velezmoro (2008), titulada "Análisis de la probabilidad de falla de las cimentaciones superficiales de los puentes de la carretera Huánuco – Conococha" (Tesis de grado, Universidad Peruana De Ciencias Aplicadas), aborda la crucial necesidad de cuantificar el riesgo de falla en las estructuras viales. El objetivo principal del estudio fue analizar la probabilidad de falla y el factor de seguridad de las cimentaciones superficiales de los puentes en la carretera Huánuco-Conococha. El problema que se busca resolver es la falta de precisión en el diseño geotécnico actual, que no considera el riesgo real de colapso de las estructuras. La investigación no solo se limitó al diseño técnico, sino que también tuvo un objetivo de impacto normativo y económico: Desarrollar una propuesta de ingeniería más precisa al integrar el riesgo de falla en el diseño geotécnico. Evaluar el impacto económico comparando el costo de construcción estándar con el costo de la ruina (colapso) frente al riesgo disminuido que ofrece la nueva propuesta. Proponer una modificación a la normativa vigente para mejorar la calidad, sostenibilidad y seguridad de las construcciones. Para el desarrollo de la tesis, se empleó una metodología que aplica métodos estadísticos avanzados asociados a la probabilidad de falla.

Casos de Estudio: La investigación se centró en el análisis de ocho puentes específicos ubicados a lo largo de la carretera Huánuco – Conococha. Base de Datos: Cada puente analizado ya contaba con su respectivo análisis geotécnico previo, que sirvió como base para la aplicación de los modelos probabilísticos. El principal resultado de este trabajo es la demostración matemática de que es posible optimizar el diseño geotécnico al incorporar el riesgo de falla y el análisis económico. En

conclusión, Cabrejos y Velezmoro (2008) obtuvieron una respuesta técnica que justifica la modificación de la normativa de diseño para lograr una mejor calidad de vida para los ciudadanos, ya que al mejorar la sostenibilidad y la seguridad de las infraestructuras viales, se minimiza el riesgo de desastres y las pérdidas económicas.

2.2. Bases teóricas – científicas

2.2.1. Estudio geotécnico

El análisis geotécnico es una serie de actividades fundamentales cuyo propósito es obtener información detallada sobre las características del terreno superficial. Esta información es crucial y representa uno de los datos más importantes en todas las fases de un proyecto constructivo (planificación, diseño y ejecución). El objetivo principal es determinar el nivel y tipo de cimentación adecuado para soportar una estructura de manera segura. En el contexto particular del Puente Cachimayo, el análisis geotécnico incluyó estudios específicos para garantizar su estabilidad, tales como: Capacidad de Carga y Asentamientos: Análisis para asegurar que la cimentación pueda soportar el peso del puente sin hundirse o asentarse excesivamente. Estabilidad de Taludes: Evaluación utilizando métodos cinemáticos para prevenir deslizamientos de tierra o fallas en los terraplenes o laderas adyacentes al puente.

2.2.2. Cimentación

Cimentación, es un grupo de elementos estructurales, los cuales transmiten principalmente las cargas de la construcción o elementos soportados a este directamente al suelo, distribuyéndolas de tal forma que la presión sea uniforme.

Cimentaciones superficiales

Elementos de transmisión de cargas al terreno a través de superficies de apoyo considerablemente más grande que su dimensión vertical. El nivel de apoyo suele ser generalmente inferior a 3 metros en caso de zapatas.

Cimentaciones profundas para puente

Cimentación con Pilotes

- Pilotes Hincados
- Pilotes Llenados In-Situ
- Pilotes Inyectados de Pequeño Diámetro

Cimentación con Caissones o Cajones de Cimentación

- Caisson Abierto
- Caisson Cerrado
- Caisson Neumático

Metodología para el análisis de cimentación con pilotes

Cimentación con pilotes

El proceso de evaluación de la capacidad de carga axial de los pilotes se lleva a cabo considerando diversos factores técnicos.

Según Alva (2005), para determinar la carga máxima que pueden soportar los pilotes, es necesario integrar la siguiente información:

- Resultados del Ensayo de Penetración Estándar (SPT): Datos cruciales que indican la resistencia del suelo.
- Estratigrafía del Terreno: La descripción de las capas de suelo donde se cimentarán los pilotes.
- Dimensiones y Profundidad de los Pilotes: Las especificaciones de diseño de la cimentación.

Una vez recopilados estos datos, la capacidad de carga se evalúa mediante la aplicación de metodologías específicas que incluyen:

- Fórmulas Empíricas: Ecuaciones basadas en la correlación estadística, como las derivadas del ensayo SPT.
- Fórmulas Analíticas: Métodos teóricos que calculan la resistencia del fuste y la punta del pilote.

El objetivo final es obtener un valor preciso de la capacidad de carga que garantice la seguridad de la estructura.

Capacidad de Carga Mediante Fórmulas Empíricas

Se utiliza el programa de cómputo FEPC, para el cálculo de capacidad última de pilotes individuales. Los datos que se requieren son el número de estratos, la profundidad del sondaje, la profundidad final de cada estrato, el tipo de suelo, el peso unitario del suelo, los valores de N con la profundidad, el factor de seguridad, el diámetro del pilote y su largo. Las fórmulas empíricas utilizadas son las de Aoki-Velloso, Decourt-Quaresma, PP. Velloso y Meyerhof. Se aplica luego el cálculo de la eficiencia del grupo de pilotes. (Alva, 2005)

Capacidad de Carga Mediante el Método Analítico

Este método determina que la capacidad de carga de un pilote individual se desarrolla mediante la resistencia por fricción en el fuste y la capacidad de soporte en la punta. La ecuación básica es la siguiente:

Donde:

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = A_p + Q_p \quad Q_s = \int f_s L \quad C_d \quad D_z$$

Las expresiones anteriores son:

A_p = área de la sección en la punta

f_s = resistencia unitaria a la fricción

C_d = perímetro efectivo del pilote

L = longitud del pilote en contacto con el suelo

Z = profundidad

Para calcular qué tanto peso puede soportar un pilote (su capacidad de carga axial), se analiza la resistencia por fricción (el agarre lateral con el suelo) y la resistencia por punta (el soporte en la base).

Esta resistencia puede calcularse utilizando los valores de esfuerzos totales o esfuerzos efectivos del suelo. Según Alva (2005), el cálculo por el método analítico (fórmulas basadas en principios de ingeniería) se realiza con ayuda de programas de computadora especializados. El programa SPILE del FHWA (Administración Federal de Carreteras) es una herramienta estándar. También se utilizan otras herramientas como hojas de cálculo especializadas o programas universitarios como SPT97 (Universidad de Florida) y GROUP (Universidad de Texas).

Cálculo de asentamientos

La predicción de cuánto se hundirá un pilote (asentamiento) es una tarea difícil en ingeniería. Esto se debe a dos razones principales:

- Alteración del Suelo: La instalación del pilote perturba y cambia las condiciones del suelo circundante.
- Incertidumbre de la Carga: No se sabe con exactitud en qué punto o posición el pilote transfiere su carga al terreno.

Para calcular el asentamiento de pilotes específicamente en suelos granulares (como arenas o gravas), se recomiendan tres enfoques:

1. Método Semi-Empírico.
2. Método Empírico.

3. Ensayo de Carga.

El ensayo de carga (donde se aplica peso directamente al pilote) es el método más directo y se realiza en dos momentos clave: antes de comenzar la construcción de la cimentación y después de que el pilotaje ya está instalado.

El método semi-empírico indica que el asentamiento de un pilote está dado por la siguiente ecuación:

$$S_t = S_s + S_p + S_{ps}$$

Donde:

S_s = asentamiento debido a la deformación del fuste

S_p = asentamiento de la base por la transferencia de carga

S_{ps} = asentamiento del fuste por la transferencia de carga

Las componentes se determinan separadamente y luego se suman.

El método empírico para el asentamiento de un pilote hincado se calcula de la siguiente expresión:

$$S_t = \frac{B}{100} + \frac{Q_{va} L}{A_p E_p}$$

Donde:

B = diámetro del pilote en pulgadas

Q_{va} = carga aplicada en libras

A_p = área transversal del pilote en pulgadas cuadradas

L = longitud del pilote en pulgadas

E_p = módulo de elasticidad en libras por pulgada cuadrada (Alva, 2005)

Fórmulas de Hinca

Las fórmulas de hinca son herramientas que intentan vincular la capacidad que tiene un pilote para soportar peso (capacidad portante) con la resistencia que el suelo ofrece mientras es hincado (empujado) en él.

A pesar de sus limitaciones técnicas, estas fórmulas son muy útiles para el ingeniero, ya que:

- Ayudan a evaluar las condiciones del terreno durante la construcción del pilotaje.
- Revelan variaciones o cambios en el subsuelo que no fueron detectados en los estudios de campo iniciales.
- Según Alva (2005), una de las fórmulas más utilizadas en la práctica es la conocida como Engineering News Record (ENR).

Ensayo de Carga

La única forma segura de confirmar la capacidad máxima que puede soportar un pilote (capacidad de carga) y predecir su hundimiento (asentamiento) es realizando ensayos de carga. Por esta razón, es una práctica estándar en los proyectos de construcción incluir la realización de estos ensayos, los cuales deben seguir la norma técnica ASTM D-1143.

Existen varias metodologías diferentes para analizar los datos de estos ensayos y determinar con precisión la carga última (la carga máxima antes de la falla).

Según Alva (2005), cuando un diseño de cimentación por pilotes ha sido validado mediante un ensayo de carga, es aceptable utilizar un factor de seguridad (FS) de 2.0. Este factor se aplica para asegurar un margen de seguridad adecuado para la estructura.

Carga lateral en pilotes

El análisis de cuánto peso lateral puede soportar un pilote (carga lateral) se aborda mediante varias metodologías, y la capacidad de carga de los caissons (cajones de cimentación) también requiere metodologías específicas.

Existen diferentes enfoques para evaluar la capacidad de un pilote de resistir fuerzas horizontales:

- **Métodos Analíticos:** Se emplean modelos teóricos desarrollados por ingenieros como Broms, Poulos y Davis.
- **Método p-y:** Este enfoque, desarrollado por el Profesor Reese de la Universidad de Texas, es muy popular y se basa en la interacción entre la presión del suelo (p) y la deflexión lateral (y) del pilote.
- **Herramientas de Cómputo:** El programa COM624P es ampliamente utilizado para aplicar el método p-y tanto en suelos granulares como en suelos cohesivos.
- **Certificación:** Al igual que con la carga vertical, existe una norma ASTM específica para realizar el ensayo de carga lateral (Alva, 2005).

Capacidad de Carga en la Base del Caisson

La capacidad de carga en la base de suelos cohesivos es: $Q_B = A_B C_u N^*c$

Donde:

Q_B = capacidad de carga última del caisson en la base

A_B = área de la base

C_u = resistencia cortante no drenada

N^*c = generalmente igual a 9

La capacidad de carga en la base de suelos granulares es:

Primera Metodología $Q_B = A_B \sigma_v N^* q$

Donde:

Q_B = capacidad de carga última del caisson en la base

A_B = área de la base

σ_v = esfuerzo efectivo vertical en la base

$N^* q$ = factor que depende del ángulo de fricción

Segunda Metodología

$$Q_B = A_B \left[\left(\frac{1 + 2k_0}{3} \right) N^* \right] \sigma_v$$

A_B = área de la base

K_0 = coeficiente lateral de tierra = $1 - \sin \phi$

ϕ = ángulo de fricción interna

σ_v = esfuerzo efectivo vertical en la base

El valor de $N^* \sigma_v$ se calcula en base al ángulo de fricción del terreno y el

valor de I_{rr}

$$I_{rr} = I_r = \frac{E_s}{2(1 + u)} \sigma_v \tan \phi$$

Donde:

E_s = módulo de elasticidad u = coeficiente de Poisson

I_{rr} = índice de rigidez reducido para el suelo De las metodologías se escoge el menor valor.

Suelos Cohesivos

$$Q_s = \sum_0^{L_1} \alpha C_{up} \Delta L$$

Donde:

Q_s = capacidad de carga última por fricción α = coeficiente que varía de 0.35 a

0.60 C_u = resistencia no drenada

p = perímetro del Caisson

ΔL = tramo longitudinal analizado

Suelos Granulares

$$Q_s = \int P k_0 \sigma_v t_g \delta \Delta L$$

Donde:

K_0 = Coeficiente lateral de reposo = 1 -

$\tan \phi$ σ_v = Esfuerzo vertical a la profundidad Z

$$\delta = 2/3 \phi$$

ΔL = Tramo de longitud analizado

Cálculo de la capacidad admisible

La capacidad admisible viene dada por la expresión:

$$Q_{ad} = \frac{Q_B + Q_s}{FS}$$

Donde:

Q_{ad} = Capacidad admisible

FS = Factor de seguridad

Cálculo de asentamientos

El asentamiento de un caisson bajo carga axial de trabajo viene dado por la siguiente expresión: $S_t = S_1 + S_2 + S_3$

Donde:

S_t = asentamiento total del caisson

S_1 = asentamiento por deformación axial

S_2 = asentamiento por carga de trabajo en la base

S_3 = asentamiento por carga de fricción.

Asentamiento por Deformación Axial

$$S_i = \frac{(Q_{Bad} + \alpha Q_{Sad})L}{A_B E_C}$$

Donde:

Q_{Bad} = capacidad admisible en la base Q_{Sad} = capacidad admisible por fricción

A_B = área de la base del caisson

α = coeficiente de distribución de presión lateral

E_c = módulo de Young del concreto

L = longitud del caisson

Asentamiento por Carga de Trabajo en la Base

$$S_2 = \frac{q_B B}{E_s} (1 - u^2) I_w I_p$$

Donde:

q_B = Carga unitaria admisible en la base

B = Lado del caisson

E_s = Módulo de Young del suelo

U = Relación de Poisson del suelo

I_w = Factor de influencia de capa rígida

I_p = Factor de influencia de profundidad de cimentación

Asentamiento por Carga de Fricción

$$S_3 = \frac{Q_{sad} B}{pL E_s} + (1 - u^2) I_f$$

Donde:

Q_{sd} = Capacidad de carga por fricción

P = Perímetro de caisson

B = Lado de caisson

U = Relación de poisson

L = longitud de caisson

E_s = Modulo de Young del suelo

I_f = Factor de influencia

$$I_t = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{B}}$$

Cálculo de espesor de la capa de concreto

$$t = 0.866 B_i \frac{\sqrt{q}}{f_c (1 + 1.61) \frac{L_i}{B_i}}$$

Donde:

t = Espesor de la capa de concreto

q = Presión unitaria en la base

f_c = Resistencia del concreto a la flexión

B_i = Ancho del caisson

L_i = Longitud del caisson

$$q = H\gamma_w - t\gamma_c$$

γ_w = peso volumétrico del agua

H = altura del nivel freático

γ_c = peso volumétrico del concreto

t = espesor de la capa de suelo

Verificación de Corte Perimetral

$$v = \frac{A_i H \gamma_w - A_i \gamma_c}{P_i t}$$

Donde:

$$A_i = L_i B_i$$

P_i = perímetro interior del caisson

2.3. Definición de términos básicos

Geotecnia. La geotecnia es la rama de la geología que trata de la aplicación de los principios geológicos en la investigación de los materiales naturales como las rocas que constituyen la corteza terrestre implicados en el diseño, la construcción y la explotación de proyectos ingeniería civil, como autopistas, vías férreas, puentes, presas, oleoductos, acueductos, unidades habitacionales, sitios de confinamiento y edificios en general.

Cimentación. Es un grupo de elementos estructurales, los cuales transmiten principalmente las cargas de la construcción o elementos soportados a este directamente al suelo, distribuyéndolas de tal forma que la presión sea uniforme.

Geomecánica. La Geomecánica se dedica a estudiar las propiedades y el comportamiento mecánico de las rocas, tanto en teoría como en la práctica. Básicamente, la forma en que una masa de roca se comporta (su comportamiento geomecánico) depende de tres factores principales: Cuán fuerte es el material rocoso en sí mismo. La cantidad de grietas, fisuras o roturas que tiene la masa de roca. La capacidad de las fracturas o juntas para soportar esfuerzos sin fallar.

Rocas. Se define como un agregado sólido, formado por uno o varios minerales, que se encuentra ocupando grandes extensiones de la corteza terrestre

Macizo rocoso. Un macizo rocoso no es solo roca sólida, sino una combinación de la matriz rocosa (la roca intacta) y todas sus discontinuidades

(grietas, fallas y fracturas). Debido a esta mezcla de roca y grietas, el macizo rocoso presenta características complejas: Heterogéneo (No Uniforme): Sus propiedades varían de un punto a otro. Discontinuo: Está cortado por planos de fractura. Anisótropo (Variable): Sus propiedades (fuerza, filtración) cambian según la dirección en que se aplique una fuerza. Estas tres características —resultado de la naturaleza, frecuencia y orientación de las fracturas— son las que determinan cómo se comporta el macizo tanto en términos geomecánicos (fuerza y estabilidad) como hidráulicos (cómo fluye el agua a través de él).

Discontinuidad. El término discontinuidad se refiere a un cambio repentino y marcado en las propiedades físicas de los materiales que se encuentran uno al lado del otro dentro de la Tierra. Según Salcedo (1983), este término abarca todas las superficies de debilidad o separación presentes en la roca o el suelo. Estos elementos de debilidad incluyen: Diaclasas: Fracturas sin desplazamiento. Fallas: Fracturas con desplazamiento. Grietas y fisuras: Aperturas o roturas menores. Foliación: Orientación paralela de minerales (común en rocas metamórficas). Estratificación: Capas o lechos distintos (común en rocas sedimentarias).

Juntas o diaclasas. Una diaclasa es una fractura o quiebre de origen geológico dentro de una roca. Lo que la distingue es que, a lo largo de esa rotura, no ha ocurrido ningún movimiento o desplazamiento visible del material. En términos sencillos, es una grieta en la roca que no ha movido las dos partes una respecto a la otra.

Sondeos. Los sondeos mecánicos a rotación son perforaciones de pequeño diámetro, generalmente entre 65 y 140 mm que permiten reconocer la naturaleza y la localización de las diferentes capas del subsuelo mediante la extracción continua de testigo de suelo o roca, a la vez que se alterna con ensayos geotécnicos de penetración

estándar, con cuchara bipartida o puntaza ciega, además de extracción de muestras alteradas e inalteradas.

Suelos. El suelo es un material esencial compuesto por partículas sólidas y espacios vacíos (poros) que están llenos de agua o aire. El suelo se caracteriza por estar sin cementación o muy poco cementado. Es la capa superficial del terreno donde se desarrolla la mayor parte de la actividad humana y biológica.

Suelo de fundación. Se denomina suelo de fundación a la capa de suelo a la estructura del pavimento, preparada y compactada como fundación para el pavimento.

Ensayos SPT. El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) es un método de campo esencial para conocer las propiedades del subsuelo. El ensayo se realiza mediante la hincada a percusión (golpeando repetidamente) de un tomamuestras especial (de pared partida y 51 mm de diámetro). Este proceso permite obtener una muestra alterada del terreno. El objetivo del SPT es determinar la consistencia (en suelos cohesivos) o la compactación (en suelos granulares) del terreno en el punto exacto donde se ejecuta. Esto se logra contando el número de golpes (el valor N) necesarios para que la cuchara penetre en tres tramos sucesivos de 15 centímetros cada uno.

Análisis cinemático. El objetivo de este análisis es evaluar qué tan probable es que ocurran diferentes tipos de fallas en la masa rocosa, utilizando como base las fracturas y grietas existentes (discontinuidades).

Ángulo de fricción. Un valor de convenio es un número o parámetro que se introduce para hacer los cálculos más sencillos. Aunque en realidad no es constante (su valor puede variar en la práctica), para propósitos del cálculo o acuerdo, se asume o se trata como una constante para simplificar el proceso.

Puente. Un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico como un río, uncañón, un valle o un cuerpo de agua, o cualquier otro obstáculo físico, como una carretera, un camino, o una vía férrea.

Estribos. Un estribo es una parte importante de un puente, que soporta verticalmente la estructura del puente utilizando para hacer circular el peso del puente. El vano de un puente se asocia a terraplenes por medio de estribos.

Rio. Es una corriente de agua que fluye con continuidad por un cauce en la superficie terrestre o bien puede ser subterráneo. Pueden ser tanto naturales como artificiales. Posee un caudal determinado, rara vez es constante a lo largo del año, y desemboca en el mar, en un lago o en otrorío, en cuyo caso se denomina afluente. La parte final de un río es su desembocadura. Algunas veces terminan en zonas desérticas donde sus aguas se pierden por infiltración y evaporación.

Nivel freático. El nivel freático es, esencialmente, el límite superior de la capa de agua subterránea (un acuífero). Este nivel se conoce por una gran variedad de términos sinónimos: Capa freática o manto freático. Napa freática o napa subterránea (término que proviene del francés *nappe*, que significa 'mantel'). Tabla de agua (traducción del inglés *water table*). O simplemente, freático.

Permeabilidad. Permeabilidad es la capacidad de un material para permitir que un fluido lo atravesase sin alterar su estructura interna. Se dice que un material es permeable si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo dado, e impermeable si la cantidad de fluido es despreciable.

Litología. Es una descripción de las características físicas de una unidad de roca visible en el afloramiento, en muestras de mano o de núcleo o con microscopía de bajo aumento, tales como color, textura, tamaño de grano o composición.

Geología estructural. La Geología Estructural es la rama de la geología que se dedica a estudiar cómo se deforman las rocas en la naturaleza.

Geofísica. Ciencia que estudia la forma, dimensiones y estructura de la tierra, así como los fenómenos físicos que ocurren en el globo terrestre tales como: gravedad, magnetismo, sismicidad, fenómenos de electricidad, etc., recibiendo en cada caso denominaciones específicas como: gravimetría, magnetometría, sismología, etc.

2.4. Formulación de hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

La evaluación geológica y geotécnica del terreno permite determinar de manera adecuada el tipo de cimentación y la capacidad portante del puente Cachimayo en la región Cuzco.

2.4.2. Hipótesis específicas

- a. La evaluación geológica del área de estudio permite identificar condiciones favorables para la cimentación del puente Cachimayo.
- b. La evaluación geotécnica mediante ensayos in situ y de laboratorio permite determinar adecuadamente las propiedades del suelo para la cimentación del puente Cachimayo.
- c. El análisis de los materiales del terreno permite determinar la capacidad portante y definir el tipo de cimentación del puente Cachimayo.

2.5. Identificación de variables

Se identificaron las siguientes variables:

2.5.1. Variable independiente

Evaluación geológica – geotécnica

2.5.2. Variable dependiente

Cimentación del puente

2.6. Definición operacional de variables e indicadores

Tabla 1. Operacionalización de variables e indicadores

Variables	Definición Analítica	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos
Variable independiente: Evaluación geotécnicos – geológicos.	Es el conjunto de procedimientos para obtener información geológica - geotécnica del terreno con fin de caracterizar sus propiedades y determinar el tipo y condición óptimas de cimentación (Rodríguez Ortiz et al., 1984).)	Ejecución de reconocimiento de campo en el área de estudio, incluyendo la de toma de muestras y la realización de ensayos in situ de laboratorio.	Ensayos in situ y ensayos de laboratorio.	Cantidad de ensayos in situ y laboratorio realizado	Ficha de Observación directa de los ensayos Mapas geológicos y geotécnicos
Variable dependiente: Capacidad portante de cimentaciones.	Son propiedades del suelo que define su aptitud para soportar las cargas transmitidas por los elementos estructurales de un puente, sin experimentar fallas ni asentamientos excesivos.	Evaluación de la capacidad de la carga del suelo mediante el análisis de los resultados de los ensayos geotécnicos, considerando los criterios técnicos establecidos.	Capacidad portante	Valor de capacidad portante Kg/cm ² o unidades equivalentes	Ficha de ensayos SPT Ficha de ensayos MASW

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de investigación

El estudio se enmarca dentro de una investigación de naturaleza analítica y explicativa. Este enfoque metodológico se estructuró en dos fases complementarias: una etapa experimental de campo y una etapa de laboratorio. El propósito de este diseño fue examinar en profundidad las propiedades de los materiales locales, con el fin de evaluar la capacidad portante del suelo. De este modo, los resultados de los análisis geotécnicos permiten fundamentar soluciones aplicadas a la cimentación de puentes en el área

3.2. Nivel de investigación

Según Hernández Sampieri et al. (2014), la investigación analítica tiene como objetivo fundamental detallar las propiedades y características de un fenómeno, analizando su estado actual sin manipular variables. En este sentido en la investigación se realiza la descripción de las características geológicas - geotécnicas del suelo, de la misma manera la identificación de propiedades específicas del terreno mediante ensayos de campo y laboratorio.

3.3. Métodos de investigación

Según Cerda (2000), el método analítico evaluativo se emplea porque permite descomponer el objeto de estudio en sus partes constituyentes. Al separar cada una de estas partes, se facilita su análisis individual, lo que a su vez permite una mejor comprensión del conjunto.

3.4. Diseño de investigación

El diseño de investigación a emplear será analítico y explotaría no experimental transversal, porqueno existirá manipulación deliberada de la variable y sólo se observará el fenómeno en su ambiente natural para luego ser analizado y procesado, considerando el siguiente diseño:

M1 $\longrightarrow$ O1

Donde:

M₁= número muestras tomadas en que se realiza el estudio

O₁= información obtenida de los ensayos de campo y laboratorio

3.5. Población y muestra

La población corresponde al conjunto de suelos y formaciones geológicas presentes en el área del proyecto del puente Cachimayo.

Muestra

La muestra está constituida por los puntos específicos donde se realizaron investigaciones geotécnicas (calicatas, ensayos SPT y perfiles MASW), seleccionados estratégicamente para representar las condiciones del subsuelo.

3.6. Técnicas e instrumento recolección de datos

En las investigaciones geológicas - geotécnicas se utilizará las siguientes técnicas:

Revisión documental

Consiste en la búsqueda de información de la parte geológica - geotécnica de la zona de estudio.

Observación de Campo

Se considerará los datos de campo y las observaciones directas en el campo.

Técnica del cartografiado geológico-geotécnico

Técnica de Ensayos geofísicos

Los instrumentos a utilizar serán:

- Plano geológico-geotécnico
- Registro de calicatas
- Ficha de ensayos SPT
- Ficha de ensayos MASW

3.7. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

El proceso comenzará con la recolección de todos los datos necesarios.

Una vez obtenidos, los datos serán ordenados, clasificados y registrados. Posteriormente, se realizará el procesamiento computarizado de esta información utilizando el software Microsoft Excel 2016. Para obtener la evaluación geotécnica final, el método de análisis de datos a emplear será descriptivo. Este análisis se aplicará tanto a la información recopilada directamente en campo como a los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.

3.8. Tratamiento estadístico

Se utilizará fórmulas establecidas para el análisis de datos de estadística descriptiva, asimismo, se hará uso de fórmulas empíricas propias del cálculo de parámetros físicos de los materiales, así como también se utilizará el software Excel en su última versión.

3.9. Orientación ética filosófica y epistémica

En todo el proceso de la investigación se mantuvo un compromiso estricto con la transparencia y la honestidad, cumpliendo así con la ética profesional del Ingeniero Geólogo. Esto significa que el comportamiento ético estuvo presente en cada fase del proyecto: desde la forma en que se recopiló la información, hasta cómo se realizó el análisis y la interpretación de los resultados finales.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del trabajo de campo

4.1.1. Generalidades

- **Ubicación y accesibilidad**

El Puente Cachimayo se encuentra concretamente en el distrito de Urcos, provincia de Quispicanchi, Departamento de Cuzco, sobre la Quebrada Cachimayo, la cual drena hacia el Río Vilcanota. El Puente Cachimayo, está ubicado en la progresiva KM 1020+034, de la carretera PE-3S, del tramo Cuzco-Desaguadero.

Foto 1. *Plano de Ubicación*



Tabla 2. Resumen de los trabajos realizados en campo, Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)

Puente	Método de Exploración	Código	Profundidad (m)	Coordenadas UTM WGS - 84		
				X	Y	Z
<u>Cachimayo</u>	Sondeos	S-01	20.00	219375.6440	8485413.9500	3222.86
		S-02	21.80	219442.3680	8485338.1710	3222.73
		CA-01	2.30	219343.0000	8485413.0000	3222.86
		CA-02	1.30	219446.0000	8485337.0000	3222.94
	Sísmica de Refracción	LS-07		219307.00	8485373.00	-
				219407.00	8485440.00	-
		LS-08		219402.00	8485268.00	-
				219466.00	8485369.00	-
	MASW	MASW-07		219386.00	8485426.00	-
		MASW-08		219455.00	8485352.00	-

Nota. Elaboración propia

Durante la ejecución de los sondeos se han realizado ensayos SPT en el interior de los mismos. Una vez finalizados éstos, se tomaron muestras que fueron trasladadas a laboratorio para realizar los respectivos análisis.

4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados

Tabla 3. Rutas y Distancias al Proyecto

Tramo	Distancia	Tiempo	Estado
Carretera Lima-Cuzco	110 Km.	22 horas	Vía asfaltada
Carretera Cuzco-Urcos	48 km.	1 hora	Vía asfaltada

Nota. Elaboración propia

4.2.1. Geología del área de estudio

Para el estudio del proyecto se tomó la información del Ingemmet de Cuadrángulo de Cuzco 28-s a escala 1:100.000.

Geología regional

La geología regional que comprende el presente estudio se encuentra dominada por rocas de origen sedimentario, principalmente correspondiente a depósitos de origen fluvial y lacustre, que alternan, puntualmente, con rocas de origen volcánico, principalmente de edades que van desde el Mesozoico hasta la actualidad. En la parte norte del cuadrángulo de Cuzco, aparecen rocas de origen marino con alto

contenido en fósiles, correspondiendo éstas a las formaciones más antiguas, de edad Pérmico Inferior, donde las rocas han sido afectadas por metamorfismo de regional, apareciendo evidencias de metamorfismo de contacto en algunas formaciones de edad mesozoica.

Los depósitos más recientes, de edad Cuaternario, están compuestos por sedimentos aluviales, fluviales, conos de deyección, depósitos coluviales, los cuales cubren a los depósitos más antiguos en zonas bajas de las quebradas y valles.

El subsuelo de la región está compuesto por una extensa y variada secuencia de capas de roca que datan desde el Paleozoico hasta el Cuaternario. Estas formaciones se encuentran principalmente en la Cordillera Oriental y en el Altiplano, con algunas formaciones también en la Cordillera Occidental. Era Paleozoica (Antigua): La secuencia comienza con rocas antiguas como las pizarras (Formación Ananea, Siluro-Devónico), seguidas por calizas (Grupo Copacabana) y luego por lutitas y areniscas (Formación Ene). Transición Triásico-Jurásico: Aparece el Grupo Mitu, formado por conglomerados (Formación Pisac) y rocas volcánicas (Formación Pachatusan). Era Mesozoica (Media): Sobre estas capas, yacen conglomerados y areniscas (Formación Huambutío) y las areniscas cuarzosas (Formación Huancané). El Grupo Yuncaypata está compuesto por una mezcla de lutitas, yesos, calizas y areniscas. Era Cenozoica (Reciente): Paleoceno a Mioceno: Predominan las lutitas y areniscas de varias formaciones (Quilque, Chilca, Kayra, Soncco, Punacancha, Paccaritambo y Paruro), indicando una secuencia de sedimentos depositados a lo largo de este período. Cuaternario (Actual): La secuencia finaliza con rocas volcánicas (Formación Rumicolca) y sedimentos (Formación San Sebastián), culminando con depósitos superficiales recientes como morrenas, aluviales, fluviales y coluviales. En esta zona, la secuencia se diferencia e incluye areniscas (Formación

Soraya, Cretácico inferior), calizas (Formación Ferrobamba, Cretácico medio) y varios tipos de conglomerados (Formación Anta y Grupo Tacaza).

El cuadrángulo de Cusco presenta una variedad de rocas ígneas (formadas por fuego o calor intenso), producto de varios eventos geológicos.

Estas rocas se manifiestan de dos formas principales:

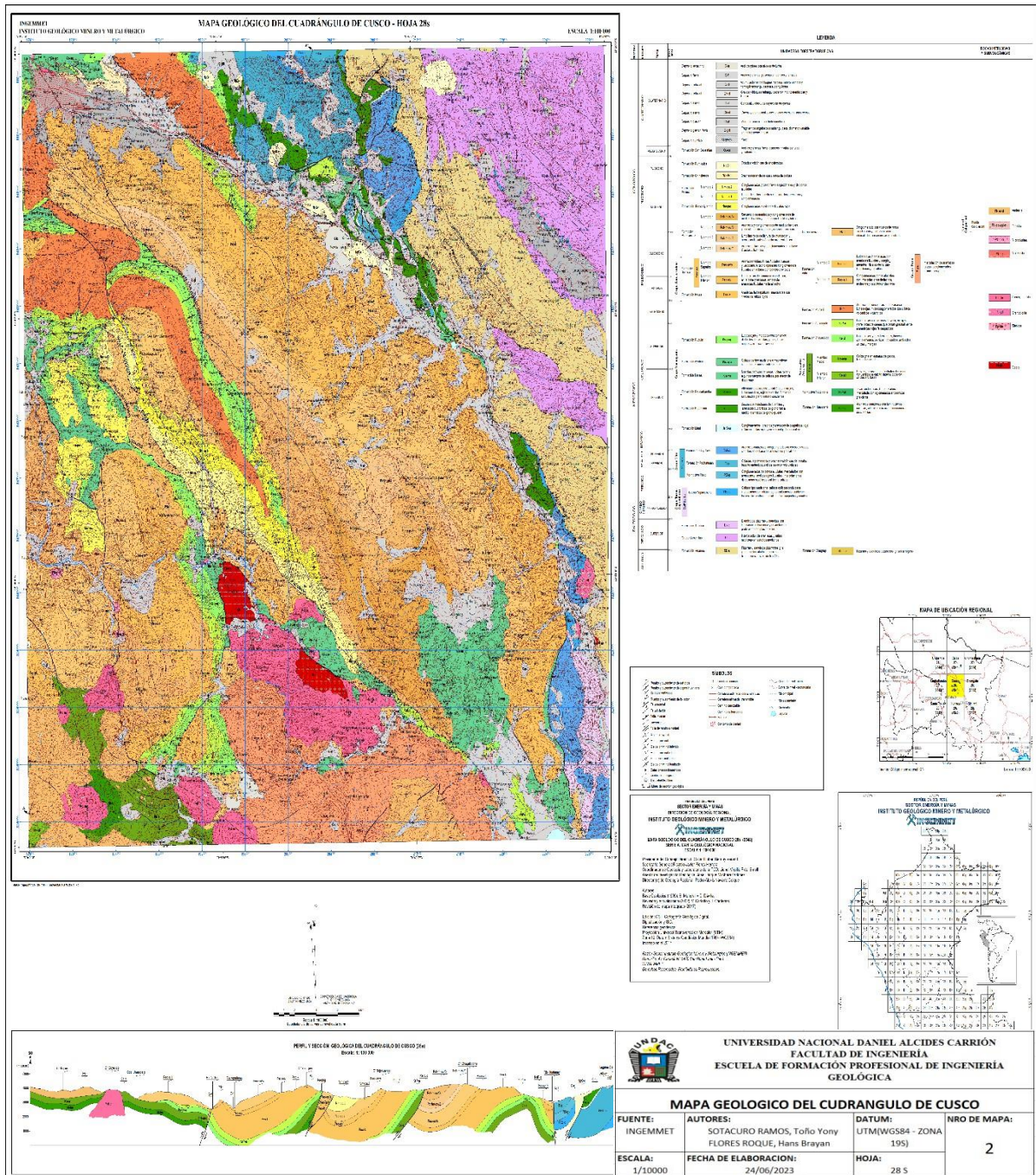
Rocas Intrusivas (Plutónicas): Rocas que se formaron lentamente bajo la superficie, como las que pertenecen al gran Batolito Andahuaylas-Yauri. Rocas

Extrusivas (Volcánicas): Rocas que se enfriaron rápidamente en la superficie:

Antiguas: Se encuentran basaltos, espilitas y dacitas que forman parte del Grupo Mitu.

También hay tobas piroclásticas (rocas formadas por ceniza volcánica) intercaladas en las capas de roca más recientes del Cenozoico. Recientes: La secuencia finaliza con las rocas volcánicas andesíticas que datan del período Cuaternario.

Foto 2. Mapa Geológico del Cuadrángulo de Cuzco



Geomorfología

El área objeto de estudio se encuentra ubicada en el valle del Río Vilcanota, donde las laderas que forman el flanco Norte del valle presentan pronunciados escarpes y quebradas transversales de dirección NE-SO con una topografía igualmente accidentada.

- La región ha sido dividida y analizada según cuatro grandes unidades geomorfológicas o morfoestructurales. Estas unidades representan las principales formas y estructuras del relieve terrestre en la zona:
- Cordillera Oriental: La cadena montañosa oriental.
- Zona Intermedia Altiplano-Cordillera Oriental: El área de transición entre la cordillera y la planicie alta.
- Altiplano: La meseta o planicie de gran altitud.
- Borde Noreste (NE) de la Cordillera Occidental: La zona limítrofe o el flanco noreste de la cadena montañosa occidental.

Cordillera Oriental. La morfología de la Cordillera Oriental, es el resultado de la actividad tectónica producida por fallas inversas y cabalgamientos NO-SE con vergencia SO, asociados a pliegues y el posterior encajamiento de la red fluvial.

La Cordillera Oriental se ubica en la sección noreste del cuadrángulo de Cusco. Esta zona presenta relieves relativamente ondulados (no extremadamente abruptos), con altitudes que generalmente oscilan entre los 4000 y 4500 metros sobre el nivel del mar (msnm).

En la zona limítrofe con el Altiplano los relieves alcanzan una altura promedio de 3200 m.s.n.m., encontrando las mayores alturas en la zona límite entre el Altiplano y la Cordillera Oriental, con el correspondiente aumento de pendientes en los relieves, destacando los cerros de Quimsa Cruz (4238 msnm) al Norte y de Acopia Grande (4491 msnm) al Sur. Esta diferencia de cotas está dominada principalmente por fallas inversas, Falla Pitucancho y Falla Urcos, que actúan como contactos tectónicos presentes en el área, de dirección NO-SE.

El control estructural en la zona norte se encuentra bajo la influencia del sistema de fallas Churo. Este sistema y el sistema Ccatca-Ocongate, son los controles estructurales de la Cordillera Oriental.

La Zona Intermedia Altiplano-Cordillera Oriental es una franja de terreno con una forma alargada que se extiende en dirección Noroeste-Sureste (NO-SE).

Esta franja está ubicada entre el Altiplano y la Cordillera Oriental, y constituye una parte importante del Anticlinal de Vilcanota (una estructura geológica en forma de arco o cresta). Se ubica principalmente en el Valle Sagrado, desde Urubamba hasta Checacupe, estrechándose hacia el Sureste, dando lugar a una cuenca de origen tectónico, controlada por las fallas activas de Cusco y Tambomachay. Esta depresión tiene una terminación brusca, por acción del volcán monogenético de Rumicolca que represó el río Huatanay y formó un gran lago denominado Morkill en el Pliocuatnario (Gregory, 1916)

Esta zona se caracteriza por tener alturas significativas que superan los 4800 metros sobre el nivel del mar (msnm).

- Montañas de Pachatusan: Son un elemento sobresaliente. Sus laderas del norte son muy empinadas debido al fuerte desnivel con el río Vilcanota. Sin embargo, sus laderas orientadas al sur presentan pendientes suaves.
- Mesetas: También se encuentran planicies altas, como la Meseta de Huaccoto, con una altura promedio de 4000 msnm.

El Río Vilcanota atraviesa esta Zona Intermedia, con una altitud que desciende de 3330 msnm a 3025 msnm. Su curso se mantiene de Sureste a Noroeste (SE a NO), siguiendo importantes sistemas de fallas (como Vilcanota, Urcos y Huambutío) y dando lugar a la formación de terrazas de origen fluvial y aluvial.

Los sistemas de fallas NO-SE Urcos-Sicuani-Ayaviri (Carlotto, 1998, 2006) dieron lugar una serie de pequeños cuerpos de volcánicos monogenéticos, de edad pliocuaternaria y composición shoshonítica como Rumicolca, Huambutío y Oropesa.

Altiplano. El Altiplano es una unidad geomorfológica que se extiende hasta Bolivia.

La mayor parte del cuadrángulo de Cusco corresponde al extremo occidental (la parte final hacia el oeste) de esta unidad. Sus límites son: Al Sur: Colinda con el borde noreste (NE) de la Cordillera Occidental. Al Norte: Limita con la Cordillera Oriental, específicamente en la zona de transición conocida como Zona Intermedia Altiplano-Cordillera Oriental.

Esta unidad se define como una altiplanicie (una planicie de gran altitud) cuyas elevaciones generales fluctúan entre los 3800 y 4000 metros sobre el nivel del mar (msnm), aunque algunas montañas locales pueden alcanzar más de 4400 msnm. A diferencia del resto del Altiplano, esta zona tiene una configuración más abrupta porque está intensamente disectada (cortada y modelada) por: Numerosos ríos. La acción glaciaria (erosión causada por antiguos glaciares).

En el Altiplano de Cusco se pueden diferenciar las siguientes unidades locales:

- Depresión de Cusco-Huacarpay.
- Meseta de Saqsaywaman.
- Montañas del Cusco.
- Serranías de Vilcaonga.
- Montañas de Ancaschaca.
- Montañas Chinchay-Ichuloma.
- Montañas de Seratichin Orcco-Pumahuasi.
- Meseta de Huacocha.

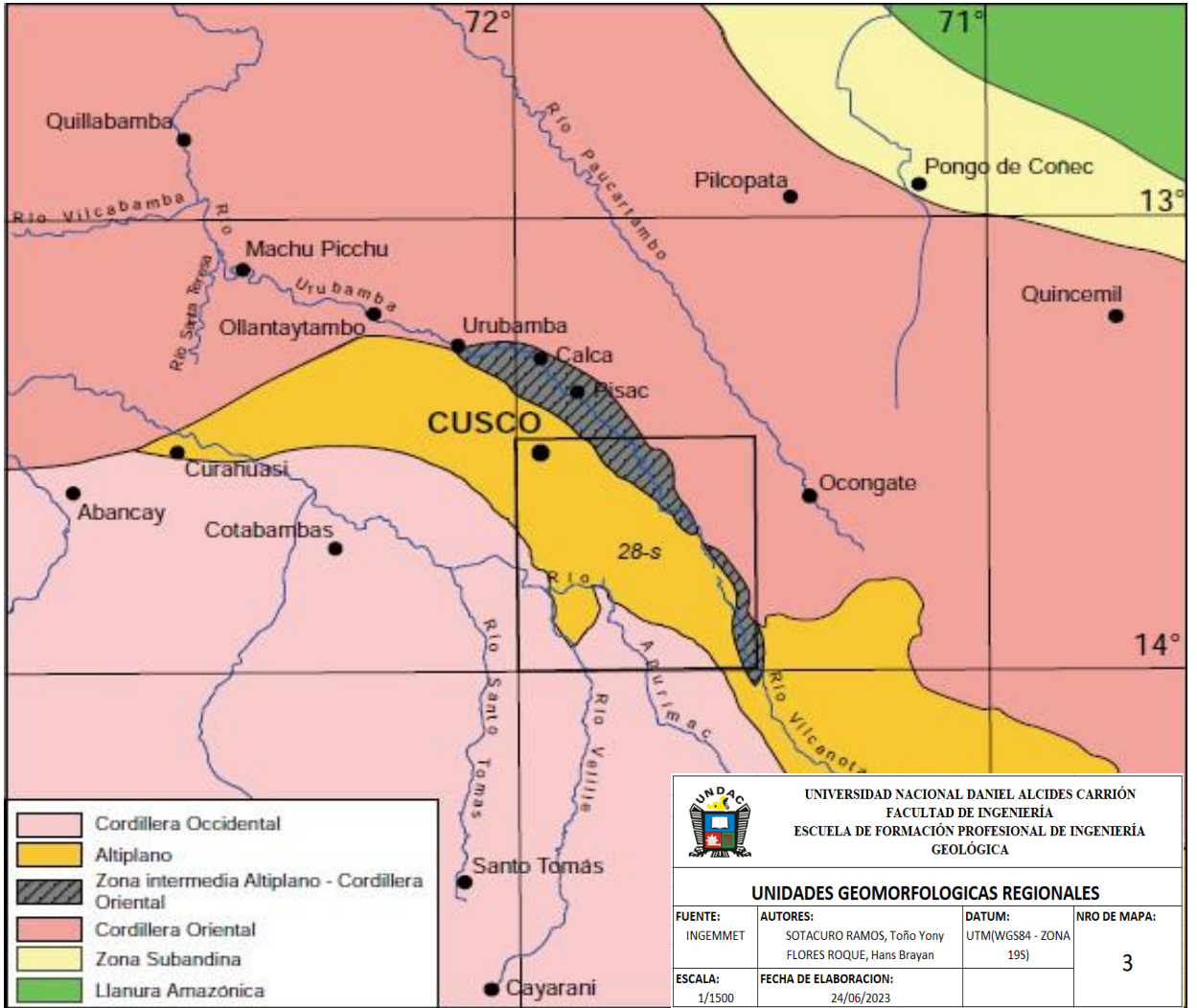
- Planicie de Pomacanchi.

Esta unidad geomorfológica, el Borde Noreste de la Cordillera Oriental, tiene una topografía variada y compleja, influenciada por ríos y fallas geológicas. Inicialmente, la zona presenta un relieve poco accidentado, con altitudes promedio alrededor de 4000 metros sobre el nivel del mar (msnm) y picos que alcanzan entre 4200 y 4300 msnm. Sin embargo, la acción erosiva profunda de los ríos Velille y Apurímac hace que el terreno se vuelva mucho más accidentado. Sobresalen varias cadenas montañosas que superan los 4000 msnm, como las de Quepuro-Tauca Orcco (orientada NNO-SSE) y las de Sihuina y Quintir. El límite con el Altiplano es irregular debido a antiguos cambios geográficos, y está controlado por importantes fallas regionales que van en dirección NO-SE (Cusibamba-Acomayo) y NNO-SSE (Huanquite-Accha). Estas fallas son parte del sistema Cusco-Lagunillas-Mañazo y son claves, ya que controlan el curso de los principales ríos (como el Velille y parte del Apurímac).

Dentro de esta unidad se encuentra la Planicie de Accha, un área plana ubicada entre 3550 y 3600 msnm. Este relieve plano es el resultado de depósitos lacustres (de un antiguo lago) formado durante el Pliocuatnario. Esta planicie está rodeada por las montañas de Sihuina-Cangal-Tahui e Inticahuarina-Quintir, cuyos picos alcanzan hasta 4500 msnm. Las áreas más accidentadas de la planicie se asocian al encajamiento de los ríos.

A continuación, se puede visualizar dos figuras donde están representadas las principales unidades geomorfológicas a nivel regional y local:

Foto 3. *Unidades Geomorfológicas Regionales.*



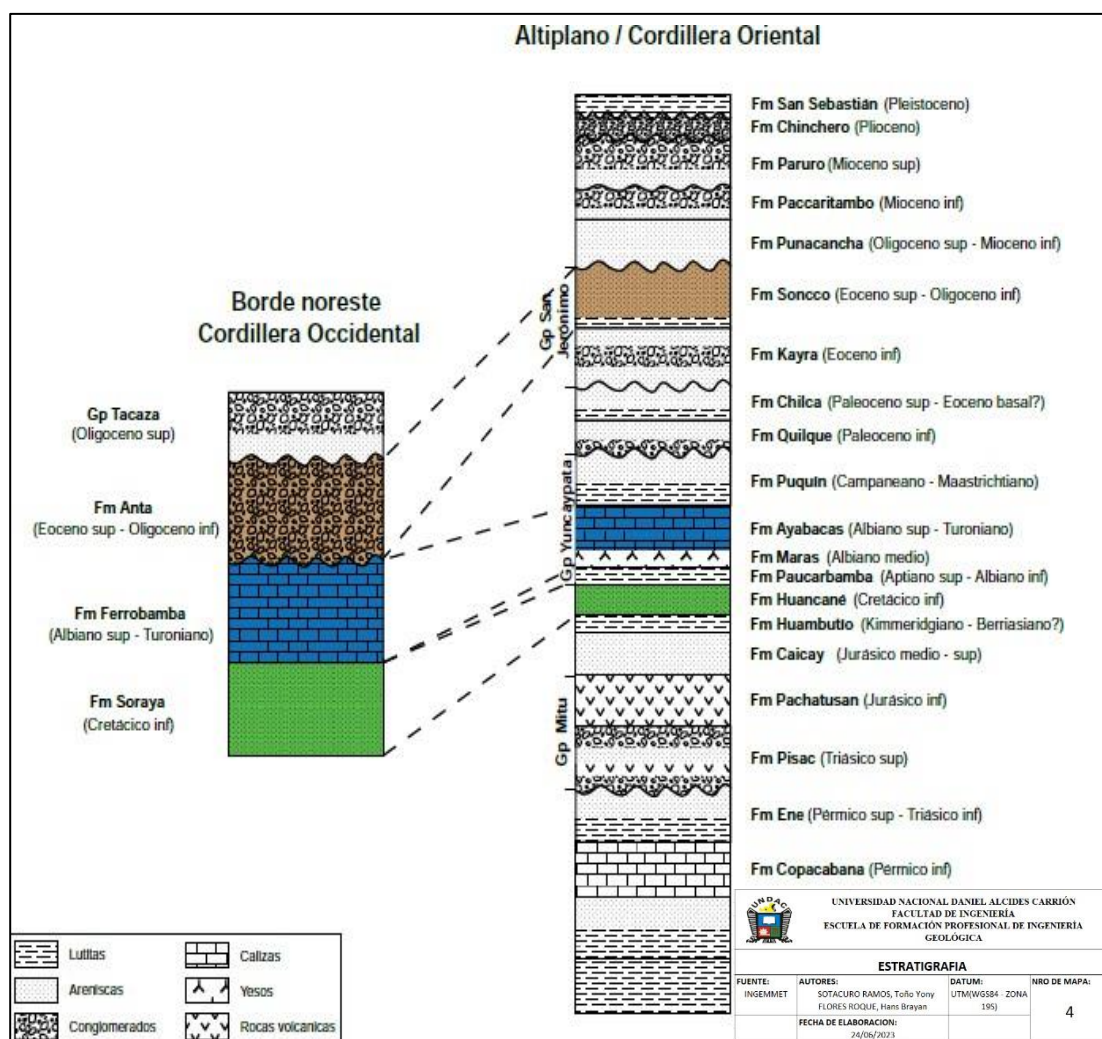
Fuente Ingemmet

Estratigrafía

La estratigrafía regional de la zona de estudio comprende rocas de edades que varían desde el Paleozoico hasta la actualidad, presentando una distribución espacial dominada principalmente por las unidades morfotectónicas.

La siguiente figura corresponde a la estratigrafía regional presente en el cuadrángulo de Cuzco:

Foto 4. Estratigrafía de los dominios morfoestructurales regionales.



Fuente Ingemmet.

A continuación, se describen las distintas formaciones presentes en el marco geológico regional, definido para el cuadrángulo de Cuzco:

Paleozoico (Silúrico-Devónico)

Las rocas pertenecientes a esta edad se encuentran aflorando principalmente en la Cordillera Oriental, caracterizada por presentar rocas metamórficas como es el caso de las Formaciones Ananea y Ccatca.

Formación Ananea. Está compuesta por pizarras y esquistos grises a negros, intercalados con bancos pequeños de cuarcitas de 5 a 20 cm de espesor, de edad

Silúrico-Devónico. Estas rocas indican un medio marino de somero a distal. Su espesor aproximado es de 1500 m, encontrándose secuencias repetidas a causa de los distintos episodios tectónicos acontecidos. Las rocas se hallan fuertemente deformadas presentando una esquistosidad muy penetrativa, que indican al menos dos etapas de deformación, donde la primera etapa generó la foliación S1 con dirección NO-SE y una segunda etapa que dió lugar a la foliación S2, de dirección NE-SO.

Formación Ccatca. La Formación Ccatca está caracterizada por la presencia de diamictitas, cuarcitas y pizarras del Devónico terminal (Carlotto et al., 2003a). Los clastos de las diamictitas varían en tamaño, alcanzando dimensiones de varios metros. Los bloques presentes han sido interpretados como depósitos resedimentados. La secuencia continúa con capas de cuarcitas que presentan laminaciones hummocky depostadas en contexto de tormentas y olas. El paso de la Formación Ananea a la Formación Ccatca es progresivo, con un espesor máximo de 500 m. El contexto deposicional corresponde a una plataforma siliciclástica con procesos de resedimentación y sedimentación glaciomarina. En Bolivia, es conocida como la Formación Cumaná del Devónico terminal-Carbonífero Basal

Permo-Triásico

Las formaciones pertenecientes al Permo-Triásico, en el cuadrángulo de Cuzco, está representado en el Anticlinal de Vilcanota, donde está representado por el Grupo Copacabana (Pérmico inferior) y la Formación Ene (Pérmico superior-Triásico inferior).

Grupo Copacabana

Este grupo aflora principalmente en el núcleo del anticlinal de Vilcanota, límite entre la Cordillera Oriental y el Altiplano. Se compone principalmente por calizas y lutitas marinas de edad Pérmico Inferior. Estas rocas calizas son variadas, con texturas

que van desde grano fino hasta oolíticas o nodulosas, y su color varía del gris blanquecino al negro.

Fósiles: Su característica distintiva es la presencia de fósiles silicificados (convertidos en sílice) de organismos marinos como fusulinas, braquiópodos y corales. Las capas de lutitas negras asociadas también contienen fósiles de plantas.

Estratigrafía: Cerca de la parte superior (el techo) de la formación, la caliza se intercala con capas de lutitas rojas, areniscas blancas y nuevas capas de calizas.

Espesor: En zonas como el Anticlinal de Vilcanota, estas capas de caliza pueden alcanzar un grosor (potencia) de más de 700 metros.

Calizas: Estas rocas se formaron en facies de plataforma (ambientes marinos poco profundos) que experimentaron transgresiones y regresiones del mar durante el Pérmico inferior.

Depósitos Detríticos: Los depósitos de arena y grava (detríticos) asociados se formaron en facies litorales proximales (cerca de la costa).

Formación Ene. Formación caracterizada por la presencia de lutitas, calizas y areniscas con fósiles del Pérmico Superior, sobreyaciendo y en débil discordancia angular al Grupo Copacabana.

En Cuzco tiene una potencia máxima de 250 m. En la base contiene lutitas negras a grises, muy ricas en materia orgánica, y calizas dolomíticas con chert, de origen marino somero. Sobre éstas aparecen areniscas finas, de medios fluvio-deltaicos. A techo de la formación, la secuencia la culmina unas lutitas negras con fósiles marinos, intercaladas con areniscas verdes feldespáticas muy ricas en materia orgánica en un medio marino restringido. Hacia el techo, se encuentran unas facies de areniscas eólicas y lutitas yesíferas, aunque no se han registrado en el cuadrángulo de Cuzco.

Mesozoico

Grupo Mitu

En el cuadrángulo de Cuzco, el Grupo Mitu sobreyace en fuerte discordancia erosional al Grupo Copacabana formando parte del anticlinal de Vilcanota. Su edad está comprendida entre el Triásico Superior y el Jurásico Inferior. En el límite Altiplano-Cordillera Oriental, esta unidad aparece aislada, limitada por escamas de falla, hasta desaparecer en Urcos, donde aparece en contacto tectónico con el Paleozoico inferior de la Cordillera Oriental.

El Grupo Mitu es una unidad geológica que se compone de dos formaciones específicas: la Formación Pisac y la Formación Pachatusan. Esta clasificación ha sido reconocida por varios investigadores a lo largo del tiempo, incluyendo a Candia y Carlotto (1985), Carlotto y otros (1988), y Mendivil y Dávila (1994).

Formación Pisac. Esta formación, que data del Triásico Superior, aflora en el Anticlinal de Vilcanota y se encuentra sobre el Grupo Copacabana con una discordancia erosiva (lo que implica un hueco en el registro geológico).

Litológicamente, la formación está compuesta por: Un nivel volcánico en la base. Sobre este, aparecen secuencias de rocas que aumentan de tamaño de grano y de espesor de capa (grano y estrato crecientes). Estas secuencias son principalmente brechas y conglomerados (rocas formadas por fragmentos grandes), intercalados con areniscas y limolitas de color rojo. Los conglomerados contienen fragmentos (clastos) de calizas (con fósiles de fusulinas), fragmentos volcánicos y cuarcitas. Se cree que estas secuencias se originaron a partir de conos aluviales que se formaron al mismo tiempo que los sedimentos se depositaban (sinsedimentarios), según la interpretación de Carlotto y otros (1988). En el Anticlinal de Rondobamba, la formación se caracteriza por la presencia de niveles rojos de limolitas y lutitas, que indican un

ambiente de lago y llanura de inundación, intercalados con conglomerados aluviales. El grosor total de esta unidad rocosa varía entre 200 y 400 metros.

Formación Pachatusan. La Formación Pachatusan, que se originó durante el Jurásico Inferior, debe su nombre a las Montañas del Pachatusan, donde se encuentran sus mayores afloramientos (aparece visiblemente en la superficie). Aunque es abundante en las Montañas del Pachatusan, también aflora en menor medida en las zonas de fallas que marcan el límite entre el Altiplano y la Cordillera Oriental. Esta formación se encuentra concordantemente sobre la Formación

Pisac (es decir, fue depositada de forma continua) y está por debajo de otras unidades de roca más jóvenes con una discordancia (lo que indica que hubo un período de erosión o no deposición antes de que se formaran las rocas superiores).

La formación está constituida por brechas, aglomerados, coladas basálticas, riolitas e ignimbritas, que se intercalan con rocas sedimentarias. Esta formación se caracteriza por su color rojo violáceo («concho de vino»), que permite su fácil identificación en campo, además de la presencia de conglomerados de conos aluviales y areniscas fluviales que están intercalados con las rocas volcánicas. La composición de las rocas volcánicas es predominantemente basáltica, aunque también existen basaltos andesíticos porfiríticos (Cenki et al., 2000). El espesor de esta unidad varía entre 300 y 500 m.

Formación Caicay. Esta formación, cuya edad probable es del Jurásico Medio-Superior según Carlotto y colaboradores (1997), corresponde a una capa importante de rocas sedimentarias conocida también como la Formación Caicay (o Cay Cay). Está compuesta principalmente por areniscas (rocas formadas por arena). Se interpreta como una secuencia depositada por la acción combinada de ríos y viento (fluvio-eólica). En la zona de Caicay, esta formación aflora debido a un fenómeno

geológico llamado cabalgamiento (donde una capa de roca se desliza sobre otra). En la base de este afloramiento, se encuentran niveles volcánicos. La formación se sitúa en una ligera discordancia angular (con capas inclinadas) debajo de la Formación Huancané, o se encuentra separada de la Formación Maras del Cretácico por una discordancia de erosión. Los afloramientos están alineados a lo largo de franjas con dirección NO-SE marcando en el límite Altiplano-Cordillera Oriental, dominados por las fallas Urcos y Vilcanota.

Esta unidad está compuesta principalmente por areniscas cuarzosas rojas, rosadas y blancas, en bancos gruesos masivos, intercalados o no con limolitas rojas y escasos lentes calcáreos. Presentan abundante estratificación cruzada, de escala métrica; además de granos de cuarzo de origen eólico, siendo la mayor parte de arenas y conglomerados de origen fluvial.

Los niveles conglomeráticos de gravas subredondeadas de cuarzo y limolitas con intercalaciones importantes de basaltos espilíticos.

Formación Huambutio. Esta formación, de edad Cretácico Inferior, debe su nombre a los afloramientos existentes en los alrededores del poblado de Huambutío. Sobreyace en discordancia erosional al Grupo Mitu (Triásico superior-Jurásico inferior) e infrayace en discordancia erosional a la Formación Huancané del Neocomiano.

La formación se divide en tres miembros (Carlotto et al., 1991) que afloran en conjunto en el cerro Chicha. El miembro inferior está formado por conglomerados aluviales y están constituidos por clastos de rocas volcánicas, provenientes de la erosión del Grupo Mitu y en ocasiones de formaciones paleozoicas, de potencias no superiores a los 100 m. El Miembro Medio, con potencias que oscilan entre los 20 y 30 m, está representado por lutitas rojas y niveles delgados de calizas con

deformación sinsedimentaria. El Miembro Superior, con potencias comprendidas entre los 50 y los 100 m, está compuesto por limolitas y areniscas fluviales rojas.

Formación Huancané. Esta formación, de edad Cretácico Inferior, se encuentra en discordancia erosiva sobre la Formación Huambutío o directamente sobre el Grupo Mitu. Los principales afloramientos se encuentran entre Oropesa y Rondobamba, donde forma parte de los anticlinales de Vilcanota y Rondobamba.

El grosor (potencia) de esta formación varía notablemente, oscilando entre 30 y 150 metros en promedio. Sin embargo, en zonas específicas como el Anticlinal de Rondobamba, puede llegar a superar los 300 metros. Según Carlotto y colaboradores (1995), la formación está dividida en dos miembros con composiciones distintas: Miembro Inferior (Base), predominan los conglomerados, las areniscas conglomerádicas y las areniscas cuarzosas de color blanco. Se formó por la acción de ríos (fluvial). El tamaño del grano de las rocas disminuye progresivamente de abajo hacia arriba (decreciente). Está formado por capas más finas de lutitas rojas o negras. Contiene barras de arenas masivas que presentan laminación cruzada. El origen de este miembro es mixto: incluye depósitos transportados por el viento (eólico) y depósitos dejados por ríos (fluvial).

Formación Soraya. Esta formación, de edad Cretácico Inferior, corresponde al Borde Noreste de la Cordillera Occidental, quedando excluida del Grupo Mitu, aunque es correlacionable con la Formación Huancané. Forma parte del Anticlinal de Lorota, al Este del cerro Quepuro. La base está cortada por las dioritas de Quepuro e infrayace discordantemente a la Formación Ferrobamba. Está constituida por una secuencia monótona de cuarcitas y areniscas cuarzosas de grano fino a medio, con facies que evolucionan de fluvial a litoral. Su coloración varía de blanco a oscuro en el techo. La formación se encuentra bien estratificada, presentando en bancos desde 0.20 m a más

de 3 m, bien compactas con intercalaciones de niveles de lutitas negras. El espesor de la formación es de 500 m.

Formación Ferrobamba. Esta formación rocosa, que data del Albiano Superior-Turoniano (período Cretácico), aflora principalmente al Sur de Coyabamba y al Oeste de Accha, donde ha sido plegada en estructuras como el Anticlinal de Lorota. Está compuesta principalmente por calizas bien estratificadas, intercaladas con lutitas negras. Las capas de roca forman pliegues apretados, y en algunas áreas, estos pliegues tienen un carácter sinsedimentario (formados mientras la roca se depositaba). La caliza dominante es de tipo mudstone y wackstone, con menor presencia de packstone y grainstone. Se presenta en bancos (capas) de 0.20 a 4 metros de espesor, en secuencias donde el tamaño del grano y el espesor de la capa aumentan progresivamente. Cuando estas calizas entran en contacto con rocas intrusivas (rocas formadas bajo tierra), pueden generar cuerpos de skarn de magnetita. En el cuadrángulo de Cusco, no se encuentra la columna estratigráfica completa de esta formación. Al igual que la Formación Soraya, esta unidad pertenece al conjunto de formaciones ubicadas en el Borde Noreste de la Cordillera Occidental.

Formación Anta. La Formación Anta (identificada por Carlotto y colaboradores en 1996 y 1997) es una unidad geológica que aflora en el borde norte de la Cordillera Occidental. Sus afloramientos se extienden a través de una amplia zona que incluye localidades como Huanquite, Paccaritambo, Coyabamba, Accha y Acomayo-Pomacanchi. La Formación Anta se ubica sobre otras capas de roca de manera discordante (es decir, hubo una interrupción o erosión antes de que se depositara): Se encuentra por encima de la Formación Chilca. Yace sobre la Formación Ferrobamba. También puede aparecer directamente sobre cuerpos de rocas intrusivas (rocas que se solidificaron bajo la superficie).

Es el equivalente proximal de la Formación Soncco (Carlotto, 1998). y ha sido dividida en tres miembros:

Miembro I (1500-2500 m). Compuesto por conglomerados de conos aluviales con clastos polimícticos, limolitas rojas y algunos niveles de brechas, aglomerados y coladas volcánicas. La unidad aumenta su potencia hacia el sur, encontrando potencias que superan los 2500 m en el Anticlinal de Coyabamba.

Miembro II (500-700 m). Constituido por intercalaciones de areniscas y lutitas fluviales con bancos de conglomerados.

Miembro III. Corresponde a una secuencia de conglomerados con matriz tufácea que sobreyace en discordancia erosiva al Miembro II presentando diques y sills de basálticos.

Grupo Tacaza

El Grupo Tacaza aflora a lo largo del borde noreste de la Cordillera Occidental, específicamente al sur de Coyabamba. Esta unidad se caracteriza por yacer de forma discordante angular (con capas de diferente inclinación) sobre la Formación Anta y sobre varios cuerpos de roca intrusiva (como el macizo de Quepuro). También se encuentra sobre rocas más antiguas, como las cuarcitas de la Formación Hualhuani y las calizas de la Formación Ferrobamba, rellenando las depresiones del antiguo relieve (paleorelieves). Está compuesto principalmente por conglomerados (rocas formadas por fragmentos grandes), intercalados con areniscas feldespáticas y limolitas de origen fluvial. Estas rocas se formaron en ambientes de conos aluviales y ríos cercanos (proximales). El grosor (potencia) de este grupo es variable, pero puede superar los 500 metros.

Grupo Yuncaypata

Agrupar a las formaciones Paucarbamba, Maras, Ayabacas y Puquín (Carlotto et al. 1996).

Formación Paucarbamba. Esta formación, de edad Aptiano Superior-Albiano Inferior, se sitúa sobre formación Huancané y aflora al Norte de Oropesa y Este de Huaccoto, en el anticlinal de Rondobamba. Esta formación geológica marca un cambio significativo en el ambiente de depósito de la región. Representa el paso de la sedimentación terrestre (por ríos y viento) que caracterizaba a la Formación Huancané, a un nuevo ambiente de sedimentación marina, poco profunda y de tipo areno-pelítico. La Formación Paucarbamba se compone de una secuencia alternada de: Areniscas calcáreas (con contenido de carbonato). Margas (mezcla de arcilla y caliza) y lutitas de colores amarillo, rojizo y verde. Estas capas forman secuencias donde el tamaño del grano y el espesor aumentan progresivamente (grano-estrato crecientes), habiéndose depositado en una plataforma litoral (cercana a la costa), según Carlotto y colaboradores (1996). La base de la Formación Paucarbamba se asienta sobre la Formación Huancané, y presenta una superficie de oxidación que afecta la capa superior de arena de la formación inferior (Carlotto et al., 1995b). Techo: La formación transiciona progresivamente a las capas de lutitas y yesos de la Formación Maras. El grosor promedio (potencia media) de la formación es de unos 50 metros, aunque puede alcanzar puntualmente los 100 metros.

Formación Maras. De edad Albiano Medio, esta formación incluye todos los afloramientos sean estratificados o caóticos de yesos y lutitas del Grupo Yuncaypata, que han sufrido removilizaciones por efecto tectónico y diapíricos. Aflora en la Meseta de Saqsaywaman al norte de Cusco, igualmente lo hace en Paccaritambo.

Composicionalmente consta de una mezcla de yesos y lutitas rojas y lutitas verdes con niveles aislados de calizas de entre 3 y 7 m, apareciendo abundantes calizas más gruesas que corresponden a los olistolitos de la Formación Ayabacas. Las lutitas presentan facies de origen lacustre, los yesos de sabkha y las calizas corresponden a ambientes marinos someros. Las relaciones de contacto entre estas formaciones geológicas sugieren que su posición actual se debe a dos posibles causas: Diapirismo: Movimiento ascendente de rocas menos densas (como la sal o el yeso), o; Fuerzas Tectónicas: Movimientos causados por la deformación de la corteza terrestre (como la compresión o el deslizamiento). Un ejemplo de esta influencia tectónica se puede apreciar en las fallas que marcan el límite entre el Altiplano y la Cordillera. . Al tratarse de olistolitos y diapiros, no puede estimarse una potencia exacta de la formación, pero se puede estimar entre 100 y 400 m, pudiendo sobrepasar estos valores por repeticiones tectónicas o por diapirismo.

Formación Ayabacas. La Formación Ayabacas, conocidas también como Calizas Yuncaypata (Kalafatovich, 1957), tienen una edad Albiano Superior-Turoniano y afloran puntualmente y en cierta manera caótica, como resultado de deslizamientos sinsedimentarios. Está compuesta por calizas que se hallan frecuentemente dolomitizadas, aunque es común que afloren como facies margosas gris oscuras, mudstone bioturbadas, wackestone-packstone y, en menor medida, facies grainstone con oolitos de bioclastos o granos de cuarzo. Algunas facies aparecen con estructuras de disolución, con aspecto de brechas y estructuras de tipo slump. Las Calizas Ayabacas se formaron en una plataforma carbonatada (un ambiente marino) de poca profundidad. Los ambientes de formación fueron variados, desde zonas infratidales (siempre sumergidas) hasta intertidales (expuestas con la marea) e incluso supratidales (encima de la marea alta). La sedimentación fue controlada por las

variaciones en el nivel global del mar (eustáticas), lo que resultó en cuatro ciclos de avance y retroceso del mar (transgresivos-regresivos), según Carlotto (1992) y Carlotto y otros (1992). Varios elementos sugieren que el relieve submarino era ligeramente accidentado y que el área era inestable durante el depósito (Carlotto, 1992): Diferencias en el espesor de las capas. Presencia de fallas normales sinsedimentarias (fallas que se formaron al mismo tiempo que el sedimento). Estructuras de slumps (deslizamientos de sedimento no consolidado). Existencia de niveles de brechas (rocas compuestas por fragmentos angulares). Estos factores también explican por qué las calizas de Ayabacas se encuentran concentradas solo en ciertos lugares, indicando que hubo deslizamientos importantes durante su formación.

Formación Puquín. La Formación Puquín, de edad Cretácico Superior, sobreyace a la Formación Ayabacas mediante un nivel de despegue. Está dividida en tres miembros llamados M1, M2 y M3 y aflora ampliamente en el núcleo del anticlinal de Puquín.

El Miembro M1 (30m) del sector de Puquín (Carlotto, 1992) está constituido por lutitas rojas, yesos laminados, nodulosos o en mallas y por brechas con elementos pelíticos, que indican un medio de sabkha continental. Hacia la parte superior se observan dolomitas laminadas, intercaladas con yesos de medio intertidal.

El Miembro M2 (180 m) aflora ampliamente en el Anticlinal de Puquín. Formado por dos secuencias: AM2 (100 a 150 m) y BM2 (30 a 60 m), transgresivas en la base (marina somera) y regresivas al techo (lacustre). Las secuencias basales están compuestas por calizas, margas, lutitas negras ricas en materia orgánica y pirita. En la parte media y superior por lutitas verdes y rojas asociadas a yesos laminares.

El Miembro M3, que tiene un espesor de más de 170 metros, aflora en el Anticlinal de Puquín y se encuentra justo encima del Miembro M2. Su parte superior

(techo) está parcialmente erosionada. En la parte inferior, está compuesto por bancos arenosos de origen fluvial (de río) que se alternan con capas de lutitas, margas y calizas que se formaron en lagos (lacustres) y en ambientes de intermarea (intertidales). En estas secciones, se observa una secuencia donde el tamaño del grano y el espesor de la capa aumentan (grano-estrato creciente). Está formado principalmente por areniscas feldespáticas de color rojo y con un origen fluvial (depositadas por ríos).

Paleógeno

Formación Quilque. De edad Paleoceno Inferior, esta formación se compone de capas rojas reposan en discordancia erosiva sobre la Formación Puquín. Aflora al Oeste de la ciudad de Cuzco en los flancos del anticlinal de Puquín, y en los flancos de los anticlinales de Saylla, Occopata y Sondor. Su potencia supera los 150 m, presentando secuencias grano-estrato crecientes de lutitas, areniscas de color rojo y conglomerados calcáreos. Los depósitos areno-conglomeráticos son canalizados y presentan laminación cruzada. Las facies lacustres y de llanura de inundación, pasan gradualmente a las facies arenoconglomerádicas de un sistema fluvial de tipo braided, de procedencia suroeste.

Formación Chilca. Paleoceno Superior- Eoceno Basal. Esta formación se sitúa en la columna geológica por encima de la Formación Quilque (con una discordancia erosiva) y por debajo de la Formación Kayra (del Eoceno inferior). Su grosor (potencia) es significativo, superando los 100 metros. Está compuesta por lutitas rojas que contienen láminas de yeso, margas y areniscas calcáreas. Estas rocas indican un ambiente de lago (lacustre) o de llanura salina (sabkha). La composición cambia gradualmente hacia areniscas rojas feldespáticas, que corresponden a un sistema fluvial trenzado (tipo braided). Esto indica que los sedimentos se estaban

moviendo y depositando desde el Noreste (NE) y el Suroeste (SO). Las partes inferior y media de la formación contienen carofitas (un tipo de alga de agua dulce). El grosor de la formación y el tamaño de sus granos aumentan a medida que se avanza hacia el sur.

Grupo San Jerónimo

Consta de una potente serie de origen continental con una potencia superior a los 6000 m (Córdova, 1986).

Este grupo geológico, que pertenece a la época del Eoceno Inferior-Oligoceno Inferior, aflora principalmente en las regiones de Cusco y Sicuani. Está compuesto por las Formaciones Kayra y Soncco. Juntas, estas formaciones consisten en un conjunto de areniscas feldespáticas que se encuentran intercaladas con limolitas y algunos bancos de conglomerados. Estas rocas tienen un origen fluvial (depositadas por ríos), según la documentación de Carlotto (1998, 2002, 2006a). El grupo se encuentra en discordancia erosiva sobre las formaciones más antiguas, específicamente la Formación Quilque y la Formación Chilca.

Formación Kayra. Esta formación, que data del Eoceno Inferior, aflora de manera extensa al Sur de la ciudad del Cusco, constituyendo parte de estructuras geológicas como el Sinclinal de Anahuarqui y el Anticlinal de Puquín hacia el oeste. La formación está compuesta principalmente por areniscas feldespáticas, intercaladas con capas de lutitas rojas. Las características de las rocas (facies) indican que se depositaron en un ambiente de río trenzado (tipo braided) y en una llanura de inundación. La parte superior es más gruesa y se compone de areniscas y microconglomerados. Estos contienen fragmentos (clastos) de origen volcánico y cuarcítico, también depositados por ríos trenzados. A medida que se avanza hacia el sur, las capas de roca se vuelven más gruesas y comienzan a aparecer conglomerados

(rocas de grano grande). La formación concluye con capas de arena y limo (arenolimoso), que corresponden a facies de llanura de inundación. El grosor total (potencia) de esta unidad es excepcionalmente grande, variando entre 2000 y 3000 metros.

Formación Soncco. La formación Soncco, de edad Eoceno Superior-Oligoceno Inferior, sobreyace concordantemente a la Formación Kayra (Córdova, 1986). Siempre se encuentra aflorando junto a la Formación Kayra. La formación se divide en dos miembros:

Esta formación está dividida en dos grandes secciones o miembros, con espesores y composiciones distintas:

Miembro Inferior (200-300 m)

Esta sección, de 200 a 300 metros de grosor, se compone principalmente de lutitas rojas depositadas por ríos (fluviales). Estas lutitas se encuentran intercaladas con capas delgadas de areniscas finas que contienen indicios de mineralización de cobre.

Miembro Superior (1000-2000 m)

Esta sección es mucho más gruesa, con un espesor de 1000 a 2000 metros. Se caracteriza por:

- Areniscas que contienen clastos blandos (fragmentos de roca que no son muy resistentes).
- Conglomerados que contienen clastos volcánicos.

Ambos tipos de roca provienen de un sistema fluvial trenzado (tipo *braided*). Un rasgo notable es que el tamaño de los clastos (fragmentos) dentro de esta sección aumenta progresivamente hacia el sur.

Neógeno

Formación Punacancha. La presente formación, de edad Oligoceno-Mioceno, aflora al SE de la ciudad del Cusco, formando el sinclinorio del mismo nombre, entre Punacancha y el norte de Acomayo (cuenca Punacancha). Se encuentra limitada al Sur por la falla Anyarate-San Juan de Quihuare. Sobre ésta se encuentra, en discordancia angular, la Formación Paruro (Mioceno superior).

La Formación Punacancha puede dividirse en cuatro miembros:

El Miembro I tiene un grosor que varía desde la ausencia hasta 440 metros y solo se encuentra visible en la superficie (aflora) en el flanco noreste del sinclinal de Punacancha. Se encuentra directamente sobre la Formación Soncco con una discordancia erosiva (lo que implica un evento de erosión previa). Está compuesto por lutitas y limolitas rojas de origen fluvial (depositadas por ríos). Presenta facies de llanura de inundación e incluye algunos microconglomerados. Toba Volcánica: En la parte central de este miembro, se encuentra una capa de toba volcánica (roca formada por ceniza) con un espesor de 1 a 3 metros. Esta toba ha sido fechada mediante el método FT (Fisión de Trazas) en apatitos, arrojando una edad de 24.6 ± 2.1 millones de años (Ma).

Miembro II (> 700 m). Aflora en discordancia erosiva sobre el miembro anterior, con una secuencia grano estrato creciente de areniscas y conglomerados fluviales pudiendo aparecer clastos, de origen polimíctico aunque principalmente volcánico, de tamaño superior a los 0.50 m.

Miembro III (> 500 m). Aflora en discordancia progresiva al Miembro II, siendo esta una secuencia grano decreciente compuesta por areniscas y conglomerados de medios fluviales, y con clastos con tamaños máximos de 0.50 m.

El Miembro IV (> 300 m). Esta unidad geológica se encuentra sobre el Miembro III, y la forma en que se deposita indica una discordancia progresiva (las capas se superponen con un cambio gradual de inclinación o ambiente). Comienza con un conglomerado (roca formada por fragmentos grandes) en la base de la capa, con fragmentos (clastos) que miden más de 0.30 metros. La secuencia general es grano decreciente, lo que significa que el tamaño de las partículas disminuye a medida que se avanza hacia arriba. Está compuesta inicialmente por areniscas y conglomerados depositados por ríos (medios fluviales). La secuencia culmina con materiales más finos, como limolitas y lutitas, que se formaron en un ambiente de río y lago combinados (fluviolacustre).

Formación Paccaritambo. Esta formación geológica, que data del Mioceno Inferior, se encuentra visible en la superficie (aflora) principalmente en dos zonas: En el área que marca el límite entre la Cordillera Occidental y el Altiplano, específicamente cerca y sobre el sistema de fallas Huanoquite-Accha. Sobreyace en discordancia angular a la Formación Anta y al Grupo Yuncaypata.

Se compone de areniscas de grano grueso a fino con fragmentos de líticos, cuarzo y feldespatos, intercaladas con niveles de lutitas de colores púrpuras y marrones, de origen fluvial. Estos paquetes fluviales aparecen intercalados con conglomerados de ríos proximales o conos aluviales formando secuencias grano estrato creciente. Los clastos son polimícticos y pueden alcanzar tamaños de 0.30 m. La potencia de esta formación puede variar entre 100 y más de 300 m.

Formación Paruro. Esta formación, de edad Mioceno Superior, fue definida por Córdova (1986) y actualizada por Jaimes y Romero (1996), Carlotto et al. (1997) y Carlotto (1998). Aflora en el entorno de Paruro y se extiende hacia el Norte hasta Yaurisque y hacia el Sur hasta Cusibamba.

Los depósitos de esta unidad afloran en la cuenca Paruro en dirección NNO-SSE, la cual está controlada por las fallas NO-SE y NNO-SSE de Colcha-Coyabamba-Acomayo y Yaurisque-Papres-Acomayo.

La Formación Paruro se encuentra sobre varias formaciones más antiguas (Kayra, Soncco, Punacancha y el Grupo Yuncaypata) mediante una discordancia angular (las capas inferiores están inclinadas de forma diferente). Esta formación puede dividirse en dos miembros principales:

Miembro I (365 - 700 m)

El espesor: Varía entre 365 y 700 metros. Consiste en una mezcla de lutitas y limolitas de origen lacustre (de lago), junto con areniscas y conglomerados de origen fluvial (de río). Forma secuencias donde el tamaño del grano y el espesor de la capa disminuyen progresivamente (grano-estrato decrecientes).

Miembro II (800 - 1000 m)

El espesor: Varía entre 800 y 1000 metros. Posición: Aflora en una discordancia progresiva sobre el Miembro I. Está formado por conglomerados provenientes de conos aluviales. Esta capa forma una secuencia donde el tamaño del grano y el espesor aumentan (grano-estrato creciente), lo que indica que el material avanzó hacia la cuenca (progradación) desde el sur. Esto se asocia al movimiento del sistema de fallas Yaurisque-Papres (Jaimes y Romero, 1996). **Cuaternario**

Formación Chinchero. Esta formación, de edad Plioceno, por a su coloración, puede confundirse con la Formación Maras. Está constituida de brechas en una matriz arcillo-arenosa procedentes de la erosión de las formaciones Maras, Ayabacas y Puquín, que corresponden a conos aluviales torrenciales. La potencia de esta formación puede alcanzar una potencia máxima de 200 m, con secuencias grano decrecientes y estratodecrecientes (Cabrera, 1988), que evolucionan de secuencias de

conos torrenciales interestratificadas a medios fluvio-torrenciales con clastos subredondeados hacia techo de la formación.

Formación Rumicolca, Corresponde a un conjunto de pequeños cuerpos volcánicos de edad Plio-Cuaternario que afloran en el límite Altiplano-Cordillera Oriental. Cuando el edificio se encuentra bien preservado, se observan coladas de tipo aa como en el caso de Rumicolca.

Los edificios volcánicos de esta formación indican la presencia de una zona de fallas activas ubicada en el límite entre la Cordillera Oriental y el Altiplano. Esta zona coincide con el extenso sistema de fallas Urcos-Sicuani-Ayaviri (que corre en dirección Noroeste-Sureste, NO-SE). Por lo tanto, se puede concluir que la actividad magmática (el movimiento del magma) está íntimamente ligada y controlada por la presencia de estos sistemas de fallas activos. Las lavas que erupcionaron en esta zona son principalmente rocas volcánicas ricas en potasio, como andesitas, dacitas y traquitas, incluyendo también shoshonitas. El color de estas rocas es oscuro, variando del negro al gris.

El volcán Rumicolca produjo el cierre de la Depresión de Cusco dando lugar a la aparición del lago Morkill y el depósito de los sedimentos de la Formación San Sebastián.

Formación San Sebastián. Fue definida por Gregory (1916) en la Depresión de Cuzco, donde sobreyace al basamento Cretácico y Terciario. Está caracterizada por formar dos secuencias (Cabrera, 1988): la primera, grano decreciente, está constituida por secuencias de areniscas fluviales de canales braided en ambientes deltaicos, y lutitas lacustres o palustres. La parte superior de la formación está caracterizada por niveles diatomíticos y calcáreos. La segunda secuencia, grano creciente, está compuesta por conglomerados y areniscas de conos-terrazas fluvio-torrenciales, que

indican el cierre de la cuenca, expuesto por la presencia de estructuras compresivas sinsedimentarias (Cabrera, 1988). La mayor parte de esta formación, que tiene un grosor de 70 metros, está compuesta por sedimentos de río y lago (fluvio-lacustres). En la Zona Noroccidental (Proximal): En esta parte de la cuenca, se encuentran secuencias torrenciales y de ríos que, hacia arriba y hacia el este, evolucionan a depósitos de río y lago. Hacia el Este (Oriental): En esta dirección, aparecen las facies lacustres y palustres (sedimentos de lago y pantano, respectivamente). Esta formación corresponde a un pequeño lago que fue represado, probablemente por morrenas glaciares en una depresión menor, como sugirió Gregory (1914a). Este sitio es notable por contener un importante yacimiento de fósiles de vertebrados de edad Pleistocena, que incluyen: Perezosos terrestres gigantes: *Scelidotheriinae* sp. (Hoffstetter, 1968) y *Mylodontinae*. Mamuts o parientes: *Cuvieronius hyodon*. Camélidos: *Lama* sp. (Eaton, 1914).

Depósitos Glaciares

Las morrenas se ubican principalmente al pie de las Montañas del Pachatusan y se hallan afectados por fallas activas. Consiste en depósitos compuestos por gravas y bloques de diferentes tamaños con matriz variable, con limos arenosos y arcillas.

Cuaternario Aluvial

A esta unidad pertenecen las terrazas aluviales del río Vilcanota y los conos presentes en las desembocaduras de las quebradas adyacentes al río.

Los conos están conformados por bloques y gravas de calizas, cuarcitas, areniscas, rocas volcánicas, etc., envueltos por una matriz areno-arcillosa.

Cuaternario Fluvial

Estos depósitos están presentes en el fondo de los valles, compuestas por gravas en matriz arenosa y lutitas arenosas con mayor o menor proporción de arcillas, correspondientes estas últimas a episodios de desborde del río.

Depósitos Palustres y Lacustres

De edad Cuaternario, estos depósitos se concentran en Accha, Pomacanchi y Huacarpay, donde evidencian el retroceso de estas lagunas. Los depósitos lacustres están compuestos principalmente por arcillas con niveles de turba con alto contenido en sales y en ocasiones macrofauna fósil.

Depósitos Coluviales

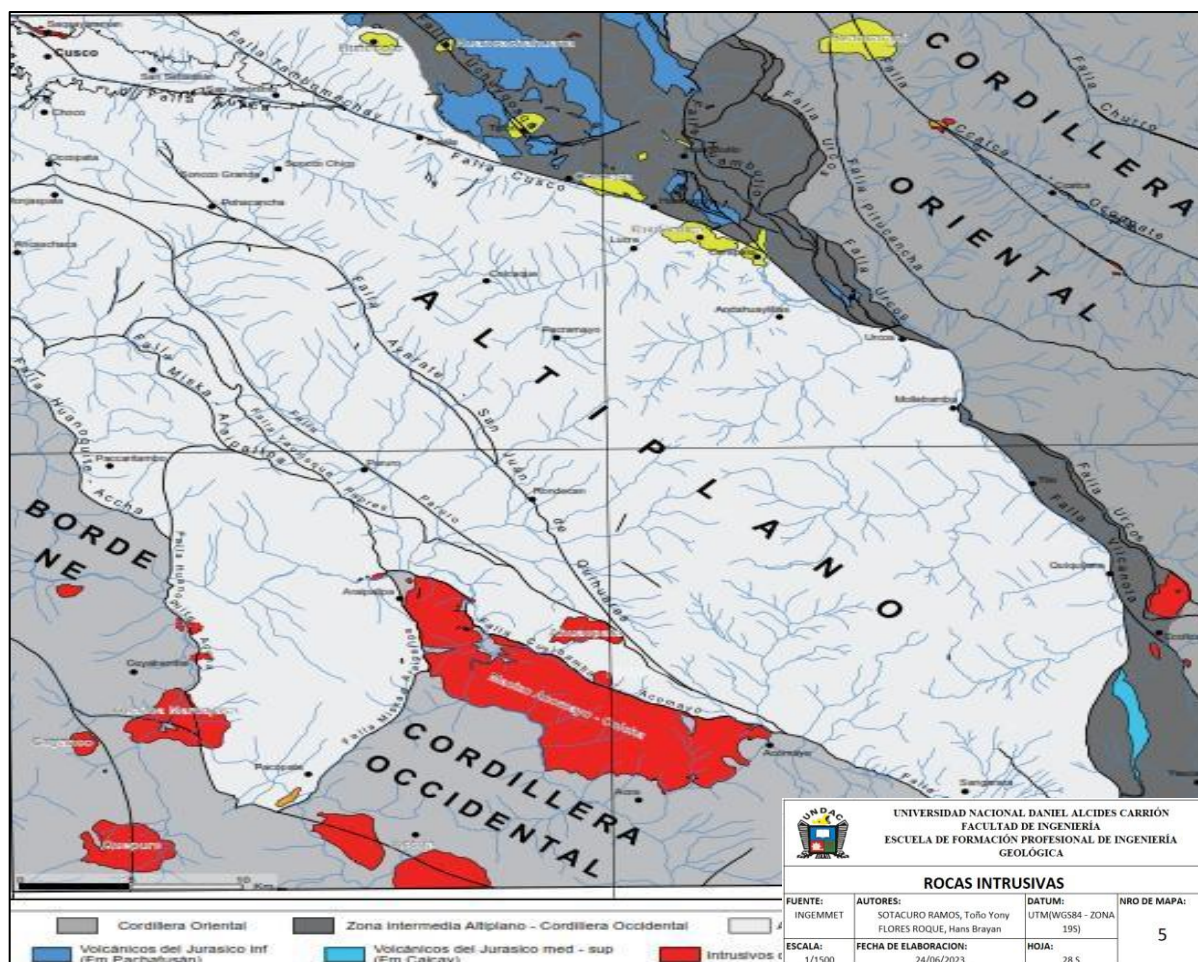
Los depósitos de pendiente (material que se desliza o cae por laderas) son fenómenos que, si son lo suficientemente grandes, pueden llegar a represar (bloquear) ríos caudalosos, como sucedió históricamente con el Río Apurímac en el caso de San Lorenzo. En la zona, se destacan varios deslizamientos activos (que aún se mueven o tienen potencial de hacerlo): Huamancharpa: Cerca de la ciudad de Cusco. Valle del Saphy. Yaurisque.

Rocas intrusivas

El cuadrángulo de Cusco exhibe una variedad de rocas ígneas (formadas por magma) que se dividen en dos categorías principales. Rocas que se formaron bajo la superficie, como los stocks, batolitos y algunos domos. Rocas formadas en la superficie. Estas incluyen: Antiguas: Basaltos, espilitas y dacitas del Grupo Mitu. Intercaladas: Tobas piroclásticas (ceniza volcánica) dentro de las capas sedimentarias del Cenozoico. Recientes: Rocas volcánicas shoshoníticas del período Cuaternario. La mayor concentración de esta actividad magmática se localiza en los bordes norte y sur del Altiplano. Esta ubicación no es casual, sino que se alinea con

grandes sistemas de fallas que ponen en contacto el Altiplano con la Cordillera Occidental y la Cordillera Oriental, respectivamente.

Foto 5. Rocas ígneas del cuadrángulo de Cuzco.



Fuente Ingemmet

Intrusivos de la Cordillera Oriental

En la Cordillera Oriental se encuentran varios stocks y cuerpos intrusivos menores (de menos de 1 km de tamaño) de rocas plutónicas. Estos cuerpos intrusivos atraviesan (cortan) las rocas de las formaciones Ananea y Ccatca, y varían en composición: Composición Sienítica:

Se encuentra en los plutones ubicados al noreste de Umuto y en la quebrada Sonccamarca. Composición Diorítica: Se observa en los cuerpos de Ccoyapampa y del cerro Acanacu. Debido a que todas estas rocas intrusivas atraviesan y cortan rocas

sedimentarias que datan del Siluro-Devónico, se deduce que el momento de su formación y emplazamiento no puede ser anterior al Devónico.

Intrusivos de la Zona Intermedia Altiplano-Cordillera Oriental

En el Anticlinal del Vilcanota, el Grupo Copacabana (Pérmico inferior) se encuentra cortado por algunos stocks e intrusivos, específicamente en el cerro Curi, en las cercanías de Quiquijana, en Buenavista y en Pantipata.

Pantipata

En el centro del Anticlinal de Vilcanota se encuentra un stock (un cuerpo de roca plutónica) que ha penetrado las calizas del Grupo Copacabana. Es de tipo sienítico. Presenta una textura granular y una coloración rosada. Contiene principalmente feldespatos potásicos y plagioclasa, con muy poco cuarzo. Se observa un metamorfismo de contacto débil debido a la intrusión. La evidencia es que las calizas adyacentes han sido marmolizadas y recrystalizadas por el calor. Dado que el stock penetra las calizas del Pérmico inferior, su formación debe ser posterior al Pérmico (post-pérmica). Tentativamente, se le asigna una edad Cenozoica.

Quiquijana

En el Cerro Curi, al sureste de Quiquijana, existe un cuerpo intrusivo de granodiorita de unos 3 km de extensión. Este cuerpo corta las calizas del Grupo Copacabana, y en ese punto de contacto, ha provocado la formación de pequeños skarns de magnetita. Se extiende hacia el sur, donde está controlado por la Falla Urcos. Es una roca granodiorítica de grano fino, con una tendencia porfirítica (cristales grandes incrustados en una matriz fina). Es leucócrata (de color claro). La roca está compuesta por: plagioclasas, ortosa, cuarzo, hornblenda verde y óxidos de FeTi. Presenta dos etapas de cristalización: Cristales grandes, bien formados (euhedrales) y zonados. Cristales de menor tamaño (euhedrales o anhedrales), similares en tamaño

al cuarzo, la ortosa y la hornblenda. La plagioclasea se encuentra considerablemente sericitizada y la ortosa está argilizada (ambos son signos de alteración hidrotermal). Debido a que esta granodiorita de Quiquijana penetra rocas que datan del Paleozoico Superior, su emplazamiento debe ser posterior a ese periodo geológico.

Intrusivos del altiplano

Saqsaywaman. Cerca de la ciudad de Cusco, afloran varios cuerpos intrusivos pequeños, siendo el más notable el stock de Sacsayhuamán. Un apófisis (ramificación) de este stock, conocido como El Rodadero, tiene aproximadamente 200 metros de diámetro. Es una roca maciza, densa y de grano fino con una textura granular. Se clasifica como un pórfido diorítico con augita. El stock contiene cristales oscuros de augita y pequeños agregados de epidota. Sin embargo, las rocas están muy alteradas: La augita, plagioclasea y ortosa han sido reemplazadas por una mezcla de minerales secundarios como clorita, tremolita, epidota, prehnita, calcita y sericita. También están presentes la titanita, apatita e ilmenita. Dado que este cuerpo intrusivo corta y penetra los sedimentos de las formaciones Maras y Ayabacas (que datan del Albano-Turoniano), se estima que su emplazamiento es posterior a ese período, confiriéndole una edad Cenozoica.

Intrusivos del límite altiplano-cordillera occidental

La intrusión más importante del cuadrángulo de Cusco (80 km) corresponde al macizo batolítico de Acomayo-Colcha. Se emplaza en el límite entre la Cordillera Occidental y el Altiplano, el cual se encuentra intersectado por fallas que fueron aprovechadas para su emplazamiento, como es el caso de la falla Cusibamba-Acomayo. En esta zona de transición aparecen numerosos stocks de pequeñas dimensiones (menores de 3 Km) que recortan las formaciones sedimentarias.

El macizo batolítico de Acomayo-Colcha. Ubicado entre las localidades de Acomayo y Colcha, presenta una morfología alargada con dirección NO-SE, intruyendo a las rocas mesozoicas de las formaciones Maras y Ayabacas dando lugar a skarns de magnetita. El Macizo de Acomayo-Colcha es un gran cuerpo de roca intrusiva con una edad que oscila entre el Cretácico medio y el Eoceno Inferior. El macizo fue expuesto en la superficie por la falla Cusibamba-Acomayo, que también provocó el cabalgamiento (deslizamiento de roca sobre otra) de la Formación Kayra (Eoceno inferior). La parte sur del macizo está cubierta por los conglomerados de la Formación Anta. Se divide en dos cuerpos separados por una zona de alteración: Colcha (al oeste) y Acomayo (al este). El macizo se formó a partir de facies cumulativas (rocas que se cristalizaron y acumularon en el fondo de una cámara magmática). Predominan los gabros (incluyendo gabros con olivino, hornblenda y anortositas), monzogabros, monzodioritas, cuarzomonzogabros, cuarzomonzodioritas y monzonitas. Son rocas masivas de color gris claro a gris oscuro. Algunas aparecen estratificadas, con alternancias de niveles claros y oscuros de pocos centímetros. Son holocristalinas faneríticas (todos los cristales son visibles) con una textura granular que varía de grano grueso a fino. Están compuestos principalmente por oligoclasa, ortosa, biotita, hornblenda, piroxeno, y a veces una pequeña cantidad de cuarzo. Minerales como la plagioclasa, piroxenos y olivino fueron los primeros en formarse (minerales cúmulos) y están cementados por minerales más tardíos (biotita, ilmenita y hornblenda). Hacia los bordes del intrusivo, las rocas se enriquecen en hornblenda verde y cambian a composiciones más félsicas (monzodioríticas y monzoníticas). En los bordes y las zonas de falla, las rocas han sufrido transformaciones: La hornblenda verde ha reemplazado al clinopiroxeno. La biotita y la plagioclasa se han transformado en clorita, preinita, epidota y sericita. El olivino y el ortopiroxeno están a

menudo alterados a serpentina y/o esmectita. Alteración General: En algunos sectores, las rocas muestran una alteración significativa, principalmente propilítica y silicificación.

Los stocks e intrusivos menores de Ahuacpata y Paltapata. Las rocas intrusivas que se encuentran en los cerros Ahuacpata y Paltapata tienen una extensión limitada (no más de 2.5 km). Estas rocas han cortado y penetrado las siguientes formaciones: Las calizas de la Formación Ayabacas y los yesos y lutitas de la Formación Maras. Además, están en contacto con la Formación Paruro a través de la Falla Paruro. Litológicamente están representadas principalmente por dioritas, monzodioritas y cuarzomonzodioritas de textura granular, con presencia de plagioclasas oligoclasa-andesina, ortosas, escaso cuarzo, hornblenda verde, biotita, clinopiroxeno, apatito, magnetita y esfena. Los feldespatos presentan una débil alteración a arcilla y sericita. La biotita se altera a clorita. En la parte externa del plutón, las dioritas presentan una textura más fina con alteración propilítica y silicificación débil.

La sienita de Araipallpa. Cerca de Araipallpa, afloran de forma desordenada (caótica) dos cuerpos de roca sienítica que han penetrado y cortado los gabros del Macizo de Acomayo-Colcha, que datan del Eoceno. Cerca de Colcha, también se observan varios diques (cuerpos de roca tabular que cortan otras capas) de pocos centímetros de grosor. Estos diques son de color rosado, están epidotizados (alterados con el mineral epidota) y presentan una textura granofírica. Corresponde a una sienita alcalina compuesta por: Minerales Felsicos (claros): Ortosa, plagioclasa (ligeramente sericitizada y argilitizada), pertita y cuarzo y minerales Máficos (oscuros): Biotita, actinolita, clorita, minerales opacos, esfena, epidota y prehnita.

Los intrusivos de la cordillera occidental

Las formaciones geológicas Soraya y Ferrobamba (esta última compuesta por calizas) han sido penetradas (intruidas) por varios cuerpos ígneos grandes, que son parte del extenso Batolito Andahuaylas-Yauri. Los principales cuerpos intrusivos en esta zona son los de Accha, Quepuro, Cuyanco, Cerro Huanca Marcacasa, Occotuna y Huata. Batolito: Estos cuerpos constituyen los afloramientos más al norte (septentrionales) del Batolito Andahuaylas-Yauri, una masa de roca que es visible en superficie a lo largo de más de 300 km de largo y 60 km de ancho. En el punto donde las calizas de la Formación Ferrobamba entran en contacto con las rocas intrusivas (como en Accha), es común que se produzca una reacción química que forma skarns (rocas metamórficas ricas en silicatos de calcio).

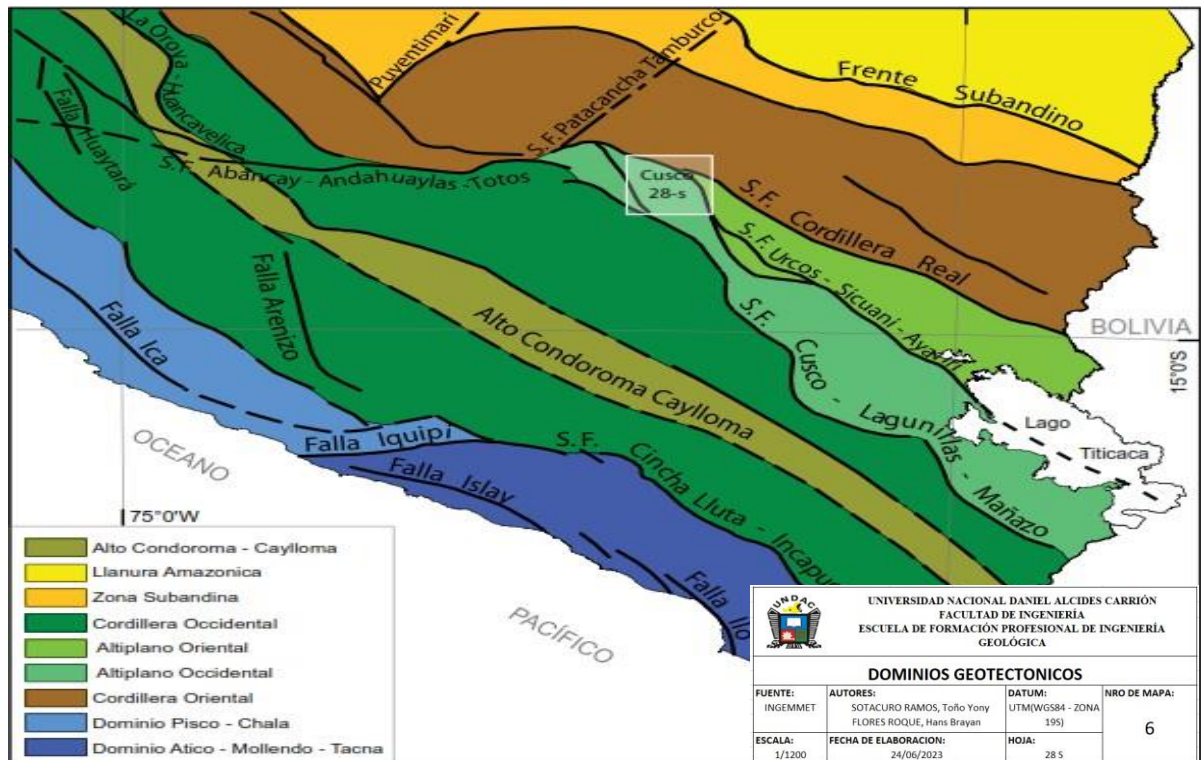
El cuerpo batolítico de Accha. El Batolito de Accha es un cuerpo de roca ígnea de edad Eoceno inferior (Carlotto, 1998) que se ubica al sur de Accha. Ubicación y Geometría: Tiene una forma alargada con orientación Noroeste-Sureste (NO-SE). Se sitúa a lo largo de la Falla Huanquite-Accha. Cubre una superficie aproximada de 12 kilómetros cuadrados. Los conglomerados de la Formación Anta se encuentran justo encima de este cuerpo intrusivo. El batolito intruye (corta y penetra) a las calizas de la Formación Ferrobamba y a las lutitas de la Formación Maras. En el punto de contacto, provoca la formación de pequeños cuerpos de skarn de magnetita. Está formado principalmente por cuarzomonzonitas, que son rocas holocristalinas faneríticas (todos los cristales son visibles). Su composición principal incluye oligoclasa-andesina, ortosa, cuarzo, biotita, clinopiroxeno, hornblenda, y minerales accesorios como apatito, esfena y minerales opacos. La roca muestra signos de alteración: los feldespatos están alterados de forma débil a moderada a sericita y arcillas, y la biotita está deformada y alterada a clorita.

Los macizos de Quepuro, Cuyanco, Huanca Marcacasa y Huata. Estos cuerpos intrusivos, que incluyen los plutones de Marcacasa (Viruna), Quepuro y Cuyanco, se presentan como cuerpos aislados aunque son parte de un batolito más grande. Se les ha asignado una edad tentativa de Eoceno-Oligoceno. Estos cuerpos cortan las cuarcitas de la Formación Soraya y las calizas de la Formación Ferrobamba. Están cubiertos por los conglomerados de la Formación Anta y del Grupo Tacaza. Marcacasa (Viruna): Se sitúa sobre la falla Huanoquite-Accha. Quepuro y Cuyanco: Se encuentran al suroeste de esa falla y en el centro del Anticlinal de Lorota. Predominan las cuarzodioritas (como en Cuyanco), aunque también se encuentran granitoides (como en Quepuro y Viruna). Composición de la Cuarzodiorita: Son rocas de grano medio a fino, compuestas esencialmente por andesina, ortosa, clinopiroxeno y esfena. Las rocas presentan una alteración propilítica débil. En algunos lugares, como Viruna, se observa alteración argílica (transformación en arcillas).

Geología estructural y evolución geodinámica

En el entorno del estudio se pueden diferenciar cuatro dominios estructurales diferenciados por un estilo tectónico propio: Cordillera Oriental, zona intermedia Altiplano-Cordillera Oriental, Altiplano y borde de la Cordillera Occidental.

Foto 6. Mapa de dominios geotectónicos del sur de Perú y la localización del cuadrángulo de Cusco.



Carlotto et al. (2010).

Cordillera Oriental. La Cordillera Oriental, situada en el extremo noreste del área, es una región dominada por estructuras tectónicas con una orientación general Noroeste-Sureste (NO-SE). Pliegues: Se caracteriza por la presencia de anticlinales y sinclinales abiertos (pliegues suaves) con dirección NO-SE. Posee fallas inversas (donde un bloque sube sobre otro) con la misma dirección NO-SE y vergencia hacia el Suroeste (SO). Estas estructuras afectan a rocas antiguas como las pizarras (Formación Ananea) y las cuarcitas/diamictitas (Formación Ccatca). El límite y la estructura interna de la cordillera están controlados por grandes fallas: Límite Suroeste: Está controlado por la Falla Urcos (dirección NO-SE), que pone la cordillera en contacto con la Zona Intermedia Altiplano-Cordillera Oriental. Hacia el Noreste: Se encuentran las fallas Pitucancho, Ccatca-Ocongate y Churo, que son generalmente inversas y tienen vergencia al SO. Falla Ccatca-Ocongate: Esta falla es

una excepción, ya que es subvertical y forma una curva (sigmoide) que fue crucial para la apertura de la cuenca pliocuaternaria de Ccatca. Las fallas han actuado como conductos para el magma. Sobre estas estructuras se han emplazado:

- Brechas volcánicas del Grupo Mitu.
- Pequeños cuerpos intrusivos como Acanacu y Cerro Ccoyapampa.
- El volcán shoshonítico de Huancarani (Raqchi).

Adicionalmente este conjunto de fallas muestra evidencias de haber controlado la sedimentación de las diamictitas con de deslizamientos sinsedimentarios que afectan las secuencias y dieron lugar a la formación de olistolitos de la Formación Ccatca durante el Devónico terminal-Carbonífero temprano. Según lo expuesto, se puede intuir que estas fallas deben ser profundas y antiguas, jugando un papel importante en la evolución de la Cordillera Oriental. Los pliegues NO-SE están asociados a una esquistosidad de plano axial S1, apareciendo en las cuarcitas y diamictitas de la Formación Ccatca, pliegues NE-SO, cuya fase de deformación dió lugar a una segunda foliación, S2. Esta deformación se originó en una fase compresiva denominada eohercínica del Devónico terminal (Marocco, 1978).

La Cordillera Oriental se considera la zona central de una antigua cuenca del Paleozoico inferior, interpretada como una cuenca de antepaís (Jaillard et al., 2000). En el cuadrángulo de Cusco, solo se encuentran rocas del Siluro-Devónico porque forman el nivel de despegue de los cabalgamientos (fallas donde la roca se desliza horizontalmente). Se ha interpretado que la cordillera es el resultado de la inversión tectónica (reactivación de estructuras con un sentido opuesto) del antiguo *rift* (falla extensional) del Triásico-Jurásico, un proceso ocurrido durante la Deformación Andina (Carlotto, 1998; Sempere et al., 2002). Este proceso causó el afloramiento de rocas profundas y la erosión de las capas más jóvenes (Mesozoicas y Cenozoicas) que

las cubrían. La inversión tectónica y el movimiento de las fallas del borde suroeste de la cordillera habrían comenzado a finales del Paleoceno o principios del Eoceno. Los levantamientos principales se produjeron a partir del Eoceno superior (Barnes et al., 2006). A lo largo del eje central actual de la Cordillera Oriental, especialmente en la zona Zongo-San Gabán, también se ha documentado una importante actividad térmica y tectónica que ocurrió durante el Eoceno superior (Clark et al., 1990).

Zona intermedia Altiplano-Cordillera Oriental

La Zona Intermedia Altiplano-Cordillera Oriental está dominada por el Anticlinal de Vilcanota, una estructura orientada Noroeste-Sureste (NO-SE) que se extiende hasta Sicuani, aunque puede desaparecer localmente (como en Urcos). Los anticlinales de Vilcanota y Rondobamba están separados por la Falla Uchuyqosqo. Estos anticlinales, junto con el Anticlinal de Chicha y el Sinclinal de Tuntoy, están controlados por las Fallas Urcos, Huambutío y Vilcanota. Se interpreta que estas estructuras se originaron como horst y grabens (bloques levantados y hundidos) durante el Triásico-Jurásico. Fueron invertidas tectónicamente (las estructuras extensionales se reactivaron por compresión) durante el Cenozoico. Este sinclinal es un graben de forma romboédrica (hundido entre las fallas Urcos y Huambutío), que fue rellenado por la Formación Caicay en el Jurásico medio-superior y luego invertido. La complejidad estructural es el resultado de la Deformación Andina, controlada por curvas (sigmoides) en las fallas que delimitan microbloques (como Huambutío o Caicay-Huayllabamba). Las fallas de este sistema han tenido un movimiento histórico complejo: Fueron de rumbo dextral (deslizamiento hacia la derecha) en el Eoceno inferior. Pasaron a ser de rumbo sinistral (deslizamiento hacia la izquierda) durante varios períodos del Oligoceno-Mioceno.

En el sureste (SE), cerca de Quiquijana, se encuentra el Anticlinal Pucara, controlado por las fallas Vilcanota y Urcos (ambas orientadas NO-SE y con vergencia general al SE). Estas fallas marcaron un límite geográfico crucial en el Mesozoico, separando la antigua cuenca oriental (al NE) del alto estructural Cusco-Puno (al SO). En ese tiempo, operaban como fallas normales (por extensión). Durante el Cenozoico, las fallas se invirtieron, actuando principalmente como fallas inversas y fallas de rumbo (deslizamiento horizontal), con movimientos dextrales y sinestrales. Esta actividad generó movimientos de transtensión y transpresión que controlaron la formación de cuencas sedimentarias, como las de San Jerónimo y Punacancha. Estas fallas también crearon estructuras complejas como dúplex y zonas triangulares, lo que explica la presencia de formas curvas (sigmoides) en la roca, por ejemplo, al noreste de Andahuaylillas. Varios volcanes monogenéticos shoshoníticos (pequeños, de una sola erupción) del Pliocuatnario, como Rumicolca y Oropesa, se localizan directamente sobre estas fallas, especialmente la Falla Vilcanota. La composición potásica de estas rocas volcánicas sugiere que las fallas Vilcanota y U-S-A son estructuras profundas y muy antiguas que delimitan bloques litosféricos, posiblemente acrecionados (unidos) a la Amazonía ya en el Mesoproterozoico (Carrier et al., 2005). Es importante destacar que muchas de estas fallas siguen activas y continúan controlando la evolución tectónica reciente del área (Cabrera, 1988).

Altiplano. Aquí tienes una paráfrasis simple y estructurada que describe la estructura tectónica del Altiplano en el cuadrángulo de Cusco: La unidad geomorfológica del Altiplano constituye la mayor parte del cuadrángulo de Cusco y se caracteriza por estar limitada y deformada por grandes sistemas de fallas y un complejo patrón de pliegues. El Altiplano está delimitado por grandes sistemas de fallas: Noreste (NE): Limitado por las fallas Vilcanota, Cusco y Uchuyqosqo (todas

NO-SE), que son parte del sistema Urcos-Sicuani-Ayaviri (U-S-A) y marcan la Zona Intermedia. Sur (S): Separado de la Cordillera Occidental por fallas NO-SE (Pomacanchi y Cusibamba-Acomayo) y fallas N-S a NNO-SSE (Miska-Araipallpa y Huanoquite-Accha). Estas pertenecen al sistema de fallas Cusco-Lagunillas-Mañazo (C-L-M). El Altiplano presenta un conjunto de pliegues que afectan tanto a su sustrato Mesozoico como a las capas rojas Cenozoicas (Grupos San Jerónimo, Punacancha, Paccaritambo y Paruro). Son principalmente pliegues abiertos (suaves), interpretados como pliegues de amortiguamiento (Carlotto, 2006). Destacan el Sinclinal de San Juan de Quihuas y el Sinclinal de Andahuaylillas, separados por el Anticlinal de Saylla-Lucre, el cual tiene una forma de cofre. Variación Local: Hacia el Noroeste (NO), los pliegues se vuelven más apretados, como el Anticlinal de Monjastapa (orientación E-O) que está parcialmente volcado. Pliegues de Interferencia: Son comunes los pliegues con dirección NE-SO que han deformado los ejes de los pliegues NO-SE (por ejemplo, en el núcleo del Anticlinal de Saylla-Lucre). Las rocas muestran dos sistemas de esquistosidad de fractura (planos de debilidad): S2 (NO-SE): Paralela a los pliegues de primera generación. S1 (NE-SO): Paralela a los pliegues de segunda generación.

El Altiplano en el área de Cusco está organizado en tres subcuencas (sinclinales) separadas por dos altos estructurales (anticlinales), conocidos como los altos de Monjaspata y Puquín (Córdova, 1986; Carlotto, 1998). Los Altos Estructurales (Anticlinales) Anticlinal de Monjaspata: Dirección E-O que separa la subcuenca Ancaschaca (Sur) de Cusco-San Jerónimo (Norte). Su núcleo está formado por las formaciones Puquín, Quilque y Chilca. Controla las discordancias progresivas en sus flancos (Ancaschaca al Sur y Occopata/Ccorca al Norte), actuando como un borde activo durante la sedimentación de la Formación Soncco. Anticlinal de Puquín:

Un alto estructural clave que limita las subcuencas Ccorca y Cusco-San Jerónimo. Los estudios indican que estas depresiones se formaron por movimientos tectónicos de rumbo dextral (deslizamiento a la derecha) entre 52 y 43 millones de años (Ma) (cuenca Kayra), reactivando estructuras antiguas (fallas Huanoquite-Accha, anticlinales Monjaspata y Puquín, Falla Anyarate-San Juan de Quihuare). Alrededor del Eoceno medio (43 Ma), las fallas comenzaron a cabalgamientos (un bloque sube sobre otro) y a formar pliegues de amortiguamiento. Monjaspata como Pliegue de Amortiguamiento: El Anticlinal Monjaspata se interpreta como un pliegue que absorbió el movimiento de la Falla Anyarate-San Juan de Quihuare, lo que indujo su crecimiento y, en consecuencia, el desarrollo de las discordancias progresivas en sus flancos. Los esfuerzos tectónicos durante este período fueron de compresión NE-SO y N-S, compatibles con los ejes de plegamiento sinsedimentario. La geometría de las discordancias progresivas está ligada a movimientos de rumbo sinistral (deslizamiento a la izquierda) asociados a los cabalgamientos.

El análisis estructural de la región permite distinguir dos grandes eventos tectónicos principales que moldearon el paisaje Cenozoico: Primer Evento (52 - 43 Ma). Tipo de Movimiento: Relacionado con movimientos de rumbo dextral (deslizamiento a la derecha). Provocó la individualización de la subcuenca Kayra. 2. Segundo Evento (43 - 30 Ma). Tipo de Movimiento: Compresivo. Como resultado se produjo la sedimentación de la cuenca Soncco, la formación de cabalgamientos y el desarrollo de discordancias progresivas. Varias fallas controlaron la evolución posterior de las cuencas: Falla Anyarate-San Juan de Quihuare: Fue importante durante el Eoceno-Oligoceno inferior. Actualmente, controla los afloramientos de la Formación Punacancha y el sinclinal de San Juan de Quihuare. Falla Yaurisque-Papres: De dirección NO-SE, se une a la Falla Paruro (que está sellada por la

Formación Paruro). Controla el borde sur de los afloramientos de la Formación Paruro y su cuenca. Hace 12 Ma: Movimientos de rumbo sinistral permitieron la apertura y sedimentación del miembro inferior de la cuenca Paruro. Hace 7 Ma: La falla cambió a un componente inverso, causando el relleno sedimentario grueso, la deformación sinsedimentaria y el sinclinal de San Juan de Quihuales. Fallas Maska-Araipalla y Huanoquite-Accha: Con dirección N-S, estas fallas limitan el sinclinal de San Lorenzo. Corresponde al alto estructural Cusco-Puno, limitado por los sistemas de fallas U-S-A y C-L-M. Las rocas Mesozoicas aquí son más delgadas en comparación con la antigua cuenca occidental (borde norte de la Cordillera Occidental). Se depositaron localmente más de 10,000 metros de sedimentos de capas rojas formados en cuencas que crecían junto con la deformación tectónica (cuencas sinorogénicas). Un gran cuerpo de roca salina o yeso ascendente (diapiro de 10 × 8 km) se encuentra al suroeste (SO) del Altiplano. Corta estructuras como el anticlinal de Saylla-Lucre y el sinclinal de San Juan de Quihuales. Su ascenso parece haber comenzado al menos en el Oligoceno superior-Mioceno inferior, como lo demuestran los clastos de calizas y yesos en la Formación Punacancha.

Borde noreste de la Cordillera Occidental. La Cordillera Occidental está separada del Altiplano por una zona de transición controlada por un conjunto de grandes fallas que forman parte del sistema regional Cusco-Lagunillas-Mañazo (C-L-M). Fallas Fronterizas y Cuerpos Magmáticos. La zona de transición incluye fallas NO-SE (Pomacanchis y Acomayo) y fallas N-S a NNO-SSE (Huanoquite-Accha y Maska-Araipallpa). La Falla Cusibamba-Acomayo: Esta falla controló el afloramiento del macizo batolítico de Acomayo-Colcha (gabroides del Eoceno-Oligoceno inferior), sugiriendo que facilitó el ascenso de este magma. Se une a la Falla Maska-Araipallpa, creando una zona triangular rellena por la Formación Anta. Falla Huanoquite-

Accha: Al sur, comienza con orientación NO-SE, controlando los cuerpos del macizo de Accha, y luego cambia a NNO-SSE para separar el Sinclinal de San Lorenzo (Altiplano) del Anticlinal Molle Molle (Cordillera Occidental). Es un límite claro entre ambas unidades y controla los intrusivos de Huanca Marcacasa. Las rocas en la cordillera están deformadas por pliegues cilíndricos y cerrados, con planos axiales verticales o ligeramente inclinados al NE. La deformación afectó principalmente a la Formación Anta y el Grupo Tacaza. Anticlinal de Lorota: Es un anticlinorio (gran anticlinal compuesto por pliegues menores) de orientación E-O, con la Formación Soraya en el núcleo y la Formación Ferrobamba plegada en los flancos. Deformación en Ferrobamba: Las calizas Ferrobamba muestran una mayor deformación debido a deslizamientos sinsedimentarios y al evento tectónico compresivo que comenzó en el Eoceno (43 Ma). Falla Quepuro: Ubicada en el extremo suroeste, esta falla NO-SE controla los afloramientos más al sur de la Formación Anta, al norte del Grupo Tacaza, y el cuerpo intrusivo de Quepuro. Esta zona fue el borde noreste de la antigua cuenca occidental mesozoica, que recibió una sedimentación Mesozoica más potente (Formaciones Soraya y Ferrobamba) en contraste con el Alto Cusco-Puno (Altiplano). En el Cenozoico, las fallas que originalmente eran normales actuaron como fallas inversas y de rumbo. Esto causó el levantamiento del borde norte de la antigua cuenca (la protocordillera Occidental) y controló la formación de las cuencas Anta y Tacaza. Las fallas también controlaron el emplazamiento de los grandes cuerpos intrusivos del Batolito Andahuaylas-Yauri (como Acomayo-Colcha y Accha) durante el Eoceno-Oligoceno, cuya presencia es más notoria hacia el sur del cuadrángulo.

Neotectónica

La región de Cusco se caracteriza por una actividad sísmica superficial significativa.

 Evolución de la Definición de Falla Activa. Antes, una falla activa era la que había experimentado reactivaciones durante el Holoceno (es decir, en los últimos 10,000 años). Hoy en día, una falla se considera activa si ha tenido movimiento o "juegos" durante todo el Cuaternario (es decir, desde hace $\text{2.5 millones de años}$), y por lo tanto, tiene potencial de reactivarse. El cuadrángulo de Cusco presenta varias fallas activas, estudiadas en detalle por

Sebrier et al. (1982) y Cabrera (1988). Estas fallas regionales han controlado la evolución tectónica y sedimentaria pliocuaternaria, principalmente en las cuencas Cusco y Ccatca. Las fallas activas se localizan en la zona intermedia Altiplano-Cordillera Oriental y en el límite Altiplano-Cordillera Occidental. Se pueden diferenciar claramente dos sectores (Cabrera, 1988): **Sistema de fallas Cusco**. Dentro del sistema Cusco se han reconocido las fallas de Tambomachay, Tamboray, Qoricocha, Pachatusan y Zurite

Sistema de fallas Vilcanota. Corresponden a este sistema las fallas de Pomacanchis, Pampamarca y Langui.

Foto 7. Fallas geotectónicas en el entorno del proyecto.



Fuente INGEMMET

A continuación, se describen las principales fallas activas:

Falla Tambomachay. La Falla Tambomachay está ubicada al Norte de la ciudad del Cusco y tiene una orientación general Noroeste-Sureste (NO-SE) a Oeste-Noroeste-Este-Sureste (ONO-ESE). Esta falla separa la Meseta de Sacsaywaman de las Montañas del Cusco, poniendo en contacto rocas del Grupo Yuncaypata (Cretácico) con rocas del Grupo San Jerónimo (Eoceno-Oligoceno). Es una falla antigua que ha tenido múltiples reactivaciones desde el Mesozoico. Movimiento Cenozoico: En el Cenozoico, experimentó movimientos de rumbo (horizontal) y movimiento inverso (vertical por compresión) (Carlotto, 1988), lo que dio lugar a la disposición actual de las rocas. La falla muestra evidencia de un desplazamiento de 400 metros en el Cuaternario. Las reactivaciones más recientes han sido

predominantemente de movimiento normal (vertical por extensión) hacia el Sur, visibles por: Escarpas menores orientadas al Sur. La formación de formas facetadas y patrones en "V" al pie del escarpe, lo cual es característico de los deslizamientos por fallas normales (Cabrera, 1988).

Falla Pachatusan. Este sistema de fallas se caracteriza por tener escarpes (pendientes abruptas) que buzan (se inclinan) hacia el Sur. Las rocas volcánicas del Grupo Mitu (Triásico-Jurásico) y desplaza depósitos más recientes como las morrenas glaciares y los flujos del Cuaternario tardío (Cabrera, 1988). La falla principal tiene una longitud de 10 km y una dirección de N130° a N140°, con una inclinación de 50° a 70° hacia el Sur. El desplazamiento vertical máximo (salto) es de 10 metros. Los escarpes que cortan los valles glaciares tienen formas en "U", lo cual demuestra claramente un movimiento normal muy reciente (extensión) (Cabrera, 1988). También se han encontrado escarpes pequeños y discontinuos con direcciones NE-SO y E-O, donde los bloques se han hundido hacia el Este y el Sur. Desde una perspectiva geológica, esta estructura se interpreta como una falla antigua que fue sellada por los sedimentos cuaternarios de la Formación San Sebastián.

El terremoto del 21 de mayo de 1950 causó desplazamientos en terrenos recientes (Formación San Sebastián) debido a la reactivación de la Falla Cusco (Carlotto et al., 1996). Reportes del sismo (Ericksen et al., 1954; Silgado, 1978) mencionan numerosas fisuras con orientación NO-SE a lo largo de 5 km , entre San Jerónimo y San Sebastián. En el sector sur del valle de Cusco, se observó que un nivel del terreno fue levantado. El mapa de isosistas (curvas que unen puntos de igual intensidad sísmica) mostró que el epicentro estuvo en el valle, y las curvas alargadas coincidieron con la orientación NO-SE de la Falla Cusco. La actividad de la Falla Cusco, evidenciada por este sismo, demuestra la existencia de una fuente

sismogénica (generadora de sismos) directamente dentro del Valle del Cusco, lo que consecuentemente aumenta el riesgo sísmico para la ciudad y sus alrededores.

Falla Urcos. La Falla Vilcanota se extiende entre Huambutío (al Noroeste, NO) y Urcos (al Sureste, SE). Es la continuación hacia el Este de la Falla Pachatusan y tiene una orientación NO-SE. Esta falla es un límite importante, ya que pone en contacto rocas paleozoicas (Formación Ananea) con rocas meso-cenozoicas en el límite entre la Cordillera Oriental y el Altiplano. La falla se evidencia por un cañón escarpado donde el Río Vilcanota atraviesa un bloque de roca elevado. El río presenta abanicos y terrazas aluviales que se unen a una amplia llanura donde el río ha desarrollado canales entrelazados (Cabrera et al., 1987). La tectónica extensional (movimientos de separación) del Cuaternario parece ser la responsable de la sedimentación fluvial y aluvial en las depresiones de Lucre y Andahuaylillas, así como de la actividad volcánica en la zona. El Volcán Rumicolca bloqueó el desagüe del Río Huatanay hacia el Vilcanota. Esto causó la formación de la Laguna de Huacarpay y forzó al drenaje a migrar hacia el Noroeste (NE) por Huambutío. Basándose en la cronología de las formaciones aluviales del sur de Perú (Sebrier et al., 1985), el último movimiento importante de la falla podría ser anterior a los 10,000 años; sin embargo, se considera que elementos de este sistema de fallas del Río Vilcanota podrían seguir activos.

Falla Ccatca-Ocongate. Se localiza en la Cordillera Oriental en el límite Norte de la cuenca pliocuaternaria de Ccatca. Esta falla se ha reactivado sobre la falla antigua en dirección NO-SE y buzamiento de 50 a 70° S. Medidas de microtectónica indican una extensión N-S para el último movimiento (Cabrera et al., 1991).

Otras fallas activas

Falla San Juan de Quihuas. Está situada en la parte sureste de la falla del mismo nombre que tiene dirección NO-SE y buzamiento al SO de 70°. Esta falla afecta los depósitos de la Formación Paruro en contacto con la Formación Ayabacas y a los depósitos cuaternarios coluviales.

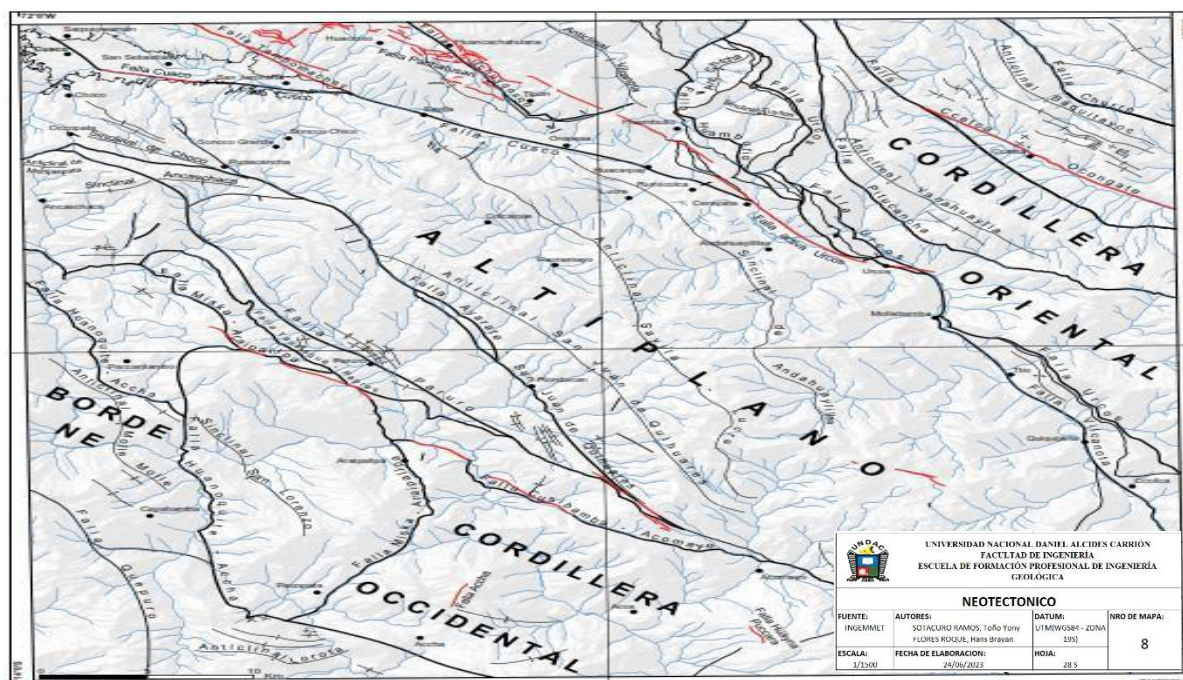
Falla de Araipallpa. Este segmento corresponde a la parte sur de la Falla Miska-Araipallpa. Tiene una dirección Noroeste-Sureste (NO-SE). Es una falla normal (por extensión) cuyo plano se inclina (buzamiento) hacia el Sur. Muestra un desplazamiento vertical de solo algunos metros. Se destaca porque afecta directamente a los depósitos cuaternarios (los sedimentos más recientes de la zona).

Falla de Cusibamba. Esta estructura se ha desarrollado en las secciones norte y central de la Falla Cusibamba-Acomayo, que es de tipo inversa. La falla hace que los intrusivos gabro-dioríticos del Macizo de Colcha-Acomayo cabalguen (se deslicen por encima) sobre la Formación Kayra, utilizando las rocas de la Formación Ayabacas como una capa intermedia o superficie de deslizamiento.

Falla de Accha. Corta transversalmente a los estratos de la Formación Anta, con dirección NE-SO y buzamiento al sur de ~60°. Tiene una longitud mayor a 1 km y afecta los depósitos cuaternarios.

Falla de Huayna Puccara. Esta falla presenta una dirección Noroeste-Noroeste-Sureste-Sur (NNO-SSE) y su plano se inclina (buzamiento) hacia el Suroeste (SO). Su extensión es mayor a 1 kilómetro. El movimiento o salto vertical es mayor a 3 metros. Esta estructura geológica afecta tanto a los conglomerados de la Formación Anta como a los depósitos coluviales (material de ladera) más recientes del Cuaternario.

Foto 8. Mapa neotectónico del cuadrángulo de Cuzco sobre el fondo del mapa estructural.



Fuente: INGEMMET

Tabla 4. Fallas activas en el área del proyecto

Sistema de Fallas	Longitud (W)	Latitud (S)
Sistema de Fallas Pachatusan	-71.829	-13.515
Sistema de Fallas Tambomachay	-71.853	-13.548
Sistema de Fallas Cusco	-71.903	-13.539
Sistema de Fallas Ollantaytambo – Vilcabamba	-72.250	-13.110
Sistema de Fallas Zurite – Huarcondo	-72.398	-13.437
Sistema de Fallas Lamay – Machacancha – Chahuaytire	-71.846	-13.346
Falla Urcos	-71.626	-13.110
Fallas Yarisque	-71.829	-13.667
Fallas Rondocan	-71.802	-13.776
Fallas Acomayo	-71.825	-13.792
Fallas Paruro	-71.825	-13.780
Fallas Ocongate	-71.360	-13.710
Fallas Paucarpata	-71.541	-13.789
Sistema de Fallas Huajcacocho	-71.621	-13.859
Falla Sangara	-71.537	-13.967
Sistema de Fallas Amaru	-71.426	-14.104
Sistema de fallas Languí – Layo	-71.145	-14.466
Sistema de Fallas Tungasuca	-71.384	-14.286

Nota. Elaboración propia

En la construcción de este puente, las fallas activas pueden generar daños graves que comprometen la estabilidad y seguridad de la estructura, lo que significa de los daños más comunes incluyen:

1. **Desplazamiento y deformaciones estructurales.** El movimiento de una falla activa puede generar hundimientos, desplazamientos laterales o inclinaciones en la estructura del puente.
2. **Fisuras y grietas en la superestructura.** Vibraciones y movimientos tectónicas provocar grietas en vigas, losas y pilares, debilitando la resistencia del puente.
3. **Fallas en los cimientos.** Si los cimientos del puente se asientan sobre una falla activa, pueden sufrir asentamientos diferenciales o incluso colapsar debido a la falta de estabilidad del suelo, afectando su vida útil y su funcionalidad
4. **Pérdida de capacidad portante.** La constante actividad sísmica asociada a fallas activas puede reducir la capacidad del puente para soportar cargas de tráfico, afectando su vida útil y su funcionalidad.
5. **Desplazamiento de apoyos y juntas de expansión.** Los apoyos del puente pueden desplazarse o deformarse, generando restricciones en la expansión y contracción de la estructura, lo que puede derivar en fallas prematuras.
6. **Licuefacción del suelo.** En áreas con suelos arenosos y saturados, un sismo originado por una falla activa puede provocar la pérdida de carga del suelo. Afectando la estabilidad del puente.

Geodinámica Externa

El Valle del Río Huatanay posee una geomorfología variada y es una zona geodinámicamente muy activa (con movimientos terrestres constantes). A la actividad natural se suma la acción humana, la cual tiene un impacto directo en los procesos geodinámicos externos (como la erosión y los movimientos de masa): La actividad antrópica provoca un aumento del flujo de agua superficial (escorrentía), una mayor erosión y la activación de deslizamientos de tierra. A continuación, se describen los

principales agentes geodinámicos que influyen en la ciudad de Cusco y en el proyecto de estudio.

Inundaciones

El Río Huatanay es el colector principal de todo el valle de Cusco y en época de lluvias transporta una cantidad importante de aguas pluviales y sedimentos. Antes de la intervención humana el río era muy activo, con cauce muy sinuoso y erosión lateral importante. Las obras actuales han encauzado casi todo el Alto Huatanay, en zonas de cauce natural e inundable. Sin embargo, el río trata de recuperar su cauce natural produciendo las inundaciones en la totalidad de su curso por el Valle de Cuzco. Cada año las protecciones riverañas son destruidas por el río, principalmente en los siguientes sectores:

Huancaro,

Localizado en la margen derecha del río Huatanay en el tramo canalizado del Aeropuerto Internacional.

Valle Sur

Existe una zona clasificada con peligro muy alto de inundación en el Río Huatanay. Margen Izquierda: Es especialmente vulnerable entre Angostura y Huambutío. Ambas Márgenes: Las dos riberas del río son muy susceptibles a las inundaciones en el tramo comprendido entre Saylla y Oropesa.

Huacarpay

Esta edificación (o asentamiento) fue construida en medio de lo que solía ser una laguna. Los bordes de la laguna fueron drenados o secados artificialmente, por lo cual el terreno tiene un peligro de riesgo muy alto (probablemente de inundación, licuefacción o inestabilidad). Piñipampa. Zona de explotación de arcillas inundada en época de lluvias.

Aluviones o Huaycos

Los huaycos son masas de agua y lodo que arrastran gravas y grandes bloques de rocas. Se originan por erosiones significativas en las quebradas o están asociados directamente a deslizamientos de tierra. Se mueven por los torrentes y forman depósitos de conos aluviales al llegar a zonas planas. Son fenómenos muy frecuentes en el Valle de Cusco y poseen un gran poder erosivo, destruyendo todo a su paso. Esto causa la erosión de los cauces y márgenes de los ríos, y puede generar pequeños represamientos que incrementan notablemente el peligro.

Los huaycos se localizan principalmente en las cabeceras de las quebradas, especialmente:

- Al Oeste y Suroeste de la ciudad de Cusco.
- Al Norte y Este del Valle del Huatanay.
 - La generación de estos aluviones se ve favorecida en quebradas donde las rocas del subsuelo están muy fracturadas, lo que facilita la erosión. Las quebradas más afectadas incluyen:
 - En y cerca de Cusco: Saphy, Huamancharpa, Saqramayo, Hatunhuayco y Atochuachana.
 - Valle Norte: Quilquemayo, Saqramayo, Cachimayo y Tenería.
 - Valle Sur: Larapa (Picol), Choquepata, Saylla (Hatunhuayco) y Oropesa (Atochuachana).

Deslizamientos

Las zonas de deslizamientos existentes en la actualidad, constituyen zonas de alto peligro geodinámico.

Las áreas que presentan un mayor nivel de peligro debido a los movimientos de masa (deslizamientos y huaycos) son:

- La Quebrada de Saphy.
- El deslizamiento de Huamancharpa.
- La ladera norte de San Sebastián.

Son especialmente importantes los deslizamientos en:

- Picol.
- Hatunhuayco (Saylla).
- Atochuachana (Oropesa).

Estos deslizamientos del Valle Sur han sido clasificados como peligros por aluviones (huaycos), ya que el material deslizado de la ladera se transforma habitualmente en un huayco al mezclarse con agua.

En el valle de Cusco, sus 15 microcuencas, presentan problemas de deslizamientos y huaycos catalogándose esta como zona de alto grado de peligrosidad debido a la presencia de abundantes asentamientos humanos

Dolinas y Simas

El fenómeno de dolinas y simas (depresiones o huecos en el terreno) se concentra notablemente en el poblado de Urcos. El 3 de marzo de 2003, se formó una depresión circular por colapso en el centro del poblado, y este tipo de incidentes continúa ocurriendo hasta la actualidad. La explicación de este fenómeno (Carlotto et al., 2003e) se debe a que:

- Existen niveles de yeso subterráneos que son susceptibles a la disolución por el agua, formando cavidades o huecos.
- Estas cavidades se encuentran bajo las capas superficiales de gravas, arena y arcilla, sobre las cuales se han levantado las construcciones del poblado.
- Eventualmente, el techo de estas cavidades colapsa, formando las dolinas.

Cuando el techo de estas cavidades no puede soportar el peso, se origina la formación de una sima. Las gravas de los niveles superficiales perdieron soporte y colapsaron, dando lugar a un hoquedad.

Sismicidad

La región de Cusco es sísmicamente activa, lo cual está respaldado tanto por la sismicidad histórica como por la presencia de fallas activas. El estudio de la deformación de los depósitos cuaternarios realizado por Cabrera (1988) indica que esta área se caracteriza por un régimen distensivo (de extensión o separación). Por lo tanto, el movimiento de extensión ha sido un régimen activo presente desde el Pleistoceno basal (periodo más antiguo del Cuaternario) y continúa en la actualidad.

La zona del proyecto tiene una alta actividad sísmica debido a la reactivación de fallas antiguas, un fenómeno influenciado por el contexto de subducción (donde una placa tectónica se hunde bajo otra). Por esta razón, el análisis sísmico es un paso determinante para el predimensionamiento geotécnico, ya que es crucial para evaluar dos aspectos:

- La estabilidad estructural de las construcciones.
- La inestabilidad de los taludes (pendientes) cercanos.

La sismicidad histórica del Perú ha sido recopilada por varios autores como Polo (1904), Barriga (1939), Silgado (1978) y Dorbath et al (1990). Estos autores se basaron de obras inéditas, manuscritos, crónicas, narraciones, informes, etc. Las recopilaciones de Silgado (1978) y Dorbath et al (1990), son las más completas. La sismicidad histórica se representa respecto a su intensidad, graficadas por isosistas.

Para la estimación de las acciones sísmicas y su repercusión en los taludes y estructuras proyectadas se ha tenido en cuenta la siguiente normativa:

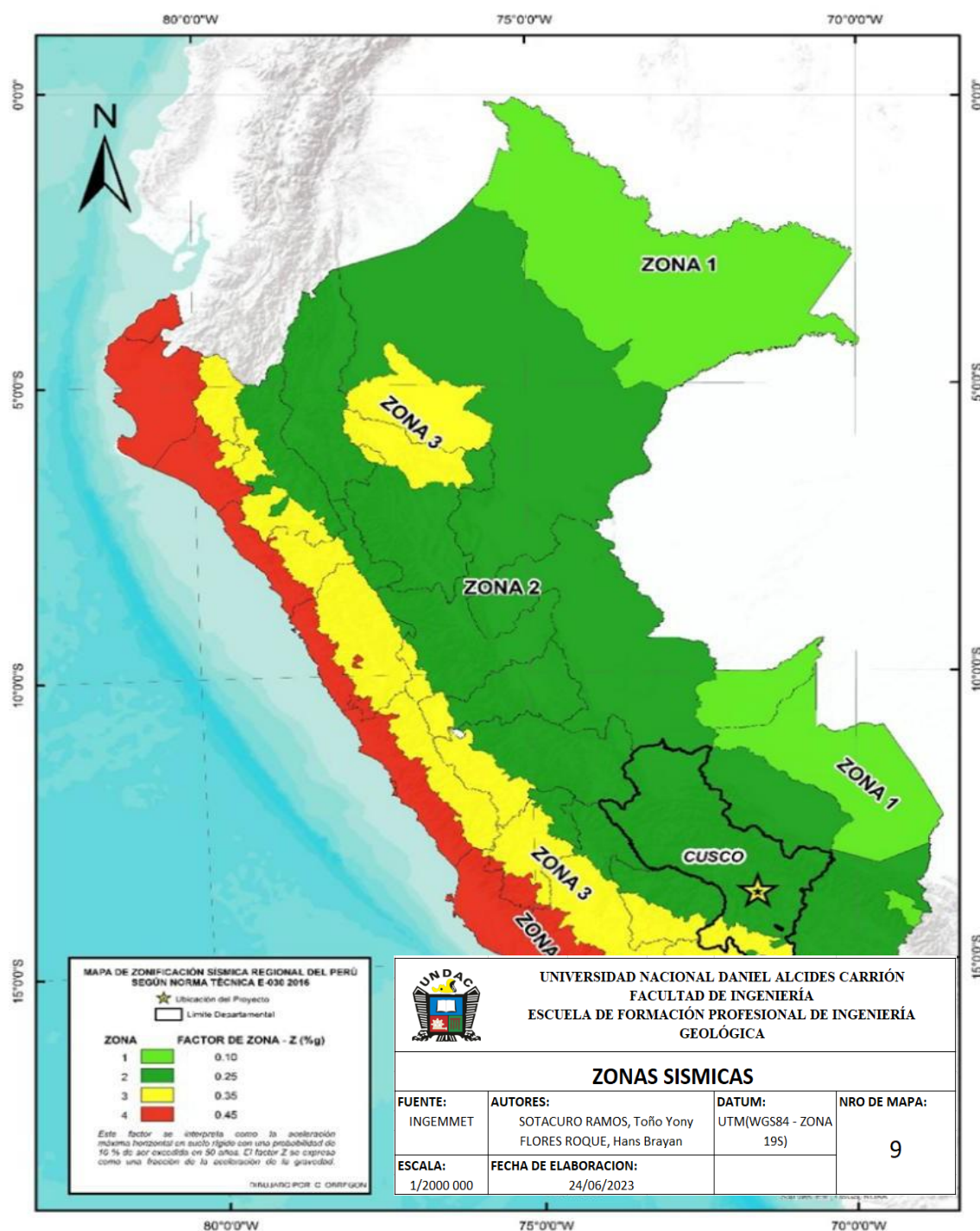
- Norma Técnica E.030 Diseño Sismo-Resistente, 2016. SENCICO.

- Manual de Diseño de Puentes, 2016. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- Norma AASHTO LRFD 2012.

Complementariamente a la normativa expuesta, se ha considerado un estudio de peligro sísmico para la obtención de parámetros sísmicos de diseño de doce puentes por reemplazo en Cusco. De acuerdo con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo-Resistente, el territorio de Perú se encuentra dividido en cuatro zonas sísmicas. Esta clasificación se basa en varios factores geológicos y sismológicos: Sismicidad Observada: La distribución de los sismos registrados en el espacio. Movimientos Sísmicos: Las características generales de cómo se manifiestan los movimientos telúricos. Cómo disminuye la fuerza (atenuación) de estos movimientos a medida que aumenta la distancia desde el epicentro. El estudio de los movimientos y deformaciones geológicas recientes.

La siguiente ilustración muestra las distintas zonas sísmicas del Perú:

Foto 9. Mapa nacional de zonas sísmicas. Norma Técnica E.030 (2016).



A cada zona le corresponde un factor Z según se indican en la siguiente tabla:

Tabla 5. Factores de Zona.

ZONA	Z
1	0,10
2	0,25
3	0,35
4	0,45

Nota. Elaboración propia

El factor "Z" (Factor de Zona) se interpreta como la aceleración máxima que el terreno experimentaría, con una probabilidad del 10 de que sea excedida en un período de 50 años.

Para efectos de la Norma Técnica E.030, los perfiles de suelo se clasifican teniendo en cuenta las condiciones locales del sitio. Los criterios considerados para esta clasificación son:

- Las propiedades mecánicas del suelo.
- El espesor del estrato.
- El período fundamental de vibración del suelo.
- La velocidad de propagación de las ondas de corte acotinuación: A continuación, se definen los distintos perfiles considerados en la norma:

Perfil tipo S0: Roca Dura.

Este perfil de suelo corresponde a rocas sanas que cumplen con la condición de tener una velocidad de propagación de ondas de corte V_s superior a 1500 metros por segundo (m/s). Las mediciones de V_s deben obtenerse directamente en el sitio del proyecto o en perfiles de la misma formación rocosa que muestren un nivel de meteorización (intemperismo) o fracturación igual o superior. Estimación de V_s : Si se sabe que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 metros, se puede utilizar la velocidad de las ondas de corte medida en la superficie para estimar el valor de V_s .

Perfil tipo S1. Roca o Suelos Muy Rígidos.

Este perfil abarca rocas con diversos grados de fracturación, macizos rocosos homogéneos y suelos muy rígidos cuya velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) se encuentra entre 500 m/s y 1500 m/s. El perfil S2 incluye los sitios de cimentación que cumplen con alguna de las siguientes condiciones:

- Roca Fracturada: Que tenga una resistencia a la compresión no confinada igual o mayor a 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena o Grava densa: Compuesta por arena muy densa o grava arenosa densa, con un valor N60 (índice de penetración estándar) mayor a 50.
- Arcilla muy compacta: Arcilla muy compacta (con un espesor menor a 20 m), que cumpla con:

Una resistencia al corte en condición no drenada superior a 100 kPa (kg/cm²).

Un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Perfil tipo S2: Suelos Intermedios.

Este perfil abarca suelos medianamente rígidos cuya velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) se encuentra entre 180 m/s (500 m/s).

El perfil S3 incluye los sitios donde la cimentación se realiza sobre:

- Arena o Grava medianamente densa: Arena densa (gruesa o media) o grava arenosa medianamente densa, con un índice de penetración estándar (N60) con valores entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto: Suelo cohesivo compacto que cumple con dos condiciones: Una resistencia al corte en condición no drenada entre 50 kPa (0.5 kg/cm²) y (100 kPa) (1 kg/cm²).

Un incremento gradual de las propiedades mecánicas a medida que aumenta la profundidad.

Perfil Tipo S3: Suelos Blandos

Este perfil abarca suelos flexibles cuya velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) es menor o igual a 180 m/s.

El perfil S4 incluye los sitios donde la cimentación se realiza sobre:

- Arena o grava suelta: Arena media a fina, o grava arenosa, con un índice de penetración estándar (N60) con valores menores a 15.
- Suelo cohesivo blando: Suelo cohesivo blando que cumple con dos condiciones:
 - Una resistencia al corte en condición no drenada entre 25 kPa (0.25 kg/cm²) y 50 kPa (0.5 kg/cm²).
 - Un incremento gradual de las propiedades mecánicas a medida que aumenta la profundidad.
- Otros suelos flexibles: Cualquier otro perfil que, sin ser del tipo S4 (Suelos Especiales), posea más de 3 metros de suelo con las siguientes características:
 - Índice de Plasticidad (PI) mayor a 20. Contenido de humedad mayor al 40. Resistencia al corte en condición no drenada menor a 25 kPa.

Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

Este perfil abarca suelos flexibles cuya velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) es menor o igual a 180 m/s.

El perfil S4 incluye los sitios donde la cimentación se realiza sobre:

- Arena o grava suelta: Arena media a fina, o grava arenosa, con un índice de penetración estándar (N60 con valores menores a 15.
- Suelo cohesivo blando: Suelo cohesivo blando que cumple con dos condiciones:

Una resistencia al corte en condición no drenada entre 25 kPa (0.25 kg/cm²) y 50 kPa (0.5 kg/cm²).

Un incremento gradual de las propiedades mecánicas a medida que aumenta la profundidad.

- Otros Suelos Flexibles: Cualquier otro perfil que, sin ser del tipo S4 (Suelos Especiales), posea más de 3 metros de suelo con las siguientes características:

Índice de Plasticidad (Pl) mayor a 20. Contenido de humedad mayor al 40.

Resistencia al corte en condición no drenada menor a 25 kPa.

Tabla 6. Clasificación de Perfiles de Suelo Según la Norma E. 030

Suelos Cohesivos	Cu (KPa)	Espesor	nivel
Blandos	< 25	20	
Medianamente	25 -50	25	
Compactos	50 – 100	40	
Muy Compactos	100 – 200	60	
Suelos Granulares	Valores N (SPT)	Espesor	nivel
Sueltos	4 – 10	40	
Medianamente densos	10 – 30	45	
Densos	>30	100	

Nota. Elaboración propia

De acuerdo con los resultados obtenidos del ensayo MASW, el suelo del área de estudio corresponde a un perfil tipo S1, caracterizado por su alta rigidez.

*Suelo con velocidad de onda de corte menor que el de una roca.

A partir del perfil de suelo que mejor describa las condiciones locales, se determinan los valores de T_p y del factor de amplificación del suelo, S , dados en la tabla siguiente:

Tabla 7. Parámetros del suelo.

Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S ₂	Suelos intermedios	0.6	1.2
S ₃	Suelos Flexibles o con niveles de gran	0.9	1.4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

Nota. Elaboración propia

* Los valores T_p y S para este caso será establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

Según la norma E.030, las características del terreno se ajustan mejor a la clasificación del suelo tipo S1 para el estribo derecho y para el estribo izquierdo, por lo tanto, los parámetros sísmicos del suelo son los siguientes:

Factor de Zona: $Z=0.25$ g. Perfil del suelo: S1

Periodo predominante: T_p : 0.4s.

Factor de amplificación del suelo: $S=1.00$

Por otro lado, el Manual de Puentes (2016), al igual que de la norma E.030 establece cuatro zonas de comportamiento sísmico de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 8. Factores de Zona

Coefficiente de Aceleración	Zona Sísmica
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 > A$	4

Nota. Elaboración propia

Condiciones Locales:

Para considerar la modificación de las características del sismo como resultado de las distintas condiciones de suelo, el Manual de Puentes establece el coeficiente de sitio definido según cuatro perfiles de suelo:

Tabla 9. Coeficiente de Sitio.

Coeficiente de Sitio	Tipo de perfil de suelo			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

Nota. Elaboración propia

Las características de cada tipo de suelo se establecen a continuación:

- **Suelo perfil tipo I**

Roca de cualquier característica descripción, o arcilla esquistosa o cristalizada en estado natural tales materiales pueden ser descritos por velocidades de ondas de corte mayores a 760 m/s.

Condiciones de suelo rígido donde la profundidad de suelo es menor a 60 m y los tipos de suelos sobre roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

- **Suelo de perfil tipo II**

Es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura de suelo no excede los 60 m, y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

- **Suelo perfil tipo III**

Es un perfil con arcillas blandas a medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9 m o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena u otros suelos cohesivos.

- **Suelo perfil tipo IV**

Este perfil corresponde a suelos compuestos por arcillas blandas o limos que tienen una profundidad mayor a 12 metros. (Este tipo generalmente se clasifica como S4 o S Especial en normativas sísmicas).

Clasificación de Suelos Según el Estudio de Peligro Sísmico: Para determinar las condiciones locales, el estudio de Peligro Sísmico utiliza una norma diferente a la peruana (E.030): la Norma

AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. Clasificación: Esta norma clasifica el suelo en seis clases diferentes. Criterio: La clasificación se basa en la velocidad promedio de las ondas de corte (V_s), medida en un estrato de 30 metros de profundidad.

Tabla 10. Clasificación del Sitio (Fuente AASHTO 2012 – ASCE/SEI 7-10).

Tipo de suelo	Nombre del suelo	Propiedades promedio en los 30 primeros metros (sección 3.10.3.1 – AASHTO 2012)		
		Velocidad de onda de corte V_s (m/s)	Resistencia a la penetración estándar N	Resistencia al corte no drenado S_u (psf)
A	Roca muy dura	$V_s > 1.500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1.500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < V_s \leq 760$	$N > 50$	$S_u \geq 2.000$
D	Suelo rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq N \leq 50$	$1000 \leq S_u \leq 2000$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$N < 15$	$S_u < 1000$
E	-	Cualquier perfil de suelo con más de 3 metros de espesor de arcilla suave que tenga las siguientes características: Índice de plasticidad (IP) > 20 Contenido de humedad (w) $\geq 40\%$ Resistencia al corte no drenado $S_u < 500$ psf		
F	-	Cualquier perfil de suelo que contenga una o más de las siguientes características: Turberas y/o arcillas altamente orgánicas ($H > 3$ m de turba y/o arcillas altamente orgánicas, donde H = espesor del suelo). Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con índice de plasticidad IP > 75). Arcillas gruesas suaves a medias ($H > 36$ m).		

Nota. Elaboración propia

Dentro de las conclusiones en esta parte podemos manifestar: En el Estribo Noroeste, el suelo considerado es de tipo C equivalente a un suelo muy denso o roca

blanda. En el Estribo Sureste, el suelo considerado es de tipo B equivalente a un suelo tipo roca.

A partir del Estudio de Peligro Sísmico, realizado para los Doce Puentes de Reemplazo en Cuzco, y a de acuerdo a la Norma AASHTO, aplicada principalmente a puentes y por lo tanto la que mejor corresponde a este proyecto, el sismo de diseño es definido como un evento con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años, lo cual equivale a un evento con 1000 años de periodo de retorno. Por lo tanto, debido a que los puentes, materia de estudio, se proyectan en diferentes tipos de suelo, se deberá de considerar los valores de PGA, dependiendo de cada tipo de suelo predominante, para cada puente en estudio. Como consecuencia, se deberá asignar los correspondientes valores de aceleración máxima del suelo (PGA), dependiendo de la zona de estudio.

Según el Estudio de Peligro Sísmico, el Puente Cachimayo, para la cual se han obtenido las aceleraciones máximas horizontales:

Tabla 11. *Aceleraciones espectrales para $T=0.0$ s para diferentes periodos de retorno Zona 2. Estribo Noroeste.*

Nombre Puente	Suelo Tipo C (Estribo Noroeste)		
	PGA (%g)		
	TR = 475	TR = 1000	TR = 2500
CACHIMAYO	0.279	0.368	0.500

Fuente: Estudio de Peligro Sísmico.

Tabla 12. *Aceleraciones espectrales para $T=0.0$ s para diferentes periodos de retorno Zona 2. Estribo Sureste*

Nombre Puente	Suelo Tipo B (Estribo Sureste)		
	PGA (%g)		
	TR = 475	TR = 1000	TR = 2500
CACHIMAYO	0.183	0.244	0.337

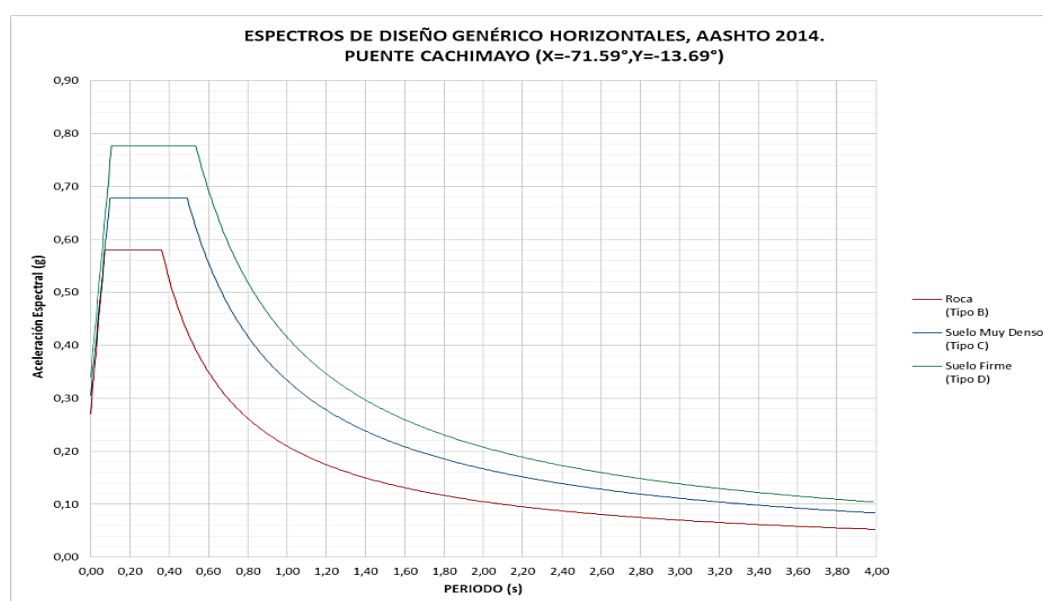
Fuente: Estudio de Peligro Sísmico.

Tabla 13. Parámetros de Espectro de Diseño, Puente Cachimayo

Parámetros de Espectro de Diseño – Puentes			
	Puente Cachimayo		
Parámetros AASHTO LRFD 2014	Roca (Tipo B)	Suelo Muy Denso (Tipo C)	Suelo Firme (Tipo D)
PGA	0,27	0,27	0,27
S _s	0,58	0,58	0,58
S ₁	0,21	0,21	0,21
F _{pga}	1,00	1,13	1,26
A _s	0,27	0,31	0,34
F _a	1,00	1,17	1,34
F _v	1,00	1,59	1,98
S _{DS}	0,58	0,68	0,78
S _{D1}	0,21	0,33	0,42
T ₀	0,07	0,10	0,11
T _s	0,36	0,49	0,53
T _L	4,00	4,00	4,00

Fuente: Estudio de Peligro Sísmico.

Foto 10. Espectro de Respuesta de Diseño según AASHTO, 2014. Puente Cachimayo



A partir de los resultados obtenidos en los trabajos de campo y al Estudio de Riesgo Sísmico realizado para el presente proyecto, se concluye que, en la zona de actuación, los valores de aceleraciones máximas para este evento, corresponden a valores de 0.368 g para un suelo tipo C en el Estribo Noroeste y 0.244 g para un suelo de tipo b en el Estribo Sureste.

4.2.2. Análisis de los materiales de la zona de estudio mediante ensayos in situ y ensayos de laboratorio para la cimentación del puente Cachimayo

En la siguiente tabla 14 se exponen los metrados y ubicaciones correspondientes a cada uno de los trabajos realizados:

Tabla 14. Resumen de los trabajos realizados en campo Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)

Puente	Método de Exploración	Código	Profundidad (m)	Coordenadas UTM WGS - 84		
				X	Y	Z
Cachimayo	Sondeos	S-01	20.00	219375.6440	8485413.9500	3222.86
		S-02	21.80	219442.3680	8485338.1710	3222.73
		CA-01	2.30	219343.0000	8485413.0000	3222.86
		CA-02	1.30	219446.0000	8485337.0000	3222.94
	Sísmica de Refracción	LS-07		219307.00	8485373.00	-
				219407.00	8485440.00	-
		LS-08		219402.00	8485268.00	-
				219466.00	8485369.00	-
	MASW	MASW-07		219386.00	8485426.00	-
		MASW-08		219455.00	8485352.00	-

Nota. Elaboración propia

Durante la ejecución de los sondeos se han realizado ensayos SPT en el interior de los mismos. Una vez finalizados éstos, se tomaron muestras que fueron trasladadas a laboratorio para realizar los respectivos análisis.

Se describen, a continuación, los trabajos realizados:

Sondeos

Los sondeos mecánicos a rotación son perforaciones de pequeño diámetro, generalmente entre 65 y 140 mm que permiten reconocer la naturaleza y la localización de las diferentes capas del subsuelo mediante la extracción continua de testigo de suelo o roca, a la vez que se alterna con ensayos geotécnicos de penetración estándar, con cuchara bipartida o puntaza ciega, además de extracción de muestras alteradas e inalteradas.

Las perforaciones se realizan con una sonda de avance mecánico sobre patines, dotada de castillete o torre de sondeo y bomba de lodos. El testigo reconocido

se aloja en un tubo testigo hueco, en cuyo extremo inferior va enroscada una corona de widia o diamante que va realizando la perforación. Al extremo superior del tubo va enroscado el varillaje, generalmente de 42 o 50 mm (hueco), para permitir que pase el agua proveniente de la bomba. Durante la ejecución del sondeo, y si el terreno sufre desprendimientos, se procede a la entubación del sondeo con la tubería de revestimiento. Los testigos obtenidos en los sondeos se colocan en cajas adecuadas, quedando éstas debidamente almacenadas para cualquier comprobación posterior.

El registro de los sondeos puede encontrarse en el Anexo n°1 del presente informe. A continuación, se presentan una tabla resumen de los sondeos realizados en el Puente Cachimayo:

Tabla 15. *Identificación de los sondeos S-01 y S-02 del Puente Cachimayo*

Puente	Método de Exploración	Código	Profundidad (m)	Nivel freático (m)	Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)		
					X	Y	Z
Cachimayo	Sondeos	S-01	20.00	5.70	219375.6440	8485413.9500	3222.86
		S-02	21.80	7.60	219442.3680	8485338.1710	3222.73

Nota. Elaboración propia

Las siguientes ilustraciones muestran las panorámicas correspondientes a la ubicación de los sondeos S-01 y S-02 en el Puente Cachimayo.

Foto 11. *Identificación de los sondeos S-01 y S-02 del Puente Cachimayo*



Foto 12. Sondeo S-02. Puente Cachimayo.



Ensayos SPT

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) se realiza introduciendo a percusión (por golpes) un toma-muestras de pared partida (de 51 mm de diámetro exterior) en el terreno, lo que permite obtener una muestra alterada.

Este ensayo proporciona una idea de la consistencia (en suelos cohesivos) o la compacidad (en suelos granulares) del terreno a una profundidad específica. Los procedimientos son:

1. Se golpea el toma-muestras para que penetre en tres tramos de 15 cm cada uno.
2. El índice NSPT se obtiene sumando el número de golpes necesarios para completar los dos tramos centrales de 15 cm (es decir, los últimos 30 cm).

El ensayo se da por finalizado en dos casos:

- Cuando se toma-muestras ha penetrado totalmente los 45 cm de prueba.

- Cuando se requieren más de 50 golpes en cualquiera de los tramos de 15 cm, lo que se conoce como rechazo R.

Foto 13. Ensayo realizado en el Sondeo S-02 en el Puente Cachimayo



La siguiente tabla relaciona los golpes obtenidos con la consistencia y compacidad del suelo:

Tabla 16. Clasificación de la capacidad y consistencia en función del NSPT.

Clasificación de Sanglerat (1967) y Hunt (1984)			
Nº Golpes/30 cm	Suelos Cohesivos	Nº Golpes/30 cm	Suelos Granulares
0 – 2	Muy Blanda	0 – 4	Muy Suelta
3 – 5	Blanda	4 – 10	Suelta
6 – 15	Media	10 – 30	Media
16 – 25	Firme	30 – 50	Compacta
>25	Dura	>50	Muy Compacta

Nota. Elaboración propia

A continuación, se exponen los ensayos SPT realizados:

Tabla 17. Ensayos SPT realizados en el Puente Cachimayo

SONDEO		SPT	Profundidad (m)	GOLPEO	N _{SPT}	COMPACIDAD Y CONSISTENCIA
PUENTE CACHIMAYO	S-01(Estribo Noroeste)	SPT-1	1.65-1.91	35/R	R	Muy Compacto
		SPT-2	3.05-3.10	R	R	Muy Compacto
	S-02 (Estribo Sureste)	SPT-1	1.50-1.59	R	R	Muy Compacto
		SPT-2	3.00-3.11	R	R	Muy Compacto
		SPT-3	4.50-4.52	R	R	Muy Compacto
		SPT-4	6.25-6.28	R	R	Muy Compacto
		SPT-5	7.75-7.82	R	R	Muy Compacto
		SPT-6	9.20-9.25	R	R	Muy Compacto
		SPT-7	10.50-10.57	R	R	Muy Compacto
		SPT-8	12.10-12.15	R	R	Muy Compacto

Nota. Elaboración propia

Una vez realizados los ensayos, se procedió a la aplicación de correcciones.

Correcciones ensayos SPT

Seed et al (1984) propuso las correcciones que, a continuación, se detallan para los valores de los SPT obtenidos en campo.

Estos valores representan el valor del ensayo SPT corregido, teniendo en cuenta la profundidad del ensayo, presencia de nivel freático y estandarizado a una energía eficaz de golpeo del 60% con una presión aproximada de 10 t/m².

Para obtener este valor se aplica de modo general la expresión:

$$(N_1)_{60} = N \times CN \times CE \times CB \times CR \times CS$$

Siendo:

- N = número de golpes del ensayo SPT.
- CN = $(P_a/s'v)^{0.5}$. (CN no debe exceder 1,7.)
- P_a = presión atmosférica (10 t/m² = 100 kPa).

- CE varía en función de la energía de golpeo del ensayo; para el tipo “Donet” $0,5 < CE < 1,2$, para el tipo “automático” $0,8 < CE < 1,3$ y para el tipo safety $0,7 < CE < 1,7$.
- CB indica la influencia del diámetro del sondeo, siendo igual a 1,0 para: $65\text{mm} < \varnothing < 115\text{mm}$.
- CR varía en función de la longitud del varillaje (L); para $L < 3\text{ m}$, $CR=0,75$; para $4\text{m} < L < 6\text{m}$, $CR = 0,85$ y para $10\text{m} < L < 30\text{m}$, $CR = 1,0$.
- CS = 1,0 para toma-muestras estándar.
- Cn: Factor de Corrección por sobrecarga.
- Ce: Factor de Corrección Energía.
- Cb: Factor de corrección por diámetro de perforación.
- Cr: Factor de Corrección por longitud de varilla.
- Cs: Factor de corrección por revestimiento interno tomamuestras.
- N1(60): NSPT Corregido.
- Delta N: Corrección por presencia de finos.
- N1(60)cs; NSPT corregido por finos.
- En este sentido y tras tratar los valores obtenidos en los ensayos SPT realizados en los sondeos, y realizar las correcciones oportunas, se obtienen los siguientes valores.

Tabla 18. Correcciones realizadas en los resultados SPT, correspondientes a los sondeos S-01 y S-02 del Puente Cachimayo

Sondeo	Prof. inicio (m)	Prof. final (m)	Prof. Media (m)	Nivel freático (prof.)	N _{SPT}	Contenido en Finos (%)	C _n	C _e	C _b	C _r	C _s	N ₁₍₆₀₎	Delta N	N _{1(60)cs}	N ₁₍₆₀₎
S-01	1.65	1.91	1.78	5.70	100	8.84	1.12	0.92	1.00	0.80	1.00	82.61	0.65	83.26	83.26
S-01	3.05	3.10	3.08	5.70	100	8.84	1.06	0.97	1.00	0.85	1.00	87.53	0.65	88.19	88.19
S-02	1.50	1.59	1.55	7.60	100	30.41	1.14	0.90	1.00	0.80	1.00	82.21	5.38	87.59	87.59
S-02	3.00	3.11	3.06	7.60	100	10.24	1.06	0.97	1.00	0.85	1.00	87.47	1.25	88.73	88.73
S-02	4.50	4.52	4.51	7.60	100	10.24	1.01	1.04	1.00	0.95	1.00	99.42	1.25	100.67	100.67
S-02	6.25	6.28	6.27	7.60	100	9.51	1.00	1.12	1.00	0.95	1.00	106.15	0.93	107.08	107.08
S-02	7.75	7.82	7.79	7.60	100	9.51	1.00	1.19	1.00	0.95	1.00	113.12	0.93	114.04	114.04
S-02	9.20	9.25	9.23	7.60	100	9.51	1.01	1.25	1.00	1.00	1.00	126.71	0.93	127.63	127.63
S-02	10.50	10.57	10.54	7.60	100	9.51	1.02	1.31	1.00	1.00	1.00	133.85	0.93	134.77	134.77
S-02	12.10	12.15	12.13	7.60	100	9.51	1.03	1.33	1.00	1.00	1.00	137.12	0.93	138.04	138.04

Nota. Elaboración propia

Calicatas en accesos

Adicional a los sondeos, se han realizado dos calicatas, una en cada acceso al puente, para definir las distintas capas estructurales que conforman la carretera, carpeta asfáltica, base, subbase y subrasante, siendo esta última el principal objeto de estudio para el cálculo del CBR. Estas calicatas se han realizado manualmente, junto al asfalto, para evitar el deterioro de la carretera, cuyas superficies están en torno a 1m².

En la siguiente tabla queda definida la ubicación y profundidad de cada una de las calicatas:

Tabla 19. Identificación d las calicatas C-01 y C-02 del Puente Cachimayo.

Puente	Método de Exploración	Código	Profundidad (m)	Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)		
				X	Y	Z
Cachimayo	Calicatas	CA-01	2.30	219343.0000	8485413.0000	3222.86
		CA-02	1.30	219446.0000	8485337.0000	3222.94

Nota. Elaboración propia

¿Las calicatas ejecutadas se presentan, a continuación

Foto 14. Calicatas CA-01 Puente Cachimayo.



Geofísica

Para el proyecto que nos ocupa, se ha recurrido a las siguientes técnicas:

Sísmica de refracción

La sísmica de refracción, es un método indirecto, que estudia la propagación en el terreno de ondas sísmicas producidas artificialmente, estableciendo su relación con la configuración geológica del subsuelo. Para la obra de estudio, la metodología sísmica que está prevista emplear, tiene por objetivo la determinación de los espesores de los rellenos y niveles cuaternarios, así como la velocidad de propagación de las ondas en los mismos. Para ello se han realizado dos perfiles sísmicos de refracción con longitudes de 120 metros.

El detalle del estudio con sísmica de refracción puede verse en el Anexo 04.

Sísmica de Refracción.

Tabla 20. Ubicación de líneas sísmicas

Estructura	Ensayo	Código	Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)	
			X	Y
Puente Cachimayo	Sísmica de Refracción	LS-07	219307	845373
			219407	8485440
		LS-08	219403	8485268
			219467	8485370

Nota. Elaboración propia

Foto 15. Calicatas CA-02. Puente Cachimayo.



Foto 16. Resultado perfil sísmico LS-07.

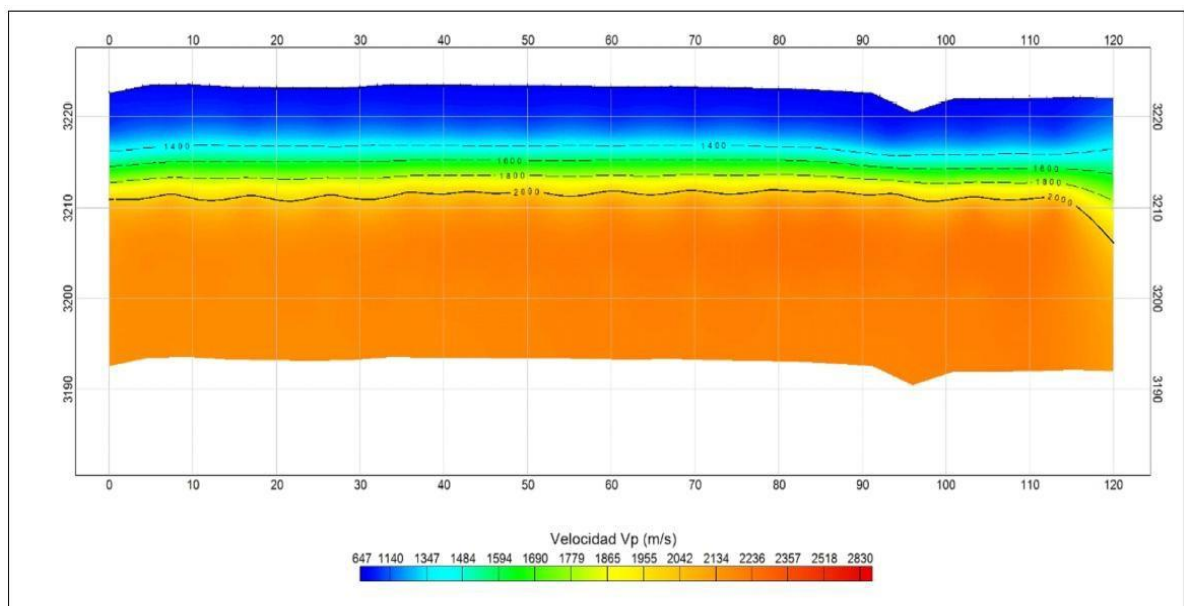


Foto 17. Línea sísmica LS-07. Puente Cachimayo.



Foto 18. Resultado perfil sísmico LS-08.

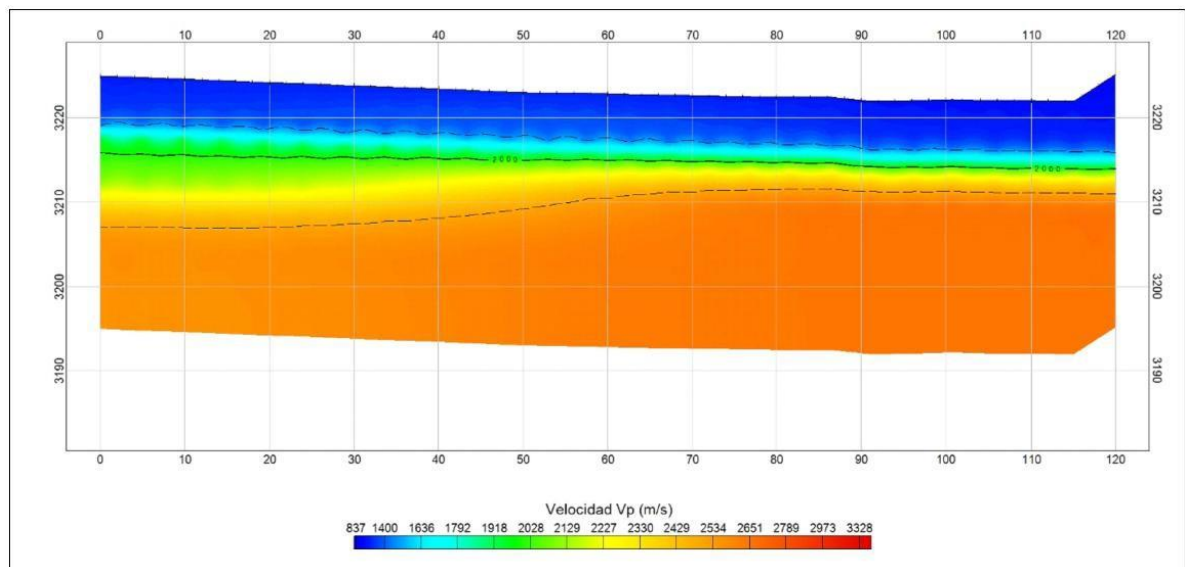


Foto 19. Línea sísmica LS-08. Puente Cachimayo.



En función de los resultados obtenidos quedan definidos dos niveles principales, tanto para la LS-07 y LS-08:

La Línea Sísmica (Ls-07) revela dos estratos principales hasta una profundidad de 30 metros. El estrato superior, que tiene un espesor promedio de 10.00 m, está compuesto por un material de compacidad medianamente densa a densa y registra una velocidad de propagación de ondas compresionales (V_p) de 733 m/s. Debajo de este, el segundo estrato, extendiéndose hasta la profundidad máxima investigada, es de compacidad densa con una V_p significativamente mayor, alcanzando los 2100 m/s.

Por su parte, la Línea Sísmica (Ls-08) también identifica dos estratos. El material superficial es de compacidad medianamente densa a densa, con un espesor promedio de 9.00 m, y presenta una velocidad de onda compresional de 1100 m/s. Al igual que la (Ls-07), este estrato superior subyace a un segundo estrato de compacidad densa que se extiende hasta los 30.00 m de profundidad. Sin embargo, la velocidad de onda en este estrato inferior es aún más alta, registrando 2500 m/s.

Foto 20. Plano Topográfico - Cachimayo

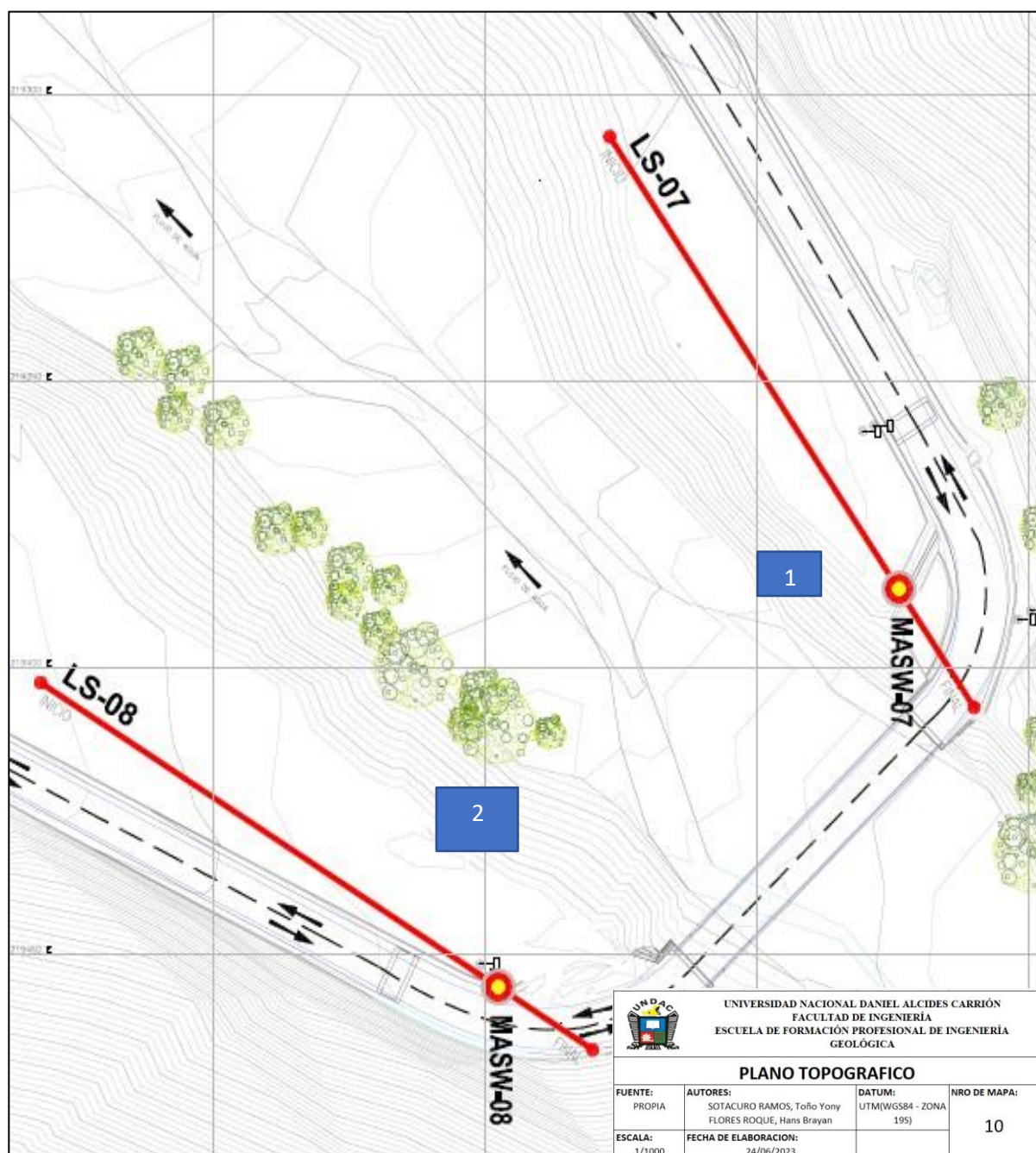


Tabla 21. Identificación de los estratos sísmicos.

Línea	Estrato Sísmico	V _p (m/s)	Descripción
LS-07	1	733	Material de compacidad medianamente densa a densa
	2	2100	Material de compacidad densa
LS-08	1	1100	Material de compacidad medianamente densa a densa
	2	2500	Material de compacidad densa

Nota. Elaboración propia

Ensayo MASW

El Ensayo MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal es un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo bajo un punto en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que la conforman.

Según la Norma Técnica Peruana de Diseño Sismo Resistente (E.030 2016), los suelos se clasifican en cuatro grupos distintos.

- Base del Criterio: La clasificación se basa en el promedio de las velocidades de las ondas de corte (V_s) de cada capa de suelo dentro de los 30 metros más superficiales ($V_s 30$).
- Fundamento: Este concepto ($V_s 30$) se utiliza porque se asume que la amplificación del movimiento sísmico y los efectos de sitio ocurren principalmente dentro de esos primeros 30 metros de profundidad.

Las tablas que se presentan a continuación corresponden a las clasificaciones sísmicas de las normas AASHTO Y E030:

Tabla 22. Clasificación sísmica de suelos E 030, 2016.

Tipo de suelo	$V_s 30$ (m/s)	Descripción
S0	$V_s > 1500$	Roca dura
S1	$500 < V_s < 1500$	Suelo muy rígido
S2	$180 < V_s < 500$	Suelo intermedio
S3	$V_s < 180$	Suelo blando

Nota. Elaboración propia

Tabla 23. Clasificación Sísmica ASCE 2010-AASHTO 2012

Clasificación Sísmica ASCE 2010-AASHTO 2012			
Tipo de Suelo	Descripción	$V_s 30$ (m/s)	Resistencia a la Penetración Estandar SPT (N^*)
A	Roca muy dura	$V_s > 1500$	N/A
B	Roca	$760 < V_s < 1500$	N/A
C	Roca blanda o suelo muy denso	$360 < V_s < 760$	$N > 50$
D	Suelo rígido	$180 < V_s < 360$	$15 \leq N \leq 50$
E	Suelo blando	$V_s < 180$	$N < 15$

Nota. Elaboración propia

Vs30: Velocidad promedio de las ondas de corte de los 30 m investigados.

*N: Golpeo del ensayo SPT

En la siguiente tabla se indican los resultados de los ensayos realizados y la clasificación de suelos según AASHTO y Norma E030:

Tabla 24. Resultados de ensayos MASW. Puente Cachimayo

Ensayo	Profundidad (m)	UTM (WGS84 – Zona 19S)		Vs30 (m/s)	T0 (s)	AASHTO 2012	Norma E-030	Descripción
		ESTE	NORTE					
MASW-7	30	219386	8485426	641	0.18	C	S1	Suelo muy rígido
MASW-8	30	219456	8485353	822	0.15	B	S1	Suelo muy rígido

Nota. Elaboración propia

*Vs30: Velocidad promedio de las ondas de corte de los 30 m investigados.

Los datos obtenidos de los ensayos MASW indican que existen dos tipologías de suelo diferentes en cada estribo, según la AASHTO. En función de la velocidad media obtenida para los 30 m más superficiales, se han clasificado sísmicamente los suelos, resultando un suelo de tipo C para el Estribo Noroeste y un suelo de tipo B en el Estribo Sureste. Según la Norma Peruana E030 Estos corresponden respectivamente a suelos de tipo S2, suelo intermedio y S1, suelo muy rígido.

Foto 21. MASW-07. Puente Cachimayo.



A continuación, se exponen gráficamente los resultados obtenidos

Foto 22. Perfil unidimensional de las ondas de corte Vs. MASW-07. Puente Cachimayo

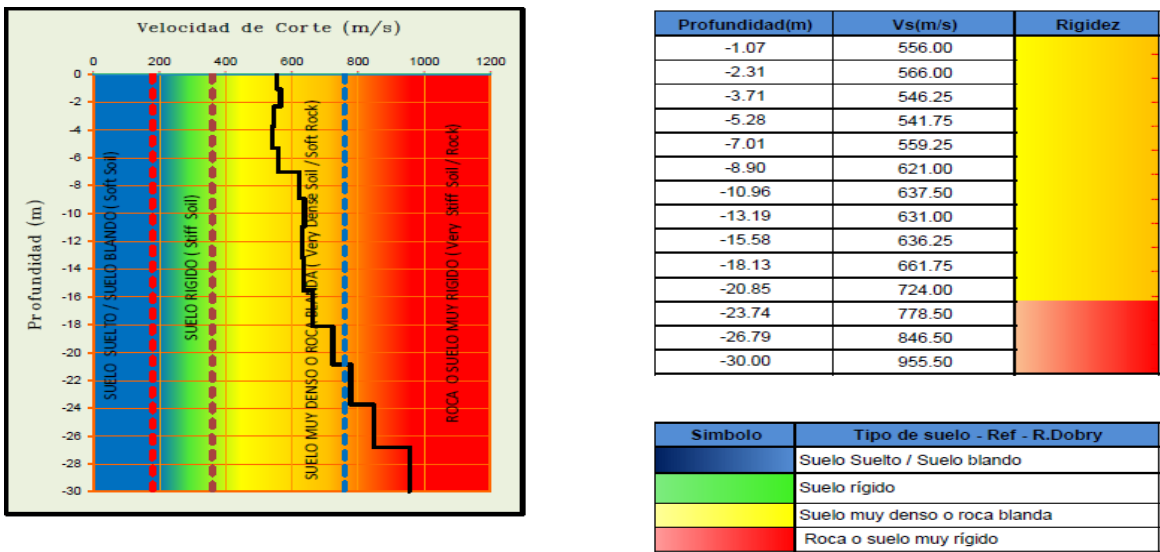
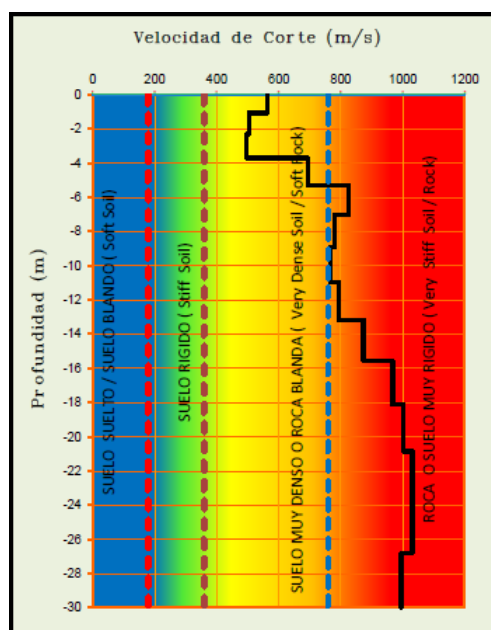


Foto 23. Realización de ensayo MASW-08. Puente Cachimayo.



Foto 24. Perfil unidimensional de las ondas de corte Vs. MASW-08. Puente Cachimayo



Profundidad(m)	Vs(m/s)	Rigidez
-1.07	565.00	
-2.31	505.00	
-3.71	497.00	
-5.28	695.00	
-7.01	824.00	
-8.90	780.00	
-10.96	766.00	
-13.19	794.00	
-15.58	874.00	
-18.13	967.00	
-20.85	1002.00	
-23.74	1031.00	
-26.79	1031.00	
-30.00	995.00	

Simbolo	Tipo de suelo - Ref - R.Dobry
	Suelo Suelto / Suelo blando
	Suelo rígido
	Suelo muy denso o roca blanda
	Roca o suelo muy rígido

Determinación de parámetros elásticos

La respuesta del suelo ante cargas cíclicas depende del nivel de deformación. Los distintos niveles de deformación cortante producen comportamiento elástico, elasto-plástico o falla del suelo.

El módulo cortante dinámico es una de las propiedades más importantes en el análisis dinámico del suelo, ya que es el parámetro directo y representativo en el cálculo de esfuerzos y deformaciones.

Tabla 25. Parámetros elásticos, para diferentes profundidades, obtenidos a partir de las líneas sísmicas de refracción.

Ensayo	Prof. (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Densidad (Tn/m ³)	Relación de poisson μ	Módulo de Corte Gd (Kg/cm ²)	Módulo de Young Ed (Kg/cm ²)	Módulo Volumétrico Kd (Kg/cm ²)	Módulo de Corte Ge (Kg/cm ²)	Módulo de Young Ee (Kg/cm ²)	Módulo Volumétrico Ke (Kg/cm ²)
LS-5_MASW 7	3.00	866	546	1.8	0.17	5480.6	12820.6	6467.8	274.0	641.0	323.4
	6.00	900	559	1.8	0.19	5744.6	13621.8	7221.5	287.2	681.1	361.1
	9.00	902	638	1.8	0.00	7464.6	14943.1	4990.3	373.2	747.2	249.5
	12.00	919	631	1.8	0.05	7313.2	15404.8	5746.7	365.7	770.2	287.3
	15.00	2380	636	2.00	0.46	8261.5	24148.7	104595.2	413.1	1207.4	5229.8
	18.00	2424	6621	2.00	0.46	8937.0	26091.6	108042.5	446.9	1304.6	5402.1
	21.00	2542	779	2.00	0.46	12368.6	35825.7	115382.0	618.4	1791.3	5769.1
	24.00	2701	847	2.00	0.46	14623.7	42278.8	129424.0	731.2	2113.9	6471.2
	27.00	2744	956	2.00	0.46	18632.3	53326.6	128861.0	931.6	2666.3	6443.0
	30.00	2745	956	2.00	0.46	18632.3	53328.5	1289621.4	931.6	2666.4	6448.1
LS-6_MASW 8	3.00	1756	497	1.8	0.46	4536.9	13215.7	50602.7	226.8	660.8	2530.1
	6.00	1960	824	1.8	0.39	12471.0	34735.6	53932.5	623.5	1736.8	2996.6
	9.00	2662	766	2.0	0.45	11974.6	34843.0	128680.3	598.7	1742.2	6434.0
	12.00	2733	794	25.0	0.45	12866.0	37412.4	135320.7	643.3	1870.6	6766.0
	15.00	2733	874	2.0	0.44	15589.3	44992.5	131689.6	779.5	2249.6	6584.5
	18.00	2786	967	2.0	0.43	19083.4	54635.7	132924.2	954.2	2731.8	6646.2
	21.00	2846	1031	2.0	0.42	21693.1	61802.1	136367.8	1084.7	3090.1	6818.4
	24.00	2960	1031	2.0	0.43	21693.1	62083.2	149838.6	1084.7	3104.2	7491.9
	27.00	2960	995	2.0	0.44	20204.6	58039.9	151869.7	1010.2	2902.0	7593.5
	30.00	2960	995	2.0	0.44	20204.6	58040.7	151916.2	1010.2	2902.0	7595.8

Nota. Elaboración propia

Ensayos de laboratorio

En los sondeos y calicatas ejecutados durante la investigación realizada de manera específica para el presente proyecto se realizó la correspondiente toma de muestras, consistentes en:

- Muestras SPT en sondeos.
- Muestras alteradas en sondeos.
- Muestras Inalteradas en Sondeos.
- Muestras Alteradas en Calicatas.

Con las muestras tomadas en las calicatas y en los sondeos, se solicitó una serie de ensayos de laboratorio para conocer las características geotécnicas de los materiales.

A continuación, se detallan los ensayos de laboratorio realizados:

Sondeos

- Granulometría por tamizado ASTM D-422, MTC E107.
- Limite Líquido ASTM D-4318, MTC E110.
- Límite Plástico ASTM D-4318, MTC E111.
- Contenido de Humedad ASTM D-2216, MTC E108.
- Clasificación SUCS ASTM D-2487.
- Clasificación AASHTO M-145 ASTM D-3282.
- Contenido en Sulfatos ASTM D-516 NPT 339.178.
- Contenido en Cloruros ASTM D-512 NPT 339.177.
- Contenido en Sales Solubles ASTM D5333 NPT 339.152.
- Contenido en Cloruros en aguas.
- Contenido en sulfatos en aguas.
- Ensayo de Corte Directo Consolidado-Drenado ASTM D-3080.
- Peso unitario MTC E 203-2000, ASTM C-29.
- Ensayo Triaxial ASTM 4767.
- Ensayo de Consolidación ASTM D-2435 y AASHTO T-216.
- Ensayo de Resistencia a la Carga Puntual en Roca ASTM D-5731.

Calicatas

- Granulometría por tamizado ASTM D-422, MTC E107.
- Limite Líquido ASTM D-4318, MTC E110.
- Límite Plástico ASTM D-4318, MTC E111.
- Contenido de Humedad ASTM D-2216, MTC E108.
- Clasificación SUCS ASTM D-2487.
- Clasificación AASHTO M-145 ASTM D-3282.

- Contenido en Cloruros ASTM D-512 NPT 339.177.
- Contenido en Materia Orgánica AASHTO T267.
- Contenido en Sales Solubles ASTM D5333 NPT 339.152.
- Proctor Modificado.
- CBR.

Las actas de los resultados de los ensayos de laboratorio de los sondeos y calicatas se pueden observar en el Anexo 03. Actas de Laboratorio donde se encuentran todos los trabajos de laboratorio ejecutados.

Caracterización geotécnica de los materiales

Para la caracterización geológico-geotécnica de materiales se han realizado dos sondeos mecánicos a rotación con recuperación de testigo, 2 calicatas en los accesos al puente, dos perfiles de sísmica de refracción hasta 30 metros, dos ensayos MASW hasta los 30 metros y los ensayos de laboratorio correspondientes. A partir del análisis de resultados se han podido definir las siguientes unidades geotécnicas:

- Depósitos Aluviales (QAL)
- Formación Ananea (SD-an)

A continuación, se realiza un estudio detallado de cada una de las unidades geotécnicas identificadas:

Depósitos Aluviales (QAL)

El primer nivel identificado es un nivel de Depósitos Aluviales formados por unas arenas limosas en superficie, seguido de unas gravas mal graduadas con limos y arcillas. La compacidad de estos materiales es densa a muy densa, plasticidad baja y coloración marrón oscura.

El espesor atravesado en ambos sondeos se muestra a continuación:

Tabla 26. *Espesores atravesados correspondiente a depósitos aluviales.*

SONDE O	Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)			Profundidad Inicio m.s.n.m.	Profundidad Final m.s.n.m.	Espesor (m)
	X	Y	Z			
S-01	219375.6440	8485413.9500	3222.86	3222.86	3218.66	4.30
S-02	219442.3680	8485338.1710	3222.73	3210.73	3200.93	17.50
CA-01	219343.0000	8485413.0000	3222.86	3222.86	3220.56	2.30
CA-02	219446.0000	8485337.0000	3222.94	3222.94	3221.64	1.30

Nota. Elaboración propia

Identificación. Se han ensayado 7 muestras en laboratorio, las cuales caracterizan la unidad como una grava pobremente graduada a bien graduada en matriz arcillosa a limosa y arenas limosas en superficie con plasticidad nula con las siguientes proporciones:

- 77 % GC-GP, Grava mal graduada con arcilla.
- 29% SM-SP, Arena mal graduada con limo.
- 14% GM-GP, Grava mal graduada con limo.

El contenido en finos medio de la unidad se sitúa en un 9% con una desviación estándar de 1.4%.

A continuación, se presenta la curva granulométrica, la carta de Casagrande y la Clasificación SUCS con los resúmenes estadísticos de los distintos parámetros de identificación.

Foto 25. Curva granulométrica Unidad QAL.

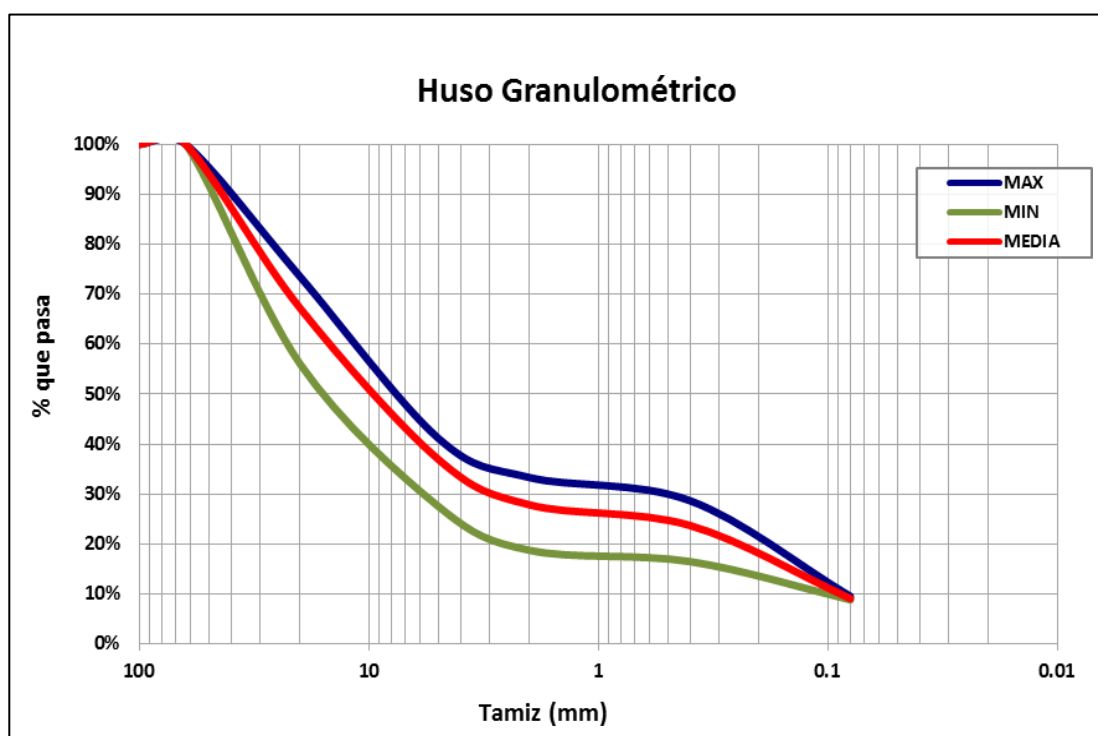


Tabla 27. Resumen curva granulométrica Unidad QAL.

Muestras	Media (%)	Máximo (%)	Mínimo (%)	Desviación Estándar
#100	98	100	87	4.9
#20	68	89	48	13.2
#2	34	57	16	15.9
#0.4	21	35	9	9.7
#0.08	9	10	6	1.4

Nota. Elaboración propia

Foto 26. Carta Casagrande Unidad QAL.

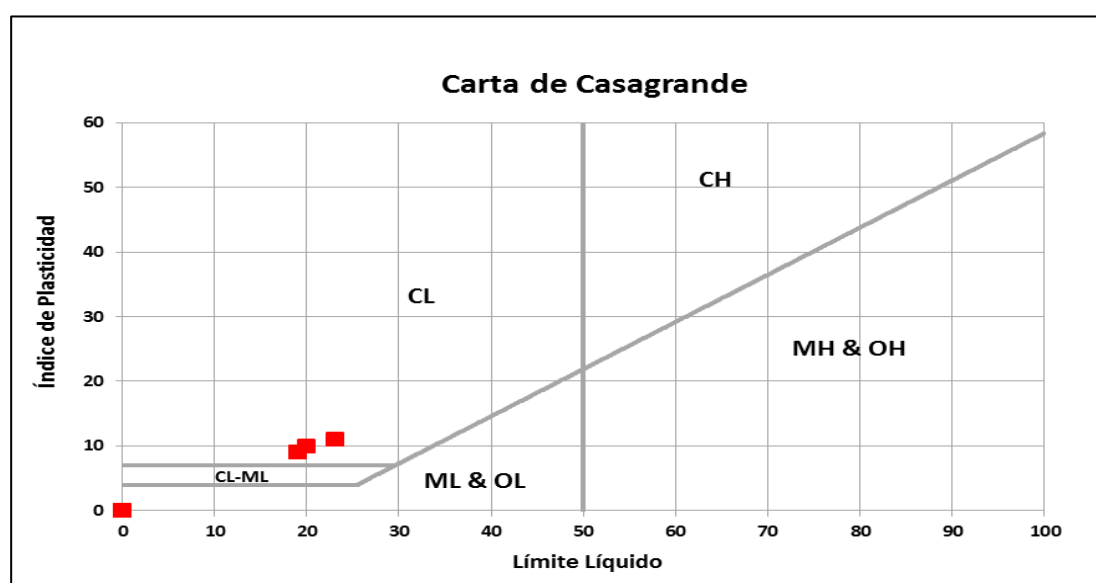


Tabla 28. Límites de Atterberg Unidad QAL..

Muestras	Media (%)	Máximo (%)	Mínimo (%)	Desviación Estándar (%)
Límite líquido	11.6	23	0	10.9
Límite Plástico	6.0	12	0	5.7
Índice Plasticidad	5.6	11	0	5.3

Nota. Elaboración propia

Foto 27. Clasificación SUCS Unidad QAL.

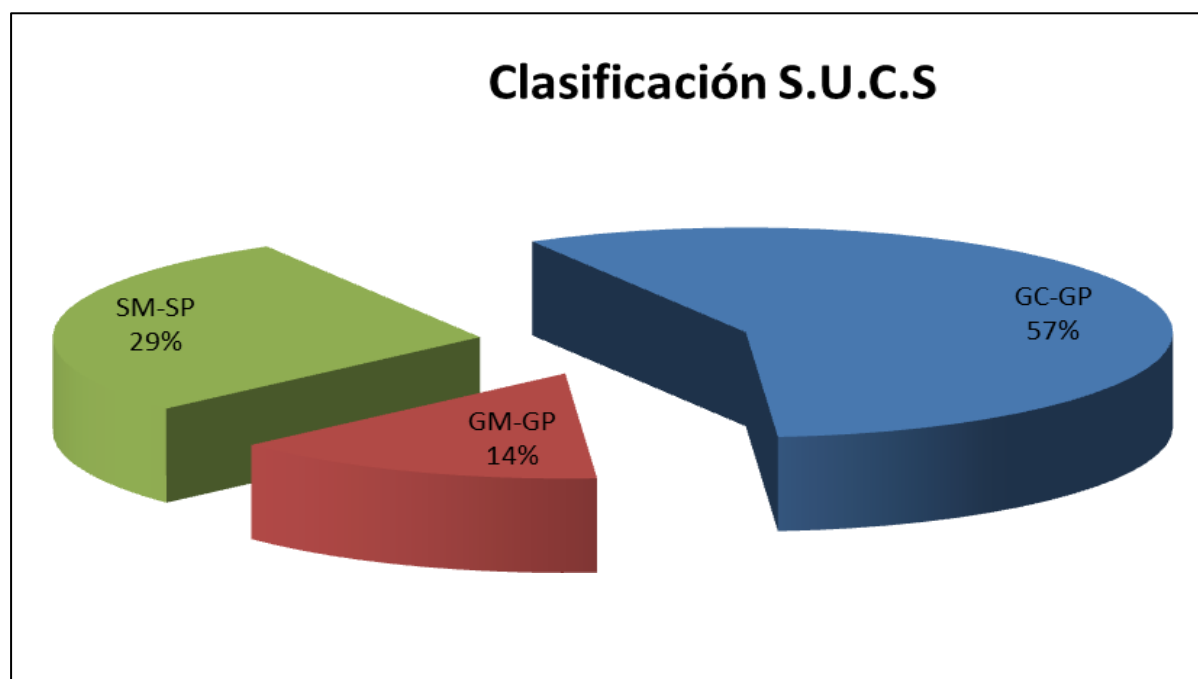


Tabla 29. Resume Clasificación SUCS.

SUCS	Nº MUESTRAS	PORCENTAJES
GC-GP	4	57%
SM-SP	2	29%
GM-GP	1	14%

Nota. Elaboración propia

Estado Natural

Se han realizado ensayos en laboratorio para la determinación de la humedad natural. En el siguiente gráfico se muestran los resultados obtenidos:

Foto 28. *Contenido en Humedad Unidad QAL.*

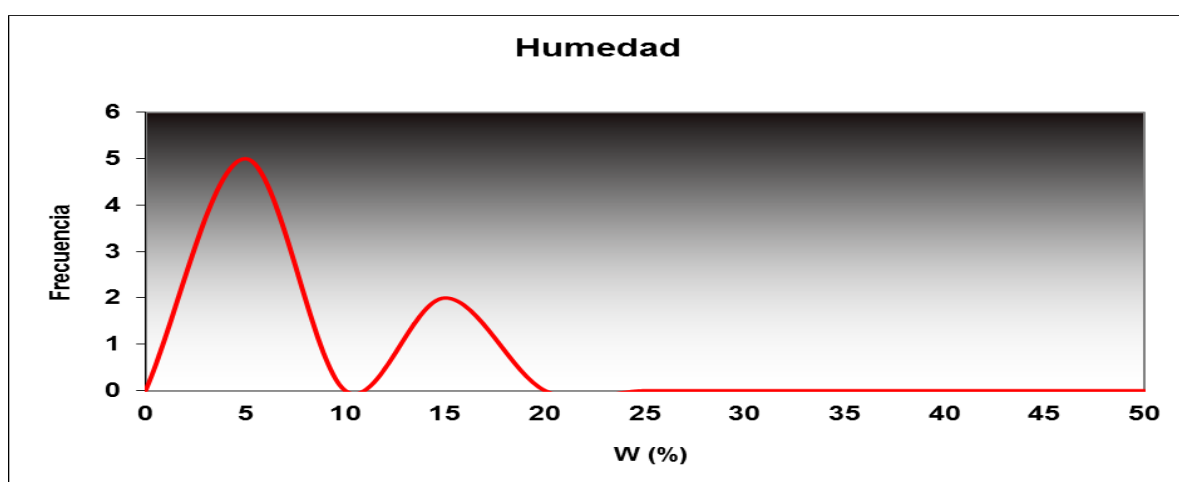


Tabla 30. *Resumen Contenido en Humedad Unidad QAL*

Muestras	Media	Máximo	Mínimo	Desviación Estándar
Humedad Natural	7.9 %	17.4 %	3.9 %	5.2 %

Nota. Elaboración propia

Ensayos Químicos

Se han realizado varios ensayos químicos para ver la agresividad de los suelos frente al concreto de las estructuras. En este sentido, en la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 31. *Resultados de los ensayos químicos en la Unidad QAL*

Muestras	Media	Máximo	Mínimo
Sulfatos (%)	0.009	0.010	0.006
Cloruros (%)	0.0001	0.0001	0.00001
Materia Orgánica	1.0	1.0	1.0
Sales Solubles (%)	0.01	0.0096	0.0010

Nota. Elaboración propia

Se considera una Exposición Despreciable, según la Norma E.060 Concreto Armado (2006), tal y como indica la siguiente tabla:

Tabla 32. Exposición del concreto a los sulfatos.

EXPOSICIÓN A SULFATOS	SULFATO SOLUBLE EN AGUA(SO ₄) PRESENTE EN EL SUELO, % EN PESO	SULFATO EN AGUA p.p.m.	MS	Concreto con agregado de peso normal Relación máxima Agua/Cemento en peso	Concreto con agregados de peso normal y ligero. Resistencia mínima a compresión, f'c MPa
Despreciable	<0.10	SO ₄ <150	-	-	-
Moderado	0.10≤SO ₄ <0.20	150≤SO ₄ <1500	II, IP(MS), IS (MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0.5	28
Severo	0.20≤SO ₄ <2.00	1500≤SO ₄ <10000	V	0.45	31
Muy Severo	SO ₄ >2.00	SO ₄ >10000	V más puzolana	0.45	31

Nota. Elaboración propia

Ensayos de corte directo

Se han realizado un total de 4 ensayos de Corte Directo distribuidos entre los dos sondeos ejecutados, tal y como se presenta en la tabla a continuación:

Tabla 33. Resultado corte directo Unidad QAL

SONDEO	PROF. (m)	CLASIFICACIÓN	COHESIÓN	ÁNGULO DE FRICCIÓN φ
		SUCS	(Kg/cm ²)	(°)
S-01	3.00-4.00	GP-GC	0.00	37.19
S-02	1.60-3.00	SC	0.06	30.09
S-02	4.50-6.00	SP-SM	0.00	30.12
S-02	10.50-12.00	SP-SM	0.00	33.56

Nota. Elaboración propia

Parámetros resistentes

Se ha realizado una recopilación de todos los ensayos SPT ejecutados en ambos sondeos y se han cuantificado las características resistentes del nivel de depósitos aluviales.

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 34. Resultados obtenidos de los ensayos SPT.

Sondeo	Prof. inicio (m)	Prof. final (m)	Prof. Media (m)	Nivel freático (prof.)	N _{SPT}	Contenido en Finos (%)	C _n	C _e	C _b	C _r	C _s	N ₁₍₆₀₎	Delta N	N _{1(60)cs}	N ₁₍₆₀₎
S-01	1.65	1.91	1.78	5.70	50	8.84	1.37	0.92	1.00	0.80	1.00	50.38	0.65	51.03	51.03
S-01	3.05	3.10	3.08	5.70	50	8.84	1.22	0.97	1.00	0.85	1.00	50.35	0.65	51.00	51.00
S-02	1.50	1.59	1.55	7.60	50	30.41	1.42	0.90	1.00	0.80	1.00	51.36	5.38	57.74	57.74
S-02	3.00	3.11	3.06	7.60	50	10.24	1.22	0.97	1.00	0.85	1.00	50.40	1.25	51.65	51.65
S-02	4.50	4.52	4.51	7.60	50	10.24	1.10	1.04	1.00	0.95	1.00	54.36	1.25	55.61	55.61
S-02	6.25	6.28	6.27	7.60	50	9.51	1.03	1.12	1.00	0.95	1.00	54.48	0.93	55.40	55.40
S-02	7.75	7.82	7.79	7.60	50	9.51	0.98	1.19	1.00	0.95	1.00	55.41	0.93	56.33	56.33
S-02	9.20	9.25	9.23	7.60	50	9.51	0.97	1.25	1.00	1.00	1.00	61.05	0.93	61.98	61.98
S-02	10.50	10.57	10.54	7.60	50	9.51	0.97	1.31	1.00	1.00	1.00	63.53	0.93	64.46	64.46
S-02	12.10	12.15	12.13	7.60	50	9.51	0.96	1.33	1.00	1.00	1.00	63.96	0.93	64.89	64.89

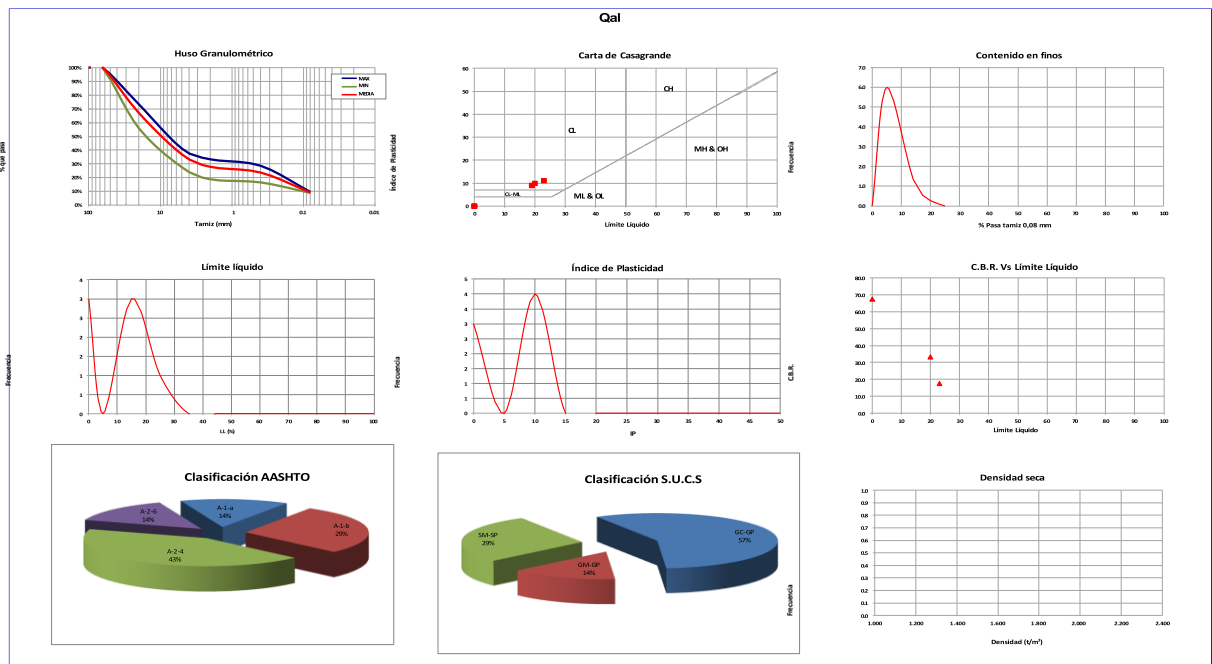
Nota. Elaboración propia

Tabla 35. Resumen Ensayos Laboratorio Unidad Depósitos Aluviales

Grupo Geotécnico	IDENTIFICACIÓN										ESTADO										COMPACTABILIDAD						
	GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO							L. ATTERBERG			P. Esp. Part.	Densidad seca (g/cm³)	Densidad aparente (g/cm³)	Humedad Natural (%)	Porosidad	P. QUÍMICOS						PROCTOR MODIFICADO					
																% SO4	% Cl-	% M.O.	% Sales Solubles	% Yesos	PH	P.M. Dmax g/cm³	P.M. Hopt %	CBR95	CBR100	%ABS	%HINCH
Q _{AL}	# 100 mm	# 63 mm	# 20 mm	# 5 mm	# 2 mm	# 0,4 mm	# 0,08 mm	LL	LP	IP																	
Nº ENSAYOS	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	0	0	4	7	0	6	3	1	4	0	0	7	7	3	3	0	0
MÁXIMO	100%	100%	89%	64%	57%	35%	10%	23.0	12.0	11.0	-	-	15.520	17.4%	-	0.010%	0.0001%	1.0	0.0096%	-	-	2.35	7.4%	40.31	67.3	-	-
MÍNIMO	87%	80%	48%	24%	16%	9%	6%	0.0	0.0	0.0	-	-	14.000	3.9%	-	0.006%	0.0001%	1.0	0.0010%	-	-	2.12	6.1%	12.7	17.4	-	-
MEDIA	98%	97%	68%	42%	34%	21%	9%	11.6	6.0	5.6	-	-	14.555	7.9%	-	0.009%	0.0001%	1.0	0.01%	-	-	2.259	6.6%	24.42	39.3	-	-
DESV.	4.9%	7.6%	13.2%	14.5%	15.9%	9.7%	1.4%	10.9	5.7	5.3	-	-	0.664	5.2%	-	0.002%	0.000%	-	0.00%	-	-	0.080	0.5%	14.27	25.5	-	-
MEDIANA	100%	100%	68%	41%	33%	25%	9%	19.0	10.0	9.0	-	-	14.35	5.9%	-	0.010%	0.000%	-	0.01%	-	-	2.26	6.4%	20.25	33.2	-	-
CV	0.05	0.08	0.20	0.34	0.47	0.45	0.17	-	-	-	-	-	0.05	0.65	-	0.18	0.000%	-	0.58	-	-	0.04	0.07	0.58	0.65	-	-

Nota. Elaboración propia

Foto 29. Resumen de ensayos de laboratorio. Unidad de Depósitos Aluviales



Formación Ananea (SD-an)

Bajo el nivel de depósitos aluviales, descrito previamente, se encuentra la base rocosa, correspondiente a la Formación Ananea. Ésta está compuesta por unas pizarras de color gris oscuro a negro, intercalado con niveles de cuarcita de 5 a 20 cm, el cual se encuentra intensamente deformado por, al menos, dos fases compresivas. Con un grado de meteorización IV. Este nivel de esquistos continua hasta una profundidad indeterminada, siendo la cota máxima de exploración la cota 3200.93 m.s.n.m.

Foto 30. Sustrato Roco Formación Ananea, Sondeo S-02.



El espesor atravesado en ambos sondeos se muestra a continuación:

Tabla 36. Espesores atravesados correspondiente la Formación Ananea

SONDEO	Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)			Profundidad Inicio m.s.n.m.	Profundidad Final m.s.n.m.	Espesor (m)
	X	Y	Z			
S-01	219375.644	8485413.950	3222.86	3218.66	3202.86	15.80
S-02	219442.368	8485338.171	3222.73	3210.73	3202.13	8.60
CA-01	219343.000	8485413.000	3222.86	3220.56	-	-
CA-02	219446.000	8485337.000	3222.94	3221.64	-	-

Nota. Elaboración propia

Para la caracterización del nivel rocoso, se han realizado ensayos de Resistencia a la Carga Puntual a diversas muestras, cuyos resultados se muestran a continuación.

Tabla 37. Resultado carga puntual en roca

Sondeo	Intervalo (m)	Muestra	Is (kg/cm ²)	RCP (kg/cm ²)	RCS (kg/cm ²)	Valor Mínimo (kg/cm ²)	Valor Máximo (kg/cm ²)	Valor Medio RCS (kg/cm ²)
S-01	4.80-5.20	M-01	17.79	421.80	419.45	114.87	455.85	306.43
		M-02	4.27	113.42	114.87			
		M-03	19.66	459.53	455.85			
		M-04	9.30	215.44	213.38			
		M-05	19.76	442.67	439.22			
		M-06	9.92	218.72	217.42			
		M-07	13.44	285.21	284.82			
	13.20-13.50	M-01	3.58	77.50	77.20	77.20	714.38	365.07
		M-02	9.12	196.97	196.30			
		M-03	36.31	707.51	714.38			
		M-04	20.46	405.16	408.23			
		M-05	19.87	379.18	383.93			
		M-06	9.14	170.58	172.35			
		M-07	30.90	596.54	603.10			
S-02	16.90-17.30	MA-01	7.99	202.46	203.60	136.43	321.96	235.73
		MA-02	5.18	135.06	136.43			
		MA-03	12.68	300.67	299.01			
		MA-04	6.80	190.61	194.61			

Sondeo	Intervalo (m)	Muestra	Is (kg/cm ²)	RCP (kg/cm ²)	RCS (kg/cm ²)	Valor Mínimo (kg/cm ²)	Valor Máximo (kg/cm ²)	Valor Medio RCS (kg/cm ²)
		MA-05	7.53	206.89	210.62			
		MA-06	11.81	284.63	283.85			
		MA-07	13.72	323.99	321.96			
	20.20-20.50	MA-01	4.27	112.01	113.22	49.56	482.02	235.54
		MA-02	3.95	103.48	104.58			
		MA-03	12.02	314.90	318.30			
		MA-04	16.57	358.09	356.81			
		MA-05	23.32	480.93	482.02			
		MA-06	10.50	224.87	224.32			
		MA-07	1.87	49.04	49.56			

Nota: Autoría propia de variables e indicadores

Hoek Brown Classification

- SIGCI 10.5 MPa
- GSI 25
- Mi 6
- D 0

Hoek Brown Criterion

- mb 0.411967
- s 0.000240369
- a 0.531267

Failure Envelope Range

- Application Slopes
- sig3max 0.199086 MPa
- Unit Weight 0.025 MN/m³
- Slope Height 10 m Mohr-Coulomb Fit
- c 0.0523744 MPa
- phi 38.2323 degrees

Rock Mass Parameters

- sigt -0.00612641 MPa
- sigc 0.12545 MPa
- sigcm 0.766042 MPa

- Em 768.413 MPa

Ensayos Químicos Suelos

Se han realizado varios ensayos químicos para ver la agresividad de los suelos frente al concreto de las estructuras. En este sentido, en la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para el sustrato rocoso en su nivel más meteorizado.

Tabla 38. Resultados de los ensayos químicos en la Unidad SD-an.

Muestras	Media	Máximo	Mínimo
Sales Solubles (%)	0.0022	0.0022	0.0022
Sulfatos (%)	0.0022	0.0022	0.0022
Cloruros (%)	0.0001	0.0001	0.0001
Materia Orgánica (%)	1	1	1

Nota. Elaboración propia

Ensayos Químicos Aguas

Se han realizado varios ensayos químicos para ver la agresividad del agua frente al concreto de las estructuras. En este sentido, en la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para el sustrato rocoso en su nivel más meteorizado.

Tabla 39. Resultados de los ensayos químicos Agua

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	pH	Sulfatos (ppm)	Cloruros (ppm)
S-01	MW-S-01	5.70	8.50	72.27	0.66
S-02	MW-S-02	7.6	8.18	70.74	1.16
Valor Mínimo			8.18	70.74	0.66
Valor Máximo			8.50	72.27	1.16
Valor Promedio			8.34	71.51	0.91

Nota. Elaboración propia

Se considera una Exposición Despreciable según la Norma E.060 Concreto Armado (2006), tal y como indica la siguiente tabla:

Tabla 40. Exposición del concreto a los sulfatos.

EXPOSICIÓN A SULFATOS	SULFATO SOLUBLE EN AGUA(SO ₄) PRESENTE EN EL SUELO, % EN PESO	SULFATO EN AGUA p.p.m.	MS	Concreto con agregado de peso normal Relación máxima Agua/Cemento en peso	Concreto con agregados de peso normal y ligero. Resistencia mínima a compresión, f' c MPa
Despreciable	<0.10	SO ₄ <150	-	-	-
Moderado	0.10≤SO ₄ <0.20	150≤SO ₄ <1500	II, IP(MS), IS (MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0.5	28
Severo	0.20≤SO ₄ <2.00	1500≤SO ₄ <10000	V	0.45	31
Muy Severo	SO ₄ >2.00	SO ₄ >10000	V más puzolana	0.45	31

Nota. Elaboración propia

Análisis de licuefacción Riesgo de Licuefacción

Se define licuefacción como la disminución de la resistencia al corte en un suelo no cohesivo saturado, debido al aumento de la presión intersticial durante un terremoto, pudiendo llegar a producirse la anulación de la presión efectiva entre sus partículas, así como deformaciones permanentes significativas.

Método de Cálculo de la Susceptibilidad frente a la Licuefacción en Suelos

Las primeras tres aproximaciones emplean datos procedentes de ensayos de laboratorio para establecer las condiciones de esfuerzos necesarios para causar licuefacción, mientras que las otras tres aproximaciones emplean datos de ensayos in situ de penetración dinámica (por ejemplo, ensayos SPT). En cualquier caso, la mayoría de estos métodos implican tres pasos fundamentales:

- Estimación de la tensión tangencial cíclica inducidos a diferentes profundidades del terreno afectado por un terremoto, y el número de ciclos de esfuerzos que sufre dicho terreno.
- Estimación de la resistencia al corte cíclico del suelo, por ejemplo, el ratio de esfuerzo de corte cíclico que se requiere para provocar una licuefacción inicial en el suelo en un número específico de ciclos.
- Comparación entre la tensión cíclica de corte inducida y la resistencia al corte cíclico; en zonas donde el esfuerzo de corte inducido por el sismo excede la tensión de corte requerida para causar una licuefacción inicial habrá entonces un

potencial de licuefacción evidente.

Resultados del análisis de licuefacción

Para el cálculo de la licuefacción en los diferentes estribos estudiados, se ha utilizado el Software LiqIT V4.7.7.5. – Soil Liquefaction Assesment Software.

Se muestran a continuación los resultados obtenidos:

Para el análisis de Licuefacción, se han considerado los valores de N30 obtenidos en los ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados en el sondeo S-01 en el estribo Noroeste y S-02 en el estribo Sureste.

Estribo Derecho

Para el análisis de licuefacción de la margen derecha, se han considerado los valores de N30 obtenidos en los ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados en el sondeo S-01.

Tabla 41. *Ensayos SPT utilizados en el análisis de licuefacción en S-01*

Sondeo	Prof. inicio (m)	Prof. final (m)	Prof. Media (m)	Nivel freático (prof.)	N _{SPT}	Contenido en Finos (%)
S-01	1.65	1.91	1.78	5.70	50	8.84
S-01	3.05	3.10	3.08	5.70	50	8.84

Nota. Elaboración propia

El PGA obtenido en el Estudio de Riesgo Sísmico y utilizado en el análisis de licuefacción es 0.368.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos:

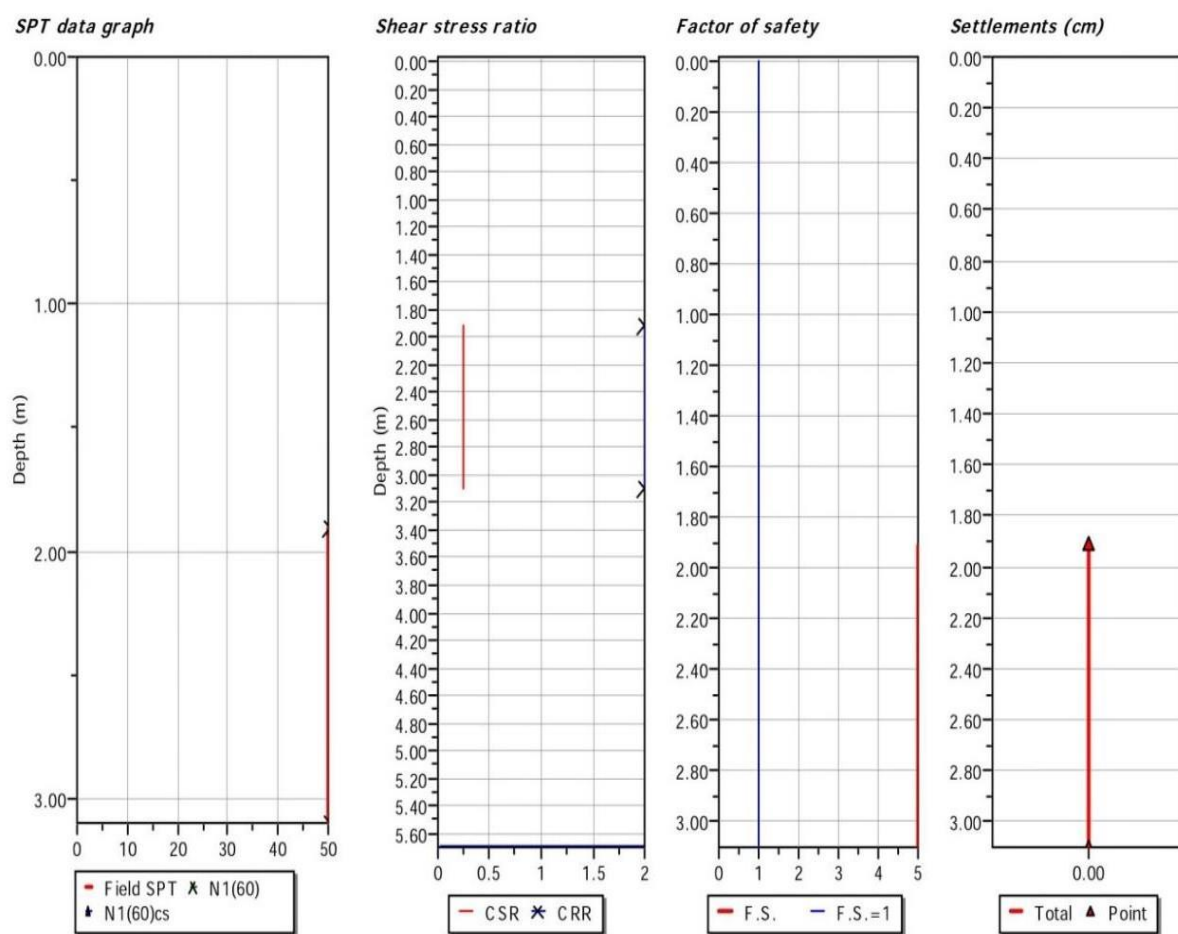
LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

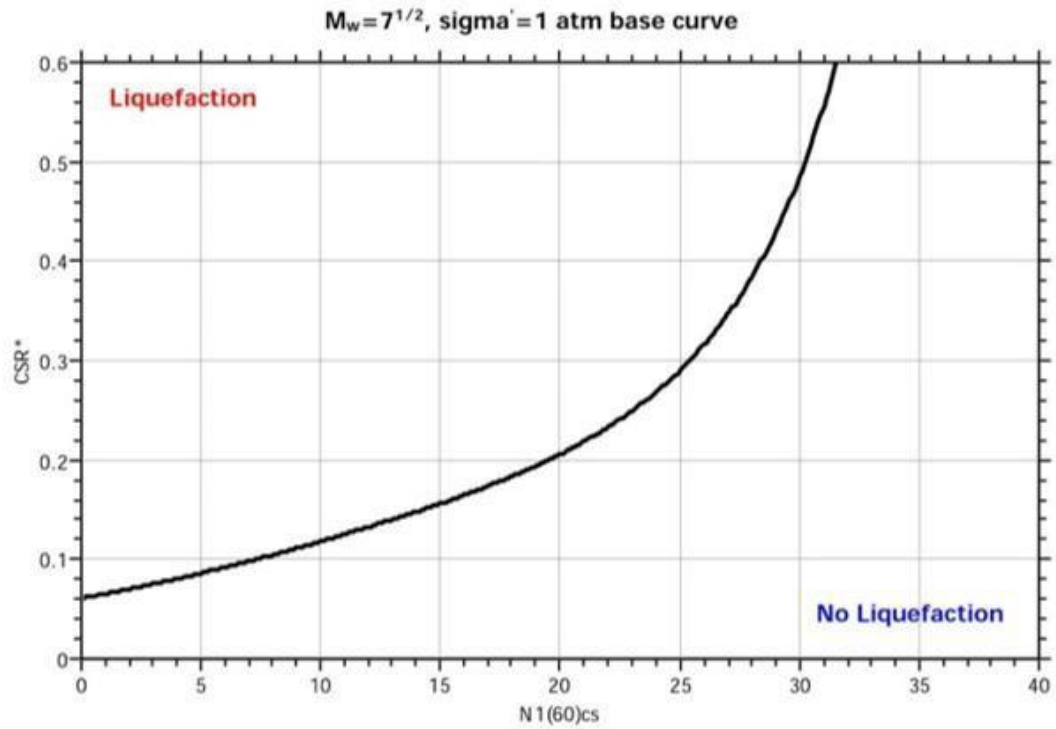
Project title : PUENTE CACHIMAYO

Project subtitle : S-01

Input parameters and analysis data

In-situ data type:	Standard Penetration Test	Depth to water table:	5.70 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	7.50
Analysis method:	Boulanger & Idriss	Peak ground acceleration:	0.37 g
Fines correction method:	Boulanger & Idriss	User defined F.S.:	1.00





:: Field input data ::

Point ID	Depth (m)	Field N_{60} (blows/30 cm)	Unit weight (kN/m^3)	Fines content (%)
1	1.91	50.00	14.20	8.84
2	3.10	50.00	14.20	8.84

Depth : Depth from free surface, at which SPT was performed (m)
Field SPT : SPT blows measured at field (blows/30 cm)
Unit weight : Bulk unit weight of soil at test depth (kN/m^3)
Fines content : Percentage of fines in soil (%)

:: Cyclic Stress Ratio calculation (CSR fully adjusted and normalized) ::

Point ID	Depth (m)	Sigma (kPa)	u (kPa)	Sigma' (kPa)	r_d	CSR	MSF	$CSR_{eq,M=7.5}$	K_{sigma}	CSR'
1	1.91	27.12	0.00	27.12	0.99	0.24	1.00	0.24	1.00	0.24
2	3.10	44.02	0.00	44.02	0.98	0.24	1.00	0.24	1.00	0.24

Depth : Depth from free surface, at which SPT was performed (m)
Sigma : Total overburden pressure at test point, during earthquake (kPa)
u : Water pressure at test point, during earthquake (kPa)
Sigma' : Effective overburden pressure, during earthquake (kPa)
 r_d : Nonlinear shear mass factor
CSR : Cyclic Stress Ratio
MSF : Magnitude Scaling Factor
 $CSR_{eq,M=7.5}$: CSR adjusted for $M=7.5$
 K_{sigma} : Effective overburden stress factor
CSR' : CSR fully adjusted

:: Cyclic Resistance Ratio calculation $CRR_{7.5}$::

Point ID	Field SPT	C_d	C_e	C_{dp}	C_r	C_L	$N_{1(60)}$	DeltaN	$N_{1(60)s}$	$CRR_{7.5}$
1	50.00	1.37	0.92	1.00	0.80	1.00	50.38	0.65	51.03	2.00
2	50.00	1.22	0.97	1.00	0.85	1.00	50.35	0.65	51.00	2.00

C_d : Overburden correction factor
 C_e : Energy correction factor
 C_{dp} : Borehole diameter correction factor
 C_r : Rod length correction factor
 C_L : Lineer correction factor
 $N_{1(60)}$: Corrected N_{60}
 DeltaN : Addition to corrected N_{60} value due to the presence of fines
 $N_{1(60)s}$: Corrected $N_{1(60)}$ value for fines
 $CRR_{7.5}$: Cyclic resistance ratio for $M=7.5$

:: Settlements calculation for saturated sands ::

Point ID	$N_{1(60)}$	N_1	FS_s	e_v (%)	Settle. (cm)
1	51.03	42.53	5.00	0.00	0.00
2	51.00	42.50	5.00	0.00	0.00

Total settlement : 0.00

$N_{1(60)}$: Stress normalized and corrected SPT blow count
 N_1 : Japanese equivalent corrected value
 FS_s : Calculated factor of safety
 e_v : Post-liquefaction volumetric strain (%)
 Settle. : Calculated settlement (cm)

:: Liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.04	0.00
2	0.00	8.45	0.00

:: Liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w_L	I_L
----------	---	-------	-------

Overall potential I_L : 0.00

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5 - Liquefaction not probable
 I_L between 5 and 15 - Liquefaction probable
 $I_L > 15$ - Liquefaction certain

Tras los cálculos ejecutados se descartan los riesgos por licuefacción.

Estríbo Izquierdo

Par el análisis de Licuefacción de la margen izquierda, se han considerado los valores de N_{30} obtenidos en los ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados en el sondeo S-02.

Tabla 42. Ensayos SPT utilizados en el análisis de licuefacción en S-02.

Sondeo	Prof. inicio (m)	Prof. final (m)	Prof. Media (m)	Nivel freático (prof.)	N _{SPT}	Contenido en Finos (%)
S-02	1.50	1.59	1.55	7.60	R	30.41
S-02	3.00	3.11	3.06	7.60	R	10.24
S-02	4.50	4.52	4.51	7.60	R	10.24
S-02	6.25	6.28	6.27	7.60	R	9.51
S-02	7.75	7.82	7.79	7.60	R	9.51
S-02	9.20	9.25	9.23	7.60	R	9.51
S-02	10.50	10.57	10.54	7.60	R	9.51
S-02	12.10	12.15	12.13	7.60	R	9.51

Nota. Elaboración propia

Tras los cálculos realizados se descarta el riesgo por licuefacción.

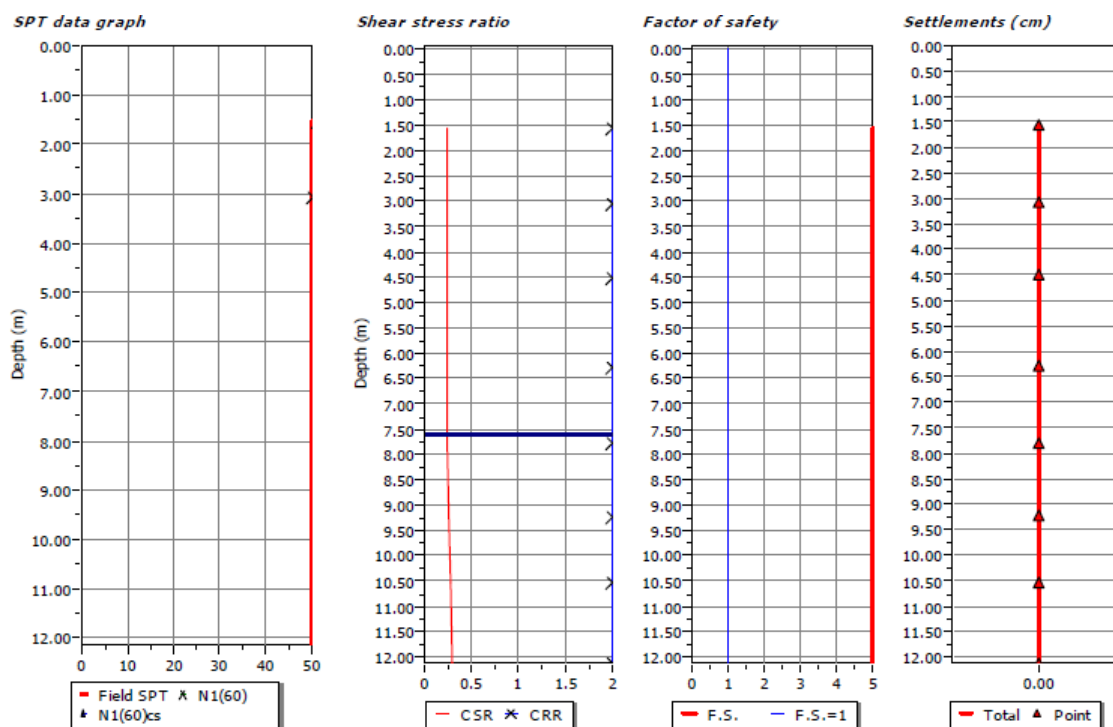
LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : PUENTE CACHIMAYO

Project subtitle : S-02

Input parameters and analysis data

In-situ data type:	Standard Penetration Test	Depth to water table:	7.60 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	7.50
Analysis method:	Boulanger & Idriss	Peak ground acceleration:	0.37 g
Fines correction method:	Boulanger & Idriss	User defined F.S.:	1.00



:: Field input data ::

Point ID	Depth (m)	Field N_{SPT} (blows/30 cm)	Unit weight (kN/m ³)	Fines content (%)
1	1.55	50.00	14.20	30.41
2	3.06	50.00	14.20	10.24
3	4.51	50.00	14.20	10.24
4	6.27	50.00	14.20	9.51
5	7.79	50.00	14.20	9.51
6	9.23	50.00	14.20	9.51
7	10.54	50.00	14.20	9.51
8	12.13	50.00	14.20	9.51

Depth : Depth from free surface, at which SPT was performed (m)
Field SPT : SPT blows measured at field (blows/30 cm)
Unit weight : Bulk unit weight of soil at test depth (kN/m³)
Fines content : Percentage of fines in soil (%)

:: Cyclic Stress Ratio calculation (CSR fully adjusted and normalized) ::

Point ID	Depth (m)	Sigma (kPa)	u (kPa)	Sigma' (kPa)	r_d	CSR	MSF	CSR _{eq,M=7.5}	K_{σ}	CSR*
1	1.55	22.01	0.00	22.01	0.99	0.24	1.00	0.24	1.00	0.24
2	3.06	43.45	0.00	43.45	0.98	0.24	1.00	0.24	1.00	0.24
3	4.51	64.04	0.00	64.04	0.97	0.23	1.00	0.23	1.00	0.23
4	6.27	89.03	0.00	89.03	0.95	0.23	1.00	0.23	1.00	0.23
5	7.79	110.62	1.86	108.75	0.93	0.23	1.00	0.23	0.98	0.23
6	9.23	131.07	15.99	115.08	0.91	0.25	1.00	0.25	0.96	0.26
7	10.54	149.67	28.84	120.83	0.89	0.26	1.00	0.26	0.94	0.28
8	12.13	172.25	44.44	127.81	0.87	0.28	1.00	0.28	0.93	0.30

Depth : Depth from free surface, at which SPT was performed (m)
Sigma : Total overburden pressure at test point, during earthquake (kPa)
u : Water pressure at test point, during earthquake (kPa)
Sigma' : Effective overburden pressure, during earthquake (kPa)
 r_d : Nonlinear shear mass factor
CSR : Cyclic Stress Ratio
MSF : Magnitude Scaling Factor
CSR_{eq,M=7.5} : CSR adjusted for M=7.5
 K_{σ} : Effective overburden stress factor
CSR* : CSR fully adjusted

:: Cyclic Resistance Ratio calculation CRR_{7.5} ::

Point ID	Field SPT	C_n	C_e	C_b	C_r	C_s	$N_{1(60)}$	DeltaN	$N_{1(60)cs}$	CRR _{7.5}
1	50.00	1.42	0.90	1.00	0.80	1.00	51.36	5.38	56.74	2.00
2	50.00	1.22	0.97	1.00	0.85	1.00	50.40	1.25	51.65	2.00
3	50.00	1.10	1.04	1.00	0.95	1.00	54.36	1.25	55.61	2.00
4	50.00	1.03	1.12	1.00	0.95	1.00	54.48	0.93	55.40	2.00
5	50.00	0.98	1.19	1.00	0.95	1.00	55.41	0.93	56.33	2.00
6	50.00	0.97	1.25	1.00	1.00	1.00	61.05	0.93	61.98	2.00
7	50.00	0.97	1.31	1.00	1.00	1.00	63.53	0.93	64.46	2.00
8	50.00	0.96	1.33	1.00	1.00	1.00	63.96	0.93	64.89	2.00

C_n : Overburden correction factor
 C_e : Energy correction factor
 C_b : Borehole diameter correction factor
 C_r : Rod length correction factor
 C_s : Liner correction factor
 $N_{1(60)}$: Corrected N_{SPT}
DeltaN : Addition to corrected N_{SPT} value due to the presence of fines
 $N_{1(60)cs}$: Corrected $N_{1(60)}$ value for fines
CRR_{7.5} : Cyclic resistance ratio for M=7.5

:: Settlements calculation for saturated sands ::					
Point ID	$N_{1(60)}$	N_1	FS_L	e_v (%)	Settle. (cm)
1	56.74	47.28	5.00	0.00	0.00
2	51.65	43.04	5.00	0.00	0.00
3	55.61	46.34	5.00	0.00	0.00
4	55.40	46.17	5.00	0.00	0.00
5	56.33	46.95	5.00	0.00	0.00
6	61.98	51.65	5.00	0.00	0.00
7	64.46	53.71	5.00	0.00	0.00
8	64.89	54.07	5.00	0.00	0.00
Total settlement : 0.00					
$N_{1(60)}$:	Stress normalized and corrected SPT blow count				
N_1 :	Japanese equivalent corrected value				
FS_L :	Calculated factor of safety				
e_v :	Post-liquefaction volumetric strain (%)				
Settle.:	Calculated settlement (cm)				

:: Liquefaction potential according to Iwasaki ::			
Point ID	F	w_z	I_L
1	0.00	9.22	0.00
2	0.00	8.47	0.00
3	0.00	7.75	0.00
4	0.00	6.87	0.00
5	0.00	6.11	0.00
6	0.00	5.38	0.00
7	0.00	4.73	0.00
8	0.00	3.94	0.00
Overall potential I_L : 0.00			
$I_L = 0.00$ - No liquefaction			
I_L between 0.00 and 5 - Liquefaction not probable			
I_L between 5 and 15 - Liquefaction probable			
$I_L > 15$ - Liquefaction certain			

De los datos anteriores se interpreta lo relacionado a la licuefacción:

La licuefacción genera asentamientos diferenciales, fallas estructurales y el colapso de edificaciones e infraestructuras. El análisis de licuefacción se realizó considerando los valores de resistencia del suelo obtenidos a partir de ensayos de penetración estándar (SPT), lo que permitió determinar la susceptibilidad del terreno ante eventos sísmicos.

Los principales pasos seguidos en el análisis incluyen:

- a. **Estimación de la tensión tangencial cíclica** inducida en distintas profundidades del terreno afectado por el terremoto.

- b. **Determinación de la resistencia a la corte cíclica del suelo**, es decir, el esfuerzo necesario para inducir licuefacción.
- c. **Comparación de valores**: Si la tensión cíclica de corte inducida por el sismo es mayor que la resistencia cíclica del suelo, existe un potencial significativo de licuefacción.

En los resultados del estudio, los valores obtenidos en los ensayos SPT de los sondeos **S-01** y **S-02** fueron fundamentales para la evaluación del riesgo. El análisis determinó que, pese a las condiciones del suelo, los riesgos de licuefacción fueron descartados en la zona de estudio.

Este análisis es importante en el diseño de cimentaciones seguras para evitar fallas en infraestructuras y garantizar la estabilidad del terreno frente a eventos sísmicos.

Determinar la capacidad portante de carga de la cimentación del puente Cachimayo en la región Cuzco

Metodología de cálculo cimentación profunda

Para los dos estribos del Puente Cachimayo, se ha descartado la cimentación superficial, dadas las elevadas solicitaciones a las que se verá sometida la cimentación como consecuencia de los efectos de sismo y las características de los materiales identificados en la zona de estudio.

Para ambos estribos, se han propuesto pilotes hormigonados in situ, con un diámetro de 1.50 metro y empotrados 3 m en roca, por debajo de la cota de socavación.

Análisis de Cimentación

El Puente Cachimayo es una Estructura Tipo Arco Network metálico con tablero mixto biárcena con una luz de 65.00 metros. El puente proyectado consiste en

una estructura resuelta en un único vano de 65.00 m de longitud entre apoyos, con una disposición de doble arco metálico superior y tablero mixto con vigas longitudinales y transversales metálicas y losa superior de concreto armado materializando el tablero.

Los esfuerzos internos se transmiten entre tablero y arco mediante un sistema de péndolas cruzadas siguiendo una configuración tipo network.

A continuación, se presentan las características del sistema estructural diseñado:

- Longitud entre ejes de apoyo: 65.00 m (1 vano).
- Ángulo de esviaje de los bordes extremos respecto al eje de la carretera: 0°.
- Sección total transversal típica: 12.60 m (incluyendo bermas, veredas, barreras New Jersey y barandas).
- Sección transversal simétrica compuesta por carriles de: ancho 3.30 m, más 1.20 m de berma, 0.40 m de barreras tipo New Jersey, 1.20 m de vereda y 0.20 m de sardinel sobre el cual se instalarán las barandas peatonales.
- Sección típica de dos (02) vigas metálicas de borde de 1.05 m de peralte, dos (02) arcos metálicos en forma de cajón sin cerrar de 0.65 x 0.65 m y espesores de 0.012 y 0.0019m dispuestos por encima de las vigas metálicas longitudinales de borde con una altura en clave de 10.50 m.
- La conexión entre las vigas y los arcos se materializa mediante péndolas en disposición tipo network con una separación entre ellas de 4.00 m, quedando la péndola más cercana a los accesos a 2.50 m del eje de los estribos.
- En la calzada se dispone una prelosa de concreto de 0.08 m de espesor y sobre ella, una losa superior de concreto armado de 0.22 m de espesor y superficie de rodadura de carpeta asfáltica de 0.05 m de espesor.
- En la vereda, por su parte, se dispone una losa de concreto armado de 0.20 m

de espesor total, incluyendo el tratamiento superficial al pavimento de la vereda.

- Dieciocho (18) vigas transversales riostras de peralte variable entre 0.73 m en los extremos y 0.82 m en el centro dispuestas en los nudos inferiores de unión de las péndolas, unidas a las dos (02) vigas longitudinales de borde mediante chapas, tornillos y cubrejuntas.
- Diez (10) vigas de arriostramiento transversal del arco en forma de “K” dispuestas en los nudos superiores de unión de las péndolas con los arcos metálicos superiores.
- Dieciocho (18) voladizos metálicos a cada lado de la sección transversal sumando un total de treinta y seis (36), unidos a las dos (02) vigas longitudinales de borde mediante chapas y tornillos.
- Ambos estribos son estribos rectos cerrados, con aletas perpendiculares al alzado del mismo y con un contrafuerte en el centro del trasdós. Dichos alzados se empotran sobre un encepado de 1.25 m de peralte, el cual presenta dos filas de tres (03) pilotes cada una, sumando un total de seis (06) pilotes.
- En el intradós de los estribos, se diseña un muro de escollera que actúa como muro de gravedad aumentando la estabilidad del conjunto. Los huecos de la escollera se rellenan con hormigón en masa para darle monolitismo y para una mayor resistencia a la socavación.

Foto 31. Alzado y Planta General del Puente Cachimayo.

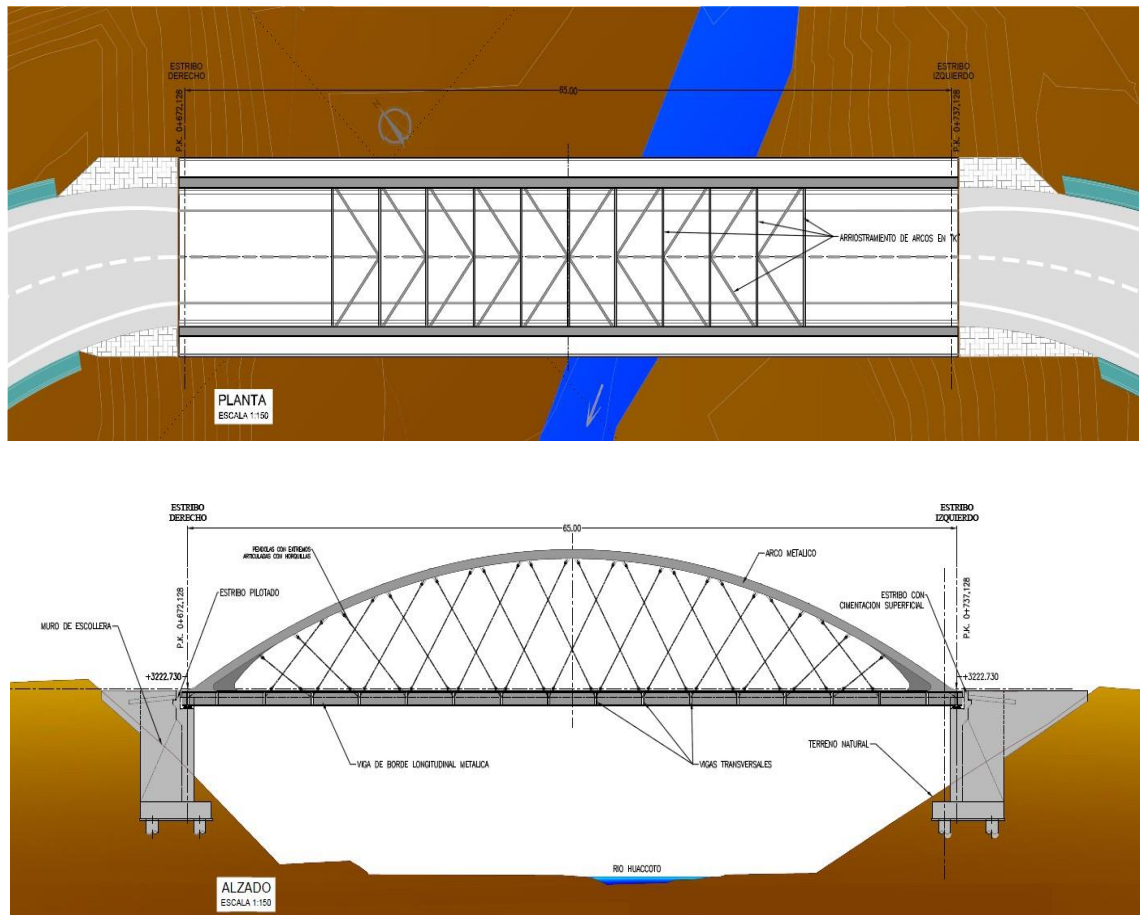
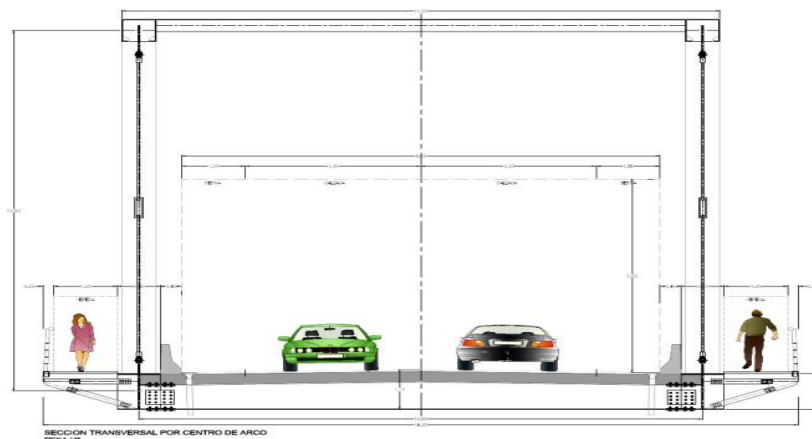


Foto 32. Sección General del Puente.



Calculo capacidad portante estribo E1 – cimentación profunda

Para el cálculo de las capacidades portantes de carga de las cimentaciones y/o fundaciones del estribo E1 del Puente Cachimayo (estribo noroeste), se han

considerado los valores obtenidos de los ensayos SPT ejecutados en la perforación S-01, el perfil de sísmica de refracción LS-07, Ensayo MASW-07, Calicata CA-01 y los ensayos de laboratorio ejecutados. A partir del análisis de toda la información de campo y laboratorio, se han obtenido los parámetros de cálculo a considerar en los cálculos de las cimentaciones.

En este sentido, al tratarse de una cimentación profunda, atravesará dos niveles geotécnicos:

- Depósitos Aluviales: Se identifica hasta una profundidad de 3109.7700 m.s.n.m. en este estribo. Está formado por arenas limosas en superficie, seguido de unas gravas mal graduadas con limos y arcillas. La compacidad de estos materiales es densa a muy densa, plasticidad baja y coloración marrón oscura. Se clasifican en un 77% como GC-GP, 29% SM-SP y 14% GM-GP, con un contenido medio en finos del 9% y una desviación estándar del 1.4%.
- Bajo el nivel de depósitos aluviales, descrito previamente, se encuentra la base rocosa, correspondiente a la Formación Ananea, compuesta por pizarras de color gris oscuro a negro, intercaladas con niveles de cuarcita de 5 a 20 cm. La formación rocosa se encuentra intensamente deformada por, al menos, dos fases compresivas, y presenta un grado de meteorización IV. Este nivel de esquistos continúa hasta una profundidad indeterminada, siendo la cota máxima de exploración la cota 3202.86 m.s.n.m.

A continuación, se muestran los parámetros de cálculo utilizados para el cálculo de la cimentación en este estribo.

Tabla 43. *Parámetros para el cálculo de la cimentación en este estribo*

Litología	Litotipo	Profundidad (m)	Espesor (m)	$\bar{\gamma}$ (kN/m ³)	$\bar{\phi}$ (°)	Cohesión (kN/m ²)	$\bar{S}_u$ (kN/m ²)	E (kN/m ²)	ν	ϕ_{qs}	ϕ_{qp}	Módulo de balasto (t/m ³)
Depósitos	Qal	0.00-1.25	1.25	14.2	35.00	0.00	0.00	70000.00	0.30	0.30	0.55	4000
Aluviales	Qal	1.25-5.00	3.75	14.2	35.00	0.00	0.00	70000.00	0.30	0.30	0.55	
Sustrato Rocoso	SD-ad	5.00-30.00	25.00	25.0	33.00	38.00	0.00	70330.00	0.30	0.30	0.45	5000

Nota. Elaboración propia

$\bar{N}_{60}$	Zi (m)	Zf (m)
50	0.00	5.00
50	5.00	110.00

$\bar{S}_u$ (kN/m ²)	E_d (kN/m ²)	ν_d	$\bar{\gamma}$ (kN/m ³)	$\bar{\phi}$ (°)	Zi (m)	Zf (m)
0.00	70000.00	0.30	14.20	35.00	0.00	1.25
0.00	70330.00	0.30	14.20	35.00	1.25	5.00
0.00	70330.00	0.30	25.00	33.74	5.00	50.00

A continuación, se muestran los parámetros de cálculo utilizados para el cálculo de la cimentación en este estribo.

Tabla 44. *Parámetros de cálculo utilizados para el cálculo de la cimentación en este estribo*

Litología	Litotipo	Profundidad (m)	Espesor (m)	$\bar{\gamma}$ (kN/m ³)	$\bar{\phi}$ (°)	Cohesión (kN/m ²)	$\bar{S}_u$ (kN/m ²)	E (kN/m ²)	ν	ϕ_{qs}	ϕ_{qp}	Módulo de balasto (t/m ³)
Depósitos Aluviales	Qal	0.00-1.25	1.25	14.2	35.00	0.00	0.00	70000.00	0.30	0.30	0.55	4000
	Qal	1.25-5.00	3.75	14.2	35.00	0.00	0.00	70000.00	0.30	0.30	0.55	
Sustrato Rocoso	SD-ad	5.00-30.00	25.00	25.0	33.00	38.00	0.00	70330.00	0.30	0.30	0.45	5000
				$\bar{N}_{60}$	Zi (m)	Zf (m)						
				50	0.00	5.00						
				50	5.00	110.00						
$\bar{S}_u$ (kN/m ²)	E_d (kN/m ²)	ν_d	$\bar{\gamma}$ (kN/m ³)	$\bar{\phi}$ (°)	Zi (m)	Zf (m)						
0.00	70000.00	0.30	14.20	35.00	0.00	1.25						
0.00	70330.00	0.30	14.20	35.00	1.25	5.00						
0.00	70330.00	0.30	25.00	33.74	5.00	50.00						

Nota. Elaboración propia

Las características geométricas del Estribo E1, se muestran a continuación:

[illegible]

Technical drawing of the front elevation of a bridge pier (ALZADO FRONTAL DE ESTRIBO). The drawing shows a cross-section of the pier with two lanes of traffic. Key dimensions include a total width of 14.20m, lane width of 5.30m, and a base width of 15.70m. Elevation markers include +3123.267, +3221.292, +3213.242, and -3214.492. The drawing also indicates a concrete leveling layer (CONCRETO DE NIVELACIÓN) with a thickness of 10cm and a strength of $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$. The drawing is oriented with North (N) at the top.

Technical drawing of a roof plan. The drawing includes a main rectangular area with a sloped roof section on the left and a dashed line indicating a structural break or boundary. Dimensions are provided in meters (m). The overall width is 6.64 m, divided into 3.29 m, 3.35 m, and 1.15 m segments. The overall height is 4.97 m, with a vertical segment of 2.50 m and a horizontal segment of 3.29 m. A dashed line indicates a structural break or boundary. The drawing also shows a section of a wall or foundation with a height of 1.2 m and a width of 1.00 m. The drawing is labeled with dimensions and structural elements.

Características de los pilotes:

- Diámetro de los Pilotes: 1.50 metro.
- Longitud Pilotes Delanteros: 9.50 metros.
- Longitud Pilotes Traseros: 9.50 metros.

A continuación, se muestran los cálculos ejecutados a partir de las propiedades de los materiales identificados y de las características del puente.

Resultados de la resistencia a compresión de un pilote aislado por el método de la AASHTO. Condiciones estáticas.

Tabla 45. Resistencia a compresión de un pilote

DATOS DE ENTRADA			
$\varnothing_{\text{Pilote}} \text{ (m)}$	1.50	$\gamma_{\text{pilote}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	24.00
$Z_{\text{N.F.}} \text{ (m)}$	5.70	φ_c	0.42
$\Delta Z \text{ (m)}$	0.25	Tipo de cálculo	Largo plazo
$p_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$	101.51	Método constructivo	En seco

CAPA	TIPO MATERIAL	H (m)	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\bar{\phi} \text{ (}^\circ\text{)}$	$\bar{\delta}/\bar{\phi}$	$S_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$E_d \text{ (kN/m}^2\text{)}$	v_d	φ_{qs}	φ_{qp}
INICIAL	Suelos graveros	1.25	14.20	35.00	0.66	0.00	70000.00	0.30	0.55	0.50
A	Suelos graveros	3.75	14.20	35.00	0.66	0.00	70330.00	0.30	0.55	0.50
B	Roca	25.00	25.00	33.74	0.66	0.00	70330.00	0.30	0.45	0.40

N_{60}	$Z_i \text{ (m)}$	$Z_f \text{ (m)}$	$S_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$E_d \text{ (kN/m}^2\text{)}$	v_d	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\bar{\phi} \text{ (}^\circ\text{)}$	$Z_i \text{ (m)}$	$Z_f \text{ (m)}$
50	0.00	5.00	0.00	70000.00	0.30	14.20	35.00	0.00	1.25
50	5.00	110.00	0.00	70330.00	0.30	14.20	35.00	1.25	5.00
			0.00	70330.00	0.30	25.00	33.74	5.00	50.00

Nota. Elaboración propia

Tabla 46. Resultados de la resistencia a compresión de un pilote aislado por el método de la AASHTO. Condiciones sismo.

DATOS DE ENTRADA			
$\varnothing_{\text{Pilote}} \text{ (m)}$	1.50	$\gamma_{\text{pilote}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	24.00
$Z_{\text{N.F.}} \text{ (m)}$	5.70	φ_c	1.00
$\Delta Z \text{ (m)}$	0.25	Tipo de cálculo	Largo plazo
$p_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$	101.51	Método constructivo	En seco

CAPA	TIPO MATERIAL	H (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	ψ (°)	S_u (kN/m ²)	E_d (kN/m ²)	α_d	α_{qs}	α_{qp}
INICIA L	Suelos graveros	1.25	14.20	35.00	0.66	0.00	70000.00	0.30	1.00	1.00
A	Suelos graveros	3.75	14.20	35.00	0.66	0.00	70330.00	0.30	1.00	1.00
B	Roca	25.00	25.00	33.74	0.66	0.00	70330.00	0.30	1.00	1.00

N_{60}	Zi (m)	Zf (m)	S_u (kN/m ²)	E_d (kN/m ²)	α_d	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	Zi (m)	Zf (m)
50	0.00	5.00	0.00	70000.00	0.30	14.20	35.00	0.00	1.25
50	5.00	70.00	0.00	70330.00	0.30	14.20	35.00	1.25	5.00
			0.00	70330.00	0.30	25.00	33.74	5.00	50.00

Nota. Elaboración propia

Tabla 47. Resultados de la resistencia a compresión de un pilote aislado por el método de la aashto. Condiciones sismo y niveles máximos de socavación.

DATOS DE ENTRADA			
ϕ_{Pilote} (m)	1.50	γ_{pilote} (kN/m ³)	24.00
$Z_{N.F.}$ (m)	5.70	α_c	0.62
α_Z (m)	0.25	Tipo de cálculo	Largo plazo
p_a (kN/m ²)	101.51	Método constructivo	En seco

CAPA	TIPO MATERIAL	H (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	ψ (°)	S_u (kN/m ²)	E_d (kN/m ²)	α_d	α_{qs}	α_{qp}
INICIA L	Suelos graveros	1.25	14.20	35.00	0.66	0.00	70000.00	0.30	0.00	0.00
A	Suelos graveros	3.75	14.20	35.00	0.66	0.00	70330.00	0.30	0.00	0.00
B	Suelos graveros	6.50	25.00	33.74	0.66	0.00	70330.00	0.30	0.00	0.00
C	Suelos graveros	18.50	25.00	33.74	0.66	0.00	70330.00	0.30	1.00	1.00

N_{60}	Zi (m)	Zf (m)	S_u (kN/m ²)	E_d (kN/m ²)	α_d	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	Zi (m)	Zf (m)
50	0.00	11.50	0.00	70000.00	0.30	14.20	35.00	0.00	1.50
50	11.50	90.00	0.00	70000.00	0.30	14.20	35.00	1.25	5.00
			0.00	70330.00	0.30	25.00	33.74	5.00	11.50
			0.00	70330.00	0.30	25.00	33.74	11.50	50.00

Nota. Elaboración propia

Calculo capacidad portante estribo E2 – cimentación profunda

Para el cálculo de las capacidades portantes de carga de las cimentaciones y/o fundaciones del estribo E2 del Puente Cachimayo (estribo sureste), se han considerado los valores obtenidos de los ensayos SPT ejecutados en la perforación S-02, el perfil de sísmica de refracción LS-08, Ensayo MASW-08, Calicata CA-02 y los ensayos de laboratorio ejecutados. A partir del análisis de toda la información de campo y laboratorio, se han obtenido los parámetros de cálculo a considerar en los cálculos de las cimentaciones.

En este sentido, al tratarse de una cimentación profunda, atravesará dos niveles geotécnicos:

- Depósitos Aluviales: Se identifica hasta una profundidad de 3210.73 m.s.n.m. en este estribo. Está formado por arenas limosas en superficie, seguido de unas gravas mal graduadas con limos y arcillas. La compacidad de estos materiales es densa a muy densa, plasticidad baja y coloración marrón oscura. Se clasifican en un 77% como GC-GP, 29% SM-SP y 14% GM-GP, con un contenido medio en finos del 9% y una desviación estándar del 1.4%.
- Bajo el nivel de depósitos aluviales, descrito previamente, se encuentra la base rocosa, correspondiente a la Formación Ananea, compuesta por pizarras de color gris oscuro a negro, intercaladas con niveles de cuarcita de 5 a 20 cm. La formación rocosa se encuentra intensamente deformada por, al menos, dos fases compresivas, y presenta un grado de meteorización IV. Este nivel de esquistos continua hasta una profundidad indeterminada, siendo la cota máxima de exploración la cota 3200.93 m.s.n.m.

A continuación, se muestran los parámetros de cálculo utilizados para el cálculo de la cimentación en este estribo.

Tabla 48. *Parámetros de cálculo utilizados para el cálculo de la cimentación en este estribo*

Litología	Litotipo	Profundidad (m)	Espesor (m)	$\bar{\gamma}$ (kN/m ³)	$\bar{\phi}$ (°)	Cohesión (kN/m ²)	$\bar{S}_u$ (kN/m ²)	E (kN/m ²)	ν	Φ_{qs}	Φ_{sp}	Módulo de balasto (t/m ³)
Depósitos Aluviales	Qal	0.00-1.25	1.25	14.2	35.0	0.00	0.00	70000.00	0.30	0.55	0.50	4000
	Qal	1.50-7.50	6.25	14.2	35.0	0.00	0.00	125700.00	0.30	0.55	0.50	
Sustrato Rocoso	SD-ad	7.50-30.00	22.50	25.0	38.0	52.00	0.00	125700.00	0.30	0.45	0.40	7300

$\bar{N}_{60}$	Zi (m)	Zf (m)
50	0.00	7.50
50	7.50	50.00

$\bar{S}_u$ (kN/m ²)	E_d (kN/m ²)	ν_d	$\bar{\gamma}$ (kN/m ³)	$\bar{\phi}$ (°)	Z_i (m)	Z_f (m)
0.00	70000.00	0.30	14.20	35.00	0.00	1.50
0.00	125700.00	0.30	14.20	35.00	1.50	7.50
0.00	125700.00	0.30	25.00	38.00	7.50	50.00

Nota. Elaboración propia

En la siguiente tabla se muestran los SPT utilizados para el cálculo de la capacidad portante en este estribo

Tabla 49. SPT para el cálculo de la capacidad portante en este estribo

Sondeo	Prof. inicio (m)	Prof. final (m)	Prof. Media (m)	Nivel freático (prof.)	N _{SPT}	Contenido en Finos (%)	C _n	C _e	C _b	C _r	C _s	N ₁₍₆₀₎	Delta N	N _{1(60)cs}	N ₁₍₆₀₎
S-02	1.50	1.59	1.55	7.60	100	30.41	1.14	0.90	1.00	0.80	1.00	82.21	5.38	87.59	87.59
S-02	3.00	3.11	3.06	7.60	100	10.24	1.06	0.97	1.00	0.85	1.00	87.47	1.25	88.73	88.73
S-02	4.50	4.52	4.51	7.60	100	10.24	1.01	1.04	1.00	0.95	1.00	99.42	1.25	100.67	100.67
S-02	6.25	6.28	6.27	7.60	100	9.51	1.00	1.12	1.00	0.95	1.00	106.15	0.93	107.08	107.08
S-02	7.75	7.82	7.79	7.60	100	9.51	1.00	1.19	1.00	0.95	1.00	113.12	0.93	114.04	114.04
S-02	9.20	9.25	9.23	7.60	100	9.51	1.01	1.25	1.00	1.00	1.00	126.71	0.93	127.63	127.63
S-02	10.50	10.57	10.54	7.60	100	9.51	1.02	1.31	1.00	1.00	1.00	133.85	0.93	134.77	134.77
S-02	12.10	12.15	12.13	7.60	100	9.51	1.03	1.33	1.00	1.00	1.00	137.12	0.93	138.04	138.04

Nota. Elaboración propia

Las características geométricas del Estribo E2, se muestran a continuación:

Foto 36. Planta Superior Estribo E2

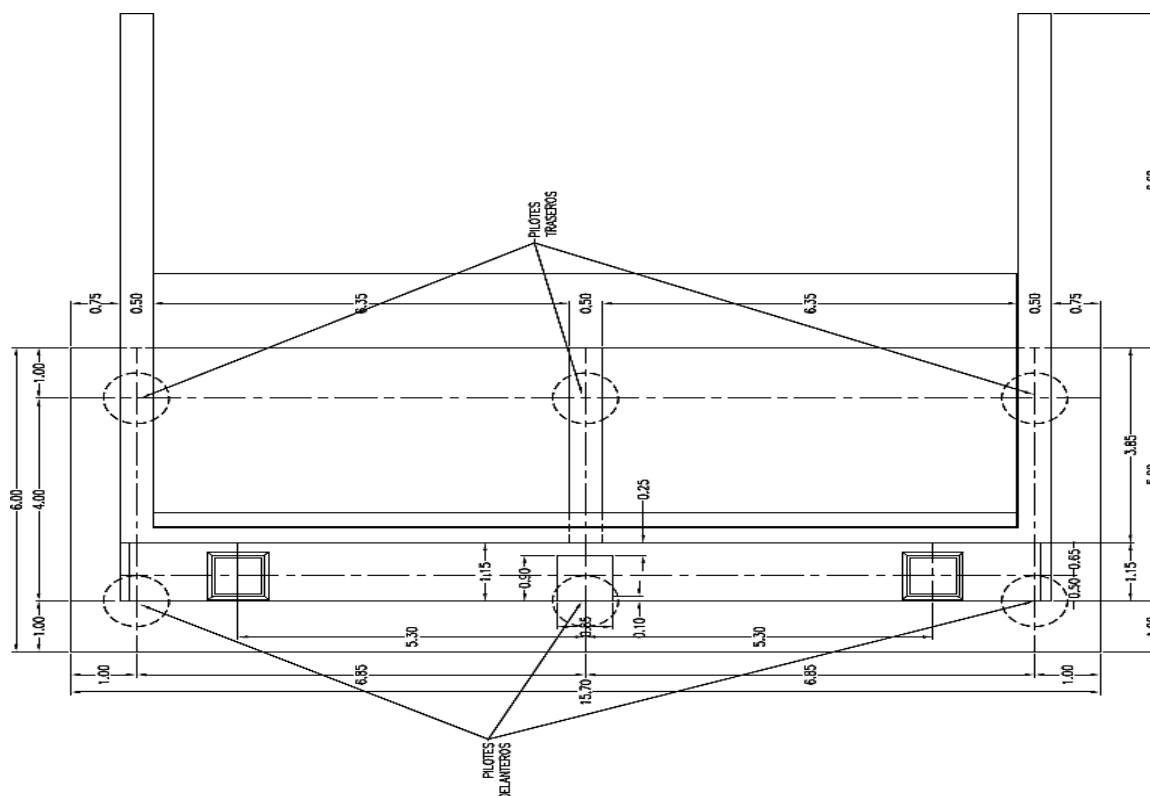


Foto 37. Alzado Frontal del Estribo E2.

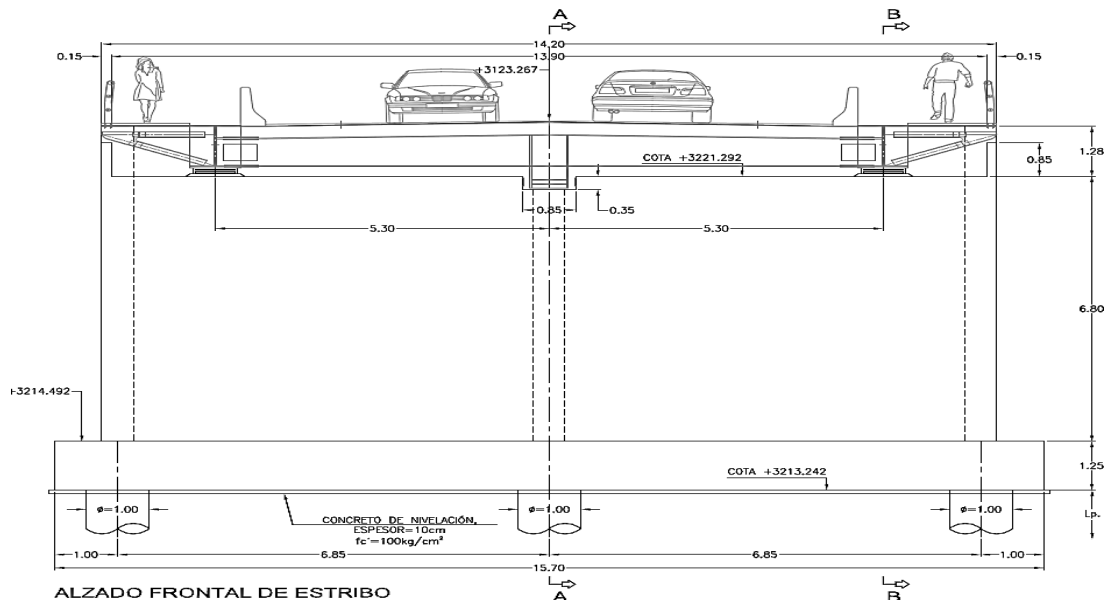
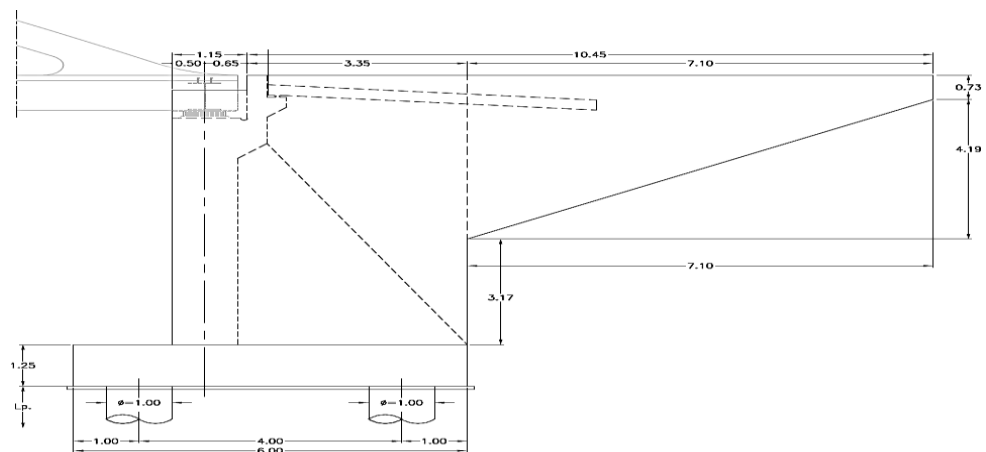


Foto 38. Vista Lateral del Estribo E2.



Características de los pilotes:

- Diámetro de los Pilotes: 1.50 metro.
- Longitud Pilotes Delanteros: 9.50 metros.
- Longitud Pilotes Traseros: 9.50 metros.

A continuación, se muestran los cálculos ejecutados a partir de las propiedades de los materiales identificados y de las características del puente

Tabla 50. Resultados de la resistencia a compresión de un pilote aislado por el método de la AASHTO. Condiciones estáticas

DATOS DE ENTRADA										
$\varnothing_{\text{Pilote}} \text{ (m)}$	1.50	$\gamma_{\text{pilote}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	24.00							
$Z_{\text{N.F.}} \text{ (m)}$	3.50	φ_c	0.43							
$\Delta Z \text{ (m)}$	0.25	Tipo de cálculo	Largo plazo							
$p_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$	101.51	Método constructivo	En seco							

CAPA	TIPO MATERIAL	H (m)	$\bar{\gamma} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\bar{\phi} \text{ (}^\circ\text{)}$	$\bar{\delta}/\bar{\phi}$	$S_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$E_d \text{ (kN/m}^2\text{)}$	ν_d	φ_{qs}	φ_{qp}
INICIAL	Suelos graveros	1.25	14.20	35.00	0.66	0.00	70000.00	0.30	0.55	0.50
A	Suelos graveros	6.25	14.20	35.00	0.66	0.00	125700.00	0.30	0.55	0.50
B	Roca	22.50	25.00	38.00	0.66	0.00	125700.00	0.30	0.45	0.40

N_{60}	$Z_i \text{ (m)}$	$Z_f \text{ (m)}$	$S_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$E_d \text{ (kN/m}^2\text{)}$	ν_d	$\bar{\gamma} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\bar{\phi} \text{ (}^\circ\text{)}$	$Z_i \text{ (m)}$	$Z_f \text{ (m)}$
50	0.00	7.50	0.00	70000.00	0.30	14.20	35.00	0.00	1.25
50	7.50	70.00	0.00	125700.00	0.30	14.20	35.00	1.25	7.50
			0.00	125700.00	0.30	25.00	38.00	7.50	50.00

Nota. Elaboración propia

Tabla 51. Resultados de la resistencia a compresión de un pilote aislado por el método de la AASHTO. Condiciones sismo.

DATOS DE ENTRADA										
$\varnothing_{\text{Pilote}} \text{ (m)}$	1.50	$\gamma_{\text{pilote}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	24.00							
$Z_{\text{N.F.}} \text{ (m)}$	3.50	φ_c	1.00							
$\Delta Z \text{ (m)}$	0.25	Tipo de cálculo	Largo plazo							
$p_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$	101.51	Método constructivo	En seco							

CAPA	TIPO MATERIAL	H (m)	$\bar{\gamma} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\bar{\phi} \text{ (}^\circ\text{)}$	$\bar{\delta}/\bar{\phi}$	$S_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$E_d \text{ (kN/m}^2\text{)}$	ν_d	φ_{qs}	φ_{qp}
INICIAL	Suelos graveros	1.25	14.20	35.00	0.66	0.00	70000.00	0.30	1.00	1.00
A	Suelos graveros	6.25	14.20	35.00	0.66	0.00	125700.00	0.30	1.00	1.00
B	Roca	22.50	25.00	38.00	0.66	0.00	125700.00	0.30	1.00	1.00

N_{60}	$Z_i \text{ (m)}$	$Z_f \text{ (m)}$	$S_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$E_d \text{ (kN/m}^2\text{)}$	ν_d	$\bar{\gamma} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\bar{\phi} \text{ (}^\circ\text{)}$	$Z_i \text{ (m)}$	$Z_f \text{ (m)}$
50	0.00	7.50	0.00	70000.00	0.30	14.20	35.00	0.00	1.25
50	7.50	90.00	0.00	125700.00	0.30	14.20	35.00	1.25	7.50
			0.00	125700.00	0.30	25.00	38.00	7.50	50.00

Nota. Elaboración propia

4.3. Prueba de Hipótesis

4.3.1. Prueba de hipótesis general

La hipótesis general se valida, ya que los resultados obtenidos mediante los ensayos geológicos y geotécnicos (SPT, MASW y calicatas) permitieron determinar

las condiciones del terreno, evidenciando que presenta suelos densos a muy densos y estratos rígidos, lo que permitió definir una cimentación adecuada para el puente Cachimayo, garantizando su estabilidad.

4.3.2. Prueba de hipótesis específicas

a) La hipótesis específica se valida, ya que la evaluación geológica permitió identificar la estratigrafía del terreno y la presencia de un basamento rocoso competente, lo cual influye directamente en la selección del tipo de cimentación.

b) La hipótesis específica se valida, debido a que los ensayos geotécnicos (SPT y MASW) determinaron que el suelo presenta alta compacidad y rigidez, así como una adecuada capacidad portante, lo que permitió definir una cimentación profunda mediante pilotes.

c) El análisis granulométrico, mineralógico y de resistencia al corte de los materiales del terreno permitirá determinar con precisión la cimentación adecuada (superficial o profunda), asegurando que esta sea técnicamente viable, económicamente eficiente y segura frente a cargas estáticas y dinámicas.

4.4. Discusión de resultados

La investigación tiene como objetivo general la evaluación geológica - geotécnica influye en la cimentación del puente Cachimayo en la región Cuzco.

En este estudio se obtuvo resultados de la descripción de los niveles geotécnicos prospectados, interpretación de resultados de laboratorio, carga admisible y tipo de cimentación, que garantice la estabilidad de las estructuras proyectadas y geología. Los datos aportados por la investigación tales como ensayos SPT (S-02 y S01) a diferentes profundidades han determinado que los materiales tienen compacidad y consistencia muy compacta, de la misma manera las calicatas se realizaron para definir las capas estructurales. En cuanto a la geofísica se realizaron 2

líneas LS-07 y LS-08, los cuales definieron 2 niveles de material: material de compactación densa y material de compactación medianamente densa. Asimismo, los ensayos MASW sirvieron para determinar la estratigrafía de la zona de estudio determinándose un suelo rígido/blando y un suelo muy rígido. Toda esta información ha sido interpretada minuciosamente, con el objeto de definir la naturaleza y caracterizar geotécnicamente todos los materiales investigados y como resultado se han determinado influyen significativamente en la cimentación del puente Cachimayo. Dichos resultados están defendidos por Suyo (2019) quien determinó que los suelos y rocas no existe la ocurrencia del fenómeno de licuefacción u otros fenómenos que puedan afectar al paso a desnivel, los cuales son similares al presente estudio. Por lo tanto, la evaluación geológica y geotécnica proporcionó datos esenciales para tomar decisiones fundamentadas sobre el diseño de la cimentación, como el tipo, profundidad y dimensiones de las estructuras. Esto confirma que los estudios previos a la construcción son determinantes para garantizar la estabilidad, seguridad y durabilidad del puente Cachimayo.

En cuanto a la capacidad portante para una cimentación profunda, el puente proyectado consiste en una estructura resuelta en un único vano de 65.00 m de longitud entre apoyos, con una disposición de doble arco metálico superior y tablero mixto con vigas longitudinales y transversales metálicas y losa superior de concreto armado materializando el tablero. Para el cálculo de las capacidades portantes de carga de las cimentaciones y/o fundaciones del estribo E1 del Puente Cachimayo (estribo noroeste), se han considerado los valores obtenidos de los ensayos SPT ejecutados en la perforación S-01, el perfil de sísmica de refracción LS-07, Ensayo MASW-07, Calicata CA-01 y los ensayos de laboratorio ejecutados. A partir del análisis de toda la información de campo y laboratorio, se han obtenido los

parámetros de cálculo a considerar en los cálculos de las cimentaciones y Para el cálculo de las capacidades portantes de carga de las cimentaciones y/o fundaciones del estribo E2 del Puente Cachimayo (estribo sureste), se han considerado los valores obtenidos de los ensayos SPT ejecutados en la perforación S-02, el perfil de sísmica de refracción LS-08, Ensayo MASW-08, Calicata CA-02 y los ensayos de laboratorio ejecutados. Estos resultados son Ortiz (2019) quien concluye que del análisis de la capacidad portante del suelo de fundación y grado de consolidación del mismo; se recomendó llegar hasta la cota del terreno estable que soporte la carga de diseño y realizar un sistema de drenaje adecuado, los cuales son similares al presente estudio, Los cuales indican que los resultados obtenidos demuestran claramente que la evaluación geológica y geotécnica de los materiales influye significativamente en la cimentación del puente Cachimayo. Estos estudios no solo permitieron diseñar una cimentación segura y eficiente, sino que también minimizaron los riesgos asociados a la construcción en terrenos con variabilidad geotécnica

CONCLUSIONES

1. La evaluación geológica permitió identificar que el área de estudio presenta un basamento rocoso correspondiente a la formación Ananea, con condiciones adecuadas para la cimentación del puente.
2. La evaluación geotécnica mediante ensayos SPT, MASW y calicatas determinó que el suelo presenta compacidad densa a muy densa y rigidez adecuada, caracterizándose como suelos competentes para soportar cargas estructurales.
3. El análisis de los materiales del terreno permitió determinar una capacidad portante aproximada de 70,000 kN por pilote, definiéndose una cimentación profunda mediante pilotes apoyados en el estrato rocoso, garantizando la estabilidad del puente Cachimayo.

RECOMENDACIONES

1. Evaluar la respuesta del terreno a posibles eventos sísmicos en la región, para reforzar la cimentación en caso de que las condiciones geológicas lo exijan.
2. Evaluar las condiciones geológicas y la respuesta del terreno ante eventos sísmicos, niveles freáticos y flujo del río, para definir y reforzar adecuadamente la cimentación.
3. Asegurar que los procedimientos constructivos cumplan con las especificaciones técnicas y se basen en los resultados de los estudios geotécnicos, eligiendo el tipo de cimentación más apropiada.
4. Minimizar el impacto ambiental y social mediante una gestión eficiente de residuos, uso de materiales locales y control de actividades humanas que puedan afectar la estabilidad del puente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Avendaño, K. (2012). Diseño de un puente carretero como vía alterna para la troncal 007, progresiva 341+700 del sector Los Llanitos de Tabay y la progresiva 0+000 del sector La Vega de San Antonio del Municipio Santos Marquina estado Mérida [Tesis de Pre grado, Ingeniería Civil, Instituto Universitario Politécnico Santiago Mariño] Repositorio institucional.
- Cabrejos, G. y Velezmoro, L. (2008). Análisis de la probabilidad de falla de las cimentaciones superficiales de los puentes de la carretera Huánuco – Conococha. [Tesis de Pre grado, Ingeniería Civil Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC)] Repositorio institucional.
- Diaz, A. (2016) Diseño de vialidad de acceso a la Subestación Cerro Toribio de la Siderúrgica Nacional Abreu de Lima, en ciudad Piar, estado Bolívar. [Tesis de Pre grado, Ingeniería Civil, Instituto Universitario Politécnico Santiago Mariño] Repositorio institucional.
- Mayhure, H. (2020). Variante de la carretera N-122 a su paso por Tarazona (Zaragoza) [Tesis de Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid] Repositorio institucional.
- Ortiz, B. (2019). Estudio geotécnico con fines de cimentación del Puente Juan Santos Atahualpa, carretera Variante Uchumayo tramo II. [Tesis de Pre grado, Ingeniería Geológica Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa] Repositorio institucional.
- Padilla, O. (2008). Metodología para el hincado de pilotes en la cimentación del puente presidente Guillermo Billinghurst. [Tesis de Pre grado, Ingeniería Civil Universidad Nacional de Ingeniería] Repositorio institucional.

- Sutta, D. (2015) Estudio geológico, geotécnico y geofísico para la construcción del nuevo puente para el terminal terrestre de Sicuani. [Tesis de Pre grado, Ingeniería Geológica Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco] Repositorio institucional.
- Suyo, E. (2019). Estudio geotécnico del paso a desnivel en la Av. Centenario, autopista Huacho Pativilca. [Tesis de Pre grado, Ingeniería Geológica Universidad Nacional de Mayor de San Marcos] Repositorio institucional.

ANEXOS

Instrumentos de Recolección de Datos

Resumen de los trabajos realizados en campo, Coordenadas UTM (WGS84 – Zona 19S)

Puente	Método de Exploración	Código	Profundidad (m)	Coordenadas UTM WGS - 84		
				X	Y	Z
<u>Cachimayo</u>	Sondeos	S-01	20.00	219375.6440	8485413.9500	3222.86
		S-02	21.80	219442.3680	8485338.1710	3222.73
		CA-01	2.30	219343.0000	8485413.0000	3222.86
		CA-02	1.30	219446.0000	8485337.0000	3222.94
	Sísmica de Refracción	LS-07		219307.00	8485373.00	-
				219407.00	8485440.00	-
		LS-08		219402.00	8485268.00	-
				219466.00	8485369.00	-
	MASW	MASW-07		219386.00	8485426.00	-
		MASW-08		219455.00	8485352.00	-

Fallas activas en el área del proyecto

Sistema de Fallas	Longitud (W)	Latitud (S)
Sistema de Fallas Pachatusan	-71.829	-13.515
Sistema de Fallas Tambomachay	-71.853	-13.548
Sistema de Fallas Cusco	-71.903	-13.539
Sistema de Fallas Ollantaytambo – Vilcabamba	-72.250	-13.110
Sistema de Fallas Zurite – Huarconondo	-72.398	-13.437
Sistema de Fallas Lamay – Machacancha – Chahuaytire	-71.846	-13.346
Falla Urcos	-71.626	-13.110
Fallas Yarisque	-71.829	-13.667
Fallas Rondocan	-71.802	-13.776
Fallas Acomayo	-71.825	-13.792
Fallas Paruro	-71.825	-13.780
Fallas Ocongate	-71.360	-13.710
Fallas Paucarpata	-71.541	-13.789
Sistema de Fallas Huajcacochoa	-71.621	-13.859
Falla Sangara	-71.537	-13.967
Sistema de Fallas Amaru	-71.426	-14.104
Sistema de fallas Langui – Layo	-71.145	-14.466
Sistema de Fallas Tungasuca	-71.384	-14.286

Nota. Elaboración propia

Clasificación de Perfiles de Suelo Según la Norma E. 030

Suelos Cohesivos	Cu (KPa)	Espesor nivel
Blandos	< 25	20
Medianamente	25 -50	25
Compactos	50 – 100	40
Muy Compactos	100 – 200	60
Suelos Granulares	Valores N (SPT)	Espesor nivel
Sueltos	4 – 10	40
Medianamente densos	10 – 30	45
Densos	>30	100