

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA, MINAS Y METALÚRGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



TESIS

**ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN
DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITO DE
COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIA COTABAMBAS – ANTA,
DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO – 2024**

PRESENTADO POR:

Br. JAIME RENZO CONDORI VALENCIA

Br. KARINA SORNOZA SOTO

**PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL
DE INGENIERO GEOLOGO**

ASESOR:

Dr. RONALD LUIS LÓPEZ ZAPANA

CUSCO-PERU

2025



Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

INFORME DE SIMILITUD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-321-2025-UNSAAC)

El que suscribe, el Asesor DR. RONALD LUIS LOPEZ ZAPANA
..... quien aplica el software de detección de similitud al
trabajo de investigación/tesis titulada: ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON
FINES DE CIMENTACIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY,
DISTRITO DE COTABAMBAS - CHINCHAYPUJO, PROVINCIA COTABAMBAS - ANTA,
DEPARTAMENTOS APURIMAC - CUSCO - 2024

Presentado por: JAIME RENZO CONDORI VALENCIA DNI N° 70670829 ;
presentado por: KARINA SORNOZA SOTO DNI N°: 47235532
Para optar el título Profesional/Grado Académico de
INGENIERO GEÓLOGO

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 2..... veces, mediante el
Software de Similitud, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso del Sistema Detección de**
Similitud en la UNSAAC y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 4.....%.

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No sobrepasa el porcentaje aceptado de similitud.	<u>X</u>
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las subsanaciones.	
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, conforme al reglamento, quien a su vez eleva el informe al Vicerrectorado de Investigación para que tome las acciones correspondientes; Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	

Por tanto, en mi condición de Asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y **adjunto**
las primeras páginas del reporte del Sistema de Detección de Similitud.

Cusco, 14 de ENERO de 2026

Ronald Lopez Zapana
Firma

Post firma Ronald Lopez Zapana

Nro. de DNI 73923900

ORCID del Asesor 0000-0003-0148-6535

Se adjunta:

- Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
- Enlace del Reporte Generado por el Sistema de Detección de Similitud: oid: 27259:546172909

Jaime Karina Condori Sornoza

ESTUDI~2.PDF

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:546172909

Fecha de entrega

14 ene 2026, 11:06 a.m. GMT-5

Fecha de descarga

14 ene 2026, 1:18 p.m. GMT-5

Nombre del archivo

ESTUDI~2.PDF

Tamaño del archivo

13.5 MB

203 páginas

52.313 palabras

269.268 caracteres

4% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Texto citado
- Texto mencionado
- Coincidencias menores (menos de 20 palabras)

Exclusiones

- N.º de coincidencias excluidas

Fuentes principales

- 4%  Fuentes de Internet
- 0%  Publicaciones
- 1%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

-  **Caracteres reemplazados**
45 caracteres sospechosos en N.º de páginas
Las letras son intercambiadas por caracteres similares de otro alfabeto.
-  **Texto oculto**
145 caracteres sospechosos en N.º de páginas
El texto es alterado para mezclarse con el fondo blanco del documento.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.



DEDICATORIA

Dedico este trabajo, en primer lugar, a Dios, por brindarme la vida, la fortaleza y la sabiduría necesarias para alcanzar este objetivo. Asimismo, a la Virgen de Chanka, por su protección constante y por acompañarme en cada etapa de este camino académico.

Dedico este trabajo a mis padres, Ayda Valencia y Jaime Condori, por su amor, apoyo incondicional y sacrificio constante, que han sido fundamentales para mi formación personal y profesional. Asimismo, a mi hermano Jim Condori, por su compañía, aliento y confianza permanente.

Durante este largo camino, aprendí que la constancia es más fuerte que el cansancio, y que los sueños no se negocian.

Aunque hubo momentos de duda, siempre encontré razones para seguir adelante gracias al apoyo incondicional de quienes creyeron en mí.

Por cada desafío superado, llevo conmigo una lección que me acerca más a la persona que aspiro ser.

Hoy, al mirar atrás, solo tengo gratitud por cada paso dado, cada palabra de aliento y cada silencio compartido.

JAIME RENZO CONDORI VALENCIA



DEDICATORIA

A Dios, fuente de sabiduría y fortaleza, por guiar
cada paso de este camino académico, por sostenerme
en los momentos de dificultad y por permitirme
culminar este trabajo con fe, perseverancia y gratitud.
Todo logro es posible gracias a Su voluntad y a las
oportunidades que pone en nuestro andar.

Dedico este trabajo a mis padres, por ser
el pilar fundamental de mi vida gracias
por sus sacrificios, por creer en mis
sueños a mis hermanos por enseñarme
que la perseverancia es la clave del éxito
todo mi esfuerzo es para ustedes y a nil
por tu paciencia infinita y por ser mi
refugio en los momentos de mayor
estrés.

KARINA SORNOZA SOTO



INDICE

DEDICATORIA	1
TABLA DE CUADROS	8
TABLA DE FIGURAS.	14
RESUMEN	18
ABSTRAC	19
1 CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	20
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	21
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	22
1.2.1 PROBLEMA GENERAL	22
1.2.2 PROBLEMA ESPECIFICO	22
1.3 JUSTIFICACION	22
1.3.1 CONVENIENCIA	22
1.3.2 RELEVANCIA SOCIAL	22
1.3.3 VALOR TEORICO	22
1.3.4 VALOR PRÁCTICO	23
1.3.5 UTILIDAD METODOLOGICA	23
1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	23
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	23
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
1.5 DELIMITACION DEL ESTUDIO	23
1.5.1 UBICACIÓN POLÍTICA.	24
1.5.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA:	24
1.5.3 UBICACIÓN HIDROGRÁFICA:	24
1.6 ACCESIBILIDAD	25
2 CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	26
2.1 ANTECEDENTES	26
2.2 BASES TEORICAS	31
2.2.1 GEOLOGÍA.	31
2.2.2 HIDROLOGÍA	31
2.2.3 HIDROGEOLOGÍA	31
2.2.4 GEOTECNIA.	32
2.2.5 GEOMORFOLOGÍA.	32
2.2.6 ESTRATIGRAFÍA.	33
2.2.7 GEOMECAÁNICA.	33
2.2.8 RMR.	33
2.2.9 RQD.	34
2.2.10 CANTERA.	34
2.2.11 PESO ESPECÍFICO.	34
2.2.12 PERMEABILIDAD.	35
2.2.13 GEOMORFOLOGÍA.	35
2.2.14 SOCAVACIÓN.	36
2.2.15 ESTRIBO.	36



2.2.16	COMPONENTES DEL SUELO.	37
2.2.17	GRANULOMETRÍA Y PLASTICIDAD	37
2.2.18	SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS).	38
2.2.19	CIMENTACIÓN.	39
2.2.20	FILTRACIÓN.	39
2.2.21	EROSIÓN INTERNA.	39
2.2.22	SUB-PRESIONES DE AGUA.	40
2.2.23	POROSIDAD.	40
2.2.24	ESCURRIMIENTO.	40
2.2.25	LÍMITES DE ATTERBERG.	40
2.2.26	CONSISTENCIA DE SUELO.	41
2.2.27	CAPACIDAD DE CARGA DE SUELO.	41
2.2.28	TOPOGRAFÍA.	42
2.2.29	POTENCIA.	42
2.2.30	FISIOGRAFÍA.	42
2.2.31	PERIODO DE RETORNO.	43
2.2.32	CAUDAL MÁXIMO Y CAUDAL MÍNIMO.	43
2.3	HIPÓTESIS	44
2.3.1	HIPÓTESIS GENERAL	44
2.3.2	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	44
2.4	VARIABLES	44
2.4.1	IDENTIFICACION DE VARIABLES	44
2.4.2	OPERACIONALIZACION DE VARIABLES	44
3	CAPITULO III: METODOLOGIA	45
3.1	TIPO DE INVESTIGACION	45
3.2	POBLACION	46
3.3	MUESTRA	46
3.4	TÉCNICAS DE RECOLECCION DE DATOS	46
3.4.1	EQUIPOS	46
3.4.2	MATERIALES	46
3.5	TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	47
4	CAPITULO IV: HIDROLOGIA	48
4.1	CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA	48
4.2	ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES	49
4.3	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	51
4.3.1	ESTACIÓN TAMBOBAMBA, PERIODO 1996 – 2019: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS.	51
4.3.2	ESTACIÓN ACOMAYO, PERIODO 1987 – 2019: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS.	52
4.3.3	ESTACIÓN SANTO TOMAS, PERIODO 2000 – 2019: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	53
4.3.4	ESTACIÓN CAYLLOMA, PERIODO 1975 – 1978 Y 2002 – 2019: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	54



4.3.5	ESTACIÓN YAURI, PERIODO 1993– 2019: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	55
4.3.6	ESTACIÓN LLALLY, PERIODO 1994– 2015: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	56
4.3.7	ESTACIÓN PORPERA, PERIODO 1994– 2014: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	57
4.4	FLUVIOMETRÍA	58
4.4.1	ANÁLISIS HIDROLÓGICO	58
4.4.2	TIEMPO DE RETORNO	58
4.4.3	PRECIPITACIÓN DE DISEÑO	59
4.4.4	DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS	59
	DISTRIBUCIÓN NORMAL	59
	DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL (2 PARÁMETROS)	60
	DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL (3 PARÁMETROS)	61
	DISTRIBUCIÓN GAMMA (2 PARÁMETROS)	61
	DISTRIBUCIÓN GAMMA (3 PARÁMETROS)	61
	DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III	62
	DISTRIBUCIÓN GUMBEL	62
	DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL	63
4.5	CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA (IDF)	70
4.6	HISTOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO	72
4.7	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	77
4.8	CAUDAL DE DISEÑO	79
4.8.1	MÉTODO SNYDER (HEC-HMS)	82
4.8.2	MÉTODO SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS)	84
4.9	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	84
4.9.1	SOCAVACIÓN	86
	SOCAVACIÓN GENERAL	87
	MÉTODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV	89
4.9.2	SOCAVACIÓN LOCAL	91
	LA DETERMINACIÓN DE SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE LOS ESTRIBOS	91
	DETERMINACIÓN DE SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE LOS PILARES	91
	ANÁLISIS DE DATOS DUDOSOS	92
4.10	CÁLCULO DEL DIÁMETRO MEDIO DEL CAUCE (DM)	100
5	CAPITULO V: GEOTECNIA	101
5.1	GENERALIDADES	101
5.2	PERFORACIONES DIAMANTINAS	101
5.2.1	PROCESO DE PERFORACIÓN EN CAMPO	102
5.2.2	UBICACIÓN DE PERFORACIONES DIAMANTINAS	104
	PERFORACIÓN P-00	104
	PERFORACIÓN P-01 (ESTRIBO DERECHO)	104



PERFORACIÓN P-02 (APOYO IZQUIERDO)	109
PERFORACIÓN P-03 (ESTRIBO IZQUIERDO)	112
5.3 RESULTADOS DE INVESTIGACIÓN	115
5.3.1 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA ROCA RMR	115
ANÁLISIS DE DISCONTINUIDADES.	115
5.3.2 GSI - ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA	117
5.3.3 ENSAYOS DE COMPRESIÓN UNIAXIAL	119
5.3.4 RESISTENCIA NOMINAL EN LA PUNTA DEL PILOTE	119
5.3.5 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO.	121
TRABAJOS DE CAMPO	122
5.3.5.1 EVALUACIÓN DE SUELOS PARA MATERIAL DE PRÉSTAMO.	124
5.4 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE	128
5.4.1 CIMENTACIÓN ESTRIBO DERECHO E1	128
PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DE LA ROCA DE CIMENTACIÓN	130
CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA DEL ESTRIBO	131
SECCIÓN GEOTÉCNICA DE LA PERFORACIÓN DIAMANTINA P – 01	132
CAPACIDAD PORTANTE DE LA ROCA DE CIMENTACIÓN	136
COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL	138
COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL	139
EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD DEL ENTORNO SOBRE EL CONCRETO Y LAS ARMADURAS DE ACERO.	139
5.4.2 CIMENTACIÓN DEL APOYO A1	140
PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DE LA ROCA DE CIMENTACIÓN	140
CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	142
SECCIÓN GEOTÉCNICA DE LA PERFORACIÓN DIAMANTINA P – 02 (APOYO A1)	143
CAPACIDAD PORTANTE DE LA ROCA DE CIMENTACIÓN	148
COEFICIENTE DE BALASTO	154
EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD HACIA EL CONCRETO Y LAS ARMADURAS DE ACERO	155
5.4.3 CIMENTACIÓN ESTRIBO IZQUIERDO E2	156
PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN	157
CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	157
SECCIÓN GEOTÉCNICA DE LA PERFORACIÓN DIAMANTINA P – 03.	161
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN	164
ASENTAMIENTO POTENCIAL PRESUNTO	165
COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL	166
COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL	166
6 CAPITULO VI: GEOLOGIA	168
6.1 GENERALIDADES	168



6.2	GEOLOGIA REGIONAL	169
6.2.1	UNIDADES LITOLOGICAS EOCENO SUPERIOR	170
6.2.2	SEDIMENTACION CONTINENTAL DEL CRETACEO SUPERIOR	173
6.3	GEOLOGIA LOCAL MARGEN DERECHA	174
6.3.1	LITOLOGIA	174
6.4	GEOLOGIA LOCAL MARGEN IZQUIERDO	175
6.4.1	LITOLOGIA	175
6.5	GEOMORFOLOGIA.	177
6.5.1	GEOMORFOLOGIA REGIONAL	178
6.6	GEOMORFOLOGIA LOCAL	180
6.6.1	MONTAÑA EN ROCA (RM-R)	180
6.6.2	LADERAS (L-I)	181
6.6.3	TERRAZA FLUVIAL (T-FL)	181
6.7	GEODINAMICA	182
6.7.1	GEODINÁMICA INTERNA	182
	SISMICIDAD	182
	GEODINÁMICA EXTERNA	183
	DESLIZAMIENTOS	183
	DESPRENDIMIENTOS DE ROCAS	184
	DERRUMBES	186
	EROSIÓN LATERAL	187
6.8	TECTÓNICA Y GEOLOGÍA ESTRUCTURA REGIONAL	189
6.8.1	GEOLOGIA ESTRUCTURAL LOCAL	189
6.8.2	FALLA KUTUCTAY	190
7	CAPITULO VII: DISCUSION.	193
	RECOMENDACIONES	198



TABLA DE CUADROS

Tabla 1: Parámetros de los límites líquidos y plásticos con relación al tipo de suelo	41
Tabla 2: cuadro de operacionabilidad de variables. (fuente propia)	44
Tabla 3: Información de la hidrometereológica estación tambobamba	49
Tabla 4: Distribuciones de la estación Tambobamba.....	49
Tabla 5: Precipitaciones máxima en 24 horas Pearson III	49
Tabla 6: Precipitación máxima en 24 horas por el programa Hec-Hms	50
Tabla 7: caudales estimados por el programa Hec-ras	50
Tabla 8: Cuadro de precipitaciones máximas en 24hr de la estación Tambobamba.....	51
Tabla 9: Cuadro de precipitaciones máximas en 24hr de la estación Acomayo	52
Tabla 10: Cuadro de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Santo Tomas.	53
Tabla 11: Cuadro de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Caylloma.....	54
Tabla 12: Cuadro de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación	55
Tabla 13: Cuadro de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Llally.....	56
Tabla 14: Cuadro de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Porpera.....	57
Tabla 15: Información de las estaciones pluviométricas.	58
Tabla 16: periodos de retorno empleados para la construcción del puente kutuctay.	59
Tabla 17: Precipitaciones en mm para diferentes-Períodos de retorno-Estación Tambobamba - Comparación de Métodos.....	63
Tabla 18: Estación Tambobamba - Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno.	64
Tabla 19: Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno-Estación Acomayo- Comparación de Métodos.....	64
Tabla 20: Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno.	65
Tabla 21: Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno-Estación Santo Tomas - Comparación de Métodos.....	65



Tabla 22: Estación Santo Tomas -Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno.	66
Tabla 23: Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno-Estación Caylloma- Comparación de Métodos.....	66
Tabla 24: Estación Caylloma - Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno.....	67
Tabla 25: Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno-Estación Yauri- Comparación de Métodos.....	67
Tabla 26: Estación Yauri - Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno.	68
Tabla 27: Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno-Estación LLally- Comparación de Métodos.....	68
Tabla 28: Estación Llally - Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno.....	69
Tabla 29: Precipitaciones en mm para diferentes Períodos de retorno-Estación Porpera- Comparación de Métodos.....	69
Tabla 30: Coeficientes de la curva IDF para cada estación pluviométrica.	71
Tabla 31. Coeficientes de la curva IDF para cada estación pluviométrica.	71
Tabla 32: Coeficientes de la curva IDF para cada estación pluviométrica.	71
Tabla 33: Coeficientes de la curva IDF para cada estación pluviométrica.	71
Tabla 34: Coeficientes de la curva IDF para cada estación pluviométrica.	72
Tabla 35: Tiempo de concentración para cada subcuenca utilizando las fórmulas de Kirpich, Barsny Williams y el US Corps. Of Engineers.	79
Tabla 36: Valores de Numero de Curva (CN) Condición de Humedad previa Normal (II) Sub Tambobamba.....	80
Tabla 37: Valores de Numero de Curva (CN) Condición de Humedad previa Normal (II) Sub Huanoquite.	80
Tabla 38: Valores de Numero de Curva (CN) Condición de Humedad previa Normal (II) Sub Santo Tomas.	81



Tabla 39: Valores de Numero de Curva (CN) Condición de Humedad previa Normal (II) Sub Velille.....	81
Tabla 40: Valores de Numero de Curva (CN) Condición de Humedad previa Normal (II) Sub Espinar.....	82
Tabla 41: Datos de caudal del rio Apurímac.....	83
Tabla 42: Cuadro de Caudales de las Sub-Cuencas.	83
Tabla 43: Parámetros de Ingreso y Variables consideradas en el tránsito de avenidas.	84
Tabla 44: Caudales en m3/s para diferentes Períodos de retorno.	84
Tabla 45: Caudal en Periodo de Retorno.	86
Tabla 46: Datos de Calicatas Realizadas.....	87
Tabla 47: Análisis Granulométrico de las Calicatas.	89
Tabla 48: Resultados de socavación general en el Talweg del Rio Apurímac.	90
Tabla 49: Valores de Kn para la prueba de datos dudosos.....	92
Tabla 50: datos dudosos de la estación pluviométrica Tambobamba.	93
Tabla 51: Datos dudosos de la estación pluviométrica Acomayo.....	94
Tabla 52: Datos dudosos de la estación pluviométrica Santo Tomas.	95
Tabla 53: Datos dudosos de la estación pluviométrica Caylloma.....	96
Tabla 54: Datos dudosos de la estación pluviométrica Yauri.	97
Tabla 55: Datos dudosos de la estación pluviométrica Llally.....	98
Tabla 56: Datos dudosos de la estación pluviométrica Porpera.	99
Tabla 57: Ubicación de los sondeos diamantinos	102
Tabla 58: Resultados de la Estación Geomecánica EG-01 (adjunto en anexos).....	115
Tabla 59: Localización de los puntos de estación geomecánica.	115
Tabla 60: resultados de la clasificación geomecánica por bienawski.	116
Tabla 61: Resultados de la Estación Geomecánica EG-02 (adjunto en anexos).....	116
Tabla 62: resultados de la clasificación geomecánica por bienawski.	116



Tabla 63: resultados de compresión uniaxial (anexos).	119
Tabla 64: Resultados de ensayos de compresión UCS.	119
Tabla 65: Resultados de los cálculos de resistencia nominal.	121
Tabla 66: Resistencia Nominal en la Puntal para el nivel de cimentación 2171 msnm.	121
Tabla 67: Cuadro de resumen de resultados de laboratorio.	122
Tabla 68: Cuadro de características de los suelos de fundación según los resultados de laboratorio.	123
Tabla 69: Cuadro de características de los suelos de fundación CBR y Proctor según resultados de laboratorio.	123
Tabla 70: Propiedades Mecánicas de la roca de fundación.	130
Tabla 71: Propiedades Mecánicas de la roca de fundación.	130
Tabla 72: Sección geotécnica de la perforación diamantina P – 01	132
Tabla 73: Factor de resistencia para cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia (AASHTO 2017.)	136
Tabla 74: Datos preliminares obtenidos de bibliografía.	137
Tabla 75: Resultados de cimentación superficial en roca por la solución Bell-Kulhawy y Goodman 1987.	137
Tabla 76: Resultados de Balasto Vertical.	139
Tabla 77: resultados de balasto horizontal.	139
Tabla 78: Límites Permisibles de la agresividad de los elementos químicos presentes en el suelo.	139
Tabla 79: resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras.	140
Tabla 80: Propiedades Físicas de la roca de cimentación.	141
Tabla 81: Propiedades Mecánicas de la roca de fundación.	141
Tabla 82: Sección geotécnica de la perforación diamantina P – 02 (Apoyo A1)	143
Tabla 83: Estimación de αE , O'Neill and Reese 1999.	148



Tabla 84: Resultados de Resistencia Nominal Friccional.....	149
Tabla 85: Resistencia de fricción nominal para la base de cimentación a una altitud de 2171 metros sobre el nivel del mar.	149
Tabla 86: Determinación de la Resistencia Friccional en el Estado Límite de Resistencia.....	149
Tabla 87: cuadro de factor de resistencia friccional al estado limite.	150
Tabla 88: Conclusión de la Resistencia Nominal en la Punta del Pilote.....	151
Tabla 89: Resultado de la resistencia Nominal en la Punta para la cota de cimentación 2171 msnm.	
Tabla 90: Análisis de la Resistencia en la Punta en el Estado Límite de Resistencia.....	152
Tabla 91: Resultado de la Resistencia en la Punta en el estado límite de resistencia para la cota de cimentación 2171 msnm.....	152
Tabla 92: Análisis de Resistencia Total en el Estado Límite de Resistencia.....	152
Tabla 93: Resultado de la Resistencia Total en el estado límite de resistencia para la cota de cimentación 2171 msnm.....	152
Tabla 94: Factores de reducción de grupo para resistencia de los pilotes.....	153
Tabla 95: Análisis de resultados de la capacidad de carga para ELR y ELEE en un grupo de 9 pilotes ubicados en el Apoyo.	153
Tabla 96: Resultado de resistencia Total para grupo de 9 pilotes en ELR y ELEE para la cota de cimentación 2171 msnm.....	
Tabla 97: Resultados de Análisis de asentamientos.....	154
Tabla 98: Resultados de Análisis de asentamientos.....	155
Tabla 99: Resultados del cálculo del coeficiente de Balasto.	155
Tabla 100: Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras.	156
Tabla 101: Propiedades Físicas del suelo reforzado y terreno natural.....	157
Tabla 102: Propiedades Mecánicas del suelo en estado natural.....	157
Tabla 103: Sección geotécnica de la perforación diamantina P – 03.....	161



Tabla 104: Factor de resistencia para cimentaciones superiores en el estado límite de resistencia (AASHTO).	164
Tabla 105: Parámetros obtenidos analíticamente.	165
Tabla 106: Resultados de la capacidad portante sobre suelo mejorado.	165
Tabla 107: Resultados de los asentamientos elásticos.	166
Tabla 108: Resultados del coeficiente de Balasto Vertical.	166
Tabla 109: Resumen del coeficiente de Balasto Horizontal según el abaco de Chadeisson.	167
Tabla 110: cuadro de factor Z para sismisidad.	182
Tabla 111: Cuadro de cronograma (elaboración propia)	
Tabla 112: Cuadro de presupuesto para la construcción del puente Kutuctay.....	



TABLA DE FIGURAS.

Figura 1:Ubicación del puente Kutuctay	24
Figura 2: Ruta vial hacia el puente Kutuctay	25
Figura 3:Componentes de un estribo para la construcción de puentes.....	37
Figura 4:Delimitación de la cuenca Apurímac.	48
Figura 5: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Tambobamba.	64
Figura 6: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Acomayo.	65
Figura 7: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Santo Tomas.	66
Figura 8: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Caylloma.	67
Figura 9: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Yauri.....	68
Figura 10: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación LLally	69
Figura 11: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Porpera.	70
Figura 12:Sub Cuenca 1 Tambobamba - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.....	73
Figura 13:Sub Cuenca 1 Tambobamba - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 500 años.....	73
Figura 14:Sub Cuenca 2 Huanoquite - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.....	74
Figura 15: Sub Cuenca 2 Huanoquite - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 500 años.....	74
Figura 16: Sub Cuenca 3 Santo Tomas - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.....	75
Figura 17: Sub Cuenca 3 Santo Tomas - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 500 años.....	75
Figura 18: Sub Cuenca 4 Velille - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.....	76



Figura 19: Sub Cuenca 4 Velille - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.....	76
Figura 20: Subcuenca 5 Espinar - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.....	77
Figura 21: Sub Cuenca 5 Espinar - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 500 años.....	77
Figura 22: hidrograma de caudales del Rio Apurimac.	83
Figura 23: Ubicación de las calicatas ejecutadas.	88
Figura 24: Ubicación de las calicatas ejecutadas.	88
Figura 25: Ubicación de las perforaciones diamantinas.....	102
Figura 26: Muestra de roca fracturada y triturada P-01.	103
Figura 27: Perforación del P-01 en la margen derecha.	103
Figura 28: Perforación P-00 VERIFICACIONB 3.00.....	104
Figura 29: Perforación P-01 vista desde la margen izquierda de la zona.....	105
Figura 30: Zona donde se ejecutará la perforación P-01.	105
Figura 31: Inicio de Perforación P-01	106
Figura 32: Proceso de Perforacion P-01.	106
Figura 33: Almacenamiento de la Perforación P-01.	107
Figura 34: Perforación P-01, Grafico de porcentaje de recuperación y RQD.....	108
Figura 35. Vista de la zona donde se ejecutará la Perforación P-02.	109
Figura 36: Inicio de la Perforación P-02.	109
Figura 37:Almacenamiento de la Perforación P-02.	110
Figura 38: perforación P-02 gráfico de porcentaje de recuperación y RQD.....	111
Figura 40: Vista de la zona donde se ejecutará la perforación P-03.	112
Figura 39: Vista de la zona donde se ejecutará la perforación P-03.....	112
Figura 41. Inicio de la perforación P-03.....	113



Figura 42: Almacenamiento de la perforación P-03.....	113
Figura 43: perforación de P-03 en el Puente Kutuctay.....	114
Figura 44: perforación de porcentajes de recuperación y RQD.	114
Figura 45: Muestra de roca del talud y ensayo de compresión uniaxial.....	119
Figura 46: Vista de las calicatas realizadas.	122
Figura 47: Ubicación de la cantera kutuctay	124
Figura 48: Ubicacion de la Cantera Zurite.	125
Figura 49: Vista en perfil del E-2 en la margen izquierda.	158
Figura 50: vista de perfil del suelo reforzado.	159
Figura 51: Parámetros Geotécnicos del suelo donde e emplaza el suelo reforzado E2.....	159
Figura 52: Vista en 3D del emplazamiento de la estructura suelo reforzado.	160
Figura 53: Esquema en planta del emplazamiento de la estructura suelo reforzado.	160
Figura 54: Abaco de Chadeisson.	167
Figura 55: mapa geológico del cuadrángulo 28r cuadrángulo de cotabambas elaborado por René Marocco.....	168
Figura 56: estratigráfica la región de Apurímac elaborada por Salazar Gutiérrez, Esaú.	169
Figura 57: vista del afloramiento del grupo Tacaza en la zona del estribo derecho.....	175
Figura 58: vista de depósitos coluviales cubiertos por el deslizamiento.	176
Figura 59: vista de los depósitos fluviales.....	177
Figura 60: Unidades Morfoestructurales observadas.	179
Figura 61: Vista de la Unidad Montaña en Roca Volcánica (RM-rv).....	180
Figura 62: Vista e Laderas de Montaña en roca.	181
Figura 63: Vista de la unidad Terraza Fluvial (T-FI)	181
Figura 64: Mapa Nacional de zonas sísmicas del Perú.	183
Figura 65: Análisis del talud, condiciones de inestabilidad observadas y propuesta conceptual del sistema de suelo reforzado.....	184



Figura 66: Análisis del talud de la margen derecha donde se emplazará la estructura El y accesos.	185
Figura 67: analisis de los derrumbes en la margen izquierda.	186
Figura 68: Análisis del talud de la margen izquierda, observando derrumbes de rocas con sedimentos a lo largo de 40m.	187
Figura 69: Analisis de las zonas vulnerables del lado izquierdo.	188
Figura 70: Vista del talud inferior de la margen izquierda, susceptible a erosión y esquema de propuesta.	188
Figura 71: Bloques estructurales en la región Cusco.	189
Figura 72: Vista de la zona de estudio indicando las estructuras geológicas incidentes en el proyecto.	191
Figura 73: Falla Normal escalonada, identificadas e inferidas.	191
Figura 74: Taludes desfavorables con diaclasamiento producto de la falla Kutuctay.	192



RESUMEN

La presente tesis aborda el “Estudio geotécnico e hidrológico con fines de cimentación de los estribos del Puente Kutuctay, distritos de Cotabambas (Apurímac) y Chinchaypujio (Cusco)”. El objetivo general fue caracterizar las propiedades físico-mecánicas del subsuelo y las condiciones hidrológicas de la cuenca del río Apurímac, con el fin de proponer un diseño de cimentación seguro y eficiente para los estribos del puente.

En el capítulo de Geotecnia, se ejecutaron perforaciones diamantinas y calicatas, complementadas con ensayos in situ y de laboratorio, tales como compresión uniaxial, RMR, RQD, granulometría y límites de Atterberg. Con base en estos resultados se determinó la capacidad portante del macizo rocoso y del suelo, así como los coeficientes de balasto vertical y horizontal.

En el capítulo de Hidrología, mediante el uso de Modelos Digitales de Elevación y sistemas de información geográfica, se delimitó la cuenca y se procesaron series históricas de precipitación y caudales, ajustadas a las distribuciones Log-Pearson III y Gumbel. Los caudales de diseño se estimaron mediante los métodos Snyder (HEC-HMS) y SCS, y se evaluó la socavación general y local empleando métodos empíricos.

Los resultados indican que el estribo derecho se apoya sobre un macizo andesítico competente, permitiendo una cimentación directa. En contraste, el estribo izquierdo se ubica sobre depósitos granulares, por lo que se propone el uso de pilotes de concreto armado. El caudal de diseño aproximado fue de 2 800 L/s y la socavación máxima de 1,2 m, parámetros clave para el diseño de medidas de protección hidráulica.

Palabras clave: Geotecnia; Hidrología; Cimentación; Capacidad portante; Puente Kutuctay.



ABSTRAC

This thesis addresses the “Geotechnical and hydrological study for the foundation design of the abutments of the Kutuctay Bridge, districts of Cotabambas (Apurímac) and Chinchaypujio (Cusco)”. The main objective was to characterize the physical–mechanical properties of the subsurface and the hydrological conditions of the Apurímac River basin, in order to propose a safe and efficient foundation design for the bridge abutments.

In the Geotechnical chapter, diamond drilling and test pits were carried out, complemented by in situ and laboratory tests such as uniaxial compression, RMR, RQD, grain-size distribution, and Atterberg limits. Based on these results, the bearing capacity of the rock mass and soils was determined, as well as the vertical and horizontal subgrade reaction coefficients.

In the Hydrology chapter, the watershed was delineated using Digital Elevation Models and Geographic Information Systems. Historical precipitation and discharge records were processed and fitted to Log-Pearson Type III and Gumbel distributions. Design discharges were estimated using the Snyder (HEC-HMS) and SCS methods, and general and local scour were evaluated using empirical approaches.

The results indicate that the right abutment is founded on a competent andesitic rock mass, allowing the use of shallow foundations. In contrast, the left abutment is located on granular deposits, for which the use of reinforced concrete piles is proposed. The estimated design discharge was approximately 2,800 L/s, and the maximum scour depth was 1.2 m, key parameters for the design of hydraulic protection measures.

Keywords: Geotechnical; Hydrological analysis; Bearing capacity; Kutuctay bridge.



CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

La construcción del puente Kutuctay es un proyecto que tiene como finalidad asegurar la conectividad vial terrestre de modo adecuado y seguro en los corredores viales, así como de los accesos en la ruta carretera Tambobamba (Apurímac)-Anta (Cusco) en el tramo de la variante Huamaniray (Km 50+500)- Colca-Kutuctay-Huancancalla Emp. Chichaypujio.

La ejecución del puente Kutuctay responde a una necesidad estratégica de interconexión vial que impulsará el desarrollo económico, social y cultural entre las regiones de Cusco y Apurímac. En este contexto, el presente estudio tiene como objetivo principal recopilar y analizar información técnica que sustente el diseño de la cimentación de los estribos del puente, ubicado entre los distritos de Cotabambas y Chinchaypujio, provincias de Cotabambas (Apurímac) y Anta (Cusco), sobre el río Apurímac.

La investigación se basa en estudios especializados como la geología que analizará la conformación geológica del área de influencia, identificando las formaciones rocosas, estructuras tectónicas y procesos de alteración que puedan influir en la estabilidad del terreno. Así como también la geotecnia detalla suelo y subsuelo mediante ensayos de campo y laboratorio, con el fin de determinar los parámetros necesarios para el diseño seguro de la cimentación.

Así mismo se evaluarán las condiciones hidrológicas del río Apurímac, incluyendo caudales máximos, niveles de agua y periodos de retorno, para garantizar un diseño que resista eventos extremos y evite erosiones o socavaciones. Y por último abarcaremos el tema de la geodinámica que estudia los procesos dinámicos actuales de la zona, como sismos, movimientos de masa y otros fenómenos naturales, que puedan afectar la estabilidad estructural del puente a corto y largo plazo. Considerando información recopilada de anteproyectos, estudios previos y bases de datos existentes, complementada con nuevos levantamientos topográficos y otras investigaciones complementarias. Todo ello permitirá formular un diseño integral, seguro y sostenible para la construcción del puente Kutuctay.



1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El objetivo principal es conocer las características geotécnicas e hidrológica del terreno destinado a la cimentación de los estribos del puente Kutuctay ubicado en los distritos de Cotabambas y Chinchaypujio, provincias de Cotabambas y Anta, departamentos de Apurímac y Cusco, con fines de cimentación.

La construcción del puente Kutuctay es un proyecto importante para garantizar la conectividad vial terrestre segura y adecuada en la ruta Tambobamba (Apurímac)–Anta (Cusco), en el tramo de la variante Huamaniray (Km 50+500)–Colca–Kutuctay–Huancancalla Emp. Chinchaypujio. Sin embargo, no se cuenta con información actualizada y detallada sobre las características geológicas, hidrológicas y geotécnicas del área donde se construirán los estribos, lo que podría comprometer la seguridad y durabilidad de la estructura.

Las principales causas de la falta de información geotécnica e hidrológica en el área de emplazamiento del puente Kutuctay son la falta de estudios previos sobre las características del suelo y las condiciones hidrológicas del río Apurímac en la zona específica del proyecto, y la falta de estudios técnicos para realizar investigaciones detalladas antes de la ejecución del proyecto.

Un diseño inadecuado de la cimentación de los estribos puede generar asentamientos, deslizamientos y fallas estructurales si no se realiza un estudio geotécnico e hidrológico adecuado en el puente Kutuctay. Asimismo, el desconocimiento de los niveles máximos del río Apurímac podría provocar degradación excesiva, mayores costos de construcción y un incremento del riesgo de accidentes y pérdidas.

Es esencial realizar un estudio geotécnico e hidrológico exhaustivo en el área del puente Kutuctay. Este debe incluir investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis hidrológicos actualizados. Con base en los resultados, se desarrollará un diseño de la cimentación avalado por expertos en geotecnia y estructuras. Este enfoque, respaldado por normas técnicas vigentes, garantizará la seguridad y durabilidad del puente ante diversas condiciones ambientales.



1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 PROBLEMA GENERAL

¿Cuáles son las características geotécnicas e hidrológicas para la cimentación de los estribos del puente Kutuctay, distritos de Cotabambas – Chinchaypujio, provincias Cotabambas?

1.2.2 PROBLEMA ESPECIFICO

- ¿Cuáles son las características geotécnicas del área de estudio y cuál es la capacidad de carga portante del suelo para la cimentación de los estribos del puente kutuctay?
- ¿Cuáles son las condiciones hidrológicas del área de estudio para la cimentación de los estribos del puente kutuctay?

1.3 JUSTIFICACION

1.3.1 CONVENIENCIA

Este estudio es conveniente porque brindará información detallada y actualizada sobre las condiciones geotécnicas e hidrológicas del área donde se construirá el puente Kutuctay. Estos datos son fundamentales para el diseño adecuado de la cimentación de los estribos, lo que garantizará la seguridad y durabilidad de la estructura

1.3.2 RELEVANCIA SOCIAL

El puente Kutuctay es una obra de infraestructura de gran relevancia social, ya que facilitará la conectividad y el transporte de bienes y personas ubicado en el distrito de Cotabambas y Chinchaypujio, así como en las provincias de Cotabambas y Anta. Un puente seguro y duradero mejorará la calidad de vida y seguridad de la población al promover el desarrollo económico y social de la región

1.3.3 VALOR TEORICO

Este estudio contribuirá al avance del conocimiento teórico en el campo de la geotecnia y la hidrología, ya que se generarán nuevos datos y análisis sobre las características del suelo y las condiciones hidrológicas de la región. Estos aportes pueden servir como base para futuras investigaciones y estudios en áreas similares.



1.3.4 VALOR PRÁCTICO

Los resultados de este estudio tendrán una aplicación directa en el diseño y ejecución de la cimentación del puente Kutuctay, permitiendo tomar decisiones técnicas fundamentadas en información geotécnica e hidrológica precisa.

1.3.5 UTILIDAD METODOLOGICA

Esta metodología incluye la caracterización geotécnica del terreno, análisis hidrológicos detallados y ensayos de campo y laboratorio, también contribuye con una guía metodológica útil para ingenieros.

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 Objetivo general

Determinar y conocer las características geotécnicas e hidrológicas del terreno destinado para el diseño, así como el tipo de cimentación de los estribos del puente Kutuctay.

1.4.2 Objetivos específicos

- Determinar las características geotécnicas del área de estudio y calcular las capacidades de carga portante del suelo para la cimentación de los estribos del puente Kutuctay.
- Determinar las condiciones hidrológicas y potenciales del área para la cimentación de los estribos del puente kutuctay.

1.5 DELIMITACION DEL ESTUDIO

Puente Kutuctay que tendrá una longitud de 180 metros de luz, estará situado entre los distritos de Cotabambas (Cotabambas) y Chichaypujio (Anta), en las provincias de Cotabambas (Apurímac) y Anta (Cusco).

Coordenadas UTM	Zona	Este	Norte
	18L	798091.00	8483906.00



Figura 1: Ubicación del puente Kutuctay



Nota: imagen modificada de Google Earth.

1.5.1 UBICACIÓN POLÍTICA.

- Departamentos: Cusco – Apurímac
- Provincias: Cotabambas – Anta
- Distrito: Cotabambas – Chinchaypujio

1.5.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA:

- DATUM: WGS84
- NORTE: 798091m
- ESTE : 8483906.00 m
- ZONA: 18L

1.5.3 UBICACIÓN HIDROGRÁFICA:

- RIO APURIMAC
- CURSO DE AGUAS TRIBUTARIAS: Río Santo Tomás, Río Antilla, Río Pachachaca, Río Pincos.

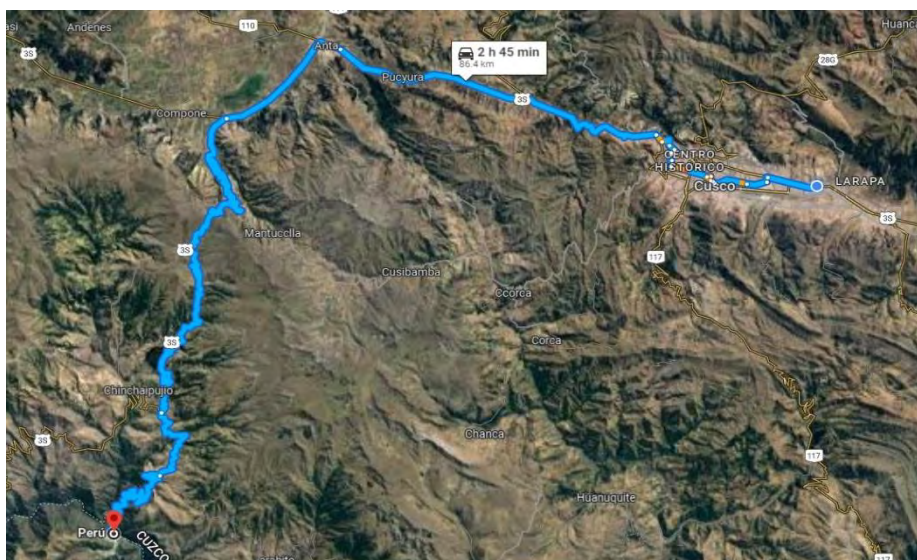


1.6 ACCESIBILIDAD

Desde la capital de la región Cusco se accede por la vía asfaltada y afirmado hacia el distrito Chinchaypujio: por la ruta Cusco – Pucyura – Anta – Compone – Mantucella – Chinchaypujio.

Con un aproximado de 2,45 de viaje con 86.4 km.

Figura 2: Ruta vial hacia el puente Kutuctay



Nota: Imagen modificada de Google Earth



CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

- **Internacionales**

A. Diego Andrés Mejía Caldas (2024) "Estudio geotécnico para el diseño de la cimentación del puente en el sector Chorro de la parroquia Sinincay del cantón Cuenca" Tesis de grado con el propósito de conocer las características físicas y mecánicas del terreno de fundación y sugerir el tipo de cimentación más adecuado para el puente El Chorro. El estudio encontró que el suelo en el área del proyecto está compuesto principalmente por una matriz areno-arcillosa de alta plasticidad, clasificadas como SP-CL y SP-MH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Se descubrió una cohesión de 40 kPa y un ángulo de fricción de 32.65°. Los requisitos de estabilidad contra deslizamiento, vuelco y presiones actuantes.

Aporte: Este estudio aporta información geotécnica crucial para el diseño de la cimentación del puente Kutuctay, proporcionando una metodología detallada para la caracterización del suelo y el análisis de estabilidad de la estructura, que puede ser adaptada y comparada con las condiciones específicas del proyecto.

B. Karen Adriana Algeciras y Castro Jennifer Bermúdez Bermúde (2024) " Determinar el Caudal Máximo Para Diseño Del Puente En La Quebrada Tuaneca Sobre La Vía Siachoque – Toca "(Colombia). Su objetivo principal fue desarrollar el estudio morfométrico y calcular el caudal máximo de creciente de dicha quebrada con la determinación de caudales de diseño $Q_{140} = 2,468.9 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{500} = 2,937.6 \text{ m}^3/\text{s}$ mediante el método de Snyder. Entre sus conclusiones,



determinaron que la cuenca, caracterizada por una pendiente elevada y forma ligeramente alargada y oval-redonda, presenta condiciones que aumentan el tiempo de concentración del agua, reduciendo la probabilidad de crecidas repentinas. Además, resaltaron la importancia del tipo y uso del suelo en el análisis de caudales y la utilidad de los estudios morfométricos para inferir parámetros hidrológicos en regiones de difícil acceso.

El aporte de Este estudio aporta a la presente tesis una metodología detallada para la caracterización física de cuencas hidrográficas y el cálculo de caudales máximos, aspectos fundamentales para el diseño de puentes. Específicamente, proporciona técnicas para delimitar el área de influencia, determinar parámetros morfométricos, analizar datos hidrométricos y estimar caudales de diseño, los cuales son directamente aplicables al estudio hidrológico necesario para la cimentación de los estribos del puente Kutuctay.

C. Francisca Marco Cutillas, María D. Marín Martín y Luis G. Castillo Elsitdié (2015) "Estimación numérica de la capacidad hidráulica de los puentes como elementos de control en la Rambla del Albujón" Artículo científico de España. El objetivo central fue emplear la estructura de un puente ubicado en Fuente Álamo como referencia para calcular el caudal en la parte alta de la Rambla del Albujón durante eventos de lluvias intensas. Como resultado, determinaron la capacidad hidráulica del puente de San Francisco frente a distintos niveles de caudal, determinando que un caudal de 307.2 m³/s correspondía a las observaciones de la avenida del 28 de septiembre de 2012.



El Aporte de Este estudio aporta a tu tesis sobre el puente Kutuctay al demostrar la utilidad de programas como HEC-RAS para el análisis hidráulico de puentes, mostrar cómo utilizar estructuras existentes como elementos de control para estimar caudales, considerar diferentes caudales y sus efectos en el puente (crucial para el diseño de cimentaciones), integrar datos históricos para calibrar modelos, y destacar la importancia de entender las condiciones hidrológicas locales para el diseño adecuado de estructuras de puentes.

- **Nacionales**

D. M. Escalaya Advincula, Alvaro Perez Zúñiga y J. Alba Hurtado (2023) "Diseño Geotécnico de la Cimentación del Puente Luis Antonio Eguiguren, Piura, Perú", artículo científico donde se propuso realizar un análisis geotécnico detallado, determinar los parámetros necesarios y proponer un diseño de cimentación adecuado para el puente. Concluyó que el suelo presentaba características variables, recomendando una cimentación profunda con pilotes pre-excavados de concreto armado, que cumplía con los factores de seguridad requeridos.

El Aporte de Este estudio aporta a la tesis una metodología aplicable para el análisis geotécnico de cimentaciones de puentes, ofreciendo una base comparativa y técnicas de análisis relevantes para tu investigación sobre el Puente Kutuctay, que podrían ser adaptadas a las condiciones específicas de tu área de estudio.

E. Edgars Rodríguez Zubiate (2023) “Hidrología y factores hidrológicos en el diseño de puentes” artículo donde aborda los aspectos hidrológicos y geotécnicos que son esenciales para el diseño de puentes. Sus tareas incluyen el análisis de los métodos diseñados de evaluación de inundaciones, el cálculo de la fricción global y local y la propuesta de estructuras de protección, teniendo en cuenta las condiciones del suelo. Se concluyó que las interacciones río agua-suelo son



esenciales en el diseño de puentes, enfatizando la importancia de estudios hidrológicos detallados para determinar los caudales máximos y destacando cómo la socavación afecta la estabilidad de los cimientos.

El Aporte de Este trabajo hizo una contribución significativa al desarrollo del estudio al proporcionar métodos de análisis hidrológico de la cuenca, métodos de evaluación de la erosión y fricción del suelo y estándares de diseño, los parámetros hidrológicos y geotécnicos de la zona, que son los elementos básicos para asegurar la estabilidad y durabilidad de las estructuras del puente.

- F. Keny Henry Montoya Tapia y Mirella Rosario Guerrero Medina (2021)
- "Influencia hidrológica y geotecnia en la instalación del puente modular Taspa en el distrito Chalaco ubicado en la provincia de Morropón, departamento de Piura" se enfoca en la evaluación de factores hidrológicos, hidráulicos y geológicos cruciales para la instalación de puentes y enfatiza la relevancia de estudios básicos previos como topografía, geología e hidrología. Un aspecto clave del estudio es el análisis de la socavación, un fenómeno natural que puede afectar significativamente a los puentes.

El Aporte de Este antecedente aporta a la tesis sobre el puente Kutuctay al proporcionar un marco metodológico para el análisis integrado de factores hidrológicos y geotécnicos en la cimentación de puentes, ofreciendo así una base comparativa y un enfoque aplicable a la investigación en los distritos de Cotabambas y Chinchaypujio.



G. Ing. Jorge E. Alva Hurtado (2020) “Cimentación profunda de puentes en Madre de Dios” posgrado que habla sobre los estudios geotécnicos con fines de cimentación de diferentes puentes construidos en la llanura amazónica del departamento de Madre de Dios, y que forman parte de la carretera Puerto Maldonado - Iberia - Iñapari. Los estudios fueron realizados en la década del 90 por el Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID, UNI). Los puentes evaluados son de mediano tamaño (entre 25 y 60 m de luz), Debido a las condiciones del terreno, en todos los casos se recomendó el uso de cimentaciones profundas, mediante pilotes de acero hincados.

El Aporte de Este antecedente aporta ara una mejor evaluación geotécnica de la zona de estudios, en la actualidad, es aconsejable que los trabajos de campo incorporen estudios geofísicos, especialmente a través de sondajes utilizando el Método de Análisis Multicanal de Ondas de Superficie. Esta técnica permite obtener un perfil sísmico basado en la velocidad de propagación de las ondas S, lo cual brinda información sobre el grado de compacidad del terreno y facilita la determinación de parámetros elásticos útiles para el análisis de la cimentación.



2.2 BASES TEORICAS

2.2.1 Geología.

La temática de este libro es la geología, cuyo término proviene del griego geo - "tierra" y logos - "habla". Es una ciencia que busca comprender el planeta Tierra. La geociencia que se ha dividido tradicionalmente en dos grandes campos: la física y la historia. La geología física, que es el contenido de este libro, estudia los materiales que componen la tierra e intenta comprender los diferentes procesos que ocurren por encima y por debajo de la superficie terrestre. El objetivo principal de la geología histórica es comprender el origen.

Este enfoque se centra en la Tierra y su evolución a lo largo del tiempo. Por ello, se busca organizar cronológicamente los numerosos cambios físicos y biológicos que han ocurrido en su pasado geológico. El estudio de la geología física es un paso previo y necesario antes de abordar la historia de la Tierra, ya que es fundamental comprender primero cómo opera nuestro planeta antes de intentar reconstruir su pasado (Tarbuck & Lutgens, 2015).

2.2.2 Hidrología

La hidrología es la ciencia natural que estudia el agua que se encuentra encima y debajo de la superficie terrestre, sus propiedades, distribución y circulación en el ciclo hidrológico, sus propiedades químicas y su relación con el medio ambiente (incluidos los seres vivos) (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

2.2.3 Hidrogeología

Ciencias de las aguas subterráneas y aspectos geológicos relacionados con las aguas superficiales y subterráneas. El término también se usa exclusivamente para la geología del agua subterránea. Originalmente, el término se propuso para referirse a los patrones de aparición y los movimientos de las aguas subterráneas; más recientemente se ha utilizado como sinónimo de hidrología. La hidrogeología o hidrología subterránea es la ciencia que analiza el origen y la formación de las aguas subterráneas, así como su dinámica y sus propiedades físicas, químicas y biológicas. Además, abarca el estudio de los tipos de yacimientos, su distribución, circulación,



comportamiento hidrológico y volumen disponible. También examina su interacción con los suelos y las formaciones rocosas, sus diferentes estados (líquido, sólido y gaseoso) y las condiciones necesarias para su uso, control y extracción eficiente.

También, desde el ámbito de la hidrogeología, se estudia el funcionamiento de los acuíferos al paso de las aguas subterráneas (Valdivieso, 1992).

2.2.4 Geotecnia.

La geotecnia es una rama de la ingeniería que estudia principalmente las propiedades técnicas de los materiales terrestres, como el suelo, las rocas y otros sedimentos naturales, y su aplicación en el diseño, construcción, operación y mantenimiento de proyectos civiles y mineros. Cubre los campos de la mecánica de suelos, mecánica de rocas y geología de ingeniería aplicada. El objetivo es garantizar que el proyecto se construya de forma segura, económica y respetuosa con el medio ambiente, haciendo un uso adecuado de los materiales existentes (Salas, Alpañes, & González, 1975).

2.2.5 Geomorfología.

La geomorfología es el estudio de la forma de la superficie terrestre, describiendo, clasificando y explicando su origen, edad, procesos de formación y desarrollo a lo largo del tiempo geológico. Se encarga de analizar la estructura de la superficie terrestre, las estructuras resultantes y los procesos actuales y pasados que las forman, tanto endógenos (internos) como exógenos (externos). Abarca el estudio de la forma continental y submarina, sus materiales, erosión, transporte y sedimentación, y su relación con la tectónica de placas y el clima (Strahler, 1992).



2.2.6 Estratigrafía.

La estratigrafía es la rama de la geología que se ocupa del estudio e interpretación, así como de la identificación, descripción y formación longitudinal y transversal de las capas rocosas; También es responsable de mapear y organizar estas rocas, se encargan de establecer la secuencia y el tiempo en que ocurrieron ciertos eventos durante un periodo geológico específico en la historia de la Tierra. Como las rocas sedimentarias constituyen el elemento principal de estudio en estratigrafía, el estratígrafo da prioridad al análisis de los procesos sedimentarios que originan estas rocas, considerando en segundo lugar a la paleontología como una herramienta complementaria. Así, la estratigrafía es el resultado de un continuo de procesos sedimentarios a lo largo del tiempo geológico; Proporciona una base de datos fundamental para comprender la evolución de la vida, los patrones de la tectónica de placas a lo largo del tiempo y el cambio climático global (Miranda, 1963).

2.2.7 Geomecánica.

La geomecánica trata de cómo se deforma el suelo y la roca, provocando a veces grietas, en respuesta a cambios en el estrés, la presión, la temperatura y ciertos parámetros ambientales. En la industria petrolera, la geomecánica tiende a centrarse en las rocas, pero la distinción no es clara porque las rocas sueltas pueden comportarse como sólidos.

La geomecánica es una disciplina relativamente nueva, especialmente en su aplicación a la industria del petróleo y gas (Cook, 2016).

2.2.8 RMR.

La clasificación de ubicación de RMR le permite obtener relaciones rocosas intactas, niveles de destrucción y diabetes de grietas de placa, presencia del agua y la orientación de la distancia relacionada con las relaciones con la relación con la relación. Factores de prueba: túnel, pendiente o base.

El indicador RMR varía de 15 a 100 puntos, desde los cuales la mesa de piedra se puede clasificar en 5 tipos (<https://geotecniafacil.com/>, s.f.).



2.2.9 RQD.

RQD es un índice de ingeniería que determina la calidad del macizo rocoso perforado. El método de cálculo es el porcentaje de piezas completas cuya longitud es igual o superior a 10 cm de la longitud total de la carrera de perforación. Una vez obtenido este valor, el macizo rocoso se puede dividir en:

- Excelente: $RQD = 90-100\%$
- Bueno: $RQD = 75-90\%$
- Normal: $RQD = 50-75\%$
- Malo: $RQD = 25-50\%$
- Muy pobre: $RQD < 25\%$

RQD proporciona una evaluación in situ de la integridad estructural de un macizo rocoso, teniendo en cuenta discontinuidades naturales como fallas, juntas y superficies estratificadas. Cuanto mayor sea el número de roturas, menor será el RQD y peor será la calidad del corte (Deere, 1988).

2.2.10 Cantera.

La cantera es una mina a cielo abierto. Es posible extraer granito, piedra caliza o mármol, estas son solo algunas de las posibilidades. Cabe señalar que la cantera es un recurso limitado: en algún momento se agota sin poder producir nueva piedra.

Aunque las canteras pequeñas son comunes, si sumamos el área de todo lo que existe en el mundo, es probable que el resultado sea mejor que para las operaciones mineras más grandes (Porto & Gardey, 2017).

2.2.11 Peso específico.

Es la propiedad que nos indica el peso por unidad de volumen de una sustancia (que puede ser gaseosa, líquida o sólida).



Roberto I. Mott, en su libro Mecánica de fluidos, definió la gravedad específica como "...el peso de una unidad de volumen de una sustancia...". Cabe señalar que el peso es una unidad de fuerza, por lo que decir “peso” es correcto e inequívoco, aunque no es lo normal ni lo habitual para muchos. El peso específico de una sustancia homogénea es el peso de la sustancia dividido por el volumen que ocupa, denotado por la letra griega gamma (γ) (Mott, 2006).

2.2.12 Permeabilidad.

La permeabilidad es un parámetro que cuantifica la capacidad que tiene un material poroso para permitir el movimiento de fluidos a través de su estructura interna de poros y canales interconectados. Este parámetro está directamente vinculado con la ley de Darcy, que describe el flujo de fluidos a través de medios porosos.

En la ecuación de Darcy, la permeabilidad se representa mediante el coeficiente k . Esta ecuación establece que el caudal volumétrico (q) de un fluido que atraviesa un medio poroso es proporcional al producto del coeficiente de permeabilidad (k), el área transversal de flujo (A), y el gradiente de presión hidráulica (dp/dl), e inversamente proporcional a la viscosidad del fluido (μ).

$$q = -(k/\mu)A(dp/dl)$$

Por lo tanto, una mayor permeabilidad implica que el fluido puede moverse más fácilmente a través del medio poroso bajo un determinado gradiente de presión. En resumen, la permeabilidad es una medida cuantitativa de la facilidad con la que un fluido puede fluir a través de un material poroso cuando se aplica un gradiente de presión (Bear, 1972).

2.2.13 Geomorfología.

Es la forma de la superficie terrestre y su relación con las estructuras subyacentes y los procesos de erosión y deposición que las imitan. También estudia la forma del lecho de roca y los patrones de erosión que se encuentran en él. Estudiar la historia de la morfología y los procesos geológicos durante su evolución. La topografía utiliza principios de geología



estructural, litología, hidrología superficial y subterránea, ciencia del suelo, meteorología, climatología, biología y otros campos relacionados para analizar el origen, los procesos de cambio y la edad relativa de la topografía de la Tierra (Easterbrook, 1999).

2.2.14 Socavación.

la socavación es el proceso en el que el flujo de agua remueve y transporta partículas del lecho y los márgenes de un cauce o de alrededor de estructuras sumergidas, debido a su fuerza erosiva. Este fenómeno puede afectar grandes áreas del cauce o concentrarse de forma local en puntos específicos, como puentes, espigones, pilas u otras estructuras fluviales o costeras.

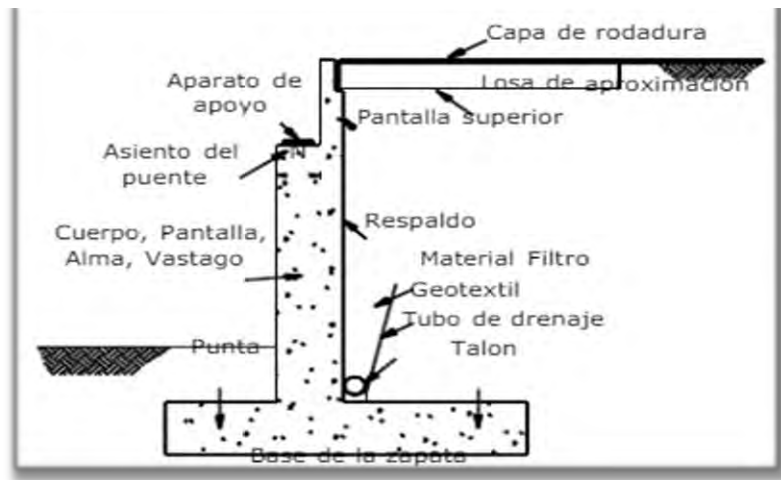
La socavación ocurre cuando el flujo de agua excava el material sólido del lecho y depende de varios factores, como la velocidad y distribución del flujo, la forma del cauce, el tipo y la composición del material del lecho, el transporte de sedimentos, la formación de vórtices turbulentos y el tiempo de exposición al agua. Una vez que comienza la remoción de partículas, la erosión tiende a intensificarse rápidamente debido a los flujos de agua que profundizan y amplían el hueco socavado (Breusers & Raudkivi, 1991).

2.2.15 Estribo.

los estribos son elementos estructurales que sostienen una sección del puente y brindan soporte lateral al material de relleno sobre el que descansa la carretera junto al puente. En la práctica, se pueden emplear varios tipos de estribos para cumplir con esta función (Vasquez, 2019).

Componentes de un estribo:

Figura 3: Componentes de un estribo para la construcción de puentes



Fuente: structuralia.com

2.2.16 Componentes del suelo.

El suelo está formado por una mezcla de partículas minerales, materia orgánica, agua y aire en diversas proporciones, y se clasifica con distintos nombres según el tamaño de sus partículas:

- Grava (Diámetro: superior a 2mm)
- Arena (Diámetro: entre 1 y 0.05mm)
- Limo (Diámetros: entre 0.05 y 0.002mm)
- Arcilla (Diámetros inferior a 0.002mm)

Las partículas de arcillas son minúsculas que poseen carga eléctrica, lo que les permite atraer, retener y hacer un intercambio de elementos químicos como potasio, calcio, magnesio, nitrógeno, aluminio, cloro, entre otros. Muchos de estos elementos son importantes para que las plantas crezcan de manera saludable.

Materia Orgánica. por su parte, está formada por restos de plantas y animales en diferentes etapas de descomposición. Va desde materiales poco descompuestos, que se pueden identificar fácilmente, hasta un material oscuro, similar al "humus" o tierra negra (Konijnenburg, 2006).

2.2.17 Granulometría y Plasticidad

Granulometría de "gránulo" (pequeño grano), se refiere a los métodos utilizados para medir el tamaño de un grano y, por extensión, de una población de granos. El término "grano" no



solo se refiere a partículas de arena o polvo, sino también a gotas en una emulsión, partículas sólidas de ceniza en humo, burbujas de gas en una espuma, entre otros. El tamaño de un grano se define generalmente por una de sus dimensiones, como su longitud, y en el caso de un grano esférico, se utiliza su radio o diámetro. Para partículas con formas irregulares, puede ser más difícil determinar un tamaño único que sea adecuado desde el punto de vista físico (Salager, 2007).

Plasticidad

Describe la deformación de un material sometido a cambios irreversibles (permanentes) deforma, en respuesta a fuerzas aplicadas. En términos de ingeniería la transición de un comportamiento elástico a uno plástico se denomina fluencia (King, 2012).

2.2.18 SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

El Sistema Unificado de Clasificación del Suelo (USCS o SUCS) tiene su origen en un método desarrollado por Casagrande durante la Segunda Guerra Mundial. Después de varias modificaciones, fue adoptado en 1952 por distintas agencias gubernamentales de Estados Unidos y, con el tiempo, fue perfeccionado. Actualmente, está estandarizado bajo la norma ASTM D 2487-93. En este sistema, los suelos se clasifican usando un símbolo de dos letras: la primera letra representa el componente principal del suelo, mientras que la segunda indica características de la curva granulométrica o la plasticidad del material.

SUCS: Se utilizan los símbolos de cinco letras:

G: por grava

S: por arena

M: por limo

C: por arcilla

O: por suelos orgánicos

P: por turba

(Borselli, 2023)



2.2.19 Cimentación.

La cimentación comprende el conjunto de elementos estructurales diseñados para transferir las cargas de la superestructura al terreno, asegurando una distribución que no exceda la capacidad portante del suelo ni provoque concentraciones de esfuerzo que puedan comprometer su integridad. Dado que la resistencia del terreno habitualmente es inferior a la de los elementos estructurales que soporta (pilares o muros), el área de contacto cimentación-suelo debe ser generalmente superior al área de apoyo de dichos elementos, excepto en casos de suelos rocosos altamente compactos. La cimentación es un componente crítico, ya que representa la interfaz fundamental que garantiza la estabilidad estructural, dependiendo en gran medida de las propiedades geotécnicas del terreno de apoyo (Díaz, 2022).

2.2.20 Filtración.

La filtración es un proceso utilizado para separar las partículas sólidas (que no se disuelven) de los fluidos (líquidos o gases), haciendo que el fluido pase a través de una superficie con pequeños orificios de un tamaño específico. Este proceso elimina las partículas que están suspendidas y coloidales presentes en una suspensión acuosa, pasando a través de un material poroso. Generalmente, la filtración es el último paso en una planta de tratamiento de agua, y es la responsable de garantizar que el agua cumpla con los estándares de calidad necesarios para ser potable (Mallaupoma, 2021).

2.2.21 Erosión interna.

La erosión interna se refiere al transporte de partículas disueltas, suspendidas o arrastradas a través de cavernas interconectadas, tuberías o a lo largo del fondo de cimentaciones. Se debe diferenciar entre erosión subsuperficial y erosión profunda. En la erosión subsuperficial, las partículas finas son arrastradas, a veces de manera casi invisible, lo que puede causar hundimientos y la formación de cárcavas. Este tipo de erosión ocurre debido al proceso de infiltración. En la erosión profunda, se pueden crear grandes cavernas internas. Los conductos afectados por esta erosión pueden ser desde unos pocos centímetros hasta cientos de metros de



largo, y su diámetro puede alcanzar decenas de metros. Estos conductos pueden convertirse en importantes rutas de agua dentro de una presa o colapsar, generando cárcavas en la superficie (Pencil, 2024).

2.2.22 Sub-presiones de agua.

La sub-presión es una fuerza hacia arriba que ejerce el agua filtrada debajo de una estructura, lo que puede llegar a levantarla. Esta fuerza se calcula tomando la mitad del peso del agua a cada lado de la estructura y multiplicándolo por el ancho, la longitud y el nivel del agua. Para evitar la sub-presión, la estructura debe ser lo suficientemente pesada o debe impedir que el agua se filtre debajo de ella (Marín, 2022).

2.2.23 Porosidad.

La porosidad es una característica de las rocas que describe los espacios vacíos entre las partículas que las componen. Esto indica la capacidad de una roca para almacenar fluidos. Se simboliza con la letra griega phi (ϕ) (Martinez, 2022).

2.2.24 Ecurrimiento.

El escurrimiento corresponde al agua que se mueve sobre la superficie terrestre hasta alcanzar el cauce más próximo, y se produce únicamente durante episodios de lluvia. El escurrimiento depende de varios factores, como la intensidad y duración de la lluvia, la capacidad del suelo para absorber agua (permeabilidad), el tipo de vegetación, el tamaño de la cuenca hidrográfica, el nivel freático y la inclinación del terreno (Rojas, 2016).

2.2.25 Límites de Atterberg.

Atterberg fue el primero en vincular la plasticidad de un suelo con su contenido de agua o humedad, expresado en relación con el peso seco de la muestra.

El **Límite Líquido** se determina utilizando el método de la cuchara de Casagrande, el cual mide la cantidad mínima de agua que puede contener una pasta de 100g de suelo seco, que ha pasado por un tamiz de 0.40 UNE. Este límite se obtiene al realizar 25 golpes con el aparato y se determina interpolando los resultados en una gráfica estandarizada.



El **Límite Plástico** por otro lado, se mide de una forma más compleja. Se define como la humedad mínima del suelo que permite moldearlo en un cilindro de 3 mm de diámetro sin que se desmorone. Se realizan dos mediciones y se calcula la media. Este ensayo también se hace con 200g de muestra seca, filtrada a través del mismo tamiz de 0.40 UNE.

La diferencia que existe entre el Límite Líquido y el Límite Plástico se llama Índice de Plasticidad (IP), y sirve para indicar el grado de plasticidad del suelo. Un suelo con un índice de plasticidad alto es muy plástico (Gutierrez, 2015).

$$IP = LL - LP$$

Tabla 1: Parámetros de los límites líquidos y plásticos con relación al tipo de suelo

PARÁMETRO		TIPO DE SUELO		
		Arena	Limo	Arcilla
LL	Límite líquido	15 - 20	30 - 40	40 - 150
LP	Límite plástico	15 - 20	20 - 25	25 - 50
LR	Límite de retracción	12 - 18	14 - 25	8 - 35
IP	Índice de plasticidad	0 - 3	10 - 15	10 - 100

2.2.26 Consistencia de suelo.

La consistencia describe el grado de cohesión y adhesión entre las partículas del suelo, así como su capacidad para resistir deformaciones o fracturas bajo presión. Esta propiedad varía según el contenido de humedad, por lo que es fundamental evaluarla en diferentes estados: seco, húmedo y saturado. Debido a que las mediciones en campo no son totalmente exactas, la consistencia se clasifica en función de estos niveles de humedad. Por lo general, se realizan ensayos en estas tres condiciones para determinar la resistencia a la ruptura, la humedad, la plasticidad y la adhesividad del suelo (Blanquer, 2010).

2.2.27 Capacidad de carga de suelo.

La capacidad de carga admisible de una cimentación es la máxima carga que puede soportar sin que se produzcan daños o fallas en la estructura, considerando un factor de seguridad. Esta capacidad depende tanto de las propiedades del suelo como del tipo de cimentación y del factor



de seguridad empleado. Una manera de evaluar esta capacidad es a través del modelo mecánico de Khristianovich, que puede ilustrarse con el ejemplo de una balanza. Imagina una balanza común cuyo movimiento está restringido por la fricción en las guías de sus platillos. Si se coloca un peso pequeño en uno de los platillos, la balanza permanece en equilibrio gracias a la fricción. Sin embargo, si se añade un peso que supera esta fricción, será necesario añadir peso en el otro platillo para mantener el equilibrio. Cuando la balanza pierde estabilidad con el menor aumento de peso en uno de los platillos, se dice que ha alcanzado el "equilibrio crítico". De manera análoga, la capacidad de carga de una cimentación se entiende mediante este modelo, analizando el límite en el que la estructura comienza a fallar bajo una carga (Nij, 2009).

2.2.28 Topografía.

La topografía es la disciplina que se encarga de medir terrenos para representar gráficamente sus características y formas en un plano a escala. Esta incluye la medición de distancias tanto horizontales como verticales entre puntos y objetos sobre una superficie terrestre, así como la determinación de ángulos. También permite establecer puntos mediante la medición de ángulos y distancias previamente establecidos. El proceso completo de determinar la ubicación de puntos y luego representarlos en un plano se conoce como levantamiento topográfico (Morales, 2015).

2.2.29 Potencia.

En geología, se refiere al grosor de una capa o formación rocosa, medida como la distancia perpendicular entre sus límites superior e inferior, generalmente expresada en metros o pies. Este parámetro es fundamental para describir y correlacionar diferentes unidades estratigráficas en estudios de estratigrafía, sedimentología, tectónica y otras áreas relacionadas (Gilluly, Waters, A.C., & Woodford, 1968).

2.2.30 Fisiografía.

la fisiografía es la parte de la geografía física que estudia y describe en detalle las formas del relieve terrestre, como montañas, valles, llanuras, mesetas, costas, entre otras. Las características fisiográficas de un área dependen de la estructura geológica que tiene debajo y de los procesos



que han moldeado esa área a lo largo del tiempo, por lo que está estrechamente vinculada con la geología (Thornbury, 1969).

2.2.31 Periodo de retorno.

El periodo de retorno es una medida estadística usada en hidrología y geomorfología para calcular la probabilidad de que ocurra un evento natural específico, como una inundación o un deslizamiento de tierra. Se refiere al tiempo promedio, generalmente expresado en años, que se espera que pase antes de que un evento de cierta magnitud se repita o sea superado al menos una vez (Crozier, 1986).

2.2.32 Caudal máximo y Caudal Mínimo.

El caudal máximo es el flujo más alto registrado en un río durante un periodo determinado, generalmente asociado a crecidas repentinas o lluvias intensas, mientras que el caudal mínimo es el flujo más bajo registrado en el mismo periodo, usualmente relacionado con sequías o poca lluvia. Estos parámetros hidrológicos son fundamentales para caracterizar el comportamiento de los ríos, evaluar riesgos de inundaciones o sequías, y para el diseño y gestión de infraestructuras hidráulicas (Chow & Maidment, 1994).



2.3 HIPÓTESIS

2.3.1 HIPÓTESIS GENERAL

La zona de estudio para la construcción del puente Kutuctay presenta características geotécnicas e hidrológicas adecuadas y favorables por la presencia de afloramientos rocosos.

2.3.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

Las características geotécnicas del terreno en la zona de investigación son adecuadas y favorables para la cimentación de los estribos del puente Kutuctay, debido a las propiedades físicas y mecánicas del afloramiento rocoso, que proporcionan una capacidad de carga portante optima.

Las características hidrológicas en la zona de investigación son adecuadas y favorables para la cimentación de los estribos del puente Kutuctay, ya que presentan caudales máximos y socavación moderada.

2.4 VARIABLES

2.4.1 IDENTIFICACION DE VARIABLES

- Geotecnia.
- Hidrología.
- Geología.
- Cimentación.

2.4.2 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

Tabla 2: cuadro de operacionabilidad de variables.

OPERACIONALIZACION DE VARIABLES			
VARIABLES	INDICADORES	UNIDADES	UNIDAD
1ra HIDROLOGIA	Caudal	Caudal maximo	L/Seg
		Caudal minimo	L/Seg
	Erosion	Socavacion	
	Filtracion	Ley de darcy	Q/m
	Periodo de retorno	Precipitacion	Año
2da GEOTECNIA	Mecanica de Suelos	Limite liquido y plastico	
		Clasificacion de suelo	
		Carga portante	
	Mecanica de Rocas	RMR	Calidad
RQD		%	
3ra GEOLOGIA	Geologia Estructural	Diaclasas	
		Fallas	
	Estratigrafia	Potencia	Metros
	Geomorfologia	Fisiografia	
4ta CIMENTACION	Diseño de la estructura	Tipo de estructura	
	Ubicación	Nivel de cimentacion	Metros



CAPITULO III: METODOLOGIA

3.1 TIPO DE INVESTIGACION

La presente tesis se desarrolla bajo un enfoque cuantitativo y cualitativo, el método cualitativo se fundamenta en la evaluación y el análisis de las propiedades geológicas y geotécnicas del área en estudio. Por otro lado, el método cuantitativo se basa en la medición y análisis numérico de esas mismas características. Ambos enfoques se utilizan para definir las condiciones necesarias para la construcción del puente, aplicando lógica y razonamiento para abordar situaciones específicas dentro de la zona de estudio. También es de carácter descriptivo (se enfoca en detallar las características específicas del terreno destino a la cimentación de los estribos), y explicativo (busca establecer relaciones causales entre las características del terreno y su idoneidad para la cimentación) según Hernández Sampieri et al. (2014), aquí ejecutamos las investigaciones donde se recogieron información de todo tipo sobre la geotecnia e hidrología para el terreno de cimentación, teniendo en cuenta los aspectos realizados para la investigación tales como son la Estratigrafía, Geomorfología, dinámica de suelo, mecánica de suelos y litología.

- Inductivo: Para Hernández Sampieri, R (2006), se aplica en la recopilación de información vía las variables independientes (geotécnicas y geológicas), inician las observaciones de hechos y fenómenos, para organizar, clasificar y procesar los datos obtenidos durante el estudio, para posteriormente llegar a una conclusión.
- Deductivo: De acuerdo con Ander Egg, E (1997), se trata de alcanzar el objetivo principal partiendo de conocimientos previos o ya existentes, aplicando lógica y razonamiento para abordar situaciones específicas dentro del área de estudio.
- No experimental: La presente investigación es de tipo no experimental, porque no se modifican ni controlan las variables de estudio. El trabajo se basa en el análisis de información geotécnica e hidrológica obtenida de ensayos de laboratorio, datos históricos y modelos hidrológicos, con el objetivo de evaluar las condiciones del terreno y definir criterios de diseño para la cimentación de los estribos del Puente Kutuctay.



3.2 POBLACION

Área total del terreno donde se ubicarán los estribos del puente Kutuctay

3.3 MUESTRA

- Puntos específicos de muestreo para estudios geotécnicos e hidrológicos
- Puntos de perforación diamantina.

3.4 TÉCNICAS DE RECOLECCION DE DATOS

Para el estudio geotécnico:

- Perforaciones y calicatas
- Ensayos in situ.
- Toma de muestras para ensayos de laboratorio

Para el estudio hidrológico:

- Recopilación de datos históricos
- Mediciones de campo (niveles de agua, caudales, etc.)

3.4.1 Equipos

- Equipo de perforación diamantina
- Instrumentos de laboratorio
- Tamices, equipo de compactación, accesorio para ensayo de CBR
- Instrumentos de gabinete
- Computadora, impresora, plotter, escáner, fotocopidora

3.4.2 Materiales

- Cuaderno de campo.
- Imagen satelital, cartas nacionales, tablas de geotecnia (SUCS, AASTHON) 1
- Útiles de escritorio
- bolsas de muestras
- chaleco
- Picota



- GPS
- Brújula
- Mapas

3.5 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

- Métodos estadísticos para análisis de datos geotécnicos
- Modelación numérica para análisis de capacidad portante y asentamientos
- Análisis de frecuencia para datos hidrológicos
- Software especializado para procesamiento de datos geotécnicos e hidrológicos



4.2 Análisis de precipitaciones

la información hidrometereológica de la estación Tambobamba, información proporcionada por el Senamhi.

Tabla 3: Información de la hidrometereológica estación tambobamba

Estación	Altitud msnm	Longitud	Latitud	Periodo de registro
Tambobamba	3454	72° 10' W	13° 56' S	1995 - 2014

Con estos datos de las estaciones Tambobamba se determinaron las precipitaciones correspondientes a los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 140, 200, 500 y 1000 años usando las distribuciones Normal, Gumbel, Log Normal 2 parámetros, Pearson III y Log de Pearson III; obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 4: Distribuciones de la estación Tambobamba

Estación	Δ Teórico	Δ Distribuciones				
		Gumbel	Normal	Log Normal	Pearson III	Log Pearson III
Tambobamba	0.2953	0.0757	0.1263	0.08126	0.07326	0.08295

La distribución que se ajustó a los datos de precipitación máxima en 24 horas corresponde a Pearson III.

Tabla 5: Precipitaciones máxima en 24 horas Pearson III

T (años)	P(X≤xT)	P _{MAX} mm
2	0.500	42.3
5	0.800	52.7
10	0.900	59.3
20	0.950	65.4
25	0.960	67.3
50	0.980	73.1
100	0.990	78.7
140	0.993	81.3
200	0.995	84.2
300	0.997	87.3
500	0.998	91.2
1000	0.999	96.5



Obtenidos los valores de precipitaciones máximas en 24 horas en la estación Tambobamba, se generan los caudales mediante el Programa Hec-Hms.

Tabla 6: Precipitación máxima en 24 horas por el programa Hec-Hms

Periodo de Retorno (Años)	Q (m ³ /s)
25	2291.70
50	2801.60
100	3392.10
140	3710.10
500	5132.80

Una vez estimados los caudales se realizó el modelamiento hidráulico con el software Hec-ras determinando los siguientes niveles de agua

Tabla 7: caudales estimados por el programa Hec-ras

Periodo de Retorno (Años)	Q (m ³ /s)	Nivel de agua (msnm)
140	3710.10	2200.45
500	5132.80	2205.52
Caudal mínimo	771.50	2195.20



4.3 Precipitación máxima en 24 horas

4.3.1 Estación Tambobamba, Periodo 1996 – 2019: Precipitación Máxima en 24 horas.

En el período comprendido entre 1996 y 2019, los registros de la estación meteorológica Tambobamba mostraron que los promedios mensuales de precipitaciones máximas en 24 horas fluctuaron entre 2.40 mm y 32.34 mm.

Tabla 8: Cuadro de precipitaciones máximas en 24hr de la estación Tambobamba.

ESTACION TAMBOBAMBA (1996 – 2019)												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1996	31.7	19.6	14	13.2	4.7	0	0	33.1	8.6	35	17	19.6
1997	38.2	26.8	26.1	21.6	8.1	0	0	16.6	4.7	16.1	21.4	29.2
1998	30.6	34.5	S/D	S/D	0	2.4	0	2.6	4	17	25.3	13.4
1999	16.8	23.9	25.6	22	1.5	0	0.7	3.4	18.9	4.7	10.6	18.3
2000	22.5	39	26.2	13.8	10	3.4	3.3	4.8	14.7	18.7	13	42.3
2001	35.3	52.7	29.9	10	6.1	3	11.4	5.4	5.6	29	17.2	17.1
2002	30	38.9	20.3	25	9.1	6.4	4.4	1.1	20	17.3	15.6	30.7
2003	48.8	19.5	23.6	20	6	1.2	0	18.4	11	12.4	17	36.4
2004	35.6	36.2	19.6	18.6	10	1.9	8	8.3	15.7	15	24	21.4
2005	21	54.7	32.4	S/D	0	0	1.5	4	4.2	29	12.7	38.1
2006	21.4	34.3	32	18.4	0	8.8	0	0	0.5	16	23.4	30.5
2007	21.8	23.4	23.6	7	0	0	5	0	0	14	28.2	24.6
2008	30	20	10	10	4	1	0	2.7	7	13.6	20	25
2009	26	24.2	18	10	2.4	0	1.4	S/D	9	30	65	25
2010	42.6	29.8	29.8	7.6	13.8	0	0	0	0.4	8.7	13.8	23
2011	31.5	35.2	35.4	13.3	3.5	0	2.1	3.7	15	13.5	13.7	20.2
2012	27.5	27.3	26.5	22	3	2.5	1.4	0	10	20	27.8	42.4
2013	18	24.5	23	22.7	0.4	5	2	14	9.3	25.6	27.7	28.4
2014	38.8	39.5	25.5	6.2	10	0	2.1	1.3	7.6	11.7	17.2	27.5
2015	30.4	31	35.6	23.6	2.6	1.3	3.4	13.4	11	21.8	21.1	23.5
2016	25.8	30.5	19.7	17.6	3.6	2.4	7.6	3.6	11.2	26	20.5	25
2017	45	31	32.5	17.5	9.6	0	0	0	11	18.6	15.4	25.6
2018	31.4	47.4	54	27.4	9.4	8.2	S/D	S/D	S/D	13	50.4	38.4
2019	31	32.3	29	26.4	1.4	10	2	0	4	11.8	S/D	S/D
PROMEDIO	30.49	32.34	26.62	17.00	4.97	2.40	2.45	6.20	8.84	18.27	22.52	27.20
MAXIMO	48.8	54.7	54	27.4	13.8	10	11.4	33.1	20	35	65	42.4
MINIMO	16.8	19.5	10	6.2	0	0	0	0	0	4.7	10.6	13.4

Fuente: SENAMHI (adjunto en anexos)



4.3.2 Estación Acomayo, Periodo 1987 – 2019: Precipitación Máxima en 24 horas.

En el período comprendido entre 1987 y 2019, los registros de la estación meteorológica Acomayo mostraron los promedios mensuales de precipitaciones máximas en 24 horas fluctuaron entre 2.38 mm y 23.65 mm.

Tabla 9: Cuadro de precipitaciones máximas en 24hr de la estación Acomayo

ESTACION ACOMAYO (1987 – 2019)												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1987	S/D	S/D	16.8	3.9	0	1.1	9.4	0	28	32.1	69	24.2
1988	40.3	27	28.7	24.4	3.6	0	0	6.2	13.6	14	19.9	26.1
1989	26.8	27.2	17.8	23.4	10.2	1.8	0	6.9	9.4	26.2	19	27
1990	52.6	34.2	24	22.9	6.4	21.7	0	0	5.3	19.2	33.5	19.6
1991	19.2	12.2	25.2	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	7.5
1992	12.1	20.4	11.7	5.6	1.2	3.4	1.4	4.7	6.1	13.7	23.8	18
1993	18.7	18.6	13.3	18.2	0	2.8	6.9	3	6.4	7.6	9.6	12.4
1994	16.8	29.2	22.2	13.4	3.3	0	0	0	4.2	9.7	26	14.9
1995	22	16	10.5	13	0	0	10.2	0	22.3	11	16.3	27.2
1996	30.1	20.7	26.9	12.4	10.2	0	1	30	17.5	30.2	13.5	19.7
1997	22.2	20.1	65	8.9	12.4	0	0	7.5	1.2	12.8	16.8	24.4
1998	29.4	44.4	23.1	17.6	0	0	0	0	0	17.1	18.3	33.9
1999	25	10	19.9	17.2	0	0	0	0	7.4	20.5	8	32.1
2000	15.1	17.1	10.4	8.7	3.5	8.7	4.5	7.5	9.1	19.8	10	26.2
2001	34	14.4	32.2	11.2	5.4	3.4	5.3	5.8	15.7	9.8	10.8	15.1
2002	34.8	31.9	31.5	13.7	10	1.1	5.4	3.7	9.5	16	25	39.1
2003	24.6	31.4	15.9	16	7.5	8	0	2.6	1.9	13.6	15.4	S/D
2004	25.6	S/D	21	17	9.7	3.6	4.5	23.5	S/D	S/D	18.9	S/D
2005	S/D	28.8	18.2	21.8	4.3	0	0	2.9	0	10.6	24.6	19.2
2006	24.1	22.7	30.7	25.8	0	12.4	0	4.8	S/D	10.5	31.9	40.5
2007	27.8	S/D	38.7	39	S/D	0	3	0	2.9	13.2	23.2	19.2
2008	S/D	50	24	11	12.2	3.4	0	0	4.3	19.6	S/D	19.3
2009	14.3	18.6	26.2	19.4	5.9	0	5.6	0	3.4	5.5	23.2	24.2
2010	52.2	16.2	23.3	6.9	8.5	S/D	0	6.1	5	13.4	6.2	39
2011	19.6	18.8	23.6	13.2	3.2	3.5	3.4	0	19.9	S/D	23.8	44.6
2012	22	33.4	14.9	17.5	3.5	12.6	0	0	16.7	7.4	26.6	44.6
2013	16.4	22.6	10.7	12.6	S/D	S/D	S/D	7.5	11.4	19.7	19.8	22.9
2014	11.5	12.3	10.8	5.3	5.2	0	2.2	2	5	6.2	6.2	11
2015	11.3	10.3	17.1	10.2	0.5	0.8	S/D	S/D	2.1	4.2	4.6	6.4
2016	6	7.5	17	3.6	0.3	0.2	2.4	0.5	2.2	S/D	S/D	16.5
2017	8.5	10.6	12.3	10.6	3.8	1.3	0.5	2.7	5.1	6.8	6.6	11
2018	10.6	8.8	8.5	2.8	0.8	4.7	4.2	1.4	S/D	10	S/D	S/D
2019	9.3	10.1	6.3	7.9	2.7	0	1.6	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
PROMEDIO	22.76	21.52	21.16	14.22	4.48	3.15	2.38	4.31	8.41	14.30	19.66	23.65
MAXIMO	52.6	50	65	39	12.4	21.7	10.2	30	28	32.1	69	44.6
MINIMO	6	7.5	6.3	2.8	0	0	0	0	0	4.2	4.6	6.4

Fuente: SENAMH (adjunto en anexos)



4.3.3 Estación Santo Tomas, Periodo 2000 – 2019: Precipitación Máxima en 24 horas

En el período comprendido entre 2000 y 2019, los registros de la estación meteorológica Santo Tomas mostraron los promedios mensuales de precipitaciones máximas en 24 horas fluctuaron entre 1.31 mm y 27.65 mm.

Tabla 10: Cuadro de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Santo Tomas.

ESTACION SANTO TOMAS (2000 – 2019)												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2000	30.1	23.2	17.2	12.5	3.4	S/D	S/D	S/D	S/D	11.7	0	29.8
2001	19.5	29.2	28.7	29.8	8.9	0	0	0	7.9	13.5	1.3	27
2002	21.8	S/D	35.6	7.8	7.4	S/D	10.2	0	10.2	15.7	13.8	26
2003	21.4	25.5	24.6	12.8	0	2.4	0	9.4	8.4	18.1	23.3	17.8
2004	S/D	25.2	26.2	S/D	0	0	19	18.4	15.6	21.4	37.6	37.8
2005	33.8	16.2	24.5	14.5	0	0	0	0	4.9	12.6	14.4	19.7
2006	42.5	34.6	36.3	17.6	0	2.6	0	3.9	S/D	30.3	20.7	36.1
2007	19.1	S/D	20.5	12.8	3.2	0	8.3	0	2.9	10.8	14.7	41.5
2008	22.1	26.4	17.8	5.5	8.2	1.8	0	0	4.3	22.1	5.2	33.6
2009	20.2	19.8	20.9	22.6	2.6	0	3	0	0	7.4	21.5	20.9
2010	23.5	45	28.7	32	10.5	0	0.7	0	2.8	16.8	29.5	21
2011	23.3	28.5	26	26	5.8	0.4	4.8	11.7	11.1	15.2	25.5	19.9
2012	23	28.9	32.2	30.2	0.8	0	0.9	0	S/D	S/D	S/D	S/D
2013	S/D	S/D	21.5	34	2.9	7.2	1.7	13.2	2.8	15.6	17	32.6
2014	29.1	25.9	22.1	8.7	2.7	0	0.4	3.3	19.6	51.5	13.5	25.7
2015	26.3	22.3	42.9	17.8	10.1	0	2.4	8.3	3	15.6	S/D	S/D
2016	S/D	25.2	35.2	27	4.3	3	5.6	9.4	3.2	7.9	12.9	8.3
2017	23.9	24.8	51.9	36.8	5.8	0	10	S/D	16.2	15.8	11.8	33.6
2018	28.2	22.7	16.8	13.6	3.2	4.9	13	25.9	5.7	11.3	15.4	8.7
2019	44.3	22.1	23.3	7.5	2	1.3	5.5	1.2	12.1	11.1	S/D	S/D
PROMEDIO	26.59	26.21	27.65	19.45	4.09	1.31	4.50	5.82	7.69	17.07	16.36	25.88
MAXIMO	44.3	45	51.9	36.8	10.5	7.2	19	25.9	19.6	51.5	37.6	41.5

Fuente: SENAMH (adjunto en anexos)



4.3.4 Estación Caylloma, Periodo 1975 – 1978 y 2002 – 2019: Precipitación Máxima en 24 horas

En el período comprendido entre 1975 – 1978 y 2002 – 2019, los registros de la estación meteorológica Caylloma mostraron los promedios mensuales de precipitaciones máximas en 24 horas fluctuaron entre 2.22 mm y 29.41mm.

Tabla 11: Cuadro de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Caylloma.

ESTACION DE CAYLLOMA (1975 – 1978 y 2002 – 2019)												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1975	21.8	44.9	18.7	7.6	17.8	2.8	0	1.3	3.8	26.8	6.2	29.1
1976	25	28.4	26.4	15.1	5.7	2.2	1.3	7.8	15.1	2.8	0.5	14.8
1977	11.5	42.5	19	9.6	3.4	0	1.1	0	9.8	9.2	18.1	19
1978	40	16	15.1	13.8	0.6	5.9	0.3	0.7	8.9	12.1	25	S/D
2002	S/D	S/D	S/D	20.5	3.5	3.3	10.7	0	4.8	15.7	15.3	25.8
2003	17.8	29.2	32.8	8.5	0.6	3.6	0.4	0.5	5.9	10.8	20.8	30.2
2004	35.5	32.9	S/D	21.1	0	0.8	13.1	6.7	2.3	2.5	2.7	15.2
2005	15.5	31.4	20.8	14.6	0	0	0	0.9	4.8	6.1	11.6	28.7
2006	S/D	34.1	30.5	14	2.2	0.2	2.4	1	9.7	25.8	15.1	15.8
2007	S/D	31.5	S/D	10.3	4.4	0	1.6	0	4.4	7.9	33.1	26.1
2008	25.6	18.2	11.3	1.9	1.7	0	0	0.6	0.5	14.7	4	20.7
2009	23	29.8	17	24	1.6	0	4.1	0	6.6	7.3	10.7	16.1
2010	30.3	23.3	11.3	6.4	3.4	0	2.4	0	5.1	11	14.9	16.8
2011	24.2	37	19.5	27.6	3.9	0	6.4	2.6	5.6	6.6	9.9	19.3
2012	28.6	38.3	25.5	9.7	6.8	2	1.2	0	27.2	8.9	7	38.2
2013	22.5	24.7	29.6	7.4	3.5	4.8	0.7	7.6	0.3	7.6	8.6	30.3
2014	47.2	14.9	21.9	19.9	2.4	0	4.2	5	20.5	6.3	26.6	18.7
2015	43	37.6	29.2	17.1	3.4	1.1	9	14.2	5.8	8.6	21.7	15.1
2016	14.8	23.5	19.6	20.1	3.7	8.8	5.9	2.2	2.4	8.2	3.7	17.6
2017	34.9	17.6	19.7	13.6	9.5	1.2	2.6	4.5	4.8	9.3	21.5	31.4
2018	27.2	20.7	20.6	15.1	3.5	10.9	7	2.6	1.3	17.8	16	19.4
2019	32.6	41.2	29.1	7.1	8.5	1.2	2.6	0.9	2.3	6.6	S/D	S/D
PROMEDIO	27.42	29.41	21.98	13.86	4.10	2.22	3.50	2.69	6.90	10.57	13.95	22.42
MAXIMO	47.2	44.9	32.8	27.6	17.8	10.9	13.1	14.2	27.2	26.8	33.1	38.2
MINIMO	11.5	14.9	11.3	1.9	0	0	0	0	0.3	2.5	0.5	14.8

Fuente: SENAMHI (adjunto en anexos)



4.3.5 Estación Yauri, Periodo 1993– 2019: Precipitación Máxima en 24 horas

En el período comprendido entre 1993– 2019, los registros de la estación meteorológica Yauri mostraron los promedios mensuales de precipitaciones máximas en 24 horas fluctuaron entre 1.27 mm y 30.90 mm.

Tabla 12: Cuadro de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación.

ESTACION YAURI (1993– 2019)												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1993	34.9	30.7	34	22	3	0	0.8	5.6	4.2	24.2	39	33.2
1994	26.2	35.8	23	S/D	14.8	0	0	0	12	5	34	17.4
1995	35.3	25.8	34.2	23.8	2.7	0	0	2.8	6.5	27.8	11.7	21.4
1996	S/D	33	S/D	20.2	8.3	0	0	7.1	10.1	6.5	12.6	20.7
1997	30.3	23.2	15.3	13	2.2	0	0	11.8	16	5	20.8	37.2
1998	42.7	28.4	13.2	6	0	2.5	0	1.6	0.8	20.6	16.9	15.9
1999	23.8	34.7	24.2	40.4	3.6	0	0	0.8	13	12	17.9	21.1
2000	26.6	26.1	31.1	11.1	3.5	3.9	0	6.5	5.7	17	7.4	27.3
2001	24.5	27	30.8	27.1	14.7	0.9	3.8	2	1.5	10.9	10.5	17.4
2002	28.5	31	20.8	9.1	12.6	0.5	10.6	0	14.8	12.9	S/D	22.4
2003	32.5	24.3	26.2	9.3	3.2	0.8	0	5.5	16.7	5.5	31.5	22.4
2004	50.3	27.8	33	24	0	1.8	5.3	12	8.8	14.6	26.1	26.8
2005	11.3	35.6	22.5	13.9	1.1	S/D	0	3	2.6	12.6	8.2	34.4
2006	43.4	23.8	36.4	21.4	0.8	3.1	0	8.8	10	21.7	15.7	19
2007	37	15	16.3	11	2.7	0	3.4	0	6.3	13.5	13.7	27.5
2008	27.6	23.2	23.5	1.2	2.3	5.3	0	0	0.2	23	22.4	13.1
2009	17.6	21.9	17	11.8	3.2	0	1.4	0	1.3	18.7	38	46
2010	22.4	37.6	52.1	14.2	3.9	0	0	0	1.1	6.8	11.2	32.6
2011	41.5	38.3	16.3	19.6	7.3	0	1.2	7.5	13.9	7.8	16.5	30.3
2012	24.3	47.4	28.4	14	9.9	0	0.1	0	8.8	8.7	18.8	25.9
2013	24.7	19.5	22.9	5.3	1.7	8.4	1.6	16.9	0	7.1	15.7	27.2
2014	17	26.9	11.6	15.5	3.5	0	1.8	3.5	9.9	31.8	6.9	48.6
2015	29.9	26	15.3	29.7	8.4	0.5	0.8	6.8	7.1	8	8.2	35.5
2016	43.9	23.4	22.1	43.9	1.7	0.1	8.9	3.1	S/D	S/D	S/D	S/D
2017	29.7	19.5	26.3	21	4.6	0.1	3.1	0	3.6	25.2	15.4	25
2018	25	30.9	26.1	7	0.8	3.8	11.2	29	2	25.8	22.2	16.3
2019	52.5	41.1	26.5	14.1	7.9	S/D	S/D	0	1.6	S/D	S/D	S/D
PROMEDIO	30.90	28.81	24.97	17.29	4.76	1.27	2.08	5.10	6.87	14.91	18.39	26.58
MAXIMO	52.5	47.4	52.1	43.9	14.8	8.4	11.2	29	16.7	31.8	39	48.6
MINIMO	11.3	15	11.6	1.2	0	0	0	0	0	5	6.9	13.1

Fuente: SENAMHI (adjunto en anexos)



4.3.6 Estación Llally, Periodo 1994– 2015: Precipitación Máxima en 24 horas

En el período comprendido entre 1994– 2015, los registros de la estación meteorológica Llally mostraron los promedios mensuales de precipitaciones máximas en 24 horas fluctuaron entre 1.66 mm y 26.12 mm.

Tabla 13: Cuadro de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Llally.

ESTACION LLALLY (1994– 2015)												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1994	29	22	22.7	21.8	1.4	0	0	0	5	6.5	21.9	20.2
1995	28.1	25.4	15.6	19.3	0.8	0	1.3	8.5	5.1	12.1	11.7	20
1996	19.1	20.2	41	11.1	12.7	0	0	2	4.4	10.8	7.6	21.7
1997	37.7	18.7	28.5	19.2	3.1	0	0	10.4	9.8	10.1	20.1	23.9
1998	36.2	35.9	18.5	33.4	0	1.1	0	7.5	4.1	17.4	20.5	18.2
1999	26.2	33.1	26.7	42.3	59	1.7	0	1	11.1	14.7	10.5	34.8
2000	23.2	28.6	28.6	5	13.4	2.8	9	3.9	4	18.5	7.5	16.8
2001	27.6	27.7	26.5	16	12.6	0	2.2	0	S/D	0	0	15
2002	18	17.1	23.1	18.4	15	0.5	7	4.2	6	22.3	26.2	16.8
2003	18.2	15	17.5	11.3	1.8	2	0	7.4	21.2	7	11	20.5
2004	24.6	20.1	20.1	11.9	4.9	3.4	4.4	11.2	11.2	6.6	10.9	35
2005	10.4	29.1	30.8	18.2	0.2	0	1.2	1.7	6.4	18.8	28.3	17
2006	26	20.3	18.2	17.3	0	6.6	0	8.9	5.1	7.8	21.4	29.7
2007	24	17.2	41.1	19.8	12.6	0.4	7.8	0	18.6	14.8	25.9	39.4
2008	31.2	33.2	22.2	0.3	3.2	4.5	0	2.1	13.2	13	7.8	41.6
2009	17.2	17.4	25	16.5	3.1	0	0.1	0	10	13	22	26.8
2010	23	45.7	14.9	27.4	4.3	0	0.4	0	0	9.9	34.7	22.1
2011	17.2	39.4	24.9	26.2	6.5	0	5.9	5.6	8.9	7.7	15.2	40.6
2012	27.5	28.1	18.1	22.5	4.8	0	0	0	2.7	13	12.4	33.2
2013	33.8	24.2	18.6	17.4	6.6	11.8	4.6	14.5	9.4	35.3	14.7	35.9
2014	25.5	24.6	16	8.9	0.8	0	1.6	5.3	8.8	39.8	14.6	19.3
2015	29.4	S/D	10.8	15.7	1	S/D	S/D	S/D	5.8	11.6	17.5	S/D
PROMEDIO	25.14	25.86	23.15	18.18	7.63	1.66	2.17	4.49	8.13	14.12	16.47	26.12
MAXIMO	37.7	45.7	41.1	42.3	59	11.8	9	14.5	21.2	39.8	34.7	41.6
MINIMO	10.4	15	10.8	0.3	0	0	0	0	0	0	0	15

Fuente: SENAMH (adjunto en anexos)



4.3.7 Estación Porpera, Periodo 1994– 2014: Precipitación Máxima en 24 horas

En el período comprendido entre 1994– 2014, los registros de la estación meteorológica Porpera mostraron los promedios mensuales de precipitaciones máximas en 24 horas fluctuaron entre 1.41 mm y 32.23 mm.

Tabla 14: Cuadro de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Porpera.

ESTACION PORPERA (1994 – 2014)												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1994	35.4	33.8	18.8	14.5	18.8	0.3	0	0	0.5	2.2	12.2	33.5
1995	33.1	46	31	14.5	1.5	0	0	2	16.6	4.3	3.5	23.2
1996	38.4	23.6	23.4	17.5	9.6	0	1.9	3.8	6.8	3.4	9.5	32.3
1997	27.8	27.8	42.3	13	10.1	0	0.4	9	23.3	14.7	33.1	39.6
1998	30.2	28.8	27.8	18.3	0	1.6	0	0	0	10.1	36.9	22.7
1999	69.9	43.7	88.3	22.1	3.6	0	0	0	17.5	33.6	18.7	18.6
2000	38.8	25.4	23.8	3.3	11.2	5.3	0.2	5.8	1.6	37.7	2.1	18.6
2001	23.8	30.1	16.1	29	17.8	3.5	13.5	9	3.5	4.8	8.7	14.8
2002	20.2	31.3	25.3	19.2	13	5.5	14.4	1.5	7.7	13.7	27.2	21
2003	20.7	37	26.2	7.8	3.5	5.7	0	2.2	10.7	10.4	7.7	29.4
2004	27.7	31.5	26.5	24.3	0	0	5.9	13.1	6.8	S/D	6.3	14.2
2005	23.2	28.1	30.7	14.6	0	0	0	3.6	S/D	9.6	9.9	12.6
2006	22	27.9	20.8	16.1	6.3	0	0	1.7	9.8	15.2	27.8	38.9
2007	35	36.1	19.7	14.9	4.6	0.5	5.1	0	14.3	25.6	17.2	14.8
2008	30.6	37.8	19.2	0.7	2.4	0.4	1.3	0	6.1	9.6	2.1	16.7
2009	15	29.2	24.9	35.2	0	0	12.8	2.8	17.7	7.1	14.9	12.3
2010	29.4	25	11.6	14	6.3	1.5	1	2.8	6.4	12.1	5.9	22.4
2011	38	44.7	26	32.8	2.9	0	6.3	1.8	2.1	6.5	19.6	36
2012	60.7	30.1	24.6	28.7	8.4	0	0	1.5	18.3	16.7	10.2	20.6
2013	20	24.9	25.5	2	5.4	5.3	2.3	8.1	0.5	19	23.6	20
2014	37	17.2	21.2	13.8	1.2	0	5.6	1	33.3	6.6	8.5	17.2
PROMEDIO	32.23	31.43	27.32	16.97	6.03	1.41	3.37	3.32	10.18	13.15	14.55	22.83
MAXIMO	69.9	46	88.3	35.2	18.8	5.7	14.4	13.1	33.3	37.7	36.9	39.6
MINIMO	15	17.2	11.6	0.7	0	0	0	0	0	2.2	2.1	12.3

Fuente: SENAMHI (adjunto en anexos)



4.4 Fluviometría

La información pluviométrica se compone de los registros de las precipitaciones máximas en 24 horas obtenidos de las estaciones Tambobamba, Acomayo, Santo Tomás, Caylloma, Yauri, Llally y Porpera, las cuales son gestionadas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Estas estaciones fueron seleccionadas debido a su proximidad a la zona de estudio y a la disponibilidad de datos suficientes sobre las precipitaciones máximas en 24 horas.

4.4.1 Análisis hidrológico

Se dispuso de estas estaciones debido a su cercanía a la zona de estudio, además de que dispone de un registro suficiente de precipitaciones máximas en 24 horas. El siguiente cuadro presenta las características de las estaciones consideradas en el estudio.

Tabla 15: Información de las estaciones pluviométricas.

Estación	Altitud msnm	Latitud/Norte	Longitud/Este	Tipo	Período de registro
Tambobamba	3317	13° 56' 0" 8457822.72	72° 10' 0" 806172.946	PLU	1996 – 2019
Acomayo	3160	13° 51' 0" 8458992.454	71° 41' 0" 858476.370	PLU	1987 – 2019
Santo Tomas	3253	14°23' 0" 8407888.12	70°5' 0" 814563.909	PLU	2000 - 2019
Caylloma	4318	15°11' 0" 8318826.563	71°46' 0" 847469.767	PLU	1975 - 1978 2002 - 2019
Yauri	3927	14°29' 0" 8358863.413	71°25' 0" 885781.475	PLU	1993 - 2019
Llally	3980	14°56' 0" 8344940.961	70°53' 0" 943042.109	PLU	1994 - 2015
Porpera	4195	15°21' 0" 8299592.67	71°19' 0" 895570.298	PLU	1994 - 2014

4.4.2 Tiempo de retorno

En el diseño de los niveles máximos del río, se considera un riesgo de falla del 25% para garantizar que la estructura cumpla con su vida útil proyectada de 40 años. El cálculo se realizó empleando un método probabilístico, que determinó un período de retorno de 140 años para el



NAME y de 500 años para el análisis de socavación. A continuación, se muestra una tabla con los periodos de retorno empleados en el estudio.

Tabla 16: periodos de retorno empleados para la construcción del puente kutuctay.

DESCRIPCION	RIESGO ADMISIBLE (%)	VIDA UTIL OBRAS (n años)	PERIODO DE RETORNO
Puente	0.25	40	140
Alcantarillas de paso de quebradas importantes, badén	0.30	25	71
Alcantarillas de alivio	0.35	15	35
cuneta	0.40	15	30
Defensa ribereña	0.25	40	140
Subdrenes	0.40	15	30

4.4.3 Precipitación de diseño

Análisis El análisis estadístico de los registros de precipitación máxima en 24 horas se llevó a cabo mediante el software HIDROESTA 2 (Villón, 2016). Este programa emplea diversas distribuciones probabilísticas, entre ellas: Se consideraron las distribuciones Normal, Log-Normal (con 2 y 3 parámetros), Gamma (con 2 y 3 parámetros), Log-Pearson III, Gumbel y Log-Gumbel. Antes del análisis principal, se realizó la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov para los datos. Esta prueba permitió evaluar, tanto de manera gráfica como estadística, la correspondencia entre la frecuencia empírica de la serie analizada y las funciones de probabilidad teóricas seleccionadas, basándose en los valores muestrales de frecuencia.

4.4.4 Distribuciones estadísticas

Distribución normal

La función de densidad de probabilidad de la distribución normal se expresa como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2}$$

Donde:

$f(x)$ = función densidad normal de la variable X

X = variable independiente



u = parámetro de localización, igual a la media aritmética de X

S = función densidad normal de la variable X

Distribución Log Normal (2 parámetros)

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(\frac{-(x-X)^2}{2S^2}\right)} dx$$

Donde X y S representa parámetros de la distribución.

La variable x de la ecuación de distribución normal se sustituye por una función $y=f(x)$, tal que $y=\log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log – normal, $N(Y, S_y)$. Estos valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$Y = \sum_{i=1}^n \log x_i / n$$

Donde Y es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - Y)^2}{n - 1}}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$C_s = a/S^3y$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - Y)^3$$

Donde C_s es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (Monsalve, 1999).



Distribución Log Normal (3 parámetros)

Esta función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sqrt{(2\pi)Sy}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-x_0)-u_y}{Sy}\right)^2}$$

Para $x > x_0$

Donde:

x_0 = Parámetros de posición

Uy = Parámetro de escala o media

Sy^2 = Parámetro de forma o varianza

Distribución Gamma (2 parámetros)

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Valido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 \leq \beta < \infty$$

Donde:

x : Parámetro de la forma

β : Parámetro de la escala

Distribución Gamma (3 parámetros)

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$



$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 \leq \beta < \infty$$

$$0 \leq \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : Origen de la variable x, parámetros de posición.

γ : Parámetro de la forma

β : Parámetro de la escala

Distribución Log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : Parámetros de posición.

γ : Parámetro de la forma

β : Parámetro de la escala

Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I, también llamada Distribución de Gumbel o Doble Exponencial, se describe mediante la siguiente función de distribución de probabilidades:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:



$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = u - 0.45\sigma$$

Donde:

α : Parámetro de concentración

β : Parámetro de localización

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = X + k\sigma_x$$

Donde:

x : Valor con la probabilidad dada.

X : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida de la distribución Log-Gumbel se define de la siguiente manera:

$$y = \frac{\ln x - u}{\alpha}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida Log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

Los valores de precipitación correspondientes a cada período de retorno son los siguientes.

Tabla 17: Precipitaciones en mm para diferentes-Períodos de retorno-Estación Tambobamba -Comparación de Métodos.

Período de Retorno	P	Distribución Normal	Distribución Log Normal 2P	Distribución LogNormal 3P	Distribución Gamma de 2 P	Distribución Gamma de 3 P	Distribución LogPearson Tipolll	Distribución Gumbel	Distribución Log Gumbel
T		X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T
5.0	0.200	47.8	47.2	46.5	47.1	47.1	46.8	46.9	45.6
10	0.100	52.1	52.4	52.5	51.7	47.1	53.2	52.8	52.4
30	0.033	57.5	59.9	61.8	58.0	60.6	63.2	61.8	64.5
71	0.014	61.0	65.3	69.2	62.4	66.3	71.3	68.6	75.7
100	0.010	62.3	67.4	72.2	64.1	68.5	74.6	71.4	80.6
140	0.007	63.5	69.5	75.2	65.6	70.7	77.9	74.0	85.8
200	0.005	64.7	71.6	78.4	67.2	72.9	81.5	76.8	91.6
500	0.002	67.7	77.0	86.8	71.2	78.4	91.1	84.1	108.4
1000	0.001	69.8	81.0	93.3	74.0	82.4	98.6	89.6	123.2
Bondad de Ajuste (Smimov-Kolmogorov)	Máxima Distorsión	0.1157	0.0820	0.0625	0.0983	0.0640	0.0619	0.0588	0.0737
	Distorsión Crítica	0.278	0.278	0.278	0.278	0.278	0.278	0.278	0.278
	Se ajusta	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI



Figura 5: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Tambobamba-

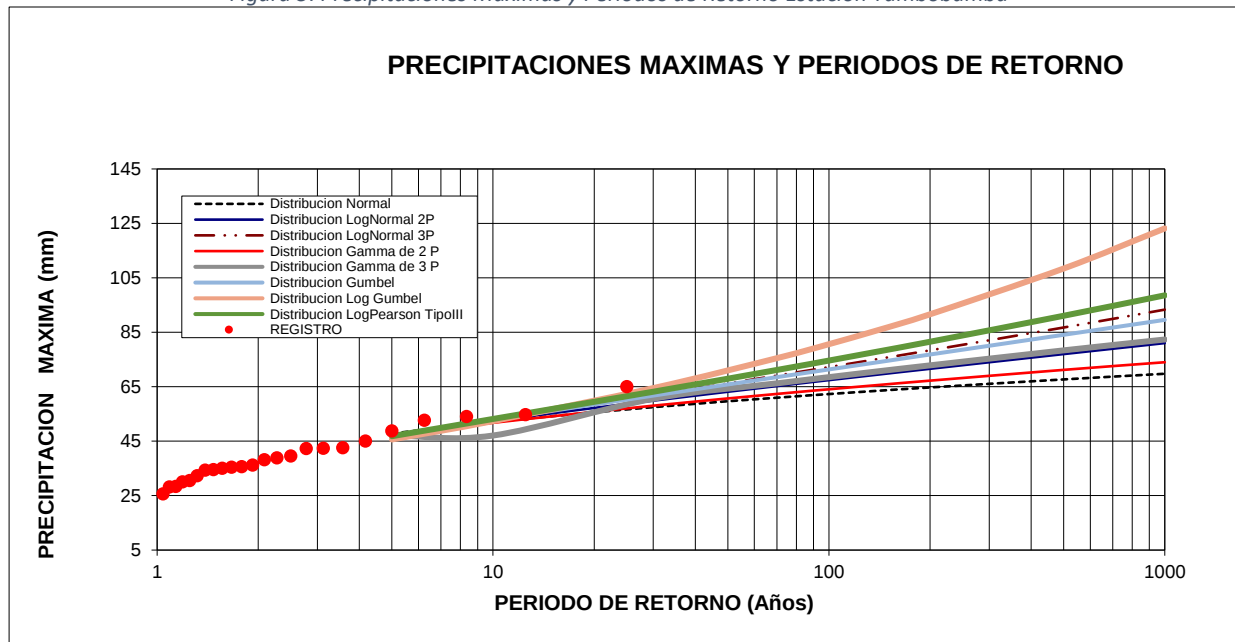


Tabla 18: Estación Tambobamba - Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno.

Período de retorno	P mm
30 años	61.75
71 años	68.63
140 años	74.01
500 años	84.08

Se utilizó la distribución Gumbel por lo siguiente:

-De acuerdo a la prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov.

-Se ajusta satisfactoriamente a la probabilidad de Precipitaciones Máximas obtenidas y muestra valores conservadores.

Tabla 19: Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno-Estación Acomayo-Comparación de Métodos.

Período de Retorno	P	Distribución Normal	Distribución LogNormal 2P	Distribución LogNormal 3P	Distribución Gamma de 2 P	Distribución Gamma de 3 P	Distribución LogPearson Tipoll	Distribución Gumbel	Distribución Log Gumbel
T		X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T
5.0	0.200	44.9	44.1	43.6	43.9	44.2	43.5	43.6	41.5
10	0.100	51.5	54.9	52.8	52.5	52.1	56.9	52.7	55.5
30	0.033	59.7	72.2	66.8	64.6	63.0	82.4	66.4	86.1
71	0.014	65.1	86.4	77.6	73.5	70.6	107.0	77.0	120.7
100	0.010	67.0	92.2	81.9	76.9	73.5	118.0	81.1	137.9
140	0.007	68.9	98.1	86.1	80.1	76.3	129.8	85.2	157.2
200	0.005	70.7	104.4	90.7	83.5	79.1	143.1	89.6	180.6
500	0.002	75.2	121.3	102.5	92.0	86.2	182.1	100.7	257.8
1000	0.001	78.4	134.8	111.6	98.2	91.3	216.5	109.1	337.3
Bondad de Ajuste (Smirnov-Kolmogorov)	Máxima Distorsión	0.10	0.09	0.07	0.07	0.05	0.13	0.07	0.15
	Distorsión Crítica	0.237	0.237	0.237	0.237	0.237	0.237	0.237	0.237
	Se ajusta	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI



Figura 6: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Acomayo.

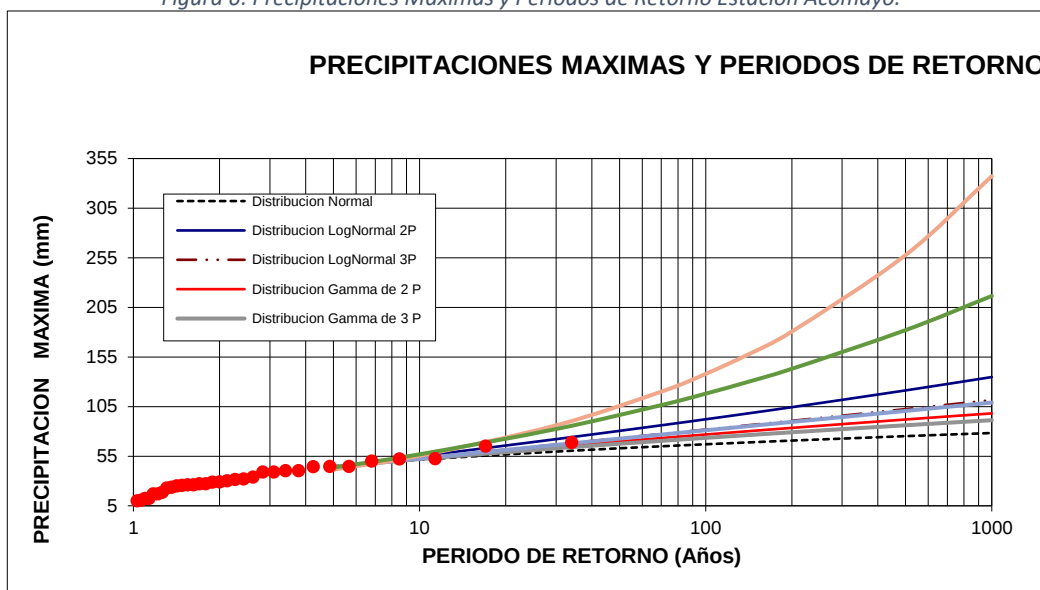


Tabla 20: Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno.

Período de retorno	P mm
30 años	62.96
71 años	70.60
140 años	76.27
500 años	86.22

Se empleó la distribución Gamma de tres parámetros debido a las siguientes razones

-De acuerdo con la prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov.

-Se ajusta satisfactoriamente a la probabilidad de Precipitaciones Máximas obtenidas y muestra valores conservadores.

Tabla 21: Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno-Estación Santo Tomas -Comparación de Métodos.

Período de Retorno	P	Distribución Normal	Distribución LogNormal 2P	Distribución LogNormal 3P	Distribución Gamma de 2 P	Distribución Gamma de 3 P	Distribución Gumbel	Distribución Log Gumbel
T		X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T
5.0	0.200	43.4	43.2	42.7	42.8	43.0	42.7	42.3
10	0.100	47.1	47.9	47.0	46.8	47.1	47.8	48.8
30	0.033	51.8	54.5	52.8	52.2	52.5	55.6	60.5
71	0.014	54.8	59.3	57.0	55.9	56.2	61.5	71.4
100	0.010	55.9	61.1	58.6	57.3	57.6	63.9	76.3
140	0.007	57.0	62.9	60.1	58.7	58.9	66.2	81.4
200	0.005	58.0	64.8	61.8	60.0	60.3	68.7	87.1
500	0.002	60.6	69.5	65.8	63.4	63.6	74.9	103.7
1000	0.001	62.3	73.1	68.8	65.8	66.0	79.7	118.4
Bondad de Ajuste (Smirnov-Kolmogorov)	Máxima Distorsión	0.11	0.083	0.09	0.09	0.082	0.10	0.12
	Distorsión Crítica	0.304	0.304	0.304	0.304	0.304	0.304	0.304
	Se ajusta	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI



Figura 7: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Santo Tomas.

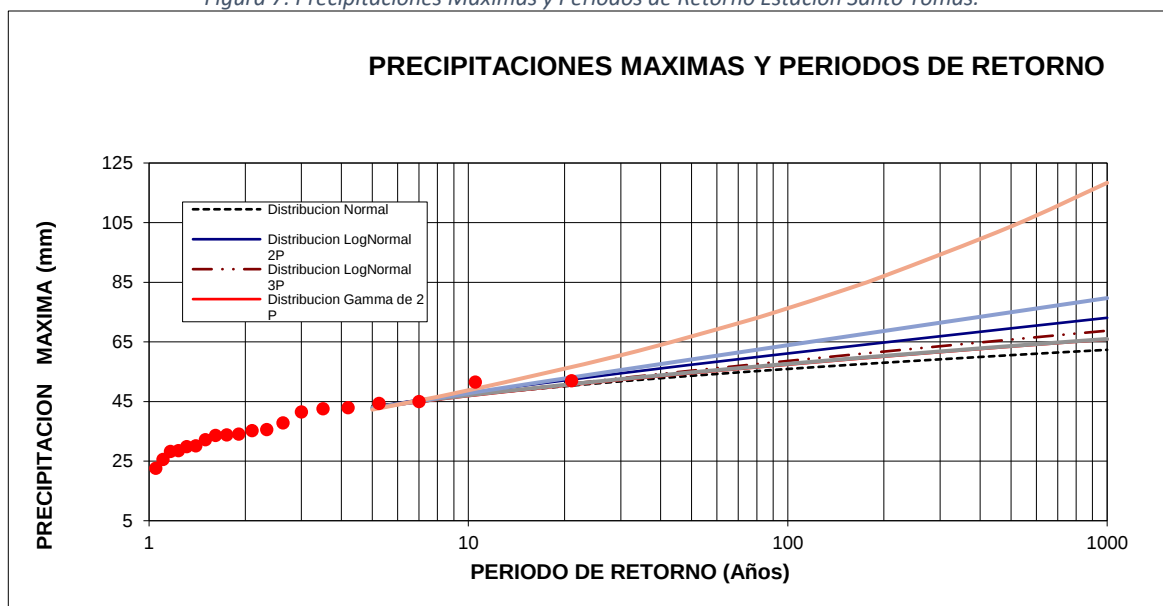


Tabla 22: Estación Santo Tomas - Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno.

Período de retorno	P mm
30 años	52.51
71 años	56.23
140 años	58.94
500 años	63.62

Se utilizó la distribución Gamma de 3 parámetros por lo siguiente:

-De acuerdo a la prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov.

-Se ajusta satisfactoriamente a la probabilidad de Precipitaciones Máximas obtenidas y muestra valores conservadores.

Tabla 23: Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno-Estación Caylloma-Comparación de Métodos.

Período de Retorno	P	Distribución Normal	Distribución LogNormal 2P	Distribución LogNormal 3P	Distribución Gamma de 2 P	Distribución Gamma de 3 P	Distribución Gumbel	Distribución Log Gumbel
T		X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T
5.0	0.200	40.3	40.1	39.7	39.8	40.1	39.6	39.4
10	0.100	43.3	43.9	43.1	43.0	43.6	43.9	44.6
30	0.033	47.2	49.1	47.7	47.3	48.4	50.3	53.8
71	0.014	49.7	52.8	50.9	50.3	51.7	55.2	62.2
100	0.010	50.6	54.3	52.2	51.4	52.9	57.2	65.8
140	0.007	51.4	55.7	53.3	52.5	54.1	59.1	69.6
200	0.005	52.3	57.1	54.6	53.5	55.3	61.1	73.9
500	0.002	54.4	60.7	57.6	56.2	58.3	66.3	86.0
1000	0.001	55.9	63.4	59.8	58.1	60.4	70.2	96.5
Bondad de Ajuste (Smirnov-Kolmogorov)	Máxima Distorsión	0.07	0.057	0.07	0.07	0.058	0.07	0.08
	Distorsión Crítica	0.290	0.290	0.290	0.290	0.290	0.290	0.290
	Se ajusta	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI



Figura 8: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Caylloma.

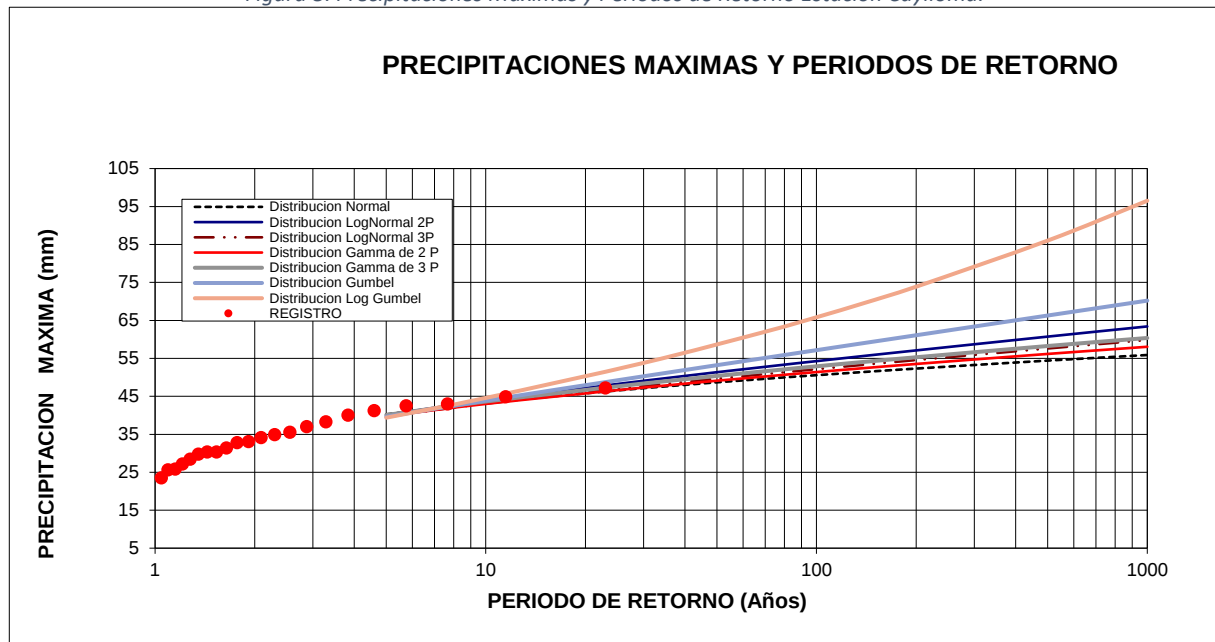


Tabla 24: Estación Caylloma - Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno.

Período de retorno	P mm
30 años	49.09
71 años	52.84
140 años	55.66
500 años	60.73

Se utilizó la distribución Log Normal 2 parámetros por lo siguiente:

-De acuerdo a la prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov.

-Se ajusta satisfactoriamente a la probabilidad de Precipitaciones Máximas obtenidas y muestra valores conservadores.

Tabla 25: Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno-Estación Yauri-Comparación de Métodos.

Período de Retorno	P	Distribución Normal	Distribución LogNormal 2P	Distribución LogNormal 3P	Distribución Gamma de 2 P	Distribución Gamma de 3 P	Distribución Gumbel	Distribución Log Gumbel
T		X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T
5.0	0.200	45.0	44.8	44.3	44.5	44.7	44.3	44.0
10	0.100	48.5	49.0	48.5	48.2	49.0	49.1	49.8
30	0.033	52.8	54.8	54.5	53.0	54.9	56.3	60.0
71	0.014	55.6	59.0	59.0	56.4	59.1	61.8	69.3
100	0.010	56.6	60.5	60.7	57.7	60.7	64.0	73.4
140	0.007	57.6	62.1	62.4	58.9	62.3	66.2	77.6
200	0.005	58.6	63.7	64.2	60.1	63.9	68.5	82.3
500	0.002	60.9	67.7	68.7	63.1	67.8	74.3	95.8
1000	0.001	62.6	70.7	72.1	65.2	70.6	78.7	107.5
Bondad de Ajuste (Smirnov-Kolmogorov)	Máxima Distorsión	0.0990	0.0795	0.0928	0.0916	0.0738	0.0817	0.0879
	Distorsión Crítica	0.262	0.262	0.262	0.262	0.262	0.262	0.262
	Se ajusta	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI



Figura 9: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Yauri

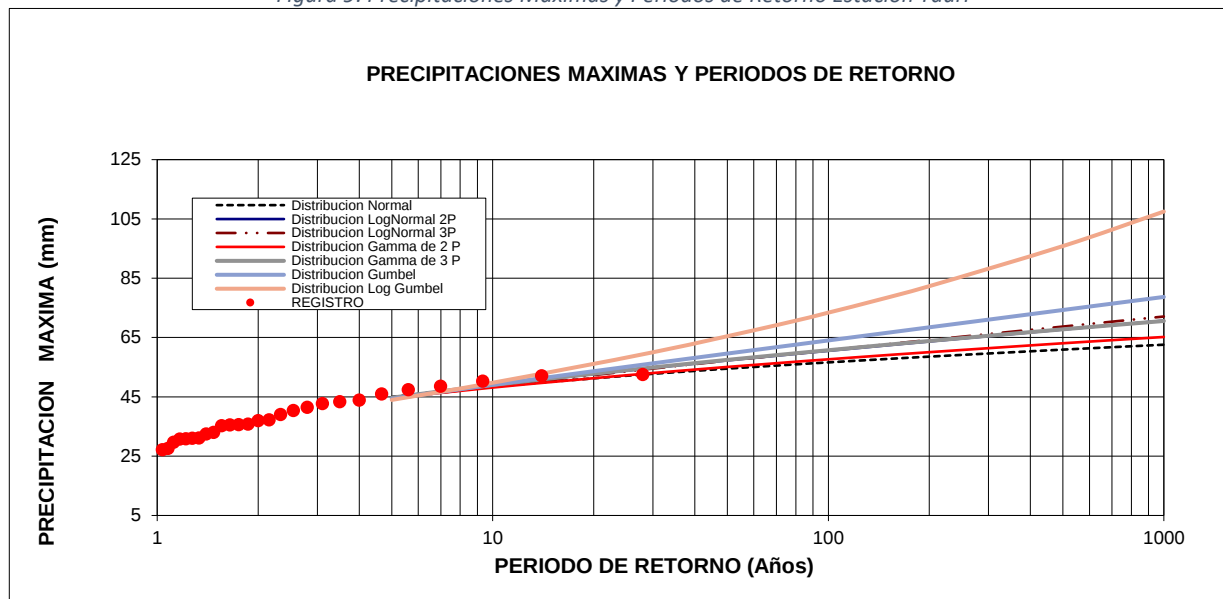


Tabla 26: Estación Yauri - Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno.

Período de retorno	P mm
30 años	54.93
71 años	59.14
140 años	62.27
500 años	67.78

Se utilizó la distribución Gamma de 3 parámetros por lo siguiente:

-De acuerdo a la prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov.

- Presenta un buen ajuste a la probabilidad de Precipitaciones Máximas obtenidas y muestra valores conservadores.

Tabla 27: Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno-Estación LLally-Comparación de Métodos.

Período de Retorno	P	Distribución Normal	Distribución LogNormal 2P	Distribución LogNormal 3P	Distribución Gamma de 2 P	Distribución Gamma de 3 P	Distribución LogPearson Tipolll	Distribución Gumbel	Distribución Log Gumbel
T		X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T	X_T
5.0	0.200	41.8	41.1	40.8	41.1	41.1	41.0	40.9	40.3
10	0.100	45.4	45.6	45.3	45.1	46.0	45.9	45.8	46.4
30	0.033	50.1	51.8	51.9	50.5	53.1	53.4	53.3	57.5
71	0.014	53.1	56.3	56.7	54.2	58.2	59.2	59.1	67.7
100	0.010	54.2	58.0	58.6	55.5	60.2	61.5	61.4	72.2
140	0.007	55.2	59.7	60.5	56.9	62.2	63.7	63.6	77.0
200	0.005	56.2	61.5	62.4	58.2	64.2	66.2	66.0	82.4
500	0.002	58.8	65.9	67.4	61.6	69.2	72.5	72.1	97.9
1000	0.001	60.5	69.2	71.2	63.9	72.8	77.3	76.7	111.6
Bondad de Ajuste (Smirnov-Kolmogorov)	Máxima Distorsión	0.1184	0.1057	0.1044	0.1170	0.0825	0.0921	0.0906	0.1028
	Distorsión Crítica	0.290	0.290	0.290	0.290	0.290	0.290	0.290	0.290
	Se ajusta	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI



Figura 10: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación LLally.

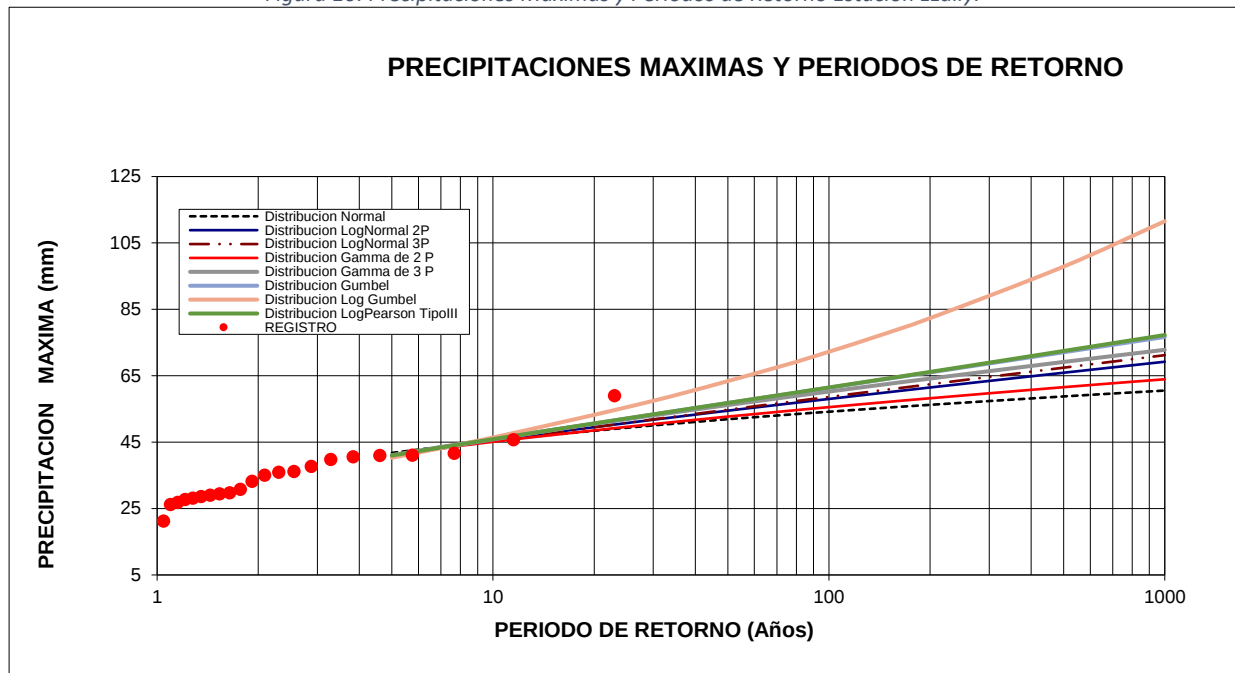


Tabla 28: Estación Llally - Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno.

Período de retorno	P mm
30 años	53.1
71 años	58.2
140 años	62.2
500 años	69.2

Se utilizó la distribución Gamma 3 parámetros por lo siguiente:

-De acuerdo a la prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov.

- Presenta un buen ajuste a la probabilidad de Precipitaciones Máximas obtenidas y muestra valores conservadores.

Tabla 29: Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno-Estación Porpera-Comparación de Métodos.

Período de Retorno T	P	Distribución Normal X_T	Distribución LogNormal 2P X_T	Distribución LogNormal 3P X_T	Distribución Gamma de 2 P X_T	Distribución Gumbel X_T	Distribución Log Gumbel X_T
5.0	0.200	50.9	46.7	46.0	51.4	49.2	45.7
10	0.100	56.8	51.9	53.3	59.7	57.1	52.9
30	0.033	64.1	59.3	65.5	71.2	68.9	66.1
71	0.014	69.0	64.7	76.1	79.4	78.0	78.4
100	0.010	70.7	66.8	80.5	82.6	81.6	83.9
140	0.007	72.4	68.8	85.0	85.6	85.1	89.7
200	0.005	74.1	70.9	89.9	88.7	88.8	96.2
500	0.002	78.1	76.3	103.4	96.5	98.4	115.1
1000	0.001	80.9	80.3	114.5	102.1	105.6	131.9
Bondad de Ajuste (Smirnov-Kolmogorov)	Máxima Distorsión	0.249	0.193	0.128	0.196	0.179	0.124
	Distorsión Crítica	0.297	0.297	0.297	0.297	0.297	0.297
	Se ajusta	SI	SI	SI	SI	SI	SI



Figura 11: Precipitaciones Máximas y Periodos de Retorno Estación Porpera.

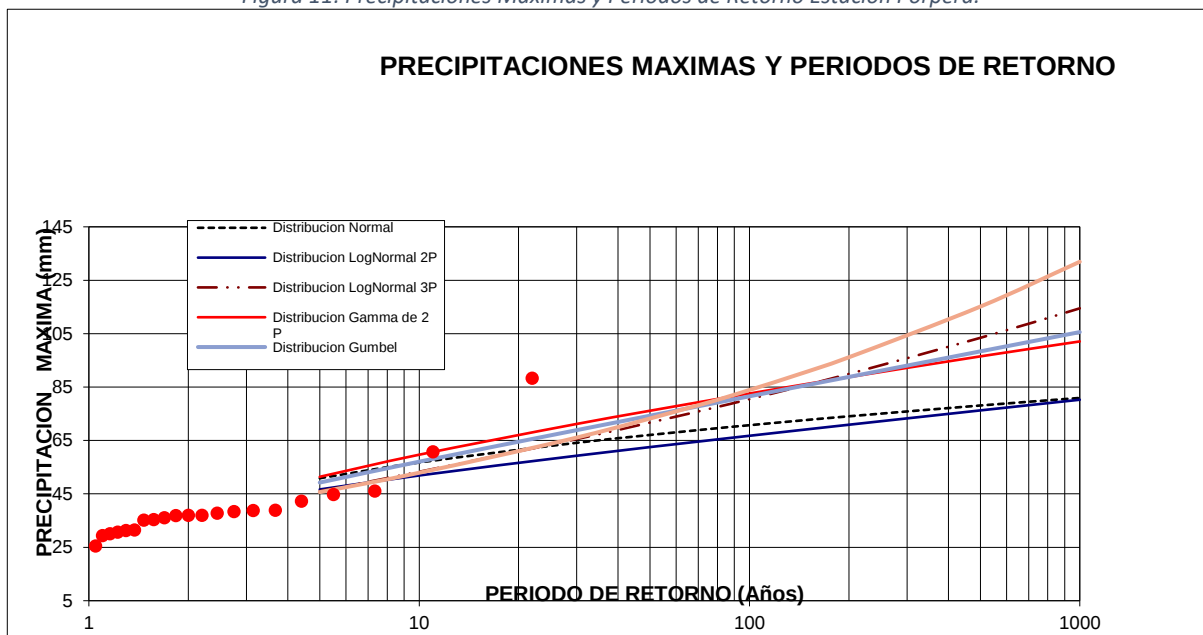


Tabla 29: Estación porpera - Precipitaciones en mm para diferentes Periodos de retorno.

Periodo de retorno	P mm
30 años	66.1
71 años	78.4
140 años	89.7
500 años	115.1

Se utilizó la distribución LogGumbel por lo siguiente:

- De acuerdo a la prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov.
- Presenta un buen ajuste a la probabilidad de Precipitaciones Máximas obtenidas y muestra valores conservadores.

4.5 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)

La curva de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) ha sido determinada de forma indirecta, utilizando la siguiente relación:

$$I = \frac{k * T^m}{D^n}$$

Dónde:

- ✓ I: Intensidad máxima (mm/hr)
- ✓ T: Periodo de retorno (años)



✓ D: Duración (minutos)

✓ k, m, n: Coeficientes

Sub Cuenca 1 Tambobamba

Tabla 30: Coeficientes de la curva IDF para cada estación pluviométrica.

Coeficientes	Estación pluviométrica
	SC-01
k	471.7657
m	0.1092
n	0.75000

Sub Cuenca 2 Huanquite

Tabla 31. Coeficientes de la curva IDF para cada estación pluviométrica.

Coeficientes	Estación pluviométrica
	SC-02
k	472.7668
m	0.1094
n	0.75000

Sub Cuenca 3 Santo Tomas

Tabla 32: Coeficientes de la curva IDF para cada estación pluviométrica.

Coeficientes	Estación pluviométrica
	SC-03
k	462.8936
m	0.0839
n	0.75000

Sub Cuenca 4 Velille

Tabla 33: Coeficientes de la curva IDF para cada estación pluviométrica.

Coeficientes	Estación pluviométrica
	SC-04
k	454.5717
m	0.0790
n	0.75000



Sub Cuenca 5 Espinar

Tabla 34: Coeficientes de la curva IDF para cada estación pluviométrica.

Coeficientes	Estación pluviométrica
	SC-05
k	459.7619
m	0.0825
Coeficientes	0.750000

4.6 Hietogramas de precipitación de diseño

El método del bloque alterno es una aproximación simplificada utilizada para construir hietogramas de diseño, basada en la curva de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF). Este método permite generar un hietograma que representa la profundidad de precipitación distribuida en n intervalos de tiempo consecutivos, cada uno con una duración Δt , cubriendo un periodo total $T_d = n \times \Delta t$. En este caso particular, se utilizan 24 intervalos de una hora, lo que da como resultado una duración total de 24 horas.

La implementación del método inicia con la opción del periodo de retorno de diseño. Posteriormente, se extraen de la curva IDF las intensidades correspondientes a duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$, y así sucesivamente. La profundidad de precipitación para cada duración se calcula multiplicando la intensidad por el tiempo. Los incrementos de precipitación para cada intervalo Δt se obtienen mediante la diferencia entre valores sucesivos de profundidad acumulada.

Estos incrementos, o bloques, se reorganizan temporalmente de modo que la intensidad máxima se sitúe en el centro del periodo T_d . Los bloques restantes se disponen en orden decreciente, alternando entre la derecha e izquierda del bloque central, conformando así el hietograma de diseño.

El estudio contempla la generación de hietogramas de diseño para periodos de retorno de 140 y 500 años, destinados respectivamente a la determinación del nivel máximo de agua y al análisis



de socavación en la estructura del puente. Los hietogramas resultantes se presentan gráficamente para su visualización y análisis.

Figura 12: Sub Cuenca 1 Tambobamba - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.

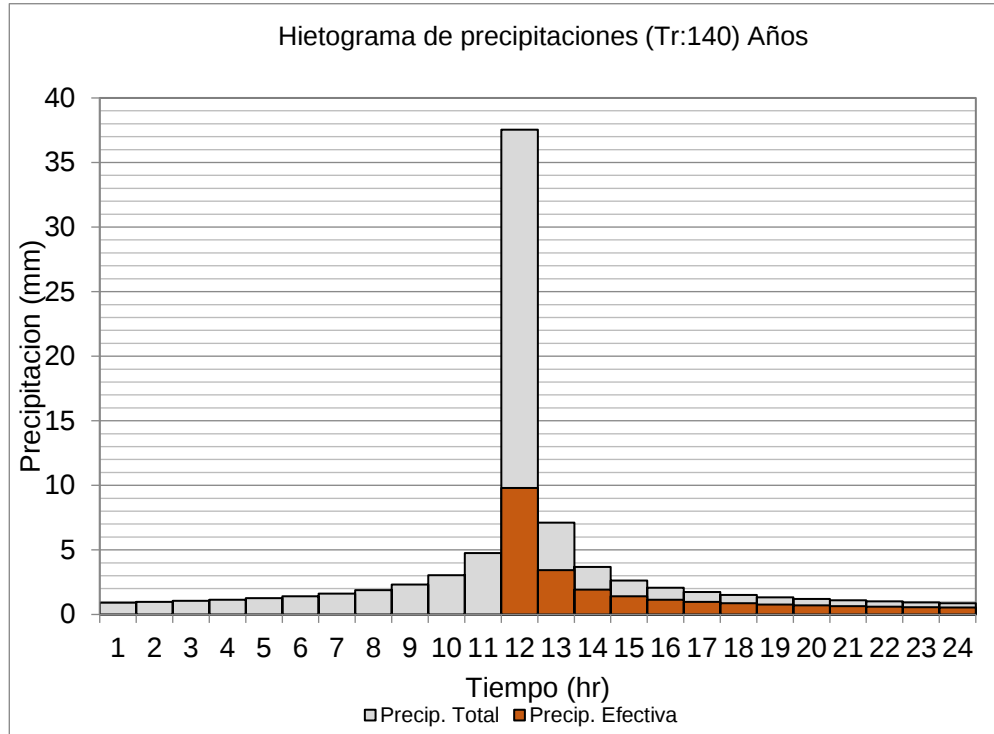


Figura 13: Sub Cuenca 1 Tambobamba - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 500 años.

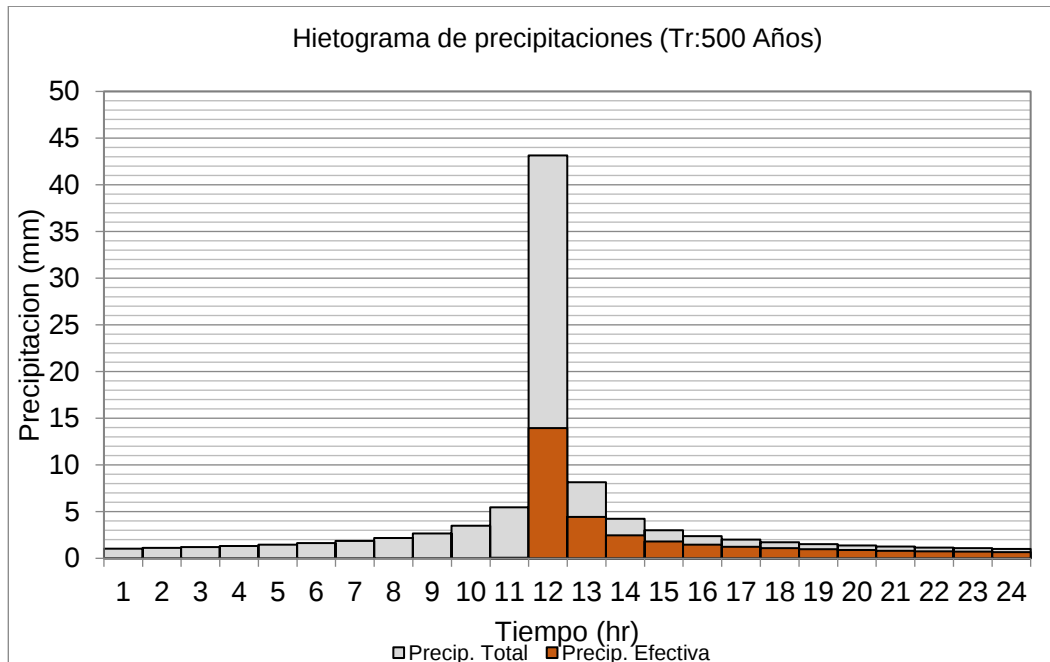




Figura 14: Sub Cuenca 2 Huanoquite - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.

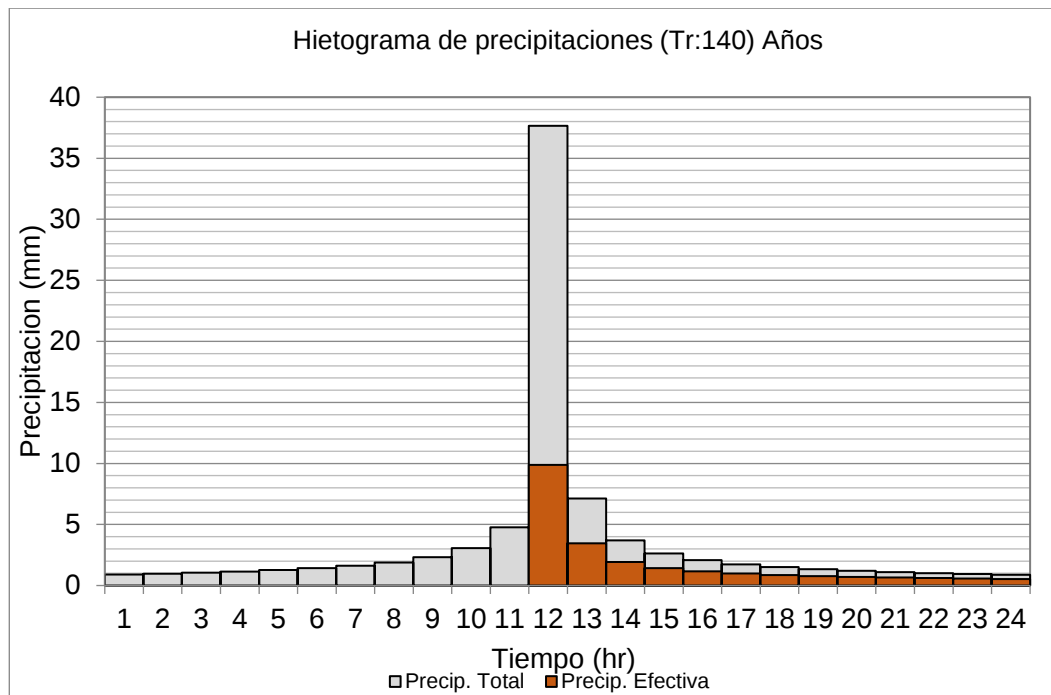


Figura 15: Sub Cuenca 2 Huanoquite - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 500 años.

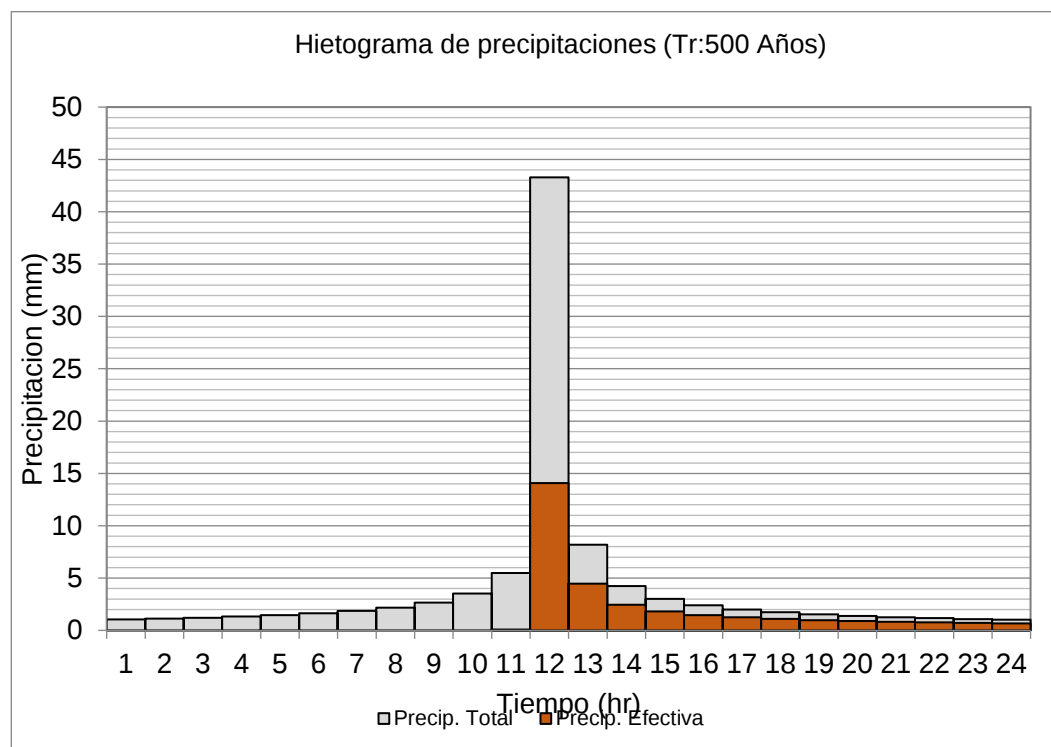




Figura 16: Sub Cuenca 3 Santo Tomas - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.

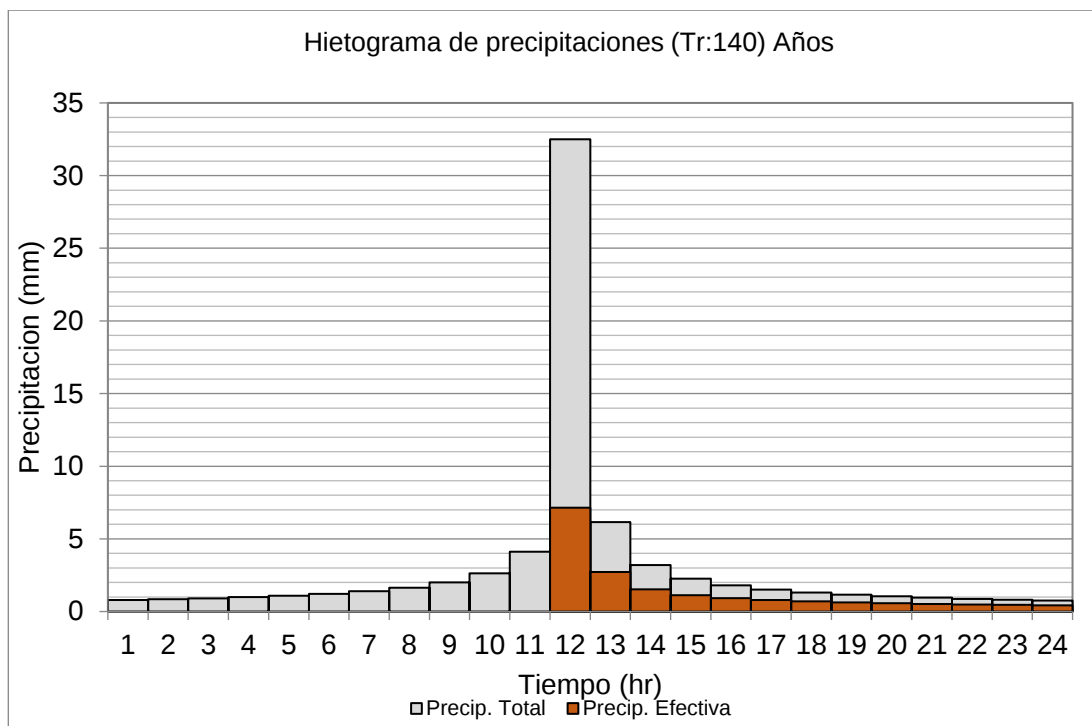


Figura 17: Sub Cuenca 3 Santo Tomas - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 500 años.

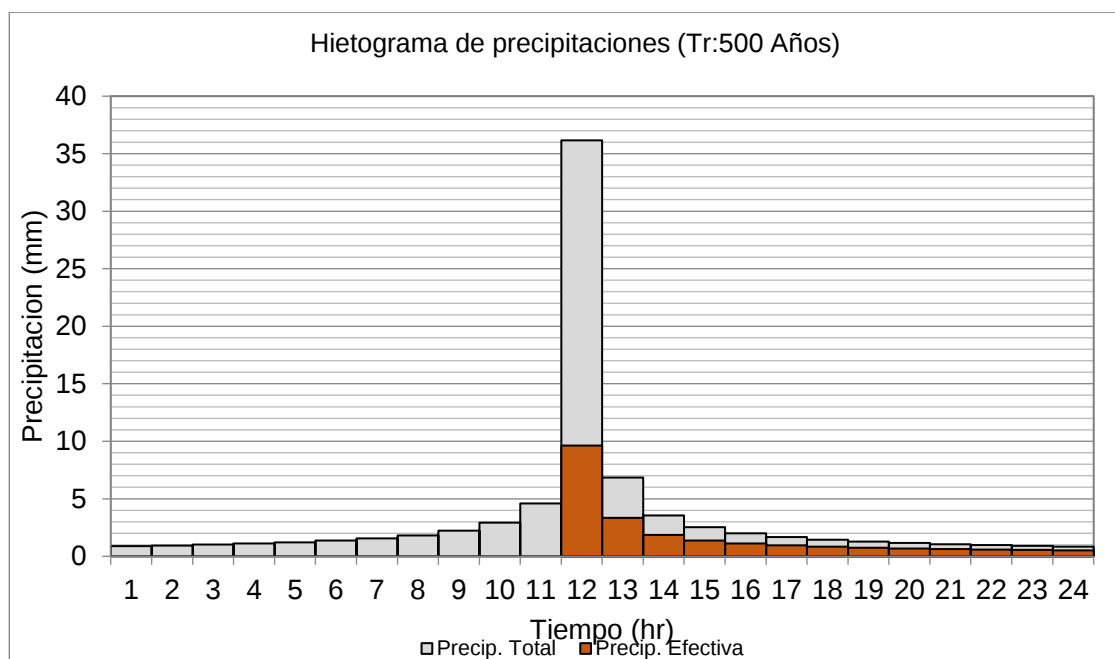




Figura 18: Sub Cuenca 4 Velille - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.

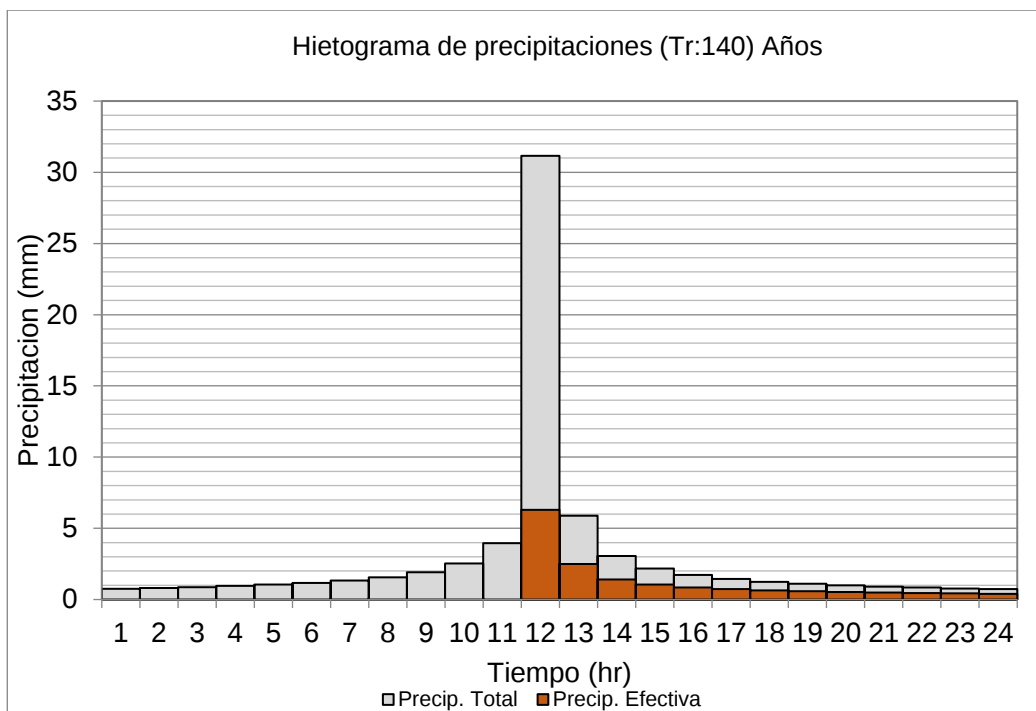


Figura 19: Sub Cuenca 4 Velille - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.

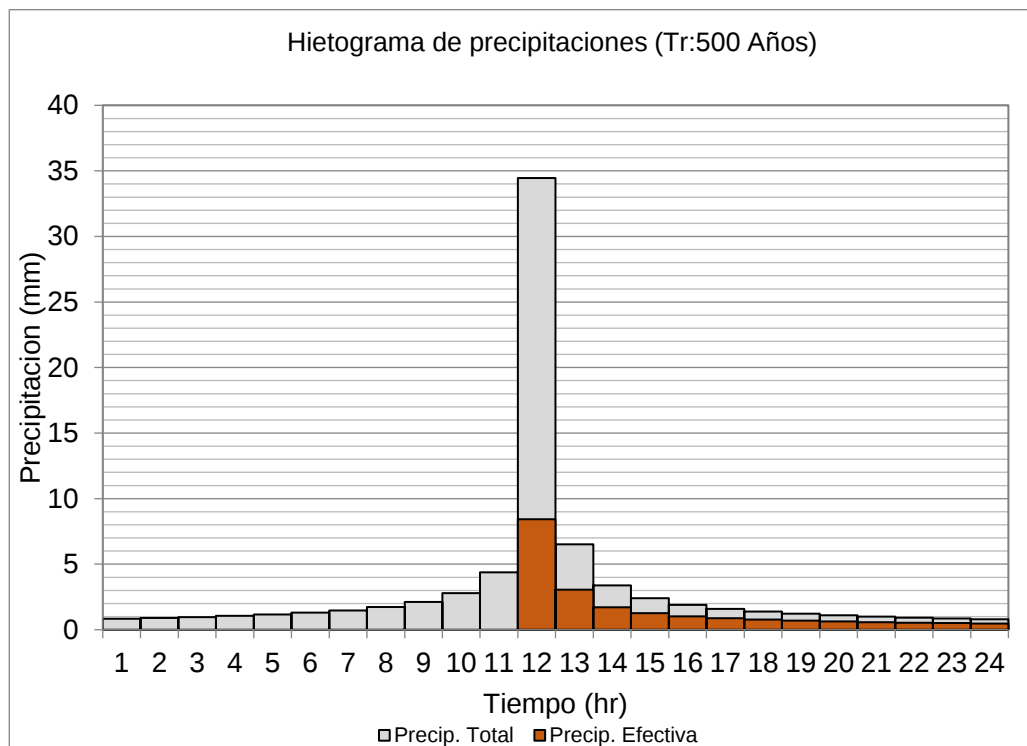




Figura 20: Subcuenca 5 Espinar - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 140 años.

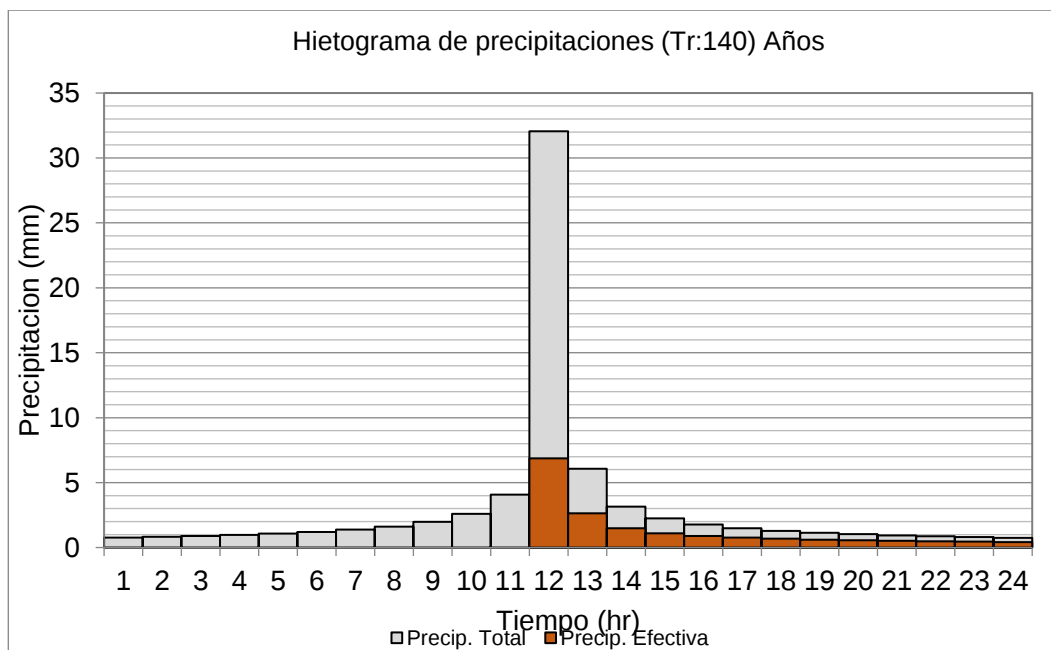
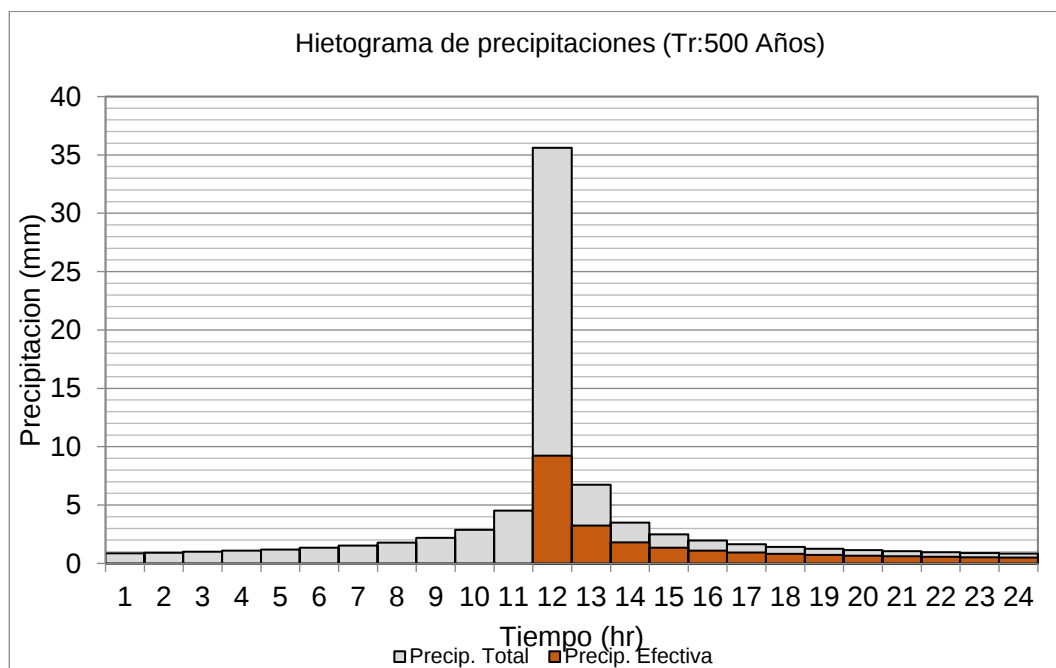


Figura 21: Sub Cuenca 5 Espinar - Hietograma de Diseño para un periodo de retorno de 500 años.



4.7 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es un parámetro clave en el análisis de la escorrentía superficial. Representa el tiempo que tarda toda el área de la cuenca en aportar flujo al punto de salida. Para su cálculo, se emplean fórmulas ampliamente reconocidas, como las propuestas por Kirpich, Bransby Williams.



Fórmula de Kirpich:

$$T_c = \left(\frac{0.87 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas L = Longitud del cauce principal en km

H = Diferencia entre altitudes máximas y mínimas del cauce m

Fórmula de Tc Barsny Williams

$$T_c = 14,6LA^{-0.1}S^{-0.2}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en minutos

L = Longitud del cauce principal en km

A = Área de la cuenca en Km²

S = Pendiente entre altitudes máximas y mínimas del cauce en m/m

Formula del US Corps of Engineers:

$$T_c = 0,3 \frac{L^{0,76}}{S^{0,19}}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud del cauce en km

S = Pendiente en m/m.

Formula del hidrograma Unitario Sintético de Snyder

$$t_p = 0.75 * Ct * (L * Lc)^{0.3}$$

Donde:

T_p = Tiempo de concentración, (horas).

C_t = coeficiente, dependiente de la orografía.

C_t : coeficiente que varía entre 1.35 (pendiente alta) y 1.65 (pendientes bajas).



L= longitud del curso principal (Km).

Lc= distancia en kilómetros, entre el punto de estación de salida y el centro de gravedad de la cuenca, medida sobre el cauce principal (Km).

Tabla 35: Tiempo de concentración para cada subcuenca utilizando las fórmulas de Kirpich, Barsny Williams y el US Corps. Of Engineers.

Cuenca	Nombre	AREA (km ²)	COT. MAX. (msnm)	COT. MIN. (msnm)	LONG. PRINCIPAL (km)	Pendiente (m/m)	Ct	Lc (km)	Tc Kirpich (min)	Tc Barsny Williams (min)	Tc Corps of Engineers (min)	Tp Unitario Sintético (min)
SC 01	TAMBOBAMBA	370.98	4374	2189	27.096	0.081	1.35	10.725	133.10	362.25	356.48	333.07
SC-02	HUANOQUITE	711.95	4594	2264	61.804	0.038	1.35	29.157	336.56	901.27	770.80	575.80
SC-03	SANTO TOMAS	4566.49	4756	2273	157.169	0.016	1.35	71.616	965.17	2264.85	1848.31	997.61
SC-04	VELILLE	3694.91	5396	2548	184.874	0.015	1.35	99.904	1104.36	2734.86	2101.08	1157.40
SC-05	ESPINAR	9905.83	5582	2534	281.113	0.011	1.35	155.122	1745.73	4042.20	3088.49	1497.66

4.8 Caudal de diseño

Las precipitaciones efectivas fueron estimadas y convertidas en escorrentía utilizando el método propuesto por el Soil Conservation Service (SCS) en 1972, aplicando la distribución de lluvia tipo II. Este enfoque permite simular la escorrentía superficial a partir de la precipitación, considerando a la cuenca como un conjunto de elementos interrelacionados, donde cada uno representa una fase del proceso lluvia–escorrentía. Se considera que tanto la precipitación como la infiltración se distribuyen de manera homogénea en toda el área de la cuenca. El volumen de lluvia excedente se incorpora al hidrograma unitario adimensional del SCS para generar el hidrograma de escorrentía. Para estimar el caudal máximo, se empleará el Hidrograma Unitario de Snyder, implementado mediante el software HEC-HMS.



Se muestra las tablas de valores de números de curva (CN) Condición de Humedad Normal (II)

Sub Cuenca N°1- Tambobamba

Tabla 36: Valores de Numero de Curva (CN) Condición de Humedad previa Normal (II) Sub Tambobamba.

SUB CUENCA TAMBOBAMBA						
COBERTURA VEGETAL	RECLASIFICACION			Área Km2.	CN	CN Ponderado
Tipo	Numero	Descripción	Clasificación de Suelo			
Agricultura costera y andina	4	Agricultura	A	6.18	67	71
Área urbana	2	Residencial	C	0.15	81	
Bofedal	1	Agua	B	14.35	100	
Bosque xérico interandino	3	Bosque	B	29.70	58	
Lagunas, lagos y cochas	1	Agua	B	0.46	100	
Matorral arbustivo	3	Bosque	B	144.57	71	
Pajonal andino	3	Bosque	C	173.54	71	
Plantación Forestal	4	Agricultura	B	0.52	77	
Río	1	Agua	C	1.50	100	

Subcuenca N°2- Huanoquite

Tabla 37: Valores de Numero de Curva (CN) Condición de Humedad previa Normal (II) Sub Huanoquite.

SUB CUENCA CCORCA HUANOQUITE						
COBERTURA VEGETAL	RECLASIFICACION			Área Km2.	CN	CN Ponderado
Tipo	Numero	Descripción	Clasificación de Suelo			
Agricultura costera y andina	4	Agricultura	A	79.23	67	71
Área urbana	2	Residencial	C	0.21	81	
Bofedal	1	Agua	B	1.30	100	
Bosque xérico interandino	3	Bosque	B	4.52	58	
Lagunas, lagos y cochas	1	Agua	B	0.16	100	
Matorral arbustivo	3	Bosque	B	336.96	71	
Pajonal andino	3	Bosque	C	282.59	71	
Plantación Forestal	4	Agricultura	B	6.88	77	
Río	1	Agua	C	0.09	100	



Sub Cuenca N°3- Santo Tomas

Tabla 38: Valores de Numero de Curva (CN) Condición de Humedad previa Normal (II) Sub Santo Tomas.

SUB CUENCA SANTOTOMAS						
COBERTURA VEGETAL	RECLASIFICACION			Área Km2.	CN	CN Ponderado
Tipo	Numero	Descripción	Clasificación de Suelo			
Agricultura costera y andina	4	Agricultura	A	183.48	67	72
Área alto andina con escasa y sin vegetación	4	Agricultura	B	330.08	77	
Área urbana	2	Residencial	C	6.60	81	
Bofedal	1	Agua	B	82.20	100	
Bosque xérico interandino	3	Bosque	B	13.78	77	
Glaciar	1	Agua	B	8.75	100	
Lagunas, lagos y cochas	1	Agua	B	5.56	100	
Matorral arbustivo	3	Bosque	C	967.16	71	
Pajonal andino	3	Bosque	C	2962.25	71	
Plantación Forestal	4	Agricultura	B	6.63	77	

Sub Cuenca N°4- Velille

Tabla 39: Valores de Numero de Curva (CN) Condición de Humedad previa Normal (II) Sub Velille.

SUB CUENCA VELILLE						
COBERTURA VEGETAL	RECLASIFICACION			Área Km2.	CN	CN Ponderado
Tipo	Numero	Descripción	Clasificación de Suelo			
Agricultura costera y andina	4	Agricultura	A	52.34	67	72
Área alto andina con escasa y sin vegetación	4	Agricultura	B	258.01	77	
Área urbana	2	Residencial	C	0.25	81	
Bofedal	1	Agua	B	85.55	100	
Bosque relicto alto andino	3	Bosque	B	3.04	58	
Glaciar	1	Agua	B	3.88	100	
Lagunas, lagos y cochas	1	Agua	B	12.98	100	
Matorral arbustivo	3	Bosque	C	612.73	71	
Pajonal andino	3	Bosque	C	2664.55	71	
Plantación Forestal	4	Agricultura	B	1.58	77	



Sub Cuenca N°5- Espinar

Tabla 40: Valores de Numero de Curva (CN) Condición de Humedad previa Normal (II) Sub Espinar.

SUB CUENCA ESPINAR LIVITACA						
COBERTURA VEGETAL	RECLASIFICACION			Área Km2.	C N	CN Ponderado
Tipo	Numero	Descripción	Clasificación de Suelo			
Agricultura costera y andina	4	Agricultura	A	347.94	67	72
Área alto andina con escasa y sin vegetación	4	Agricultura	B	701.45	77	
Área urbana	2	Residencial	C	3.70	81	
Bofedal	1	Agua	B	254.41	100	
Bosque relicto alto andino	3	Bosque	B	0.32	58	
Centro minero	1	Residencial	B	17.49	81	
Glaciar	1	Agua	B	9.11	100	
Lagunas, lagos y cochas	1	Agua	B	32.28	100	
Matorral arbustivo	3	Bosque	C	1382.71	71	
Pajonal andino	3	Bosque	C	7137.68	71	
Plantación Forestal	4	Agricultura	B	18.74	77	

4.8.1 Método Snyder (HEC-HMS)

En este análisis se han determinado las descargas del río para los diferentes períodos de retorno, y se ha recopilado información sobre la elevación, tipo de suelo, precipitación y cobertura del terreno en la zona del río en estudio.

Primero, se ha revisado el caudal base, que muestra que el río mantiene un caudal promedio constante durante todo el año. Según el SENAMHI, en el punto de control hidrológico Cunyac (situado 39 km aguas abajo del puente Kutuctay proyectado), se observan aumentos en los niveles y caudal del río Apurímac. El caudal promedio histórico registrado en ese punto es de 700 m³/s. El caudal máximo registrado es 1036.1m³/s y este es superior al promedio histórico en 61% y el caudal máximo es bastante instantáneo de 1139.4 m³/s.



Figura 22: hidrograma de caudales del Rio Apurimac.



Fuente: : <https://web2.senamhi.gob.pe/?p=avisos-detalle-hidro&a=2018&b=035&c=026&d=SENA>

Caudal del Rio Apurimac

del Rio de Apurimac

Tabla 41: Datos de caudal del rio Apurímac.

CUENCA	AREA (KM2)	CAUDAL BASE (M3/S)
APURIMAC	19,250.16	700.00

Caudal Base Sub Cuenca

Tabla 42: Cuadro de Caudales de las Sub-Cuencas.

Cuenca	Área (km2)	Caudal Base (m3/s)
Tambobamba	370.98	13.49
Huanoquite	711.95	25.89
Santo Tomas	4,566.49	166.05
Velille	3,694.91	134.36
Espinar	9,905.83	360.21



Tabla 43: Parámetros de Ingreso y Variables consideradas en el tránsito de avenidas.

Subcuencas	Nombre	AREA (Km ²)	CN	la (mm)	L (Km)	Lc (Km)	Ct	Cp	tp (hr)	tr (hr)	TR (hr)	tpr (hr)	Intervalo (minutos)
SC-01	TAMBOBAMBA	370.98	71	26.17	27.096	10.725	1.35	0.6	5.55	1.01	1.0	5.55	1.00
SC-02	HUANOQUITE	711.95	71	28.58	61.804	29.157	1.35	0.6	9.60	1.75	1.0	9.41	1.00
SC-03	SANTO TOMAS	4566.49	72	22.82	157.169	71.616	1.35	0.6	16.63	3.02	1.0	16.13	1.00
SC-04	VELILLE	3694.91	72	21.77	184.874	99.904	1.35	0.6	19.29	3.51	1.0	18.66	1.00
SC-05	ESPINAR	9905.83	72	21.77	281.113	155.122	1.35	0.6	24.96	4.54	1.0	24.08	1.00

Tabla 44: Caudales en m³/s para diferentes Períodos de retorno.

Descripción	Área km ²	Caudales m ³ /s para diferente Tiempo de Retorno	
		140	500
SC-04	3694,91	575,9	689,2
SC-05	9905,83	1359,4	1624,1
SC-03	4566,49	848,9	1033,2
SC-02	711,95	240,1	314,4
SC-01	370,98	176,7	235,5
PUENTE	19250,16	2468,9	2937,6

4.8.2 Método Soil Conservation Service (SCS)

Para la cuenca del puente Kutuctay, no se utiliza el método Soil Conservation Service (SCS) para calcular los caudales en el modelamiento hidráulico. En su lugar, se utilizó el manual netamente de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) sugiere usar el método de Snyder (HEC-HMS) para cuencas que tienen un área mayor a 30 km².

4.9 Transporte de sedimentos

Para calcular la capacidad de un río para transportar sedimentos en movimiento, es necesario considerar estas características hidráulicas del cauce, así como sus características geomorfológicas y granulométricas.

En el caso del río Apurímac, se utilizan las fórmulas de Meyer-Peter y Müller (1948) para determinar el caudal sólido. Esta fórmula, desarrollada a partir de estudios realizados en condiciones variadas de flujo y pendiente, se basa en una ecuación empírica. Los estudios



originales se llevaron a cabo con caudales que variaban entre 0.002 y 2 m³/s, pendientes de 0.004 a 0.2, y profundidades de agua de 0.01 a 1.2 metros. Los experimentos incluyeron materiales con diámetros que iban de 0.4 a 30 mm.

La fórmula de Meyer-Peter y Müller es especialmente útil para cauces con sedimentos de arena, con diámetros desde 0.0002 m hasta grava gruesa de diámetro menor de 0.03 m. Es adecuada para ríos de montaña, como el río Apurímac, que tiene una pendiente aproximada del 1.2% y rugosidades medias.

Esta ecuación relaciona la carga de sedimentos en el fondo del cauce con la diferencia entre el esfuerzo de corte en el lecho y el esfuerzo de corte crítico necesario para iniciar el movimiento de los sedimentos. La fórmula usa el diámetro medio de los sedimentos como un valor representativo para estos cálculos.

La ecuación general es la siguiente:

$$Q_s = k * S^m * Q$$

Dónde:

Q_s: Capacidad de transporte de sólidos de arrastre (m³/s)

Q: Caudal líquido (m³/s)

K y m: Coeficientes.

La ecuación anterior se puede expresar de forma adimensional:

$$C = k * S^m$$

Dónde:

C = Q_s/Q, es la concentración de sedimentos de arrastre por unidad de caudal líquido.

El caudal de diseño final se determinará según la siguiente expresión:

$$Q_d = Q + Q_s(\text{Rio Apurímac}) + Q_s(\text{Quebradas Sub-Cuencas})$$

Dónde:

Q_d: Caudal de diseño (m³/s)



Q: Caudal liquido (m^3/s)

Qs: Capacidad de transporte de solidos de arrastre (m^3/s)

El siguiente cuadro presenta los caudales de diseño obtenidos para el puente proyectado.

Tabla 45: Caudal en Periodo de Retorno.

PERIODO RETORNO	DE	CAUDAL (m^3/s)	DISEÑO
140		2586.23	
500		3080.32	

Se usaron las precipitaciones máximas y el método Snyder (HEC-HMS) para calcular los caudales en el modelamiento hidráulico. Según el manual netamente de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, este método es adecuado para cuencas con áreas mayores a 30 km^2 . Los detalles de los cálculos con el Método Snyder se encuentran en el anexo sobre la generación de caudales

4.9.1 Socavación

El proceso de erosión causado por el flujo de agua en los ríos conlleva al desgaste del lecho del río, y esto depende principalmente de las propiedades del agua y del tipo de material granulométrico que forma el cauce. La erosión es más pronunciada cuando el caudal del río aumenta y la velocidad del flujo de agua supera el umbral crítico necesario para erosionar el material del lecho.

Para el cálculo de la socavación general se aplicó el método desarrollado por Lischtván y Lebediev.



Socavación general

Se llevaron a cabo cuatro perforaciones en el lecho del río para obtener información sobre las características geotécnicas del cauce. El propósito de estas perforaciones fue analizar el tipo de suelo y las condiciones del lecho para un diseño adecuado. En el cuadro que se presenta a continuación, se detalla la ubicación específica de cada perforación y las propiedades geotécnicas observadas en cada una.

Para el proceso de diseño, se seleccionó el valor más crítico, que corresponde al diámetro medio más pequeño obtenido entre los cuatro resultados. Este valor representa el aspecto más desfavorable que podría afectar el diseño.

Se incluye un registro fotográfico de las perforaciones, así como los resultados obtenidos de los análisis de laboratorio desarrollados sobre las muestras obtenidas.

Tabla 46: Datos de Calicatas Realizadas.

CALICATA	COORDENADAS		PROF.	NF	REFERENCIA
	NORTE	ESTE	(m)	(m)	
M-1	8 483 886	798 043	0.00-1.50	-	Aguas abajo
M-2	8 483 859	798 152	0.00-1.50	-	Aguas arriba
M-3	8 483 900	798 194	0.00-1.50	-	Aguas arriba
M-4	8 484 003	797 939	0.00-1.50	-	Aguas abajo

Figura 24: Ubicación de las calicatas ejecutadas.



Figura 23: Ubicación de las calicatas ejecutadas.





Los ensayos que se desarrollaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos son:

- Análisis granulométrico por tamizado MTC E 107
- Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS ASTM D-2487
- Clasificación de suelos según AASHTO AASHTO M-145

Tabla 47: Análisis Granulométrico de las Calicatas.

CALICATA	ANALISIS GRANULOMETRICO (% PASANTE)				CLASIFICACION	
	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200	SUCS	AASHTO
M-1	30.7	21.6	10.5	5.1	GP-GM	A-1-a (0)
M-2	30.8	21.8	10.7	5.3	GP-GM	A-1-a (0)
M-3	30.2	21.2	10.5	5	GP	A-1-a (0)
M-4	30.1	21.0	10.3	5.2	GP-GM	A-1-a (0)

En el Anexo- Investigación Geotécnica se muestra los ensayos realizados y resultados.

Método de Lischtván-Lebediev

La socavación general de un río ocurre en el lecho bajo condiciones naturales, es decir, sin la influencia de estructuras que alteren el cauce o el flujo del río. Para calcular esta socavación general, se ha empleado la fórmula propuesta por L.L. Lischtván-Lebediev, la cual es ampliamente conocida y cuya formulación matemática está disponible en el libro "Mecánica de Suelos Tomo III" de Juárez Badillo. A continuación, se ofrece un resumen descriptivo de dicha fórmula.

$$ds = \left(\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{0.68 \cdot d_m^{0.28} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} \cdot Be \cdot \mu}$$

$$zg = Hs - Ho$$



En donde:

Q: Caudal (m³/s)

do: Tirante medio del agua

u: Coeficiente de contracción igual a 1 para el presente caso

dm: Diámetro medio de las partículas del lecho del río

b: Constante que depende de la probabilidad de ocurrencia del caudal

$1 / 1 + x$: Exponente que depende del diámetro medio de las partículas del lecho del río

Hs: Tirante medio de socavación

zg: Profundidad de socavación general

Se presentan los resultados de la socavación general en el talweg del río Apurímac y en la base de los estribos del puente, obtenidos mediante la aplicación del método de Lischtván-Lebediev:

Coef. Rugosidad (n)	0.038	Diámetro medio (mm)	12.1
Pendiente del río (S)	0.0043	% Caudal de diseño=	100%
Coef.contraccion (u)	0.98	x	0.32
Ancho efectivo (Be)	48 m	$1/(1+x)$	0.760

Tabla 48: Resultados de socavación general en el Talweg del Rio Apurímac.

CAUDAL (m ³ /s)	PERIODO DE RETORNO (años)	CAUDAL DE DISEÑO(m ³ /s)	Alfa	Beta	Ho (m)	Hs (m)	SOCAVACION GENERAL (m) Zg
2,586.23	140	2,586.2	2.05	1.00	7.24	16.66	9.42
3,080.32	500	3,080	2.03	1.06	8.08	18.28	10.20

Se ha considerado el tirante promedio (H_0) para el cálculo de la socavación general.

Los valores de 9.42 m y 10.20 m indican la profundidad máxima que el lecho del río podría descender debido a la socavación general, en eventos extremos de 140 y 500 años



respectivamente. Estas cifras deben considerarse en el diseño estructural para evitar fallas por erosión.

4.9.2 Socavación local

La determinación de socavación local al pie de los estribos

La socavación local en un río ocurre cuando la construcción y la presencia de una estructura en el lecho del río, como pilares, estribos, gaviones, muros de encauzamiento, espigones, o barreras, altera las condiciones del cauce y el flujo del agua.

En el caso del puente Kutuctay, no se espera que cause socavación local cerca de los estribos, ya que el nivel máximo del agua en la sección del puente no afectará los apoyos. Además, el estribo izquierdo estará cimentado sobre roca.

Determinación de socavación local al pie de los pilares

Existen diversos métodos para calcular la socavación local alrededor de pilares, pero hasta ahora no hay una solución completamente precisa o rigurosa. La mayoría de las ecuaciones disponibles están diseñadas para cauces aluviales y no toman en cuenta la probabilidad de que materiales más grandes y pesados en el lecho puedan estabilizar el hueco formado por la socavación, limitando así su profundidad. De los diversos métodos existentes para calcular la profundidad de socavación local en pilares de puentes, se eligieron algunos con el fin de ilustrar la amplia gama de opciones disponibles y los parámetros que deben tomarse en cuenta. Esto permite obtener un valor promedio que refleje más fielmente la realidad, evitando sobreestimaciones.

En el caso del puente Kutuctay, no se espera que cause socavación local cerca de los pilares, ya que no afecta los niveles máximos de agua en el área del puente. Además, el pilar central deberá estar cimentado sobre roca, por debajo del depósito aluvial.



Análisis de datos dudosos

Previo a la aplicación de cualquier método estadístico, se realizó un análisis con el objetivo de detectar datos atípicos o fuera de lo común, con el fin de determinar cuáles se desvían considerablemente de la tendencia general de los demás datos; estos datos se conocen como "outsiders". Para identificar estos datos sospechosos, se obtuvieron límites superiores e inferiores para cada serie de precipitaciones máximas de las estaciones estudiadas, utilizando las siguientes ecuaciones de frecuencia.

$$y_H = \bar{y} + K_n * S_y \quad ; \quad P_H = 10^{y_H}$$

$$y_L = \bar{y} - K_n * S_y \quad ; \quad P_L = 10^{y_L}$$

Dónde:

y_H : Umbral superior para datos dudosos en unidades logarítmicas.

y_L : Umbral inferior para datos dudosos en unidades logarítmicas.

$\bar{y}$: Promedio de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

S_y : Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

K_n : Valor tabulado para una muestra de tamaño n (Tabla N°1).

P_H : Umbral superior para datos dudosos en milímetros.

P_L : Umbral inferior para datos dudosos en milímetros.

Tabla 49: Valores de K_n para la prueba de datos dudosos.

n	K_n	n	K_n	n	K_n	n	K_n
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		



El siguiente cuadro muestra los resultados obtenidos de la prueba de datos dudosos en la estación pluviométrica Tambobamba.

		P(24)		Log(P24)	
Número de años de Registro		24.0		24.0	
Promedio		39.6		1.6	
Desviación estándar		9.8		0.1	
	kn	2.467			
YH=	1.8		PH=	68.86	Precipitación máxima
YL=	1.3		PL=	21.55	Precipitación mínima

Tabla 50: datos dudosos de la estación pluviométrica Tambobamba.

Nº	Pmáx24h	log(Pmáx24h)	PH	PL
1	35.00	1.544	No Dudoso	No Dudoso
2	38.20	1.582	No Dudoso	No Dudoso
3	34.50	1.538	No Dudoso	No Dudoso
4	25.60	1.408	No Dudoso	No Dudoso
5	42.30	1.626	No Dudoso	No Dudoso
6	52.70	1.722	No Dudoso	No Dudoso
7	38.90	1.590	No Dudoso	No Dudoso
8	48.80	1.688	No Dudoso	No Dudoso
9	36.20	1.559	No Dudoso	No Dudoso
10	54.70	1.738	No Dudoso	No Dudoso
11	34.30	1.535	No Dudoso	No Dudoso
12	28.20	1.450	No Dudoso	No Dudoso
13	30.00	1.477	No Dudoso	No Dudoso
14	65.00	1.813	No Dudoso	No Dudoso
15	42.60	1.629	No Dudoso	No Dudoso
16	35.40	1.549	No Dudoso	No Dudoso
17	42.40	1.627	No Dudoso	No Dudoso
18	28.40	1.453	No Dudoso	No Dudoso
19	39.50	1.597	No Dudoso	No Dudoso
20	35.60	1.551	No Dudoso	No Dudoso
21	30.50	1.484	No Dudoso	No Dudoso
22	45.00	1.653	No Dudoso	No Dudoso
23	54.00	1.732	No Dudoso	No Dudoso
24	32.30	1.509	No Dudoso	No Dudoso

Después de realizar esta prueba, se concluye que los registros de la estación Tambobamba no presentan datos dudosos en toda la información estadística, porque los datos están dentro del límite superior e inferior, 68.86 y 21.55 respectivamente.



El siguiente cuadro muestra los resultados obtenidos de la prueba de datos dudosos en la estación pluviométrica Acomayo.

		P(24)		Log(P24)	
Número de años de Registro		33.0		33.0	
Promedio		32.4		1.5	
Desviación estándar		14.8		0.2	
	kn	2.604			
YH=	2.0		PH=	105.86	Precipitación máxima
YL=	0.9		PL=	7.95	Precipitación mínima

Tabla 51: Datos dudosos de la estación pluviométrica Acomayo.

Nº	Pmáx24h	log(Pmáx24h)	PH	PL
1	69.00	1.839	No Dudoso	No Dudoso
2	40.30	1.605	No Dudoso	No Dudoso
3	27.20	1.435	No Dudoso	No Dudoso
4	52.60	1.721	No Dudoso	No Dudoso
5	25.20	1.401	No Dudoso	No Dudoso
6	23.80	1.377	No Dudoso	No Dudoso
7	18.70	1.272	No Dudoso	No Dudoso
8	29.20	1.465	No Dudoso	No Dudoso
9	27.20	1.435	No Dudoso	No Dudoso
10	30.20	1.480	No Dudoso	No Dudoso
11	65.00	1.813	No Dudoso	No Dudoso
12	44.40	1.647	No Dudoso	No Dudoso
13	32.10	1.507	No Dudoso	No Dudoso
14	26.20	1.418	No Dudoso	No Dudoso
15	34.00	1.531	No Dudoso	No Dudoso
16	39.10	1.592	No Dudoso	No Dudoso
17	31.40	1.497	No Dudoso	No Dudoso
18	25.60	1.408	No Dudoso	No Dudoso
19	28.80	1.459	No Dudoso	No Dudoso
20	40.50	1.607	No Dudoso	No Dudoso
21	39.00	1.591	No Dudoso	No Dudoso
22	50.00	1.699	No Dudoso	No Dudoso
23	26.20	1.418	No Dudoso	No Dudoso
24	52.20	1.718	No Dudoso	No Dudoso
25	44.60	1.649	No Dudoso	No Dudoso
26	44.60	1.649	No Dudoso	No Dudoso
27	22.90	1.360	No Dudoso	No Dudoso
28	12.30	1.090	No Dudoso	No Dudoso
29	17.10	1.233	No Dudoso	No Dudoso
30	17.00	1.230	No Dudoso	No Dudoso
31	12.30	1.090	No Dudoso	No Dudoso
32	10.60	1.025	No Dudoso	No Dudoso
33	10.10	1.004	No Dudoso	No Dudoso



Después de realizar esta prueba, se concluye que los registros de la estación Acomayo no presentan datos dudosos en toda la información estadística, porque los datos están dentro del límite superior e inferior, 105.86 y 7.95 respectivamente.

El siguiente cuadro muestra los resultados obtenidos de la prueba de datos dudosos en la estación pluviométrica Santo Tomas.

		P(24)		Log(P24)	
Número de años de Registro		20.0		20.0	
Promedio		36.3		1.5	
Desviación estándar		8.2		0.1	
	kn	2.385			
YH=	1.8		PH=	60.84	Precipitación máxima
YL=	1.3		PL=	20.66	Precipitación mínima

Tabla 52: Datos dudosos de la estación pluviométrica Santo Tomas.

Nº	Pmáx24h	log(Pmáx24h)	PH	PL
1	30.10	1.479	No Dudoso	No Dudoso
2	29.80	1.474	No Dudoso	No Dudoso
3	35.60	1.551	No Dudoso	No Dudoso
4	25.50	1.407	No Dudoso	No Dudoso
5	37.80	1.577	No Dudoso	No Dudoso
6	33.80	1.529	No Dudoso	No Dudoso
7	42.50	1.628	No Dudoso	No Dudoso
8	41.50	1.618	No Dudoso	No Dudoso
9	33.60	1.526	No Dudoso	No Dudoso
10	22.60	1.354	No Dudoso	No Dudoso
11	45.00	1.653	No Dudoso	No Dudoso
12	28.50	1.455	No Dudoso	No Dudoso
13	32.20	1.508	No Dudoso	No Dudoso
14	34.00	1.531	No Dudoso	No Dudoso
15	51.50	1.712	No Dudoso	No Dudoso
16	42.90	1.632	No Dudoso	No Dudoso
17	35.20	1.547	No Dudoso	No Dudoso
18	51.90	1.715	No Dudoso	No Dudoso
19	28.20	1.450	No Dudoso	No Dudoso
20	44.30	1.646	No Dudoso	No Dudoso

Después de realizar esta prueba, se concluye que los registros de la estación Acomayo no presentan datos dudosos en toda la información estadística, porque los datos están dentro del límite superior e inferior, 60.84 y 20.66 respectivamente.



El siguiente cuadro muestra los resultados obtenidos de la prueba de datos dudosos en la estación pluviométrica Caylloma.

		P(24)		Log(P24)	
Número de años de Registro		22.0		22.0	
Promedio		34.4		1.5	
Desviación estándar		6.7		0.1	
	kn	2.429			
YH=	1.7		PH=	54.33	Precipitación máxima
YL=	1.3		PL=	21.00	Precipitación mínima

Tabla 53: Datos dudosos de la estación pluviométrica Caylloma.

Nº	Pmáx24h	log(Pmáx24h)	PH	PL
1	44.90	1.652	No Dudoso	No Dudoso
2	28.40	1.453	No Dudoso	No Dudoso
3	42.50	1.628	No Dudoso	No Dudoso
4	40.00	1.602	No Dudoso	No Dudoso
5	25.80	1.412	No Dudoso	No Dudoso
6	32.80	1.516	No Dudoso	No Dudoso
7	35.50	1.550	No Dudoso	No Dudoso
8	31.40	1.497	No Dudoso	No Dudoso
9	34.10	1.533	No Dudoso	No Dudoso
10	33.10	1.520	No Dudoso	No Dudoso
11	25.60	1.408	No Dudoso	No Dudoso
12	29.80	1.474	No Dudoso	No Dudoso
13	30.30	1.481	No Dudoso	No Dudoso
14	37.00	1.568	No Dudoso	No Dudoso
15	38.30	1.583	No Dudoso	No Dudoso
16	30.30	1.481	No Dudoso	No Dudoso
17	47.20	1.674	No Dudoso	No Dudoso
18	43.00	1.633	No Dudoso	No Dudoso
19	23.50	1.371	No Dudoso	No Dudoso
20	34.90	1.543	No Dudoso	No Dudoso
21	27.20	1.435	No Dudoso	No Dudoso
22	41.20	1.615	No Dudoso	No Dudoso

Después de realizar esta prueba, se concluye que los registros de la estación Caylloma no presentan datos dudosos en toda la información estadística, porque los datos están dentro del límite superior e inferior, 54.33 y 21.00 respectivamente.



El siguiente cuadro muestra los resultados obtenidos de la prueba de datos dudosos en la estación pluviométrica Yauri.

		P(24)	Log(P24)	
Número de años de Registro		27.0	27.0	
Promedio		38.4	1.6	
Desviación estándar		7.6	0.1	
	Kn	2.519		
YH=	1.8		PH= 61.82	Precipitación máxima
YL=	1.4		PL= 23.04	Precipitación mínima

Tabla 54: Datos dudosos de la estación pluviométrica Yauri.

Nº	Pmáx24h	log(Pmáx24h)	PH	PL
1	39.00	1.591	No Dudoso	No Dudoso
2	35.80	1.554	No Dudoso	No Dudoso
3	35.30	1.548	No Dudoso	No Dudoso
4	33.00	1.519	No Dudoso	No Dudoso
5	37.20	1.571	No Dudoso	No Dudoso
6	42.70	1.630	No Dudoso	No Dudoso
7	40.40	1.606	No Dudoso	No Dudoso
8	31.10	1.493	No Dudoso	No Dudoso
9	30.80	1.489	No Dudoso	No Dudoso
10	31.00	1.491	No Dudoso	No Dudoso
11	32.50	1.512	No Dudoso	No Dudoso
12	50.30	1.702	No Dudoso	No Dudoso
13	35.60	1.551	No Dudoso	No Dudoso
14	43.40	1.637	No Dudoso	No Dudoso
15	37.00	1.568	No Dudoso	No Dudoso
16	27.60	1.441	No Dudoso	No Dudoso
17	46.00	1.663	No Dudoso	No Dudoso
18	52.10	1.717	No Dudoso	No Dudoso
19	41.50	1.618	No Dudoso	No Dudoso
20	47.40	1.676	No Dudoso	No Dudoso
21	27.20	1.435	No Dudoso	No Dudoso
22	48.60	1.687	No Dudoso	No Dudoso
23	35.50	1.550	No Dudoso	No Dudoso
24	43.90	1.642	No Dudoso	No Dudoso
25	29.70	1.473	No Dudoso	No Dudoso
26	30.90	1.490	No Dudoso	No Dudoso
27	52.50	1.720	No Dudoso	No Dudoso

Después de realizar esta prueba, se concluye que los registros de la estación Yauri no presentan datos dudosos en toda la información estadística, porque los datos están dentro del límite superior e inferior, 61.82 y 23.04 respectivamente.



El siguiente cuadro muestra los resultados obtenidos de la prueba de datos dudosos en la estación pluviométrica Llally.

		P(24)		Log(P24)	
Número de años de Registro		22.0		22.0	
Promedio		34.7		1.5	
Desviación estándar		8.3		0.1	
	Kn	2.429			
YH=	1.8		PH=	59.16	Precipitación máxima
YL=	1.3		PL=	19.38	Precipitación mínima

Tabla 55: Datos dudosos de la estación pluviométrica Llally.

Nº	Pmáx24h	log(Pmáx24h)	PH	PL
1	29.00	1.462	No Dudoso	No Dudoso
2	28.10	1.449	No Dudoso	No Dudoso
3	41.00	1.613	No Dudoso	No Dudoso
4	37.70	1.576	No Dudoso	No Dudoso
5	36.20	1.559	No Dudoso	No Dudoso
6	59.00	1.771	No Dudoso	No Dudoso
7	28.60	1.456	No Dudoso	No Dudoso
8	27.70	1.442	No Dudoso	No Dudoso
9	26.20	1.418	No Dudoso	No Dudoso
10	21.20	1.326	No Dudoso	No Dudoso
11	35.00	1.544	No Dudoso	No Dudoso
12	30.80	1.489	No Dudoso	No Dudoso
13	29.70	1.473	No Dudoso	No Dudoso
14	41.10	1.614	No Dudoso	No Dudoso
15	41.60	1.619	No Dudoso	No Dudoso
16	26.80	1.428	No Dudoso	No Dudoso
17	45.70	1.660	No Dudoso	No Dudoso
18	40.60	1.609	No Dudoso	No Dudoso
19	33.20	1.521	No Dudoso	No Dudoso
20	35.90	1.555	No Dudoso	No Dudoso
21	39.80	1.600	No Dudoso	No Dudoso
22	29.40	1.468	No Dudoso	No Dudoso

Después de realizar esta prueba, se concluye que los registros de la estación LLally no presentan datos dudosos en toda la información estadística, porque los datos están dentro del límite superior e inferior, 59.16 y 19.38 respectivamente.



El siguiente cuadro muestra los resultados obtenidos de la prueba de datos dudosos en la estación pluviométrica Porpera.

		P(24)		Log(P24)	
Número de años de Registro		21.0		21.0	
Promedio		39.6		1.6	
Desviación estándar		13.4		0.1	
	Kn	2.408			
YH=	1.9		PH=	72.36	Precipitación máxima
YL=	1.3		PL=	20.06	Precipitación mínima

Tabla 56: Datos dudosos de la estación pluviométrica Porpera.

Nº	Pmáx24h	log(Pmáx24h)	PH	PL
1	35.40	1.549	No Dudoso	No Dudoso
2	46.00	1.663	No Dudoso	No Dudoso
3	38.40	1.584	No Dudoso	No Dudoso
4	42.30	1.626	No Dudoso	No Dudoso
5	36.90	1.567	No Dudoso	No Dudoso
6	88.30	1.946	Dudoso	No Dudoso
7	38.80	1.589	No Dudoso	No Dudoso
8	30.10	1.479	No Dudoso	No Dudoso
9	31.30	1.496	No Dudoso	No Dudoso
10	37.00	1.568	No Dudoso	No Dudoso
11	31.50	1.498	No Dudoso	No Dudoso
12	30.70	1.487	No Dudoso	No Dudoso
13	38.90	1.590	No Dudoso	No Dudoso
14	36.10	1.558	No Dudoso	No Dudoso
15	37.80	1.577	No Dudoso	No Dudoso
16	35.20	1.547	No Dudoso	No Dudoso
17	29.40	1.468	No Dudoso	No Dudoso
18	44.70	1.650	No Dudoso	No Dudoso
19	60.70	1.783	No Dudoso	No Dudoso
20	25.50	1.407	No Dudoso	No Dudoso
21	37.00	1.568	No Dudoso	No Dudoso

Después de realizar esta prueba, se concluye que los registros de la estación Porpera presentan un dato dudoso en el año 1999 que no está dentro del límite superior e inferior, 72.36 y 20.06 mm. Se mantendrá el mayor valor que es 88.30mm registrado durante el fenómeno del niño (1998-1999).



4.10 Cálculo del diámetro medio del cauce (D_m)

Tomando en cuenta la granulometría del cauce, se calculó el diámetro medio de la muestra recolectada, dado que este valor será empleado en los cálculos de socavación. El diámetro medio se calcula de la siguiente forma:

$$D_m = \frac{\sum (\text{Diámetro tamiz} * \% \text{ parcial retenido})}{\sum \% \text{ parcial retenido}}$$

Con lo cual se obtuvo el siguiente diámetro medio:

$$D_m = 12.1 \text{ mm}$$



CAPITULO V: GEOTECNIA

5.1 Generalidades

La estructura de este capítulo se organiza en tres componentes fundamentales que abordan exhaustivamente los aspectos geotécnicos del proyecto.

El primer componente establece los parámetros sísmicos de diseño, fundamentales para la caracterización de las solicitaciones dinámicas del proyecto.

El segundo componente comprende el análisis y diseño geotécnico de la cimentación de estribos y apoyos del puente. Este análisis incluye la caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo de fundación, la evaluación de asentamientos potenciales, la determinación de la capacidad portante, el cálculo del coeficiente de Balasto y el estudio de agresividad química del suelo al concreto.

5.2 Perforaciones diamantinas

Se llevaron a cabo exploraciones directas en cada uno de los soportes del puente proyectado mediante sondeos diamantinos con recuperación de testigos, siguiendo la normativa ASTM D2113-99.

La perforación a rotación es un método ampliamente utilizado para obtener testigos en investigaciones, ya sea para cimentaciones superficiales o profundas, en proyectos de ingeniería, o en sondeos mineralógicos para la estimación de reservas en el sector minero.

Para realizar las perforaciones, se utilizó el método rotativo con una perforadora diamantina sobre oruga equipada con un castillo retráctil. Durante el proceso, se emplearon las medidas HQ (63.50 mm) con un diámetro de perforación de 96.00 mm y un diámetro de testigos recuperados de 63.50 mm, así como NQ (47.00 mm), utilizando brocas con esquiras de diamante impregnadas

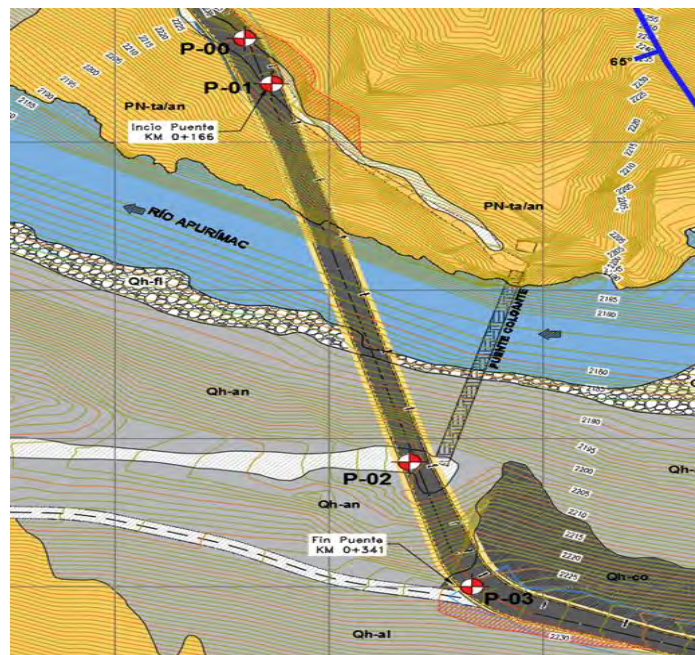
Los registros de los sondeos están disponibles en el Anexo 4 de este informe. A continuación, se presenta una tabla resumen de los sondeos realizados en el Puente Kutuctay.



Tabla 57: Ubicación de los sondeos diamantinos

ESTRIBO / APOYO	CÓDIGO	PROFUNDIDAD (M)	COORDENADAS UTM WGS 84		
			ESTE	NORTE	COTA
Verificación Derecho	P-00	03.00	798,030	8'483,985	2,227
Estribo Derecho	P-01	25.60	798,036	8'483,069	2,223
Apoyo Izquierdo	P-02	35.60	798,068	8'483,842	2,205
Estribo Izquierdo	P-03	15.00	798,083	8'483,800	2,225

Figura 25: Ubicación de las perforaciones diamantinas



5.2.1 Proceso de Perforación en Campo

El proceso de perforación se llevó a cabo de acuerdo con los términos de referencia, que especificaban un diámetro de 64 mm (HQ). Sin embargo, debido a la naturaleza de la roca encontrada, que presentaba un fracturamiento moderado a alto y una zona triturada, se decidió reducir el diámetro de perforación a 50 mm (NQ). La tubería inicial HQ se mantuvo para proteger la pared del pozo, permitiendo así continuar el trabajo sin contratiempos.

Figura 26: Muestra de roca fracturada y triturada P-01.



Figura 27: Perforación del P-01 en la margen derecha



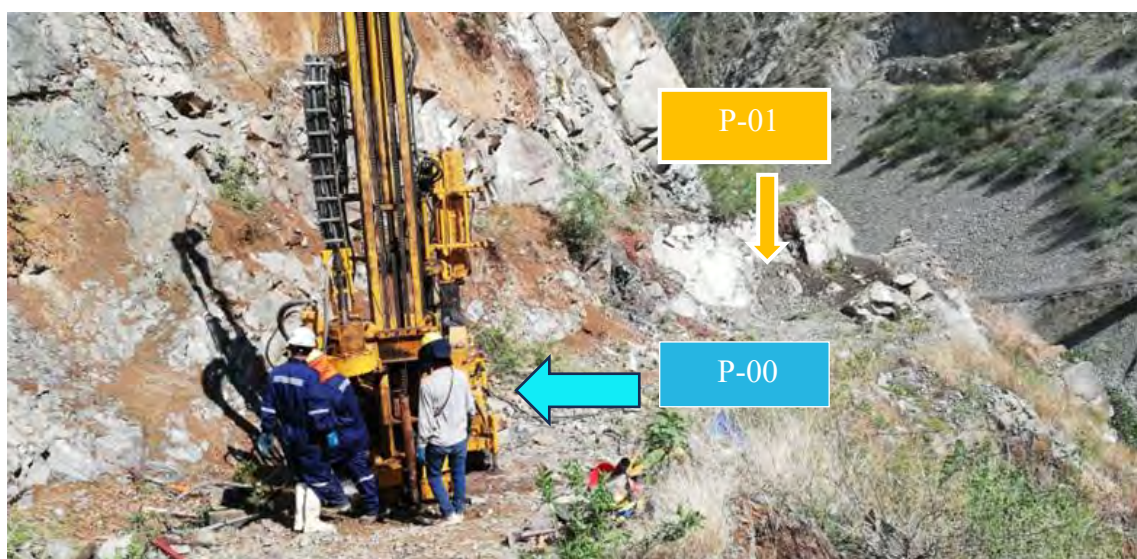
Sin embargo, es importante señalar que uno de los principales objetivos de la extracción de roca es obtener sus parámetros geotécnicos. Para ello, el laboratorio necesita tallar la muestra en forma de un cilindro cuya altura sea el doble de su diámetro ($H=2D$). Esto es factible con las muestras de roca NQ obtenidas, lo que también permite cumplir con los términos de referencia respecto a los ensayos de laboratorio.

5.2.2 Ubicación de perforaciones diamantinas

Perforación P-00

Se llevó a cabo una perforación de verificación a 8 metros del estribo derecho planificado para examinar el terreno. El sondeo tuvo una profundidad de 3.00 metros, donde se extrajo roca bastante alterada.

Figura 28: Perforación P-00 VERIFICACIONB 3.00.



Perforación P-01 (Estribo Derecho)

Se llevó a cabo una perforación diamantina en la margen derecha, identificada como P-01, con una profundidad de 25.60 metros. Esta operación se realizó en el área donde se ubicará la subestructura del estribo derecho del puente Kutuctay.

Figura 29: Perforación P-01 vista desde la margen izquierda de la zona.



Figura 30: Zona donde se ejecutará la perforación P-01.



Para comenzar la perforación, se recolectó agua en un cubo de plástico reforzado, bombeándola desde el río Apurímac.

La perforación empieza con una línea HQ, hasta los 11.00 primeros m.

Figura 31: Inicio de Perforación P-01



Figura 32: Proceso de Perforación P-01.



La perforación avanzó sin inconvenientes hasta alcanzar los 25.60 metros, y se han recuperado muestras (testigos) cada 1.60 metros, las cuales se han almacenado en cajas portatestigos. A continuación, se presentan 7 cajas.

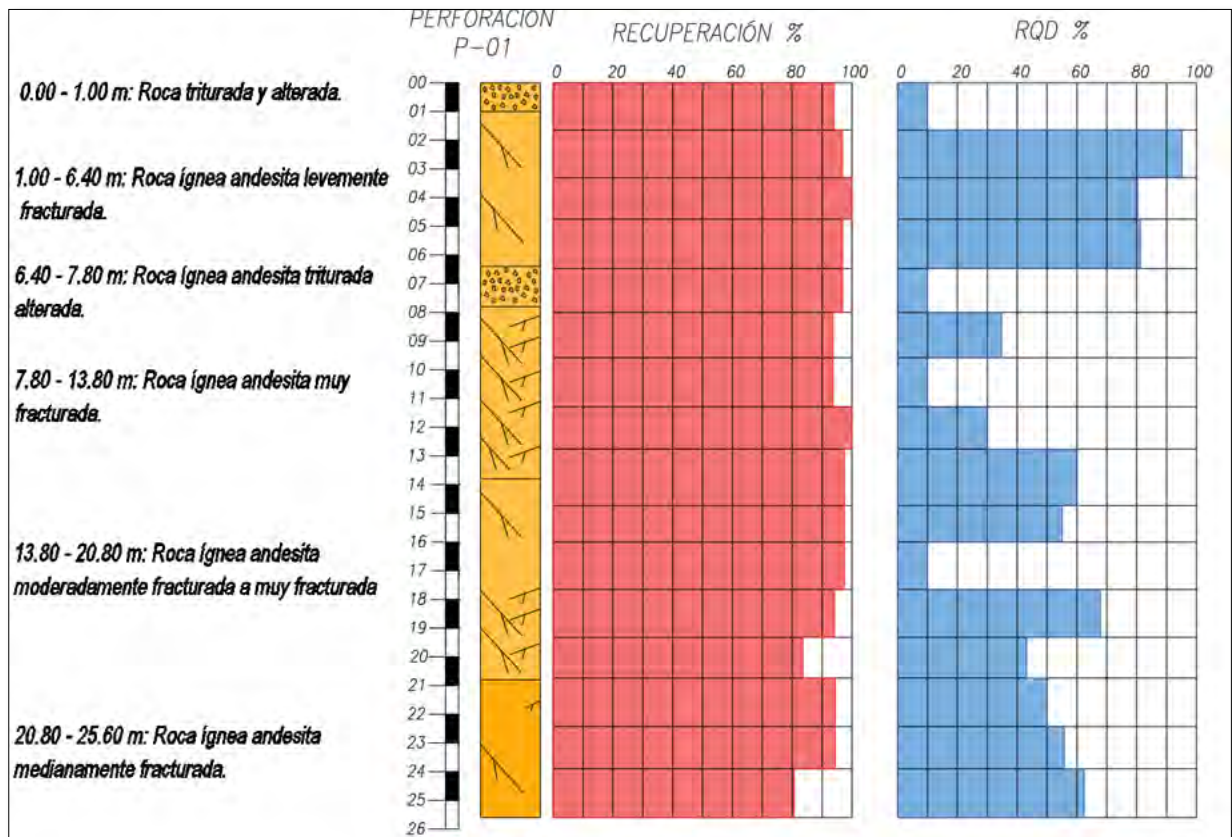


Figura 33: Almacenamiento de la Perforación P-01.





Figura 34: Perforación P-01, Grafico de porcentaje de recuperación y RQD.



Perforación P-02 (Apoyo Izquierdo)

Se realizó una perforación diamantina en el lado de la margen izquierda, identificada como P-02, con una profundidad de 35.60 metros. Esta operación se realizó en el área donde se ubicará la subestructura del Apoyo A1 del puente Kutuctay.

Figura 35. Vista de la zona donde se ejecutará la Perforación P-02.



Para comenzar la perforación, se recolectó agua en un cubo de plástico reforzado, bombeándola desde el río Apurímac.

La perforación empieza con una línea HQ, hasta los 8.40 primeros m.

Figura 36: Inicio de la Perforación P-02.





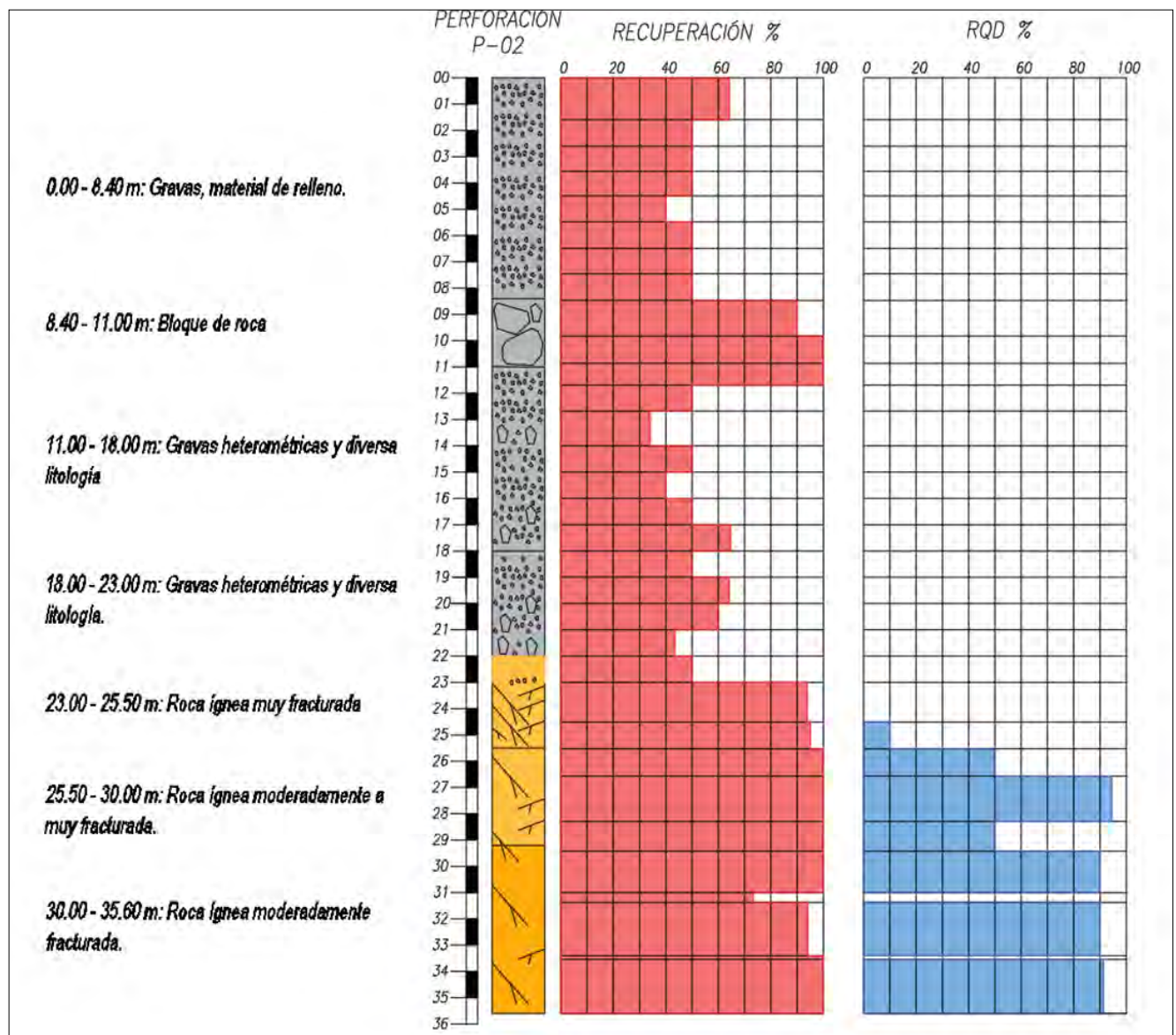
La perforación avanzó sin problemas hasta alcanzar los 35.60 metros, y se han recuperado muestras (testigos) cada 1.00 metro, las cuales se han guardado en cajas portatestigos. A continuación, se presentan 7 cajas.

Figura 37: Almacenamiento de la Perforación P-02.





Figura 38: perforación P-02 gráfico de porcentaje de recuperación y RQD.



Perforación P-03 (Estribo Izquierdo)

Se llevó a cabo una perforación diamantina en la margen izquierda, identificada como P-03, con una profundidad de 15.00 metros. Esta operación se realizó en el área donde se ubicará la subestructura del Estribo 02 del puente Kutuctay.

Figura 40: Vista de la zona donde se ejecutará la perforación P-03.

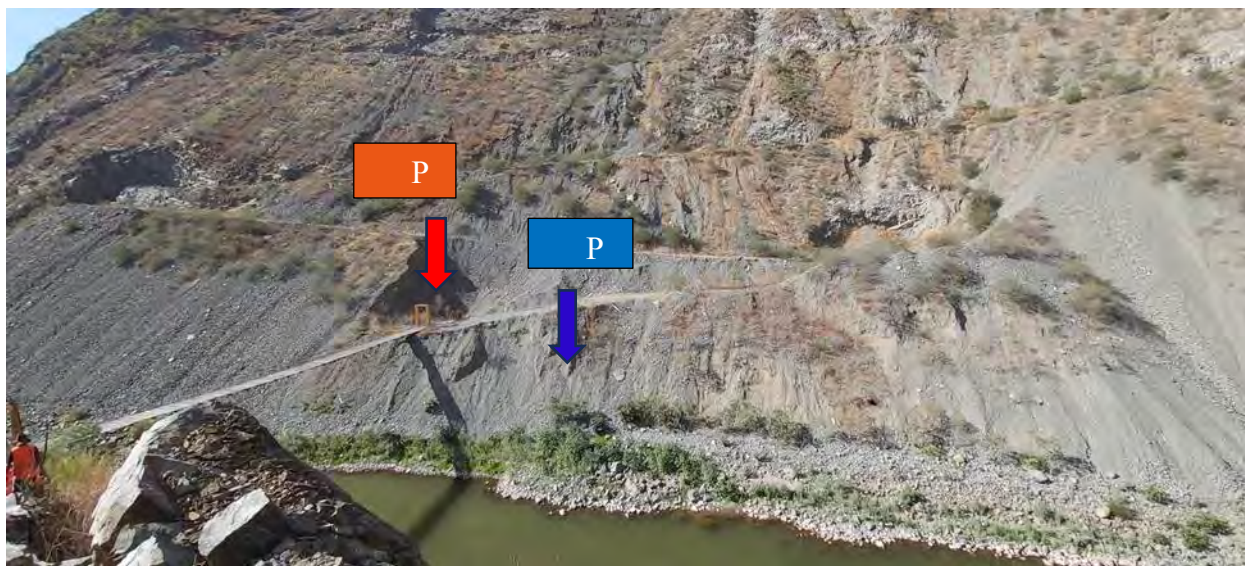
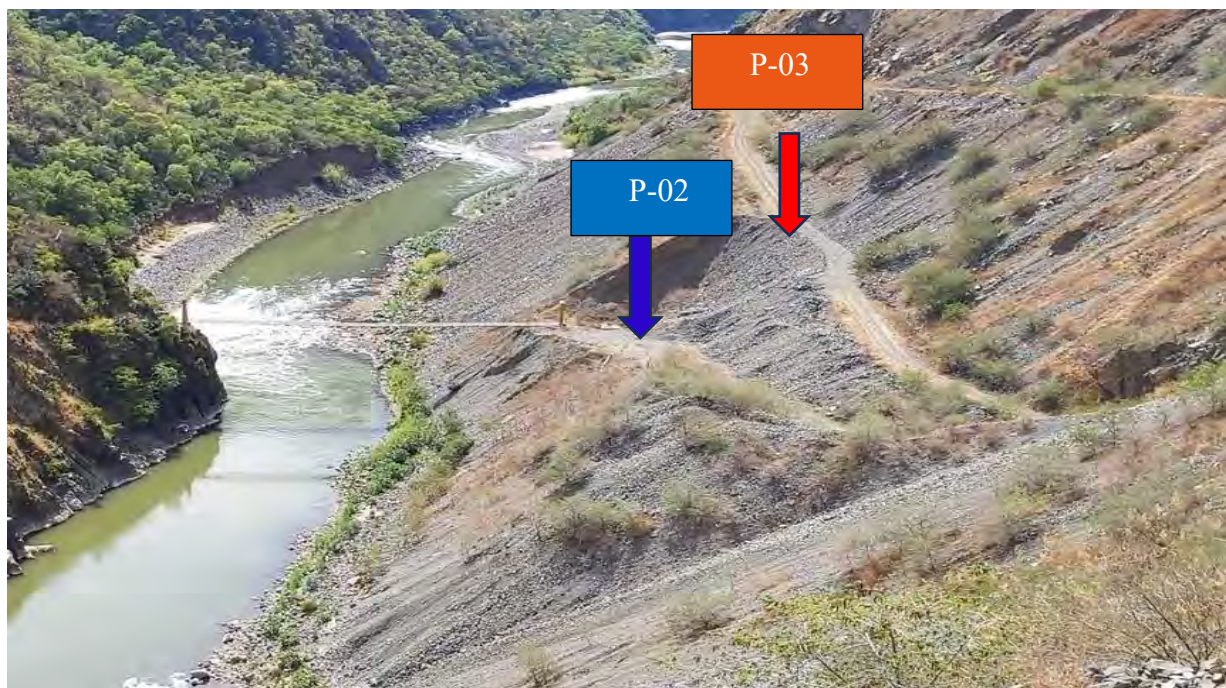


Figura 39: Vista de la zona donde se ejecutará la perforación P-03.



Para comenzar la perforación, se recolectó agua en un cubo de plástico reforzado, bombeándola desde el río Apurímac

La perforación empieza con una línea HQ, y se mantiene hasta el final (15 m).

Figura 41. Inicio de la perforación P-03



La perforación continua con normalidad hasta los 15.00 m. y se han recuperado las muestras (testigos) cada 1.00 m. y almacenadas en cajas portatestigos.

Figura 42: Almacenamiento de la perforación P-03.



Figura 44: perforación de porcentajes de recuperación y RQD.

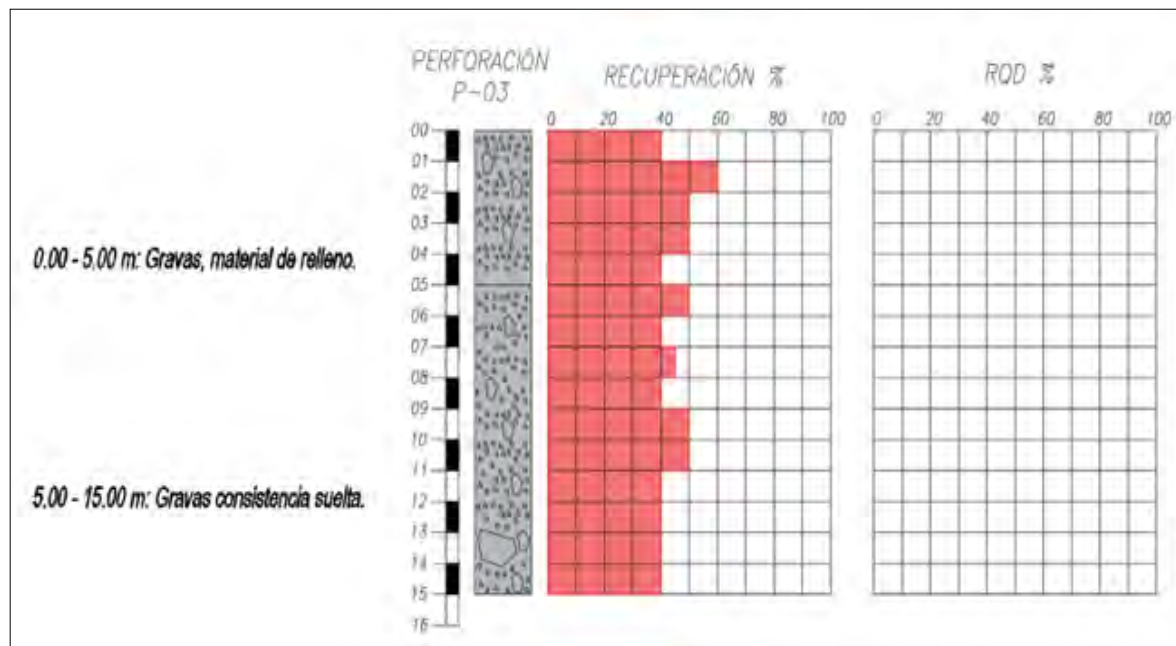


Figura 43: perforación de P-03 en el Puente Kutuctay.





5.3 Resultados de investigación

5.3.1 Propiedades mecánicas de la roca RMR

El proceso de caracterización geotécnica se fundamenta en la determinación cuantitativa de los parámetros del talud y el análisis estructural de las discontinuidades, registrando sus orientaciones mediante mediciones de buzamiento y dirección de buzamiento. Esta información constituye la base para la subsecuente clasificación geomecánica. (Para más información en anexos).

Análisis de discontinuidades.

A lo largo de un tramo de 100 metros de la vía de acceso, se ejecutaron tres estaciones geomecánicas con el propósito de identificar las familias de discontinuidades predominantes en el afloramiento rocoso. Durante este proceso, se recolectaron un total de 90 mediciones correspondientes a la dirección y buzamiento de los planos de estratificación y otras discontinuidades presentes.

Tabla 59: Localización de los puntos de estación geomecánica.

UBICACIÓN	AREA INVESTIGADA (Km)	MARGEN	ESTACIÓN GEOMECAÁNICA	COORDENADAS UTM WGS 84	
				ESTE	NORTE
00+121	00+090 – 00+125	Derecha	EG-01	798,040	8'483,973
00+086	00+060 – 00+090	Derecha	EG-02	798,019	8'484,006
00+054	00+020 – 00+060	Derecha	EG-03	798,006	8'484,032

Tabla 58: Resultados de la Estación Geomecánica EG-01 (adjunto en anexos).

ESTACIÓN GEOMECAÁNICA EG-01 – KM 00+121						
VALORES	RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA (Mpa)	VALOR RQD (%)	ESPACIADO DE DISCONTINUIDADES (m)	CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES	CONDICIONES GENERALES DEL AGUA SUBTERRÁNEA	AJUSTE POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES
Valor	25.0	40	0.40	Persistencia = 2m Separación = 0.2mm Rugosidad = Muy Rug Relleno = 0.2mm Meteorización = mod.	Completamente seco	Regular
Puntuación	2	6	9	20	15	-25



Tabla 60: resultados de la clasificación geomecánica por bienawski.

ESTACIÓN GEOMECAICA EG-02 – KM 00+086						
VALORES	RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA (Mpa)	VALOR RQD (%)	ESPACIADO DE DISCONTINUIDADES (m)	CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES	CONDICIONES GENERALES DEL AGUA SUBTERRÁNEA	AJUSTE POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES
Valor	40.0	35	0.35	Persistencia = 3m Separación = 0.1mm Rugosidad = Muy Rug Relleno = 0.1mm Meteorización = mod.	Húmeda	Regular
Puntuación	3	5	9	19	10	-25

El macizo rocoso evaluado presenta una calidad regular (Clase III), con valores de RMR básico , lo cual es aceptable para la cimentación profunda de los estribos del puente mediante pilotes.

Tabla 61: Resultados de la Estación Geomecánica EG-02 (adjunto en anexos).

ESTACIÓN GEOMECAICA EG-03 – KM 00+054						
VALORES	RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA (Mpa)	VALOR RQD (%)	ESPACIADO DE DISCONTINUIDADES (m)	CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES	CONDICIONES GENERALES DEL AGUA SUBTERRÁNEA	AJUSTE POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES
Valor	35.0	45	0.15	Persistencia = 2m Separación = 0.2mm Rugosidad = Muy Rug Relleno = 0.2mm Meteorización = Alto	Húmeda	Regular
Puntuación	3	7	7	18	10	-25

Tabla 62: resultados de la clasificación geomecánica por bienawski.

UBICACIÓN	ESTACIÓN GEOMECAICA	RMR BÁSICO	RMR AJUSTADO	RMR 89	CALIDAD DEL MACIZO
00+121	EG-01	52	27	52	III
00+086	EG-02	46	21	51	III
00+054	EG-03	45	20	50	III

5.3.2 GSI - Índice de Resistencia Geológica

Para la caracterización de la masa rocosa en la zona de cimentación se empleó el Índice de Resistencia Geológica (GSI), propuesto por Hoek (1994) y desarrollado posteriormente por Hoek y Marinos (2000). Este índice permite estimar la calidad de la roca a partir de la observación de su estructura y de las condiciones de las discontinuidades, relacionándolas con la resistencia y la deformabilidad de la masa rocosa en conjunto.

con las observaciones de campo, donde las discontinuidades presentan condiciones de alteración y persistencia que afectan la resistencia global de la masa.

El valor de GSI calculado constituye un parámetro fundamental para la aplicación del criterio de Hoek-Brown, que permitirá obtener los parámetros resistentes de la roca masiva y, en consecuencia, evaluar la capacidad portante y estabilidad de las cimentaciones proyectadas.





En base a la evaluación de la estructura de la roca y a las condiciones observadas en las discontinuidades, el Índice de Resistencia Geológica (GSI) se estimó en un rango de 30 a 40. Este intervalo refleja una masa rocosa de calidad baja a media, caracterizada por una fracturación moderada y superficies de discontinuidad con cierto grado de alteración y relleno. Para efectos de los cálculos geotécnicos, se considerará un valor promedio de $GSI = 35$, el cual representa adecuadamente las condiciones predominantes de la masa rocosa y permite su aplicación en el criterio de Hoek-Brown para la estimación de los parámetros resistentes y deformaciones.

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA (GSI) PARA LAS ROCAS METAMORFICAS DE LA CORDILLERA DE LA COSTA DE VENEZUELA		CONDICION DE LA SUPERFICIE								
A partir de la descripción de la estructura y las condiciones de la superficie de la masa rocosa, seleccionar el intervalo apropiado de esta grafica. Estimar el valor promedio del Índice de Resistencia Geológica (GSI) de dicho intervalo. No intentar ser tan preciso. Escoger un rango de GSI de 36 a 42 es más aceptable que fijar un GSI = 38. También es importante reconocer que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicado solamente en macizos rocosos donde el tamaño de los bloques o fragmentos es pequeño comparado con el tamaño de la excavación a ser evaluada. Cuando el tamaño de los bloques individuales es aproximadamente mayor a un cuarto de la dimensión de la excavación, generalmente la falla estaría controlada por la estructura y el criterio de Hoek-Brown no debería ser utilizado.		MUY BUENA Rocosa, superficies casi lisas sin meteorización	BUENA Rocosa, ligeramente meteorizada, abertura < 1mm, relleno duro	MEDIA Plata, moderadamente meteorizada, abertura 1-5 mm, relleno fino y denso	MALA Espacio de alta meteorización muy meteorizada con aberturas > 5 mm, predominan los rellenos blandos					
ESTRUCTURA		DISMINUCION EN CALIDAD DE SUPERFICIE								
	INTACTA O MASIVA – macizo rocoso con pocas discontinuidades, caretes de planos de foliación <i>Ej:</i> Cuarzos, anfíbolitas o mármoles	90	80	70	60	50	40	30	20	10
	POCO FOLIADA – macizo rocoso parcialmente fracturado con hasta tres sistemas de discontinuidades. Puede contener intercalaciones delgadas de rocas foliadas <i>Ej:</i> Cuarzo fracturado intercalado ocasionalmente con esquistos y/o filitas									
	MODERADAMENTE FOLIADA – macizo rocoso fracturado constituido por intercalaciones de rocas foliadas y no foliadas en proporciones semejantes <i>Ej:</i> Intercalaciones de esquistos y/o filitas con mármoles fracturados en proporción similar									
	FOLIADA – macizo rocoso plegado y/o fallado, muy fracturado, donde predominan las rocas foliadas, con ocasionales intercalaciones de rocas no foliadas <i>Ej:</i> Esquistos y/o filitas muy fracturadas intercaladas ocasionalmente con mármoles lenticulares									
	MUY FOLIADA – macizo rocoso plegado, altamente fracturado, constituido únicamente por rocas muy foliadas <i>Ej:</i> Esquistos y/o filitas muy fracturadas sin la presencia de mármoles, gneises o cuarzos									
	BRECHADA/CIZALLADA – macizo rocoso muy plegado, alterado tectónicamente, con aspecto brechoso <i>Ej:</i> Brecha de falla o zona influenciada por fallas cercanas	N/A	N/A							

5.3.3 Ensayos de compresión uniaxial

Se recolectaron muestras representativas del talud en las estaciones geomecánicas, cuyos resultados se detallan en el Anexo V. En dicho anexo se presentan los ensayos de laboratorio realizados para determinar las propiedades físicas de las rocas (M-01, M-02, M-03 y M-04), así como los resultados del ensayo de compresión uniaxial para las mismas muestras.

Tabla 63: resultados de compresión uniaxial (anexos).

UBICACIÓN (KM)	MUESTRA	CARGA DE ROTURA Kg	ENSAYO	COMPRESIÓN UNIAxIAL (Kg/cm ²)	COMPRESIÓN UNIAxIAL (CORREGIDA) (Mpa)
00+121	M-01	13.970	Compresión Uniaxial	683.90	67.07
00+086	M-02	21.520		1053.40	103.17
00+054	M-03	19.450		952.10	93.37

Figura 45: Muestra de roca del talud y ensayo de compresión uniaxial.



Tabla 64: Resultados de ensayos de compresión UCS.

TIPO DE ROCA	GEOMETRÍA (V:H)	TIPO DE RESISTENCIA	PESO UNITARIO (g/cm ³)	COMPRESION UNIAxIAL (Mpa)	GSI	CARGA SÍSMICA	CONSTANTE DE ROCA mi	FACTOR DE DISTURBACIÓN
Andesita	3:1	Gen. Hoek-Brown	2.60	30.00	35	0.16	22	1.00

5.3.4 Resistencia Nominal en la Punta del Pilote

Para el caso de pilotes perforados empotrados en formaciones rocosas fracturadas, la normativa AASHTO (2017) establece que la resistencia unitaria en la punta. (q_p) debe calcularse utilizando la siguiente expresión:

$$q_p = A + q_o \left[m_b \left(\frac{A}{q_o} \right) + s \right]^a$$

q_o : resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (MPa)



m_b : parámetros del criterio de resistencia Hoek–Brown, los cuales dependen del índice GSI (Geological Strength Index) de la roca fracturada

A : valor definido por:

$$A = \sigma'_{vb} + q_o \left[m_b \left(\frac{\sigma'_{vb}}{q_o} \right) + s \right]^a$$

σ'_{vb} : esfuerzo vertical efectivo en la base del pilote

Una vez determinada la resistencia unitaria en la punta, se calcula la resistencia nominal total en la punta del pilote () multiplicando dicha resistencia unitaria por el área de la base del pilote:

$$q_P = q_p \cdot A_p$$

Donde:

q_P : resistencia nominal en la punta (toneladas)

A_p : resistencia unitaria en la punta (ton/m²)

A_p : área de la base del pilote, calculada como $A_p = \pi \cdot r_p^2$

D : diámetro del pilote, en este caso, $D=1.20$ m.



Tabla 65: Resultados de los cálculos de resistencia nominal.

Profundidad (m)		Método	Material	γ	Caracterización Geomecánica				Constantes			A	q_p (Ton/m ²)	Q_p (Ton)	RESISTENCIA NOMINAL Q_p (Ton)
Inicio	Fin			(Ton/m ³)	UCS (MPa)	RQD (%)	RMR	GSi	s	mb	a				
0.00	1.00	SIN METODO	A RETIRAR	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0.00
1.00	2.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0.00
2.00	3.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0.00
3.00	4.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0.00
4.00	5.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0.00
5.00	6.00	BETA	SUELO	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
6.00	7.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
7.00	8.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
8.00	9.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
9.00	10.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
10.00	11.00	BETA	SUELO	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
11.00	12.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
12.00	13.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
13.00	14.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
14.00	15.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
15.00	16.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
16.00	17.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
17.00	18.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
18.00	19.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
19.00	20.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
20.00	21.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
21.00	22.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA FRACTURADA	2.50	10.00	0.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	6.41E-01	123.80	140.01	140.01
22.00	23.00			2.50	10.00	0.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	6.82E-01	130.05	147.08	147.08
23.00	24.00			2.50	10.00	18.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	7.23E-01	136.15	153.99	153.99
24.00	25.00			2.50	10.00	55.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	7.64E-01	142.13	160.74	160.74
25.00	26.00			2.50	10.00	55.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	8.04E-01	147.98	167.36	167.36
26.00	27.00			2.50	34.30	96.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.19E+00	264.87	299.56	299.56
27.00	28.00			2.50	34.30	96.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.24E+00	273.22	309.01	309.01
28.00	29.00			2.50	34.30	50.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.29E+00	281.40	318.26	318.26
29.00	30.00			2.50	34.30	50.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.33E+00	289.43	327.33	327.33
30.00	31.00			2.60	34.30	70.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.38E+00	297.62	336.6	336.60
31.00	32.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA LEVEMENTE FRACTURADA	2.60	34.30	90.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.43E+00	305.66	345.7	345.70
32.00	33.00			2.60	34.30	90.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.48E+00	313.58	354.65	354.65
33.00	34.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.53E+00	321.37	363.46	363.46
34.00	35.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.58E+00	329.04	372.13	372.13
35.00	36.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.63E+00	336.60	380.69	380.69
36.00	37.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.67E+00	344.07	389.13	389.13

Tabla 66: Resistencia Nominal en la Puntal para el nivel de cimentación 2171 msnm.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	q_p (Ton/m ²)	Q_p (Ton)	RESISTENCIA NOMINAL Q_p (Ton)
2171.00	28.00	313.58	354.65	354.65

5.3.5 Propiedades mecánicas del suelo.

Los materiales analizados están formados por suelos granulares como gravas y arenas, además de suelos finos. Estos presentan una variedad de propiedades físicas, mecánicas y químicas. Para estudiarlos, se han realizado investigaciones tanto en campo como en laboratorio y gabinete. El propósito de estos estudios es procesar, identificar e interpretar los resultados obtenidos, necesario para la construcción del Puente Kutuctay.

Trabajos de campo

Estos trabajos incluyeron la excavación de cuatro (04) calicatas, distribuidas de manera proporcional, con dos (02) ubicadas en los accesos de cada una de las márgenes del puente.

Figura 46: Vista de las calicatas realizadas.



- Se hicieron excavaciones para las calicatas con una profundidad mínima aproximada de 1.50m
- Se pudo determinar la presencia de capas freáticas.
- Se realizó una descripción visual de los suelos encontrados conforme a la norma ASTM D2488. En cada calicata se identificaron estratos y recolectaron muestras para los ensayos.

Cuadro detallando la profundidad, el espesor y el tipo de material encontrado.

Tabla 67: Cuadro de resumen de resultados de laboratorio.

UBICACIÓN	CALICATA	COORDENADAS UTM WGS'84		MUESTRA	PROF. (M)	SUELOS Y/O (ROCA, BLOQUES)
		NORTE	ESTE			
Margen Derecha	C-1	8°484,015.00	798,003.00	M-1	0.00-0.40	SUELO
				S/M	0.40-1.00	BLOQUES/ ROCA
Margen Derecha	C-2	8°484,058.00	797,999.00	M-1	0.00-0.40	SUELO
				S/M	0.40-1.00	BLOQUES/ ROCA
Margen Izquierda	C-3	8°483,790.00	798,110.00	M-1	0.00-1.50	SUELO
Margen Izquierda	C-4	8°483,776.00	798,151.00	M-1	0.00-1.50	SUELO



Trabajos de laboratorio y gabinete

Se procedió al procesamiento de las muestras extraídas de los sondeos mediante la ejecución de ensayos de laboratorio. Finalmente, se llevó a cabo el análisis de los resultados obtenidos.

Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio se llevaron a cabo con las normas vigentes del manual de ensayos de materiales para carretera (EM 2014) o sus equivalentes normativos ASTM y AASHTO. El programa de ensayos comprendió lo siguiente:

- Análisis granulométrico por tamizado MTC E 107 (ASTM D-422)
- Contenido de humedad MTC E 108 (ASTM D-2216)
- Límite líquido MTC E 110 (ASTM D-423)
- Límite plástico MTC E 111 (ASTM D-424)
- Clasificación de SUCS ASTM D-2487
- Clasificación AASHTO ASTM D-3282
- Proctor Modificado MTC E 115 (ASTM D-1557)
- CBR MTC E 132

Tabla 68: Cuadro de características de los suelos de fundación según los resultados de laboratorio.

UBICACIÓN	CALICATA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO			CLASIFICACIÓN		Contenido de Humedad (%)	LÍMITES DE CONSISTENCIA (%)	
		% G	% S	% F	SUCS	AASHTO		LL	IP
M. Derecha	C-1	55.3	32.5	12.2	GM	A-1-a (0)	11.4	-	NP
M. Derecha	C-2	46.9	50.8	2.3	SP	A-1-a (0)	4.3	-	NP
M. Izquierda	C-3	59.4	29.4	11.2	GP-GM	A-1-a (0)	9.7	-	NP
M. Izquierda	C-4	55.5	34.5	10.0	GP-GM	A-1-a (0)	11.4	-	NP

Tabla 69: Cuadro de características de los suelos de fundación CBR y Proctor según resultados de laboratorio.

UBICACIÓN	PROF. (M)	CALICATA	MUESTRA	CLASIFICACIÓN		PROCTOR		CBR (0.1" de Penetración)	
				SUCS	AASHTO	MDS	OCH	95%	100%
M. Derecha	0.00-0.40	C-1	M-1	GM	A-1-a (0)	2.087	9.4	55.8	79.6
M. Derecha	0.00-0.40	C-2	M-1	SP	A-1-a (0)	2.130	7.6	48.9	70.2
M. Izquierda	0.00-1.50	C-3	M-1	GP-GM	A-1-a (0)	2.110	7.8	53.1	76.0
M. Izquierda	0.00-1.50	C-4	M-1	GP-GM	A-1-a (0)	2.062	8.7	51.1	72.5

5.3.5.1 Evaluación de suelos para material de préstamo.

Cantera afirmada kutuctay

Ubicación: La cantera se ubica en el Km 33 de la ruta AP-926. En la margen izquierda del río Apurímac.

Descripción: Los materiales corresponden a un depósito coluvial, presenta fragmentos subangulosos de textura lisa, duros y de color gris claro. Según la caracterización visual del depósito, corresponden a grava limosa compactada.

Figura 47: Ubicación de la cantera kutuctay



Granulometría: Franja Granulométrica A-2.

Tabla 70: Granulometría de la cantera kutuctay

ITEM	TAMIZ	PASA (%)
1	25 mm (1")	98.5
2	19 mm (¾")	97.2
3	9,5 mm (3/8 ")	85.1
4	4,75 mm (N.º 4)	54.9
5	2,0 mm (N.º 10)	36.0
6	425 µm (N.º 40)	23.3
7	75 µm (N.º 200)	15.8



Requisitos de calidad

Tabla 71: Requisitos de calidad de la cantera kutuctay

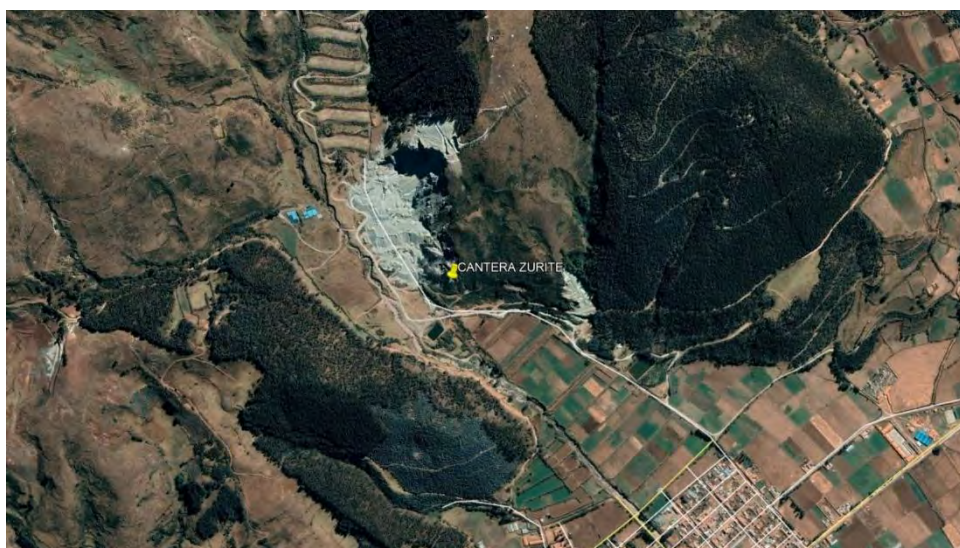
ITEM	ENSAYO	NORMA	REASULTADO	OBS.
1	Granulometría	MTC E 204	A-2-4(0) GC	Cumple
2	Abrasión los Ángeles	MTC E 207	18.6	Cumple
3	Límite Líquido	MTC E 110	28	Cumple
4	Índice de Plasticidad	MTC E 111	9	Cumple
5	CBR 95% de MDS, 0.1"	MTC E 132	75.7	Cumple

Cantera Agregados Zurite

Ubicación: La cantera se ubica a 50 Km de la ubicación del puente Proyectado, desde el CP.

Zurite, por la carretera PE-3S y camino hacia Chinchaypuquio – Huancancalla, en la margen izquierda del río Apurímac.

Figura 48: Ubicación de la Cantera Zurite.



Fuente: Google Earth

Descripción: La cantera corresponde a un afloramiento de lava andesítica de color gris verdoso, con textura afanítica y ligera alteración supergénica, principalmente en las discontinuidades. Presenta Silicificación moderada y presencia de óxidos en las discontinuidades. Este afloramiento es apto para su uso como material de agregado para concreto. Además, en el sitio se observan gravas limosas, libres de material orgánico, de color gris y con partículas angulosas a subangulosas, producto del proceso de trituración y zarandeo del afloramiento.



Tabla 72: Resultados de la cantera Zurite.

NORMA	ENSAYOS CANTERA ZURITE	MUESTRA M-01	
		A.G.	A.F.
ASTM D3282	Clasificación AASHTO	A-1-a (0)	
ASTM D2216	Clasificación SUCS	GM	
	% Grava	61.90	
	% Arena	25.70	
	% Finos	12.40	
MTC E 115-2016	Proctor Modificado MDS (g/cm ³)	2.2	
MTC E 115-2016	Proctor Modificado OCH (%)	6.8	
MTC E 132-2016	CBR a 0.1" de penetración, Al 100% de su MDS	84.3	
MTC E 132-2016	CBR a 0.1" de penetración, Al 95% de su MDS	58	
ASTM C117 / MTC E 202	Material que pasa la malla N° 200 (%)	-----	30.08
ASTM D-2419 / MTC E 114	Equivalente de Arena, Suelos y Agregados finos (%)	80	-----
ASTM C 142 / MTC E 212	Terrones de arcilla y partículas friables (%)	-----	0.04
ASTM D 4791	Partículas chatas / alargadas (%) (Relación 1 en 3)	2.3	
ASTM C - 535 / MTC E 207	Abrasión de agregado Máquina de los Ángeles (%)	16.1	-----
MTC E 215	Contenido de Humedad de un Suelo (%)	6.5	
AASHTO TP 57	Valor de Azul de Metileno (mg./g.)	-----	8
ASTM D-516	Contenido de Sulfatos (%)	0.013	0.024
ASTM D-512	Contenido de Cloruros (%)	0.007	0.013
ASTM C -40 MTC E 213	Impurezas Orgánicas	Grado 2 (ACEPTABLE)	



ASTM D 4318 / MTC E-110, MTC E-111 Límites de consistencia TAMIZ N°200	Límite líquido	NP	
	Límite plástico	NP	
	Índice de plasticidad	NP	
ASTM C 88 / MTC E 209	Durabilidad al Sulfato de Magnesio (pérdida total)	2.19	3.38
ASTM D 4318 / MTC E-110, MTC E-111 Límites de consistencia TAMIZ N°40	límite Líquido (%)	NP	
	Límite plástico (%)	NP	
	índice de plasticidad (%)	NP	
MTC E 203-2016	Peso Unitario y Vacíos de los Agregados (Kg/m ³)	1,525	1,680
MTC E 205-2016	Absorción de Agregados (%)	0.84	1.19
MTC E 211-2016	Cantidad de Carbón y Lignito en Arena (%)	0.37	-----
MTC E 517-2016	Adherencia Agregado – Bitumen	>95%	

El porcentaje de finos de la muestra global de la cantera Zurite es de 12.4%, por lo tanto, se requiere un tratamiento adicional de lavado de muestra antes de su utilización para disminuir este porcentaje. Este tratamiento debe verificarse en obra hasta la obtención del límite permisible.



5.4 Consideraciones geotécnicas para la cimentación del puente

5.4.1 Cimentación estribo Derecho E1

Para la cimentación del estribo E1, que se encuentra en rocas ígneas andesíticas clasificadas como de mala calidad (roca tipo IV según el RMR), se ha evaluado la competencia del macizo rocoso. Aunque al principio se observan rocas fracturadas, se ha identificado que estas roca competente aparece entre los 12.90 metros de profundidad. Además, se han registrado discontinuidades en la superficie y un RQD del 60%, lo que indica una calidad intermedia del material.

El peso unitario de la roca es de 2.75 T/m^3 , y las velocidades de onda S varían, con rocas más competentes en la parte inferior ($VS > 800 \text{ m/s}$) y condiciones más fracturadas en la parte superior ($370 < VS < 700 \text{ m/s}$).

Por todo esto, se ha decidido implementar una cimentación superficial utilizando los métodos normativos establecidos en el AASHTO 2017, adaptando el diseño a las condiciones geotécnicas específicas del sitio.

Figura 49: Cimentación del estribo derecho E2

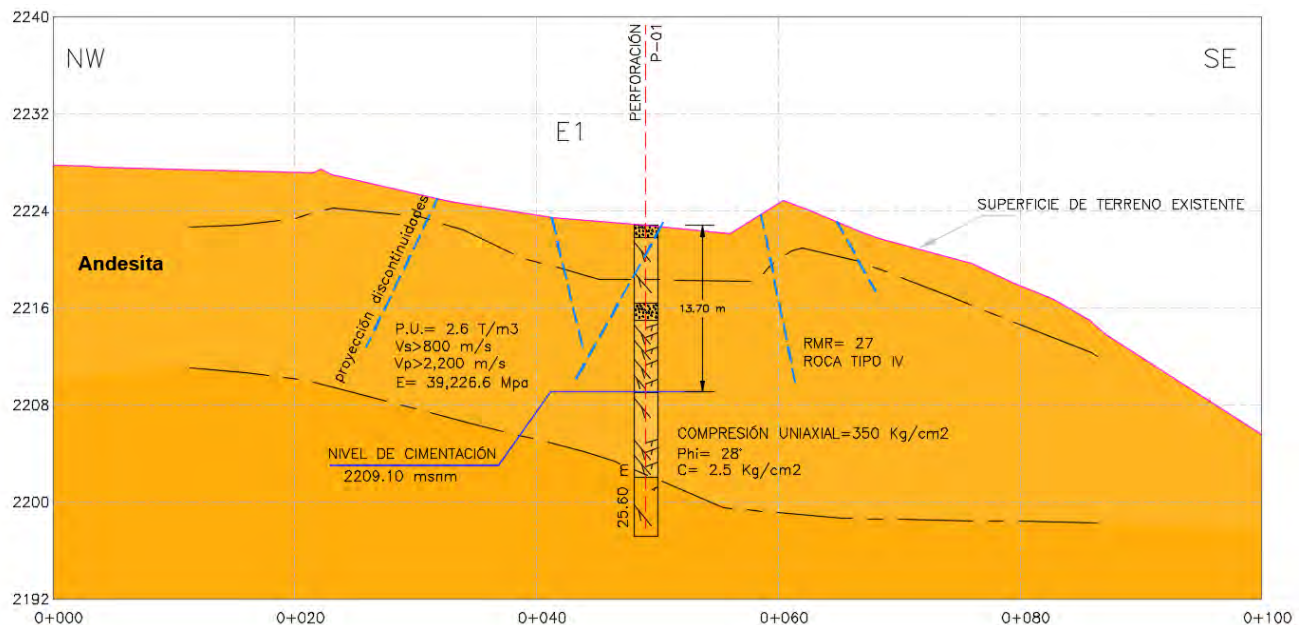
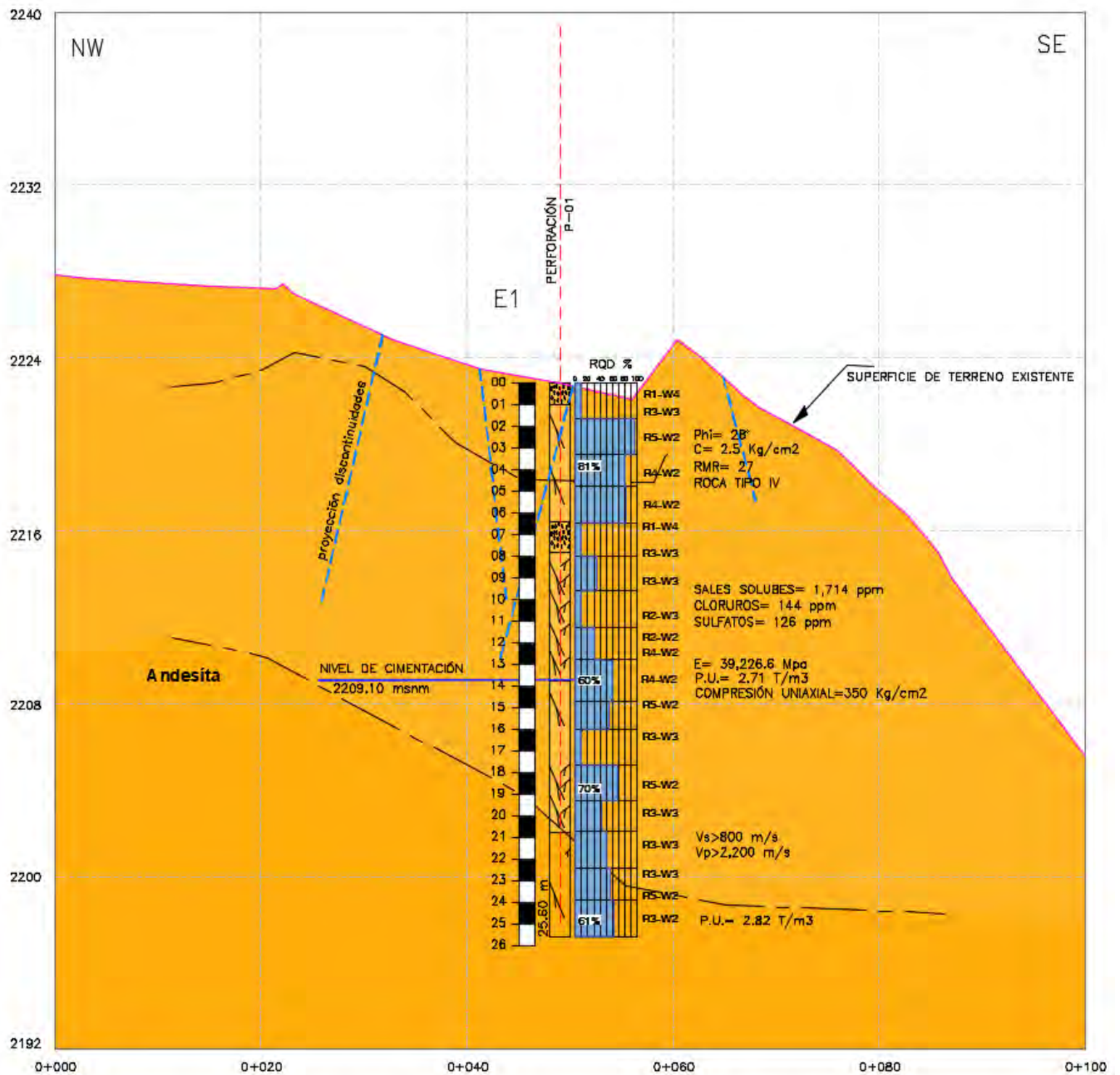




Figura 50: Parámetros geotécnicos de la columna estratigráfica E1.



RO - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada



Propiedades físico mecánicas de la roca de cimentación

Se llevaron a cabo ensayos de laboratorio en muestras recolectadas de la perforación P-01 en la margen derecha, específicamente a profundidades de 12.00 m (MD-M-01) y 14.40 m (MD-M-02). En estos ensayos se evaluaron las propiedades físicas y la resistencia a compresión uniaxial de la roca de fundación. Las características físicas y mecánicas determinadas se presentan en el Anexo , donde se muestran los resultados de los ensayos realizados a seis muestras representativas: tres correspondientes a la margen derecha (MD~M~01, MD~M~02, M~M~03) y tres a la margen izquierda (MI~M~01, MI~M~02, MI~M~03).

Tabla 73: Propiedades Mecánicas de la roca de fundación

TIPO DE ROCA	PESO ESPECÍFICO (T/m ³)	POROSIDAD n (%)	ABSORCIÓN (%)
Ígnea Volcánica Andesita	2.60	0.33	0.12

Tabla 74: Propiedades Mecánicas de la roca de fundación.

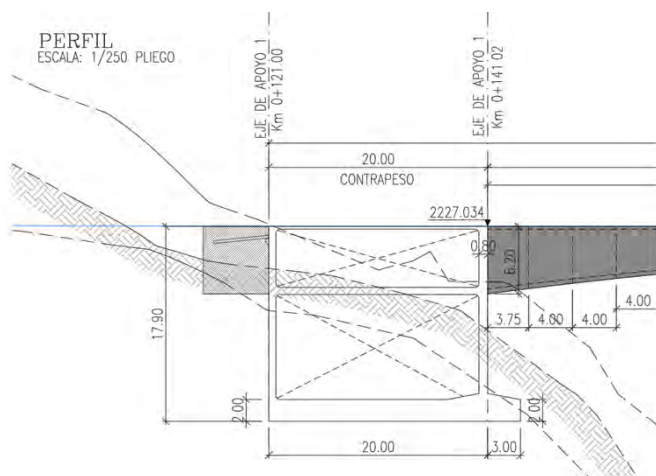
COMPRESIÓN UNIAxIAL q _a (Kg/cm ²)	VELOCIDAD DE ONDAS P (m/s)	ANGULO DE FRICCIÓN N ω (°)	COHESIÓN (Kg/cm ²)	VELOCIDAD DE ONDAS S (m/s)	MÓDULO DE CORTE G (Mpa)	POISSON N v	MÓDULO DE ELASTICIDAD E (Mpa)	ROCK MASS RATING (RMR)
350.00*	2200.00	28	0.25	800.00	14,775.69	0.35	39,226.60	27

El valor de la compresión uniaxial según reporte del laboratorio es de 557 Kg/cm², sin embargo, al verificarse el RMR de 27, se utilizará conservadoramente el valor 35 MPa o 350 Kg/cm² para el valor de la resistencia a la compresión uniaxial.

Características de la estructura del estribo

La estructura del estribo ubicado en la margen derecha E1 es una cajuela de concreto armado con dimensiones de 20.00 m de largo y un ancho variable de 9.66 m a 11.26 m. Tiene una altura aproximada de 17.90 m, con una cota proyectada de 2227.034 msnm. En la parte superior de 6.20 m es de alma llena, mientras que el resto de la cajuela es hueco. Además, cuenta con dos apoyos separados por 20 m. El nivel de cimentación se sitúa a 2209.10 msnm.

Figura 51: vista de perfil de la cajuela en el estribo derecho E1.





Sección geotécnica de la perforación diamantina P – 01

Tabla 75: Sección geotécnica de la perforación diamantina P – 01

Cia. de perforación:		INGESONDEX PERÚ		Ing. Resp.:		GILVER CASAS QUICANO		Registrado por:		Coordenada Norte:		798036.348		MARGEN DERECHA									
Perforista:		TP-50D		Fecha de inicio:		28/11/19		Fecha de termino:		04/12/19		Coordenada Este:		8483969.745									
Método:		ROTACIÓN		Fecha de inicio:		28/11/19		Fecha de termino:		04/12/19		Elevación (m.s.n.m.):		2223.00									
Diam. de perforación:		HQ		Inclinación:		90°		Prof. de perforación:		26.60		Prof. de perforación:		26.60									
Nivel freático (m)		-																					
Profundidad (m)		Símbolo (SUCS)		Símbolo Gráfico		Descripción Litológica		Perforado / Recuperado		% Recuperación		% RQD		Resistencia		Meteorización		Muestra		Caja		OBS.	
20		40		60		80		20		40		60		80									
0.00																							
0.50																							
1.00																							
1.50																							
2.00																							
2.50																							
3.00																							
3.50																							
4.00																							
4.50																							
5.00																							
5.50																							
6.00																							
6.50																							
7.00																							

Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.

R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada



**“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA,
DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO-2024”**



Cia. de perforación: INGESONDEX PERÚ				Ing. Resp.:				Coordenada Norte: 798035.348				MARGEN DERECHA								
Perforista: GILVER CASAS QUICAÑO				Registrado por:				Coordenada Este: 8483969.745												
Tipo de Perforadora: TP-50D				Fecha de inicio: 28/11/19				Elevación (m.s.n.m.): 2223.00												
Método: ROTACIÓN				Fecha de termino: 04/12/19				Prof. de perforación: 26.60												
Diam. de perforación: HQ				Inclinación: 90°				Nivel freático (m): -												
Profundidad (m)	Símbolo (SUCS)	Símbolo Gráfico	Descripción Litológica	Perforado / Recuperado	% Recuperación				% RQD				Resistencia	Meteorización	Muestra	Caja	OBS.			
					20	40	60	80	20	40	60	80								
7.00			6.70 - 7.20 m: Roca triturada completamente alterada y con arcilla (W4) y de baja resistencia (R1)	1.60/1.55	97.0%				10%				R1	W4						
7.50			7.20 - 7.50 m: Roca triturada altamente alterada y meteorizada (W4) y de baja resistencia (R1)										R1	W4						
8.00			7.50 - 8.00 m: Roca medianamente fracturada de leve alteracion, fracturas con relleno de oxidos (W3) de resistencia moderada (R3)										R3	W3						
8.50			8.00 - 9.60: Roca fracturada y con alteracion moderada (W3), fracturas con relleno de oxidos, resistencia moderada (R3)	1.60/1.50	94.0%				35%				R3	W3						
9.00																				
9.50			9.60 - 11.20 m: Roca fracturada y con alteracion moderada (W3), fracturas con relleno de oxidos, tramos con roca triturada de longitud 30 cm. De baja resistencia (R2)	1.60/1.50	94.0%				10%				R2	W3						
10.00																				
10.50																				
11.00			11.20 - 13.10 m: Roca triturada con presencia de oxidos (W2), presenta un tramo intermedio de roca de buena resistencia 40 cm (R4)	1.60/1.60	100.0%				30%				R2	W2						
11.50																				
12.00													R4	W2						
12.50																				
13.00			13.10 - 14.40 m: Roca fracturada y con alteracion moderada (W2), fracturas con oxidos, de buena resistencia (R4)	1.60/1.55	97.0%				60%				R4	W2						
13.50																				
14.00																				
Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.																				
R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada																				



**“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA,
DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO-2024”**



Cia. de perforación: INGESONDEX PERÚ		Ing. Resp.: GILVER CASAS QUICAÑO		Registrado por: TP-50D		Coordenada Norte: 798035.348		MARGEN DERECHA			
Perforista: GILVER CASAS QUICAÑO		Fecha de inicio: 28/11/19		Método: ROTACIÓN		Elevación (m.s.n.m.): 2223.00		Coordenada Este: 848399.745			
Diam. de perforación: HQ		Inclinación: 90°		Prof. de perforación: 26.60		Nivel freático (m): -					
Profundidad (m)	Símbolo (SUCS)	Símbolo Gráfico	Descripción Litológica	Perforado / Recuperado	% Recuperación	% RQD	Resistencia	Meteorización	Muestra	Caja	OBS.
14.00			13.10 - 14.40 m: Roca fracturada y con alteracion moderada (W2), fracturas con oxidos, de buena resistencia (R4)		97.0%	60.0%	R4	W2			
14.50			14.40 - 15.50 m: Roca levemente fracturada con presencia de plagioclasas (W2), de resistencia dura (R5).	1.60/1.55	97.0%	55.0%	R5	W2			
15.00											
15.50			15.50 - 17.20 m: Roca diaclasada sin relleno con presencia de oxidos (W3) de resistencia moderada (R3).	1.60/1.55	97.0%	13.0%	R3	W3			
16.00											
16.50			17.20 - 19.00 m: Roca levemente fracturada minimamente alterada (W2) de buena resistencia (R5)	1.60/1.50	94.0%	69%	R5	W2			
17.00											
17.50			19.00 - 19.40 m: Roca muy fracturada con oxidos en fracturas (W3) de baja resistencia (R3)				R3	W3			
18.00			19.40 - 20.40 m: Roca levemente fracturada minimamente alterada (W2) de buena resistencia (R3)	1.60/1.33	83.0%	42%	R3	W2			
18.50											
19.00			20.40 - 20.80 m: Roca diaclasada , minimamente alterada (W3), resistencia moderada (R3)				R3	W3			
19.50			20.80 - 22.40 m: Roca andesita levemente fracturada, con oxidos en cara de fracturas (W3), de resistencia moderada (R3)		94.0%	50%	R3	W3			
20.00											
20.50											
21.00											
Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.											
R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada											



**“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA,
DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO-2024”**



Cia. de perforación: INGESONDEX PERÚ		Ing. Resp.:		Coordenada Norte: 798036.348		MARGEN DERECHA					
Perforista: GILVER CASAS QUICAÑO		Registrado por:		Coordenada Este: 8483969.745							
Tipo de Perforadora: TP-50D		Fecha de inicio: 28/11/19		Elevación (m.s.n.m.) 2223.00							
Método: ROTACIÓN		Fecha de término:04/12/19		Prof. de perforación: 26.60							
Diam. de perforación: HQ		Inclinación: 90°		Nivel freático (m)		-					
Profundidad (m)	Símbolo (SU/CS)	Símbolo Gráfico	Descripción Litológica	Perforado / Recuperado	% Recuperación	% RQD	Resistencia	Meteorización	Muestra	Caja	OBS.
21.00			20.80 - 22.40 m: Roca andesita levemente fracturada, con oxidos en cara de fracturas (W3), de resistencia moderada (R3)	1.60/1.50	94.0%	50%	R3	W3			
21.50											
22.00			22.40 - 23.50 m: Roca levemente fracturada mínimamente alterada (W2) de buena resistencia (R5)	1.60/1.50	94.0%	56%	R5	W2			
22.50											
23.00			23.50 - 25.40 m: Roca levemente fracturada mínimamente alterada (W2) de buena resistencia (R3)	1.60/1.30	81.0%	61%	R3	W2			
23.50											
24.00			25.40 - 25.60 m: Roca diaclasada (W2), moderada resistencia (R3)				R3	W2			
24.50											
25.00											
25.50											
26.00											
26.50											
27.00											
27.50											
28.00											
Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.											
R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada											

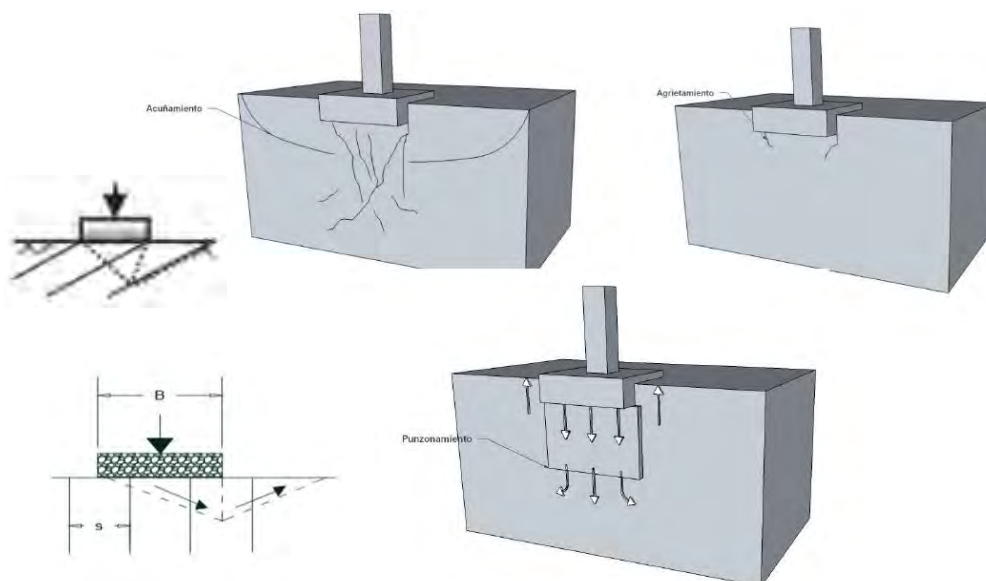
Capacidad portante de la roca de cimentación

Para estimar el calcular la capacidad portante de la roca, se utilizo el método analítico descrito en el AASHTO 2017 (c10.6.3.2.3). Este método señala que puede aplicarse la solución propuesta por Bell, Kulhawy y Goodman (1987) cuando el espaciamiento relativo de las juntas es menor que el ancho de la zapata, y dichas juntas presentan una inclinación vertical o subvertical (con un ángulo θ mayor a 70°). Además, según la normativa LRFD, a la resistencia nominal (q_n) se le debe aplicar un factor de resistencia para cimentación superficial en roca, que es $\phi_b = 0.45$, como se indica en la Tabla 2.8.1.1.12.6-1 del Manual de Puentes MTC y en la tabla 10.5.5.2.2-1 del AASHTO 2017.

Tabla 76: Factor de resistencia para cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia (AASHTO 2017.)

Method/Soil/Condition			Resistance Factor
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>CPT</i>	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>SPT</i>	0.45
		Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils	0.45
		Footings on rock	0.45
		Plate Load Test	0.55
Sliding	ϕ_s	Precast concrete placed on sand	0.90
		Cast-in-Place Concrete on sand	0.80
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay	0.85
		Soil on soil	0.90
	ϕ_{ep}	Passive earth pressure component of sliding resistance	0.50

Figura 52: Modos de falla Ladanyi aplicados por Goodman y Kulhawy 1987.





Ecuación de la solución Bell - Kulhawy y Goodman (1987) para las discontinuidades con separaciones y longitudes menores a la base de cimentación, se define como:

$$q_n = cN_c + B/2 \gamma N_\gamma + \gamma D_f N_q$$

Dónde: **B** = Ancho de la Base

D_f = Profundidad de la cimentación por debajo de la superficie rocosa

γ = Densidad

C = Cohesión

Definidos por Sower 1979:

$$N_c = 2(N_\omega)^{1/2} (N_\omega + 1)$$

$$N_\gamma = N_\omega^{1/2} (N_q - 1)$$

$$N_q = N_\omega^2$$

$$N_\omega = \tan^2 (45^\circ + \omega/2)$$

Tabla 77: Datos preliminares obtenidos de bibliografía.

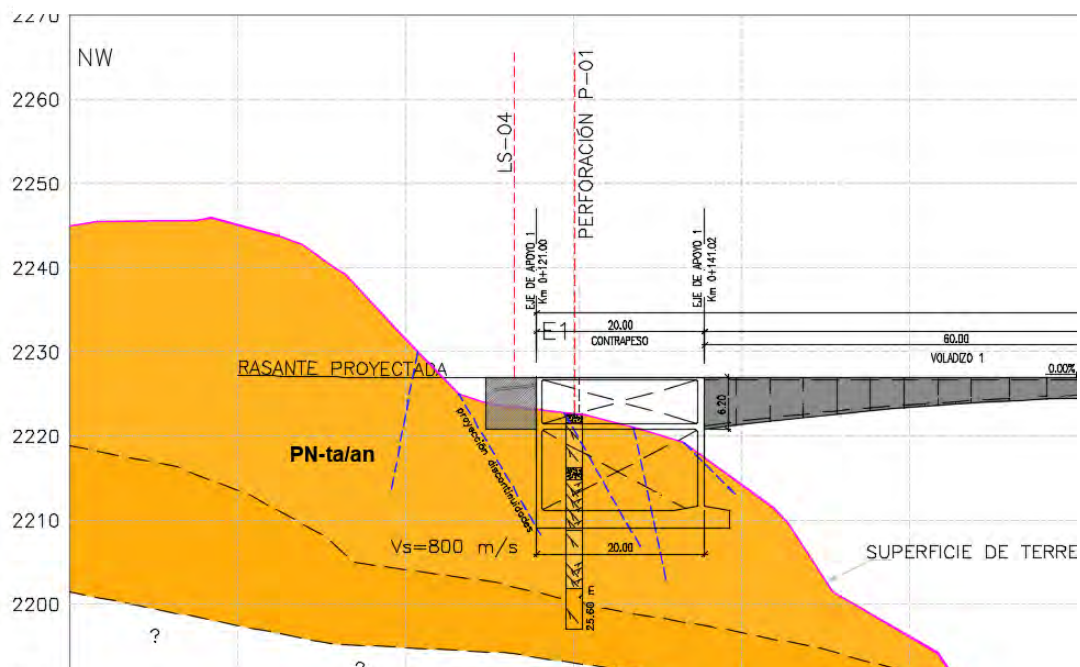
D _f (m)	B (m)	γ (Kg/m ³)	c (Kg/m ²)	ω (°)	N _c	N _q	N _γ	N _ω
3.00	09.66	2,715	25,000	28.0	12.55	7.67	11.10	2.77

Tabla 78: Resultados de cimentación superficial en roca por la solución Bell-Kulhawy y Goodman 1987.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	MÉTODO	q _n (Kg/m ²)	q _n (Kg/cm ²)	FACTOR DE RESISTENCIA φ _b	q _R (Kg/cm ²)
2209.10	Solución Bell	521,801.48	52.18	0.45	23.48



Figura 53: Resultados de la Estación Geomecánica EG-03 (adjunto en anexos).



Como se muestra en la imagen, la proyección de estas discontinuidades, debido a su persistencia, podría estar por debajo donde está la base de la cimentación. No obstante, la estructura tiene dimensiones de 20 x 10 m, lo que cubre una gran área del terreno y es consistente con lo señalado por Kulhawy y Goodman. Se ha determinado una capacidad portante de 23 Kg/cm², teniendo en cuenta la presencia de dichas discontinuidades.

Coeficiente de balasto vertical

En el caso de cimentaciones sobre roca, es importante considerar parámetros como el módulo de elasticidad del macizo rocoso. El cálculo del coeficiente de balasto vertical se ha realizado siguiendo la teoría de Vésic, y se ha comparado con los resultados obtenidos de la teoría de Vogt.

Formula de Vésic: $K_v = E / [B^* (1 - \nu^2)]$

Formula de Vogt: $K_V = 1.33 * [E / (L * B^2)]^{1/3}$

Donde:

E= Modulo de elasticidad en $4 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2 = 39226.6 \text{ MN/m}^2$

B= Ancho de cimentación en m.

v= Modulo de Poisson (adimensional)



Tabla 79: Resultados de Balasto Vertical.

TIPO DE ZAPATA	MÉTODO	B (m)	L (m)	v	E (MN/m ²)	MODULO DE BALASTO VERTICAL K _v (Ton/m ³)
Rectangular	Vésic	11.26	20.00	0.35	39,226.6	446,250.53
	Vogt					430,044.74

Puede tomarse los valores más conservadores de K_v = 430,044.74 Ton/m³ o 3,825.87 MN/m³ definido por Vogt.

Coefficiente de balasto horizontal

Para el inicio del cálculo del módulo de Balasto Horizontal K_h se utilizó la fórmula siguiente:

$$K_h = E / [2 * (1 + v) * D_f]$$

Donde:

D_f= Profundidad con respecto al nivel de cimentación

Tabla 80: resultados de balasto horizontal.

TIPO DE ZAPATA	D _f (m)	v	E (MN/m ²)	MODULO DE BALASTO HORIZONTAL K _h (Ton/m ³)
Rectangular	2.00	0.35	39,226.6	816,526.9

Evaluación de la agresividad del entorno sobre el concreto y las armaduras de acero.

La agresividad del suelo en el que se cimienta la estructura depende de la presencia de elementos químicos que afectan al concreto y al acero de refuerzo, lo que puede causar daños significativos a las estructuras, especialmente por sulfatos y cloruros. Para garantizar la seguridad de la estructura, es fundamental considerar los límites permisibles de estos elementos químicos en el área.

Tabla 81: Límites Permisibles de la agresividad de los elementos químicos presentes en el suelo.

PRESENCIA EN LA ZONA	P.P.M.	GRADO DE ALTERACIÓN	OBSERVACIONES
Sulfatos	0 – 1000 1000 – 2000 2000 – 20000 > 20000	Despreciable Moderado Severo Muy Severo	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación
Cloruros	> 6000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos.
Sales Solubles	> 15000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación



Para evaluar el grado de agresividad del terreno hacia el concreto y el acero, se llevó a cabo un análisis químico que incluyó: el contenido de sales solubles totales (MTC E 219), el contenido de sulfatos (ASTM D-516) y el contenido de cloruros (ASTM D-512). Estos análisis se realizaron con una profundidad de 11.20 m (M-03). Los resultados se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 82: resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras.

PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA	SALES SOLUBLES (PPM)	SALES SOLUBLES (%)	SULFATOS (PPM)	CLORUROS (PPM)	POTENCIAL DE HIDRÓGENO pH
10.90 – 11.20	M-03	1714	0.1714	126	144	10.6

Al comparar los datos obtenidos con los límites permisibles, se determina que están muy por debajo, lo que indica que no habrá problemas de corrosión, pérdida de resistencia mecánica ni ataques químicos al concreto. Sin embargo, se observó que el pH es elevado, lo que clasifica al sustrato como básico. Para mitigar cualquier efecto adverso sobre la armadura de la estructura, se recomienda que el recubrimiento de los elementos hormigonados in situ sea de 75 mm. Esto asegura que la armadura de hierro esté protegida. (Esta información se extrae del capítulo sobre recubrimientos en el expediente técnico correspondiente. Para más detalles, ver los planos y especificaciones de la especialidad de estructuras).

5.4.2 Cimentación del apoyo A1

Propiedades físico mecánicas de la roca de cimentación

Durante la fase de investigación geotécnica, se efectuaron análisis de laboratorio en muestras extraídas de la perforación P-02, ubicada en la margen izquierda del proyecto. Las muestras estudiadas, denominadas MI-M-01 y MI-M-02, fueron obtenidas a profundidades de 26.90 y 27.20 metros respectivamente. Para caracterizar el macizo rocoso de fundación, se ejecutaron ensayos específicos orientados a determinar tanto sus propiedades físicas como su resistencia a la compresión uniaxial.

A continuación, se presentan los parámetros físicos y mecánicos que caracterizan la roca de fundación:



Tabla 83: Propiedades Físicas de la roca de cimentación.

TIPO DE ROCA	PESO ESPECÍFICO (T/m ³)	POROSIDAD n (%)	ABSORCIÓN (%)
Ígnea Volcánica Andesita	2.60	0.36	0.13

Tabla 84: Propiedades Mecánicas de la roca de fundación.

COMPRESIÓN UNIAxIAL (Kg/cm ²)	VELOCIDAD DE ONDAS P (m/s)**	VELOCIDAD DE ONDAS S (m/s)**	MÓDULO DE CORTE G (Mpa)**	POISSON ν	MÓDULO DE ELASTICIDAD E (Mpa)**
350.00*	1250	365	246.7	0.40	700.66

En lo referente a los parámetros de resistencia, es importante destacar una consideración técnica relevante: si bien los ensayos de laboratorio evidenciaron una resistencia a la compresión uniaxial de 872 Kg/cm² en la roca intacta, la evaluación integral del macizo rocoso, que arrojó un índice RMR de 27, condujo a la adopción de un criterio más conservador. En consecuencia, se estableció un valor de diseño de 35 MPa (equivalente a 350 Kg/cm²) para la resistencia a la compresión uniaxial.

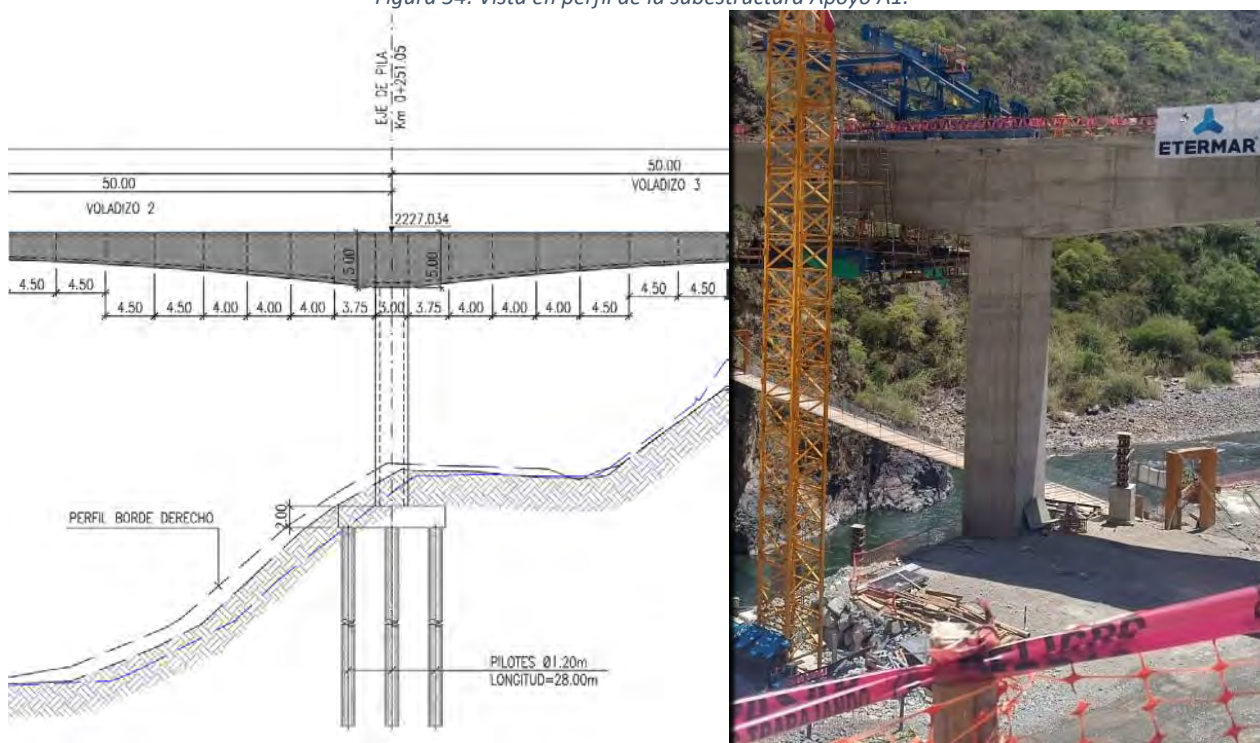
Cabe señalar que los parámetros dinámicos presentados fueron determinados mediante ensayos de refracción sísmica, cuyo alcance se limitó al suelo de cobertura superficial, no llegando a caracterizar el sustrato rocoso subyacente.

Esta aproximación metodológica refleja un enfoque prudente en el diseño geotécnico, priorizando la seguridad estructural del proyecto.

Características de la estructura

El Apoyo A1, localizado en la margen izquierda, muestra una configuración estructural compuesta por un pilar de concreto armado de geometría rectangular que alcanza una altura de 20.00 metros. Su sistema de cimentación integra una zapata de 9.80 metros de base por 9.60 metros de longitud, complementada con una matriz de 9 pilotes (3x3) de 1.20 metros de diámetro que se extienden hasta una profundidad de 28 metros, asegurando así la estabilidad integral de la estructura.

Figura 54: Vista en perfil de la subestructura Apoyo A1.





Sección geotécnica de la perforación diamantina P – 02 (Apoyo A1)

Tabla 85: Sección geotécnica de la perforación diamantina P – 02 (Apoyo A1)

Cia. de perforación:		INGESONDEX PERÚ		Ing. Resp.:		Coordenada Norte:		798068									
Perforista:		GILVER CASAS QUICAÑO		Registrado por:		Coordenada Este:		8°483,069									
Tipo de Perforadora:		TP-50D		Fecha de ini		Elevación (m.s.n.m.)		2205.00									
Método:		ROTACIÓN		Fecha de ter		Prof. de perforación:		35.60									
Diam. de perforación:		HQ		Inclinación: 90°		Nivel freático (m)		-									
Profundidad (m)	Símbolo (SUCS)	Símbolo Gráfico	Descripción Litológica	Perforado / Recuperado	% Recuperación				% RQD				Resistencia	Alteración	Muestra	Caja	OBS.
					20	40	60	80	20	40	60	80					
0.00			0.00-1.60 m: Gravas heterometricas angulosas de variada litología	1.60/1.00	63%												
0.50																	
1.00			1.60-2.60 m: Gravas heterometricas angulosas de variada litología mas bloques	1.00/0.50	50%												
1.50																	
2.00			2.60-3.60 m: Gravas heterometricas angulosas de variada litología sin bloques	0.80/0.40	50%												
2.50																	
3.00			3.60-4.40 m: Gravas heterometricas angulosas de variada litología sin bloques	1.00/0.40	50%												
3.50																	
4.00			4.40-5.40 m: Gravas heterometricas angulosas de variada litología sin bloques	1.00/0.50	40%												
4.50																	
5.00			5.40-6.40 m: Gravas heterometricas angulosas de variada litología con bloques	1.00/0.50	50%												
5.50																	
6.00			6.40-7.40 m: Gravas con bloques	1.00/0.50	50%												
6.50																	
7.00																	
Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.																	
R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada																	



**“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA,
DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO-2024”**



Cia. de perforación: INGESONDEX PERÚ		Ing. Resp.:		MARGEN IZQUIERDA	
Perforista: GILVER CASAS QUICANO		Registrado por:		Coordenada Norte: 798068	
Tipo de Perforadora: TP-50D		Fecha de ini: 06/12/19		Coordenada Este: 8°483,069	
Método: ROTACIÓN		Fecha de ter: 12/12/19		Elevación (m.s.n.m.): 2205.00	
Diam. de perforación: HQ		Inclinación: 90°		Prof. de perforación: 35.60	
				Nivel freático (m): -	

Profundidad (m)	Símbolo (SUCS)	Símbolo Gráfico	Descripción Litológica	Perforado / Recuperado	% Recuperación				% RQD				Resistencia	Alteración	Muestra	Caja	OBS.
					20	40	60	80	20	40	60	80					
7.00			6.40-7.40 m: Gravas con bloques	1.00/0.50	50%												
7.50																	
8.00			7.40-8.40 m: Gravas con bloques	1.00/0.50	50%												
8.50																	
9.00			8.40-9.90 m: Gravas con bloques	1.00/1.00	90%												
9.50																	
10.00			8.40-10.90 m: Gravas sin bloques	1.4/1.4	100%												
10.50																	
11.00			10.40-11.80 m: Bloques	1/0.5	100%												
11.50																	
12.00																	
12.50			11.80-12.80 m: Gravas mas bloques	1.2/0.40	50%												
13.00																	
13.50			12.80-14.00 m: Bloques y grava minima cantidad	1.00/0.50	33%												
14.00																	

Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.

R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada



**“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA,
DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO-2024”**



Cia. de perforación: INGESONDEX PERÚ			Ing. Resp.:		Coordenada Norte: 798068		MARGEN IZQUIERDA				
Perforista: GILVER CASAS QUICANO			Registrado por:		Coordenada Este: 8'483,069						
Tipo de Perforadora: TP-50D			Fecha de ini: 06/12/19		Elevación (m.s.n.m.): 2205.00						
Método: ROTACIÓN			Fecha de ter: 12/12/19		Prof. de perforación: 35.60						
Diam. de perforación: HQ			Inclinación: 90°		Nivel freático (m): -						
Profundidad (m)	Símbolo (SUCS)	Símbolo Gráfico	Descripción Litológica	Perforado / Recuperado	% Recuperación	% RQD	Resistencia	Alteración	Muestra	Caja	OBS.
14.00					20 40 60 80	20 40 60 80					
14.50			14.00 - 15.00 m: Bloques y grava minima cantidad	1.00/0.40	50%						
15.00											
15.50			15.00 - 16.00 m: Bloques y grava minima cantidad	1.00/0.50	40%						
16.00											
16.50			16.00 - 17.00 m: Bloques y grava minima cantidad	1.00/0.65	50%						
17.00											
17.50			17.00 - 18.00 m: Bloques y grava minima cantidad	1.60/0.40	65%						
18.00											
18.50			18.00 - 19.00 m: Bloques y grava minima cantidad	1.00/0.64	50%						
19.00											
19.50			19.00 - 20.00 m: Bloques y grava minima cantidad	1.00/0.64	64%						
20.00											
20.50			20.00 - 21.00 m: Bloques y grava minima cantidad	1.00/0.60	60%						
21.00											
Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.											
R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada											



“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO-2024”



Cia. de perforación: INGESONDEX PERÚ			Ing. Resp.: GILVER CASAS QUICAÑO		Registrado por:		Coordenada Norte: 798068		MARGEN IZQUIERDA		
Perforista: TP-50D			Fecha de ini: 06/12/19		Fecha de ter: 12/12/19		Coordenada Este: 8°483,069		Elevación (m.s.n.m): 2205.00		
Método: ROTACIÓN			Diam. de perforación: HQ		Inclinación: 90°		Prof. de perforación: 35.60		Nivel freático (m): -		



**“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA,
DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO-2024”**



Cia. de perforación: INGESONDEX PERÚ		Ing. Resp.:		Coordenada Norte: 798068		MARGEN IZQUIERDA											
Perforista: GILVER CASAS QUICAÑO		Registrado por:		Coordenada Este: 8°483,069													
Tipo de Perforadora: TP-50D		Fecha de ini: 06/12/19		Elevación (m.s.n.m.) 2205.00													
Método: ROTACIÓN		Fecha de ter: 12/12/19		Prof. de perforación: 35.60													
Diam. de perforación: HQ		Inclinación: 90°		Nivel freático (m)		-											
Profundidad (m)	Símbolo (SUCS)	Símbolo Gráfico	Descripción Litológica	Perforado / Recuperado	% Recuperación				% RQD				Resistencia	Meteorización	Muestra	Caja	OBS.
					20	40	60	80	20	40	60	80					
28.00			26.50-28.20 m: Andesita levemente fracturada sin diaclasas	1.60/1.60	100%				93%				R5	W2			
28.20-29.40 m: Andesita levemente fracturada sin diaclasas			1.20/1.20	100%				50%				R3	W3				
29.40-31.00 m: Andesita levemente fracturada			0.80/0.80	100%				90%				R5	W2				
31.00-31.30 m: Andesita muy fracturada			1.30/1.30	73%													
31.30-33.40 m: Andesita compacta minimamente fracturado			1.50/1.40	93%				90%				R5	W2				
33.40-33.45 m: Roca triturada.			1.50/1.50	100%													
33.45-35.60 m: Roca compacta minimamente fracturada			1.10/1.10	100%				91%				R6	W1				
35.00																	
Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.																	
R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada																	



Capacidad portante de la roca de cimentación

Resistencia Nominal en el Fuste del Pilote

En lo concerniente a pilotes perforados con empotramiento en roca fracturada, Kulhawy estableció un criterio específico para la determinación de la resistencia friccional unitaria, basado en la interacción entre el fuste y el macizo rocoso.

$$q_s = (0.65 * \alpha_E * (q_o/P_a)^{1/2}) * P_a$$

Donde:

P_a = Presión atmosférica (0.10 Mpa)

α_E = Factor de la modificación de junta (depende de RQD%)

q_o = Compresión Uniaxial (MPa)

Tabla 86: Estimación de α_E , O'Neill and Reese 1999.

RQD %	FACTOR DE MODIFICACIÓN α_E
100	0.85
70	0.55
50	0.55
30	0.50
20	0.45

La resistencia nominal por fricción del fuste del pilote (q_s) se calcula como el producto de la resistencia friccional unitaria y el área lateral de contacto del elemento de cimentación."

$$q_s = q_s * A_s$$

q_s = Resistencia Friccional Nominal en el Fuste (Ton)

A_s = Área de la superficie lateral del pilote ($2 * \pi * r * h$)

D = diámetro del pilote = 1.20 m

q_s = Resistencia friccional unitaria (Ton/m²).



Tabla 87: Resultados de Resistencia Nominal Friccional.

Profundidad (m)		Método	Material	γ (Ton/m ³)	Caracterización Geomecánica				Factor de reducción para juntas		q_s (Ton/m ²)	Q_s (Ton)	Q_s Acum (Ton)	RESISTENCIA NOMINAL Q_s (Ton)
Inicio	Fin				UCS (MPa)	RQD (%)	RMR	GSI	E_m/E_i	αE				
0.00	1.00	SIN METODO	A RETIRAR	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	2.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	3.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	4.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	5.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	6.00	BETA	SUELO	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.28	16.15	16.15	16.15
6.00	7.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.24	19.74	35.89	35.89
7.00	8.00	BETA	SUELO	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.89	22.21	58.10	58.10
8.00	9.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.41	24.18	82.28	82.28
9.00	10.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.86	25.85	108.12	108.12
10.00	11.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.25	27.32	135.44	135.44
11.00	12.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.60	28.66	164.10	164.10
12.00	13.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.93	29.89	193.99	193.99
13.00	14.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.23	31.04	225.03	225.03
14.00	15.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.52	32.12	257.14	257.14
15.00	16.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.79	33.14	290.29	290.29
16.00	17.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.05	34.12	324.41	324.41
17.00	18.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.30	35.06	359.48	359.48
18.00	19.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.54	35.97	395.45	395.45
19.00	20.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.77	36.84	432.29	432.29
20.00	21.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00	37.69	469.98	469.98
21.00	22.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA FRACTURADA	2.50	10.00	0.00	27.00	22.00	0.05	0.45	29.83	112.44	582.43	582.43
22.00	23.00			2.50	10.00	0.00	27.00	22.00	0.05	0.45	29.83	112.44	694.87	694.87
23.00	24.00			2.50	10.00	18.00	27.00	22.00	0.05	0.45	29.83	112.44	807.31	807.31
24.00	25.00			2.50	10.00	55.00	27.00	22.00	0.05	0.45	29.83	112.44	919.76	919.76
25.00	26.00			2.50	10.00	55.00	27.00	22.00	0.05	0.45	29.83	112.44	1032.20	1032.20
26.00	27.00			2.50	34.30	96.00	27.00	22.00	0.50	0.50	61.38	231.39	1263.59	1263.59
27.00	28.00			2.50	34.30	96.00	27.00	22.00	0.50	0.50	61.38	231.39	1494.98	1494.98
28.00	29.00			2.50	34.30	50.00	27.00	22.00	0.10	0.50	61.38	231.39	1726.37	1726.37
29.00	30.00			2.50	34.30	50.00	27.00	22.00	0.10	0.50	61.38	231.39	1957.75	1957.75
30.00	31.00			2.60	34.30	70.00	27.00	22.00	0.30	0.55	67.52	254.53	2212.28	2212.28
31.00	32.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA LEVEMENTE FRACTURADA	2.60	34.30	90.00	27.00	22.00	0.50	0.55	67.52	254.53	2466.81	2466.81
32.00	33.00			2.60	34.30	90.00	27.00	22.00	0.50	0.55	67.52	254.53	2721.33	2721.33
33.00	34.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	0.50	0.55	67.52	254.53	2975.86	2975.86
34.00	35.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	0.50	0.55	67.52	254.53	3230.39	3230.39
35.00	36.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	0.50	0.55	67.52	254.53	3484.91	3484.91
36.00	37.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	0.50	0.55	67.52	254.53	3739.44	3739.44

Tabla 88: Resistencia de fricción nominal para la base de cimentación a una altitud de 2171 metros sobre el nivel del mar.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	q_s (Ton/m ²)	Q_s (Ton)	Q_s ACUMULADO (Ton)	RESISTENCIA A NOMINAL Q_s (Ton)
2171.00	28.00	67.52	254.53	2,2721.33	2,721.33

Resistencia Friccional en el Estado Límite de Resistencia

La resistencia friccional en el estado límite de resistencia se calcula mediante la multiplicación de la resistencia nominal friccional por el factor de resistencia (ϕ_{qs}), el cual se encuentra en la tabla de factores de resistencia para pilotes excavados. Para este análisis, se emplea un valor de $\phi_{qs}=0.55$

Tabla 89: Determinación de la Resistencia Friccional en el Estado Límite de Resistencia.

Profundidad (m)		Método	Material	qs	Qs	Qs Acum	RESISTENCIA NOMINAL	FACTORES DE RESISTENCIA	ELR
Inicio	Fin			(Ton/m2)	(Ton)	(Ton)	Qs (Ton)	φqs	Qs (Ton)
21.00	22.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA FRACTURADA	29.83	112.44	582.43	582.43	0.55	320.33
22.00	23.00			29.83	112.44	694.87	694.87	0.55	382.18
23.00	24.00			29.83	112.44	807.31	807.31	0.55	444.02
24.00	25.00			29.83	112.44	919.76	919.76	0.55	505.87
25.00	26.00			29.83	112.44	1032.20	1032.20	0.55	567.71
26.00	27.00			61.38	231.39	1263.59	1263.59	0.55	694.97
27.00	28.00			61.38	231.39	1494.98	1494.98	0.55	822.24
28.00	29.00			61.38	231.39	1726.37	1726.37	0.55	949.50
29.00	30.00			61.38	231.39	1957.75	1957.75	0.55	1076.76
30.00	31.00			Kulhawy	ROCA ANDESITA LEVEMENTE FRACTURADA	67.52	254.53	2212.28	2212.28
31.00	32.00	67.52	254.53			2466.81	2466.81	0.55	1356.74
32.00	33.00	67.52	254.53			2721.33	2721.33	0.55	1496.73
33.00	34.00	67.52	254.53			2975.86	2975.86	0.55	1636.72
34.00	35.00	67.52	254.53			3230.39	3230.39	0.55	1776.71
35.00	36.00	67.52	254.53			3484.91	3484.91	0.55	1916.70
36.00	37.00	67.52	254.53			3739.44	3739.44	0.55	2056.69



Tabla 90: cuadro de factor de resistencia friccional al estado limite.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	q_s (Ton/m ²)	Q_s (Ton)	RESISTENCIA NOMINAL Q_s (Ton)	FACTOR DE RESISTENCIA	ELR Q_s (Ton)
2171.00	28.00	67.52	254.53	2,721.33	0.55	1,496.73

Resistencia Nominal en la Punta del Pilote

La normativa AASHTO 2017 establece que, para pilotes perforados anclados en roca fracturada, se debe asumir una resistencia unitaria en punta de:

$$q_p = A + q_0 [m_b * (A / q_0) + s]^a$$

Donde:

q_0 = Compresión Uniaxial (MPa)

s , a y m_b = Parámetros de las fuerzas de Hoek – Brown depende de GSI para rocas fracturadas

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

$$A = \sigma'_{vb} + q_0 [m_b * (\sigma'_{vb} / q_0) + s]^a$$

σ'_{vb} = Esfuerzo efectivo transmitido verticalmente en la base.

La resistencia nominal en la punta del pilote (q_p) se calcula multiplicando la resistencia unitaria en la punta por el área de la sección de la punta del pilote.

$$qP = q_p * A_p$$

Donde:

qP = Resistencia Nominal en la Punta (Ton)

A_p = Área de la punta del pilote ($\pi * r^2$)

D = diámetro del pilote= 1.20 m

q_p = Resistencia unitaria en la Punta (Ton/m²)



Tabla 91: Conclusión de la Resistencia Nominal en la Punta del Pilote.

Profundidad (m)		Método	Material	γ	Caracterización Geomecánica				Constantes			A	q_p (Ton/m ²)	Q_p (Ton)	RESISTENCIA NOMINAL Q_p (Ton)
Inicio	Fin			(Ton/m ³)	UCS (MPa)	RQD (%)	RMR	GSi	s	mb	a				
0.00	1.00	SIN METODO	A RETIRAR	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0.00
1.00	2.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0.00
2.00	3.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0.00
3.00	4.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0.00
4.00	5.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0.00
5.00	6.00	BETA	SUELO	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
6.00	7.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
7.00	8.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
8.00	9.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
9.00	10.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
10.00	11.00	BETA	SUELO	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
11.00	12.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
12.00	13.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
13.00	14.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
14.00	15.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
15.00	16.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
16.00	17.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
17.00	18.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
18.00	19.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
19.00	20.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
20.00	21.00			1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	194.62	220.1	220.10
21.00	22.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA FRACTURADA	2.50	10.00	0.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	6.41E-01	123.80	140.01	140.01
22.00	23.00			2.50	10.00	0.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	6.82E-01	130.05	147.08	147.08
23.00	24.00			2.50	10.00	18.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	7.23E-01	136.15	153.99	153.99
24.00	25.00			2.50	10.00	55.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	7.64E-01	142.13	160.74	160.74
25.00	26.00			2.50	10.00	55.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	8.04E-01	147.98	167.36	167.36
26.00	27.00			2.50	34.30	96.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.19E+00	264.87	299.56	299.56
27.00	28.00			2.50	34.30	96.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.24E+00	273.22	309.01	309.01
28.00	29.00			2.50	34.30	50.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.29E+00	281.40	318.26	318.26
29.00	30.00			2.50	34.30	50.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.33E+00	289.43	327.33	327.33
30.00	31.00			2.60	34.30	70.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.38E+00	297.62	336.6	336.60
31.00	32.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA LEVEMENTE FRACTURADA	2.60	34.30	90.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.43E+00	305.66	345.7	345.70
32.00	33.00			2.60	34.30	90.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.48E+00	313.58	354.65	354.65
33.00	34.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.53E+00	321.37	363.46	363.46
34.00	35.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.58E+00	329.04	372.13	372.13
35.00	36.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.63E+00	336.60	380.69	380.69
36.00	37.00			2.60	34.30	91.00	27.00	22.00	2.26E-06	0.076145	0.537181	1.67E+00	344.07	389.13	389.13

Tabla 92: Resultado de la resistencia Nominal en la Puntal para la cota de cimentación 2171 msnm.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	q_p (Ton/m ²)	Q_p (Ton)	RESISTENCIA NOMINAL Q_p (Ton)
2171.00	28.00	313.58	354.65	354.65

Resistencia en Punta en el Estado Límite de Resistencia

La resistencia en la punta, correspondiente al estado límite de resistencia, se calcula multiplicando la resistencia nominal en la punta por el factor de resistencia (ϕ_{qp}). Este factor, que se encuentra en la tabla de factores de resistencia para pilotes excavados, tiene un valor de $\phi_{qp}=0.50$.



Tabla 93: Análisis de la Resistencia en la Punta en el Estado Límite de Resistencia.

Profundidad (m)		Método	Material	q _p (Ton/m ²)	Q _p (Ton)	RESISTENCIA NOMINAL	FACTORES DE RESISTENCIA	ELR
Inicio	Fin					Q _p (Ton)	φ _{qp}	Q _p (Ton)
21.00	22.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA FRACTURADA	123.80	140.01	140.01	0.50	70.01
22.00	23.00			130.05	147.08	147.08	0.50	73.54
23.00	24.00			136.15	153.99	153.99	0.50	76.99
24.00	25.00			142.13	160.74	160.74	0.50	80.37
25.00	26.00			147.98	167.36	167.36	0.50	83.68
26.00	27.00			264.87	299.56	299.56	0.50	149.78
27.00	28.00			273.22	309.01	309.01	0.50	154.50
28.00	29.00			281.40	318.26	318.26	0.50	159.13
29.00	30.00			289.43	327.33	327.33	0.50	163.67
30.00	31.00			297.62	336.6	336.60	0.50	168.30
31.00	32.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA LEVEMENTE FRACTURADA	305.66	345.7	345.70	0.50	172.85
32.00	33.00			313.58	354.65	354.65	0.50	177.32
33.00	34.00			321.37	363.46	363.46	0.50	181.73
34.00	35.00			329.04	372.13	372.13	0.50	186.07
35.00	36.00			336.60	380.69	380.69	0.50	190.34
36.00	37.00			344.07	389.13	389.13	0.50	194.56

Tabla 94: Resultado de la Resistencia en la Punta en el estado límite de resistencia para la cota de cimentación 2171 msnm.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	q _p (Ton/m ²)	Q _p (Ton)	RESISTENCIA NOMINAL Q _p (Ton)	FACTOR DE RESISTENCIA	ELR Q _p (Ton)
2171.00	28.00	313.58	354.65	354.65	0.50	177.32

Capacidad portante del pilote bajo condiciones del Estado Límite de Resistencia

Para pilotes excavados en roca, la resistencia total (q_T) se expresa de la siguiente manera:

$$q_T = (q_s \phi_{qs} + q_p \phi_{qp}) - W_p$$

Donde:

W_p= es el resultado de multiplicar la densidad del concreto (γ_C) por el área del pilote.

Tabla 95: Análisis de Resistencia Total en el Estado Límite de Resistencia.

Profundidad (m)		Método	Material	RESISTENCIA NOMINAL	ELR		
Inicio	Fin			W _p (Ton)	Q _s (Ton)	Q _p (Ton)	Q _T (Ton)
21.00	22.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA FRACTURADA	59.72	320.33	70.01	330.62
22.00	23.00			62.43	382.18	73.54	393.29
23.00	24.00			65.14	444.02	76.99	455.87
24.00	25.00			67.86	505.87	80.37	518.38
25.00	26.00			70.57	567.71	83.68	580.82
26.00	27.00			73.29	629.56	149.78	771.47
27.00	28.00			76.00	691.41	154.50	900.74
28.00	29.00			78.72	753.26	159.13	1029.92
29.00	30.00			81.43	815.11	163.67	1159.00
30.00	31.00			84.14	876.96	168.30	1300.91
31.00	32.00	Kulhawy	ROCA ANDESITA LEVEMENTE FRACTURADA	86.86	938.81	172.85	1442.73
32.00	33.00			89.57	1000.66	177.32	1584.48
33.00	34.00			92.29	1062.51	181.73	1726.16
34.00	35.00			95.00	1124.36	186.07	1867.78
35.00	36.00			97.72	1186.21	190.34	2009.33
36.00	37.00			100.43	1248.06	194.56	2150.83

Tabla 96: Resultado de la Resistencia Total en el estado límite de resistencia para la cota de cimentación 2171 msnm.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	Q _s (Ton)	Q _p (Ton)	W _p (Ton)	ELR Q _T (Ton)
2171.00	28.00	1496.73	177.32	89.57	1584.48



Capacidad portante del Grupo de Pilotes (3x3)

La resistencia individual de cada uno de los pilotes es un conjunto que debe ser reducida mediante la aplicación de un factor de corrección (η), Este ajuste se aplica a un diámetro (D) de 1.20 m, considerando un grupo de 9 pilotes organizados de manera **uniforme** en 3 filas, con un espaciado de 3.60 m tanto longitudinal como transversalmente. Siendo 0.80 para $e=3.60$ m

Tabla 97: Factores de reducción de grupo para resistencia de los pilotes.

Shaft Group Configuration	Shaft Center-to-Center Spacing	Special Conditions	Reduction Factor for Group Effects, η
Single Row	2D		0.90
	3D or more		1.0
Multiple Row	2.5D		0.67
	3D		0.80
	4D or more		1.0
Single and Multiple Rows	2D or more	Shaft group cap in intimate contact with ground consisting of medium dense or denser soil, and no scour below the shaft cap is anticipated	1.0
Single and Multiple Rows	2D or more	Pressure grouting is used along the shaft sides to restore lateral stress losses caused by shaft installation, and the shaft tip is pressure grouted	1.0

Por lo tanto, para determinar la resistencia del grupo de pilotes, se empleará la siguiente fórmula:

$$R_G = G_9 * \eta * R_T$$

Donde:

G_9 es el número de pilotes en el grupo (9)

R_T es la resistencia ELR ajustada,

η : es el factor de reducción (0.80).

Tabla 98: Análisis de resultados de la capacidad de carga para ELR y ELEE en un grupo de 9 pilotes ubicados en el Apoyo.

Profundidad (m)		Material	GRUPO 9	GRUPO 9
Inicio	Fin		ELR	ELEE
21.00	22.00	ROCA ANDESITA FRACTURADA	2380.49	4771.59
22.00	23.00		2831.69	5612.57
23.00	24.00		3282.28	6452.33
24.00	25.00		3732.33	7291.01
25.00	26.00		4181.89	8128.72
26.00	27.00		5554.57	10727.02
27.00	28.00		6485.33	12441.49
28.00	29.00		7415.39	14154.56
29.00	30.00	ROCA ANDESITA LEVEMENTE FRACTURADA	8344.81	15866.34
30.00	31.00		9366.55	17746.09
31.00	32.00		10387.69	19624.66
32.00	33.00		11408.29	21502.14
33.00	34.00		12428.38	23378.61
34.00	35.00		13448.00	25254.14
35.00	36.00		14467.19	27128.79
36.00	37.00		15485.95	29002.61



Tabla 99: Resultado de resistencia Total para grupo de 9 pilotes en ELR y ELEE para la cota de cimentación 2171 msnm.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	ELR INDIVIDUAL (Ton)	ELEE INDIVIDUAL (Ton)	Nº DE PILOTES	EFICIENCIA	ELR GRUPO 9 PILOTES (Ton)	ELEE GRUPO 9 PILOTES (Ton)
2171.00	28.00	1,584.48	2,986.41	09	0.8	11,408.29	21,502.14

Asentamientos Presuntos de la fundación

El asentamiento en cimentaciones profundas se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\rho = q_o * I_p / d E_m)$$

Donde:

$$I_p = (L/B)^{1/2} / \beta z$$

d= Diámetro del Pilote cm

E_m = Modulo de masa rocosa = $10^{(RMR-10)/40}$ Gpa

q_o = Tensión vertical en la base del área (Kg/cm²)

βz = Factor que toma en cuenta la geometría y la rigidez de la zapata (adimensional)

Tabla 100: Resultados de Análisis de asentamientos.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	q_o (Kg/cm ²)	D (cm)	E_m (Kg/cm ²)	βz	I_p	ρ (mm)
2171.00	28.00	50,00 0.00	12 0.0	27,12 4.45	1 .5	0 .72	0.01

En conclusión, el asentamiento elástico es inferior a 1 mm.

Coefficiente de balasto

La determinación del coeficiente de balasto K_h para cimentaciones profundas empotradas en roca se realiza utilizando la siguiente expresión:

$$K_h = (k_{ho} + n_h * Z) * D$$

Donde:

K_{ho} = Coeficiente de reacción determinado a partir de las propiedades de la roca, la resistencia a compresión uniaxial y el índice GSI

n_h = Coeficiente de reacción en función del módulo de elasticidad del concreto y el empotramiento del pilote en la roca.



D = Diámetro de los Pilote

Z = Longitud del pilote embebido

E_p = Modulo de elasticidad del concreto

Así mismo:

$$k_{ho} = (q_o * 10^3)^{0.5} * 10^{(GSI-10)/40}$$

$$n_h = [(2 * E_p * I_p) / (k_{ho} * L^4)]$$

Tabla 101: Resultados de Análisis de asentamientos.

Profundidad (m)		Material	k_{ho}	n_h	K_h
Inicio	Fin		Coefic.	Const.	(Ton/m ³)
5.00	6.00	SUELO	2724.90	1.94	3229.51
6.00	7.00		2287.17	1.63	4066.09
7.00	8.00		2021.00	1.44	4790.51
8.00	9.00		1832.30	1.30	5429.03
9.00	10.00		1687.96	1.20	6001.62
10.00	11.00		1572.28	1.12	6522.04
11.00	12.00		1476.57	1.05	7000.05
12.00	13.00		1395.53	0.99	7442.84
13.00	14.00		1325.67	0.94	7855.85
14.00	15.00		1264.60	0.90	8243.31
15.00	16.00	SUELO	1210.58	0.86	8608.58
16.00	17.00		1162.35	0.83	8954.38
17.00	18.00		1118.93	0.80	9282.96
18.00	19.00		1079.57	0.77	9596.17
19.00	20.00		1043.68	0.74	9895.59
20.00	21.00		1010.77	0.72	10182.54
21.00	22.00		20346.01	36.40	20389.69
22.00	23.00		20346.01	36.40	20433.37
23.00	24.00		20346.01	36.40	20477.05
24.00	25.00		20346.01	36.40	20520.73
25.00	26.00	ROCA ANDESITA FRACTURADA	20346.01	36.40	20564.41
26.00	27.00		37681.34	19.65	37822.85
27.00	28.00		37681.34	19.65	37846.43
28.00	29.00		37681.34	19.65	37870.02
29.00	30.00		37681.34	19.65	37893.60
30.00	31.00	ROCA ANDESITA LEVEMENTE FRACTURADA	37681.34	19.65	37917.19
31.00	32.00		37681.34	19.65	37940.77
32.00	33.00		37681.34	19.65	37964.35
33.00	34.00		37681.34	19.65	37987.94
34.00	35.00		37681.34	19.65	38011.52
35.00	36.00		37681.34	19.65	38035.11
36.00	37.00		37681.34	19.65	38058.69

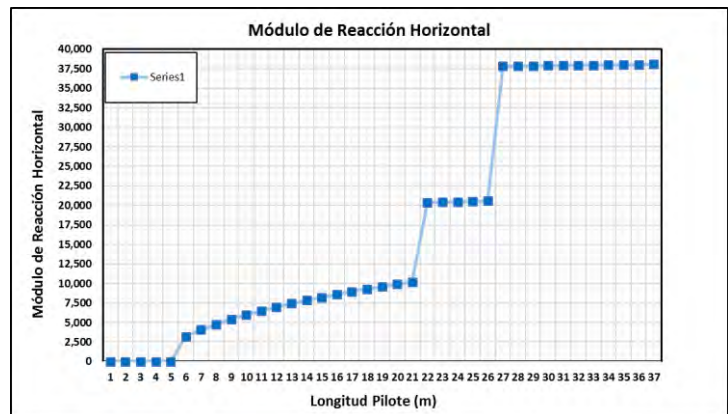


Tabla 102: Resultados del cálculo del coeficiente de Balasto.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	D (m)	Z (m)	L (m)	E_p (Ton/m ²)	K_{ho} (Ton/m ²)	n_h (Ton/m ²)	K_h (Ton/m ³)
2271.00	28.00	1.20	1.00	1.00	2'142,857.14	37,681.34	19.65	37,964.35

Evaluación de la agresividad hacia el concreto y las armaduras de acero

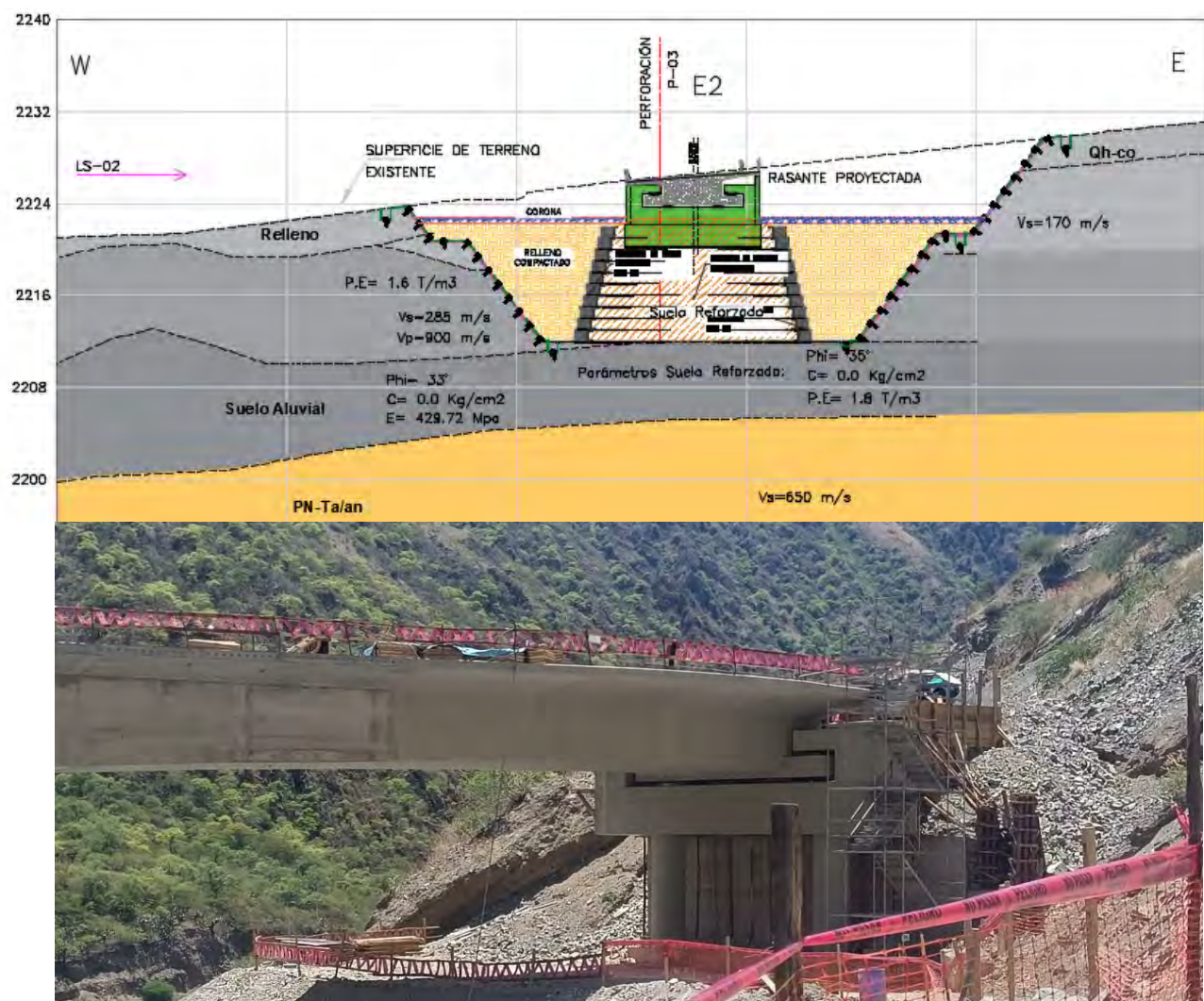
Para evaluar la agresividad del terreno hacia el concreto y las armaduras de acero, se ejecutó un análisis químico exhaustivo. Este análisis incluyó la determinación del contenido de sales totales en solución, conforme a la norma MTC E 219, así como el contenido de sulfatos, de acuerdo con la norma ASTM D-516, y el contenido de cloruros, según la normativa presentada ASTM D-512. Las muestras fueron tomadas a profundidades de 17.20 m (M-04) y 27.80 m (M-03). A continuación, se presentan los resultados obtenidos en forma de tabla:

Tabla 103: Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras.

PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA	SALES SOLUBLES (PPM)	SALES SOLUBLES (%)	SULFATOS (PPM)	CLORUROS (PPM)	POTENCIAL DE HIDRÓGENO pH
17.20 – 17.60	M-04	1605	0.1650	98	128	10.5
27.80 – 28.00	M-03	1872	0.1872	114	136	10.7

5.4.3 Cimentación estribo Izquierdo E2

Figura 55: Zona de emplazamiento del Estribo E2.



la zona donde se construirá el estribo E2 presenta condiciones geotécnicas que requieren mejorar el suelo debido a su baja resistencia y falta de consolidación. Se propone reforzar el suelo para asegurar una cimentación adecuada, utilizando un material que tenga un peso específico de 1800 kg/m^3 y un ángulo de fricción interna de 35° . Para el diseño del estribo, se aplicará la



normativa AASHTO 2017, que se centra en el uso de suelos friccionantes, garantizando así la estabilidad y seguridad de la estructura.

En esencia, el especialista estructural ha analizado las excentricidades para evitar el volcamiento y ha determinado que la excentricidad es de aproximadamente 1.1 m, lo cual está dentro del límite permitido de 3.9 m (2/3B) según la normativa. Este análisis se detalla en el capítulo 7.2.1, página 67, del informe de estructuras. Además, se procederá a confinar lateralmente con material de relleno, de acuerdo con lo establecido en la EG 2013.

Propiedades físico mecánicas del suelo de cimentación

Se planteo un mejoramiento del suelo en la zona de cimentación del estribo E2 ubicado en la margen izquierda. Las propiedades físicas y mecánicas del suelo reforzado son las siguientes:

Tabla 104: Propiedades Físicas del suelo reforzado y terreno natural.

TIPO DE SUELO	γ (Kg/m ³)	c (Kg/cm ²)	ϕ (°)
Suelo natural	1600	0.14	33.0
TIPO DE SUELO	γ (Kg/m ³)	c (Kg/cm ²)	ϕ (°)
Relleno compactado	1800	0.00	35.0
TIPO DE SUELO	γ (Kg/m ³)	c (Kg/cm ²)	ϕ (°)
Pedraplen / TMS	2000	0.178	35.0

Tabla 105: Propiedades Mecánicas del suelo en estado natural.

VELOCIDAD DE ONDAS P (m/s)	VELOCIDAD DE ONDAS S (m/s)	MODULO DE CORTE G (Mpa)	POISSON ν	MODULO DE ELASTICIDAD E (Mpa)
900.00	285.00	146.85	0.30	429.72

Características de la estructura

La estructura ubicada en la margen izquierda del Estribo E2 muestra las siguientes características:

Se refiere a una zapata de B=10.00mxL=12.00m y de 3.50m de altura en total.



Figura 49: Vista en perfil del E-2 en la margen izquierda.

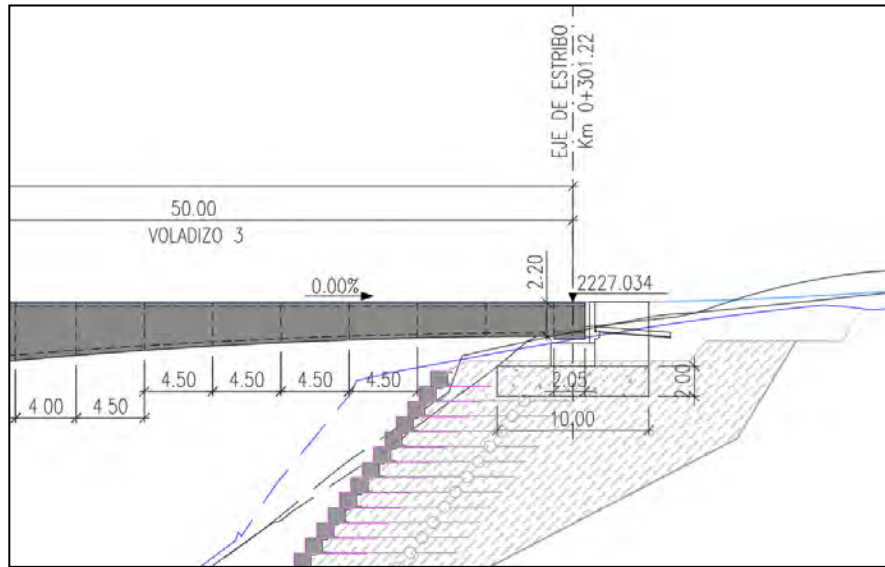




Figura 51: Parámetros Geotécnicos del suelo donde e emplaza el suelo reforzado E2.

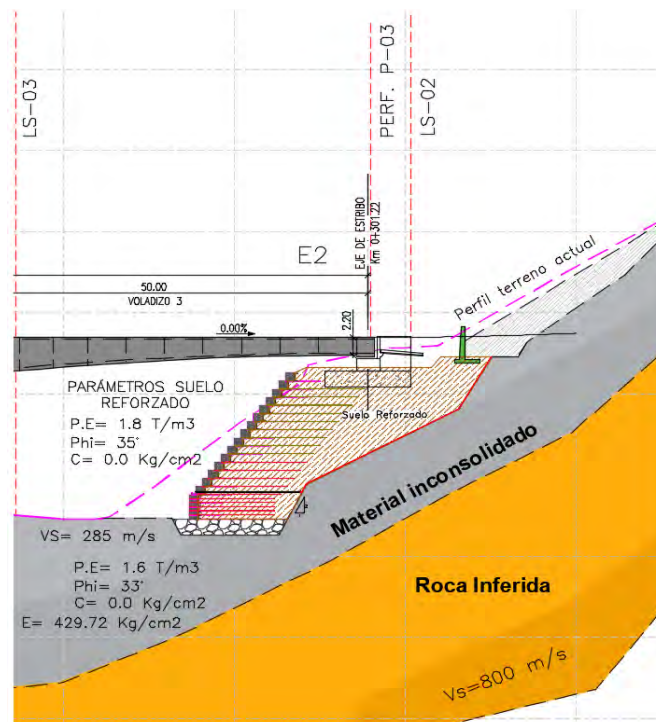


Figura 50: vista de perfil del suelo reforzado.

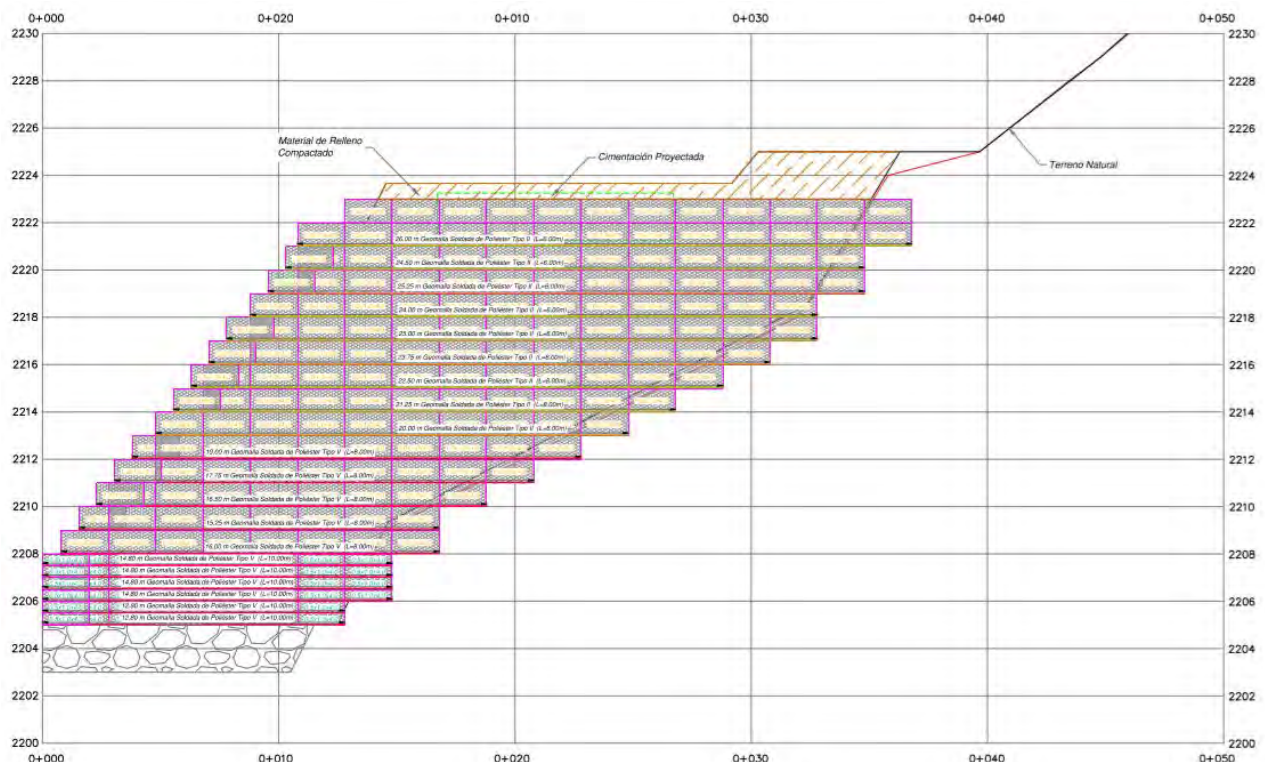


Figura 52: Vista en 3D del emplazamiento de la estructura suelo reforzado.

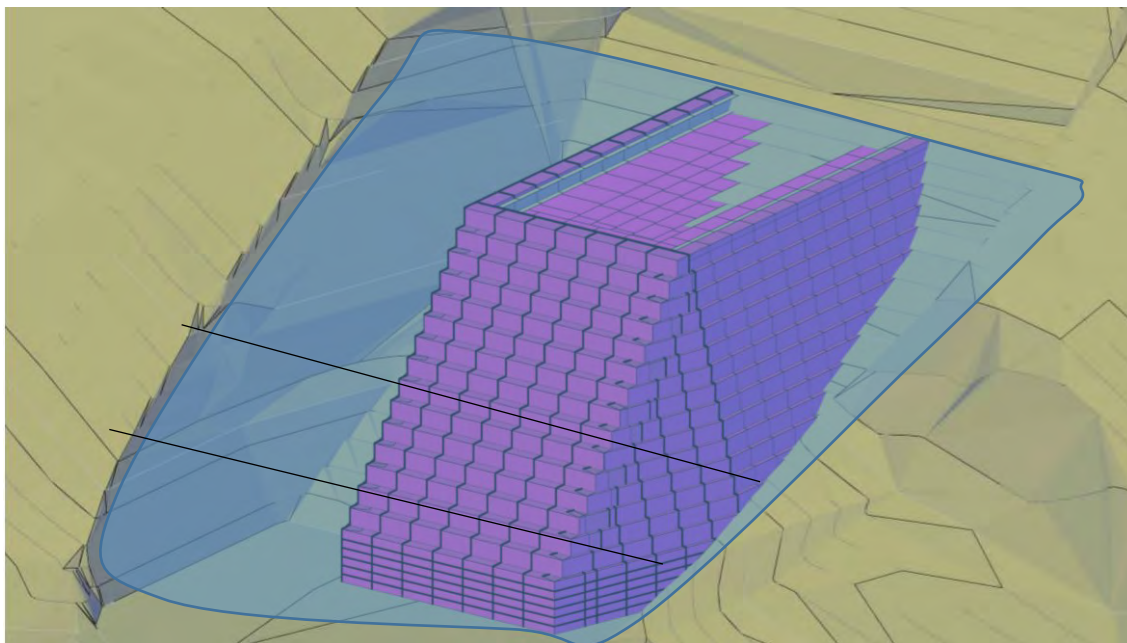


Figura 53: Esquema en planta del emplazamiento de la estructura suelo reforzado.





Sección geotécnica de la perforación diamantina P – 03.

Tabla 106: Sección geotécnica de la perforación diamantina P – 03.

Cía. de perforación:		INGESONDEX PERÚ		Ing. Resp.:		Coordenada Norte:		798083		MARGEN IZQUIERDA	
Perforista:		GILVER CASAS QUICANO		Registrado por:		Coordenada Este:		8°483,800			
Tipo de Perforadora:		TP-50D		Fecha de ini		13/12/2019		Elevación (m.s.n.m.)		2225.00	
Método:		ROTACIÓN		Fecha de ter		16/12/2019		Prof. de perforación:		15.60	
Diam. de perforación:		HQ		Inclinación:		90°		Nivel freático (m)		-	

Profundidad (m)	Símbolo (SUCS)	Símbolo Gráfico	Descripción Litológica	Perforado / Recuperado	% Recuperación				% RQD				Resistencia	Alteración	Muestra	Caja	OBS.
					20	40	60	80	20	40	60	80					
0.00																	
0.50			0.00 - 1.00 m: Gravas angulosos heterometricas diversas litologias	1.00/0.40		40%											
1.00																	
1.50			1.00 - 2.00 m: Gravas angulosos heterometricas diversas litologias	1.00/0.60		60%											
2.00																	
2.50			2.00 - 3.00 m: Gravas angulosos heterometricas diversas litologias	1.00/0.50		50%											
3.00																	
3.50			3.00 - 4.00 m: Gravas mas bloques	1.00/0.50		50%											
4.00																	
4.50			4.00 - 5.00 m: Gravas mas bloques	1.00/0.40		40%											
5.00																	
5.50			5.00 - 6.00 m: Gravas mas bloques	1.00/0.50		50%											
6.00																	
6.50			6.00 - 7.00 m:Gravas sin bloques	1.00/0.40		40%											
7.00																	

Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.

R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada



**“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA,
DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO-2024”**



Cia. de perforación: INGESONDEX PERÚ		Ing. Resp.:		Coordenada Norte: 798083		MARGEN IZQUIERDA	
Perforista: GILVER CASAS QUICAÑO		Registrado por:		Coordenada Este: 8'483,800			
Tipo de Perforadora: TP-50D		Fecha de ini: 13/12/2019		Elevación (m.s.n.m.): 2225.00			
Método: ROTACIÓN		Fecha de ter: 16/12/2019		Prof. de perforación: 15.60			
Diam. de perforación: HQ		Inclinación: 90°		Nivel freático (m): -			

Profundidad (m)	Símbolo (SUCS)	Símbolo Gráfico	Descripción Litológica	Perforado / Recuperado	% Recuperación				% RQD				Resistencia	Alteración	Muestra	Caja	OBS.
					20	40	60	80	20	40	60	80					
7.00			7.00 - 8.00 m: Gravas sin bloques	1.00/0.45	45%												
7.50																	
8.00			8.00 - 9.00 m:Gravas sin bloques	1.00/0.40	40%												
8.50																	
9.00			9.00 - 10.00 m: Gravas con bloques	1.00/0.50	50%												
9.50																	
10.00			10.00 - 11.00 m: Gravas sin bloques	1.00/0.50	50%												
10.50																	
11.00			11.00 - 12.00 m: Bloques	1.00/0.40	40%												
11.50																	
12.00			12.00 - 13.00 m: Gravas mas bloques	1.00/0.40	40%												
12.50																	
13.00			13.00 - 14.00 m: Bloques y gravas minima cantidad	1.00/0.40	40%												
13.50																	
14.00																	

Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.

R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada



**“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA,
DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO-2024”**



Cia. de perforación: INGESONDEX PERÚ		Ing. Resp.:		MARGEN IZQUIERDA	
Perforista: GILVER CASAS QUICAÑO		Registrado por:		Coordenada Norte: 798083	
Tipo de Perforadora: TP-50D		Fecha de ini 13/12/2019		Coordenada Este: 8'483,800	
Método: ROTACIÓN		Fecha de ter 16/12/2019		Elevación (m.s.n.m.) 2225.00	
Diam. de perforación: HQ		Inclinación: 90°		Prof. de perforación: 15.60	
				Nivel freático (m) -	

Profundidad (m)	Símbolo (SUCS)	Símbolo Gráfico	Descripción Litológica	Perforado / Recuperado	% Recuperación				% RQD				Resistencia	Alteración	Muestra	Caja	OBS.
					20	40	60	80	20	40	60	80					
14.00			14.00 - 15.00 m: Bloques y grava de minima cantidad	1.00/0.40	40%												
14.50																	
15.00																	
15.50																	
16.00																	
16.50																	
17.00																	
17.50																	
18.00																	
18.50																	
19.00																	
19.50																	
20.00																	
20.50																	
21.00																	

Nota: MD=Muestra Disturbada; MI: Muestra Inalterada; SPT=Ensayo de Penetración Estándar; CP=Cono de Peck; R=Rechazo.

R0 - Extremadamente Blanda, R1 - Muy Blanda, R2 - Blanda, R3 - Moderadamente Dura, R4 - Dura, R5 - Muy Dura, R6 - Extremadamente Dura, W1 - Fresca, W2 - Ligeramente Meteorizada, W3 - Medianamente Meteorizada, W4 - Altamente Meteorizada, W5 - Completamente Meteorizada



Capacidad portante del suelo de cimentación

De acuerdo con el AASHTO LRFD 2017, se utilizará la fórmula tradicional para determinar la capacidad portante del suelo q_n , basada en los parámetros del suelo mejorado proyectado. Además, se aplicará un factor de resistencia de $\phi_b=0.45\phi$ a la resistencia nominal q_n , para la cimentación superficial en suelo.

Tabla 107: Factor de resistencia para cimentaciones superiores en el estado límite de resistencia (AASHTO).

Method/Soil/Condition		Resistance Factor
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>CPT</i>
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>SPT</i>
		Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils
		Footings on rock
		Plate Load Test
Sliding	ϕ_s	Precast concrete placed on sand
		Cast-in-Place Concrete on sand
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay
		Soil on soil
	ϕ_{ep}	Passive earth pressure component of sliding resistance

$$q_u = C N_{cm} + 0.5 \gamma B C_{w1} N_{\gamma m} + \gamma C_{w2} D_f N_{qm}$$

$$q_R = q_u * \phi_b$$

C_{w1} y C_{w2} : Valores adimensionales dependientes sobre el nivel freático.

C : Cohesión

N_{cm} , $N_{\gamma m}$, N_{qm} : Factores de capacidad de carga.

D_f : Profundidad de la zapata.

N_{γ} : $N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma}$

N_{qm} : $N_q s_q i_q d_q$

N_{cm} : $N_c s_c i_c$

Donde:

$$N_{\gamma}: 2(N_q+1) \tan \phi$$

$$N_q: e \pi \tan \phi \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$N_c: (N_q-1) \cot \phi$$

$$s_{\gamma}: 1-0.4(B'/L')$$

$$s_q: 1+B'/L' \tan \phi$$



$$S_c: 1-(N_q/N_c)(B'/L')$$

$$I_\gamma: (1- (H/v+cBL\cot \phi))^{(n+1)}$$

$$I_q: (1- (H/v+cBL\cot \phi))^{(n)}$$

$$I_c: 1-(nH/cBLN_c)$$

$$dq: 1+2\tan \phi (1-\sin \phi)^2 \tan^{-1} (D_f/B) \dots D/B>1$$

$$1+2\tan \phi (1-\sin \phi)^2 (D_f/B) \dots D/B<1$$

ϕ_b : Factor de resistencia ELR = 0.45

ELS: Limitada al asentamiento a 1”.

ELS: Limitada al asentamiento a 1”.

Tabla 108: Parámetros obtenidos analíticamente.

NIVEL DE CIMENTACIÓN (msnm)	Df (m)	B (m)	L (m)	γ (Kg/m ³)	c (Kg/cm ²)	ϕ (°)	N _γ	N _q	N _c	S _γ	S _q	S _c	N _{γm}	N _{qm}	N _{cm}
2220.80	0.0	10.00	12.00	1600	0.14	33.0	35.18	26.09	38.64	0.67	1.54	1.56	24.46	40.21	60.38

Tabla 109: Resultados de la capacidad portante sobre suelo mejorado.

NIVEL DE CIMENTACIÓN (msnm)	Df (m)	B (m)	L (m)	RESISTENCIA NOMINAL q_u (Kg/cm ²)	FACTOR DE RESISTENCIA ϕ_b	ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA q_R ELR (Kg/cm ²)	ESTADO LIMITE DE SERVICIO q_R ELS (Kg/cm ²)
2220.80	0.0	10.00	12.00	9.317	0.45	4.193	2.21

Asentamiento potencial presunto

Los asentamientos elásticos pueden calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$S_e = \frac{q(1-v^2)\sqrt{A}}{E_s\beta_z}$$

Donde:

S_e : Asentamiento calculado

q : Intensidad de carga (MPa)

v : Módulo de Poisson

β_z : Factor de forma. Depende de L'/B'

A : Área efectiva de la zapata = $L' \cdot B'$ (mm²)

B' : Ancho efectivo de la zapata (mm)

L' : Largo efectivo de la zapata (mm)



E_s : Módulo de Elasticidad del suelo de fundación (Mpa)

Tabla 110: Resultados de los asentamientos elásticos.

NIVEL DE CIMENTACIÓN N (msnm)	q (MPa)	q _{ELS} (Kg/cm ²)	v	b _z	A (mm ²)	B' (mm)	L' (mm)	E _s (MPa)	S _e (cm)
2220.80	0.221	2.210	0.30	1.083	1.2E+08	10,000	12,000	429.72	2.54

Para inducir un asentamiento máximo de 2.54 cm (una pulgada), se requiere una carga con una intensidad de 2.21 kg/cm²..

Coefficiente de balasto vertical

Para obtener el módulo de balasto vertical, se realiza un ensayo de placa sobre el terreno, utilizando usualmente una placa de forma cuadrada con dimensiones de 30 por 30 centímetros.

Ahora, para una zapata cuadrada, el módulo se define según Terzaghi (1955):

$$K_v = K_{30} \times [(b+0.30) / (2b)]^2$$

Donde:

b = Ancho equivalente de la zapata en metros.

K_{30} = Ensayo de placa de carga de 30x30cm

Tabla 111: Resultados del coeficiente de Balasto Vertical.

TIPO DE ZAPATA	MÉTODO	B (m)	v	K ₃₀ (Kg/cm ³)	MODULO DE BALASTO VERTICAL K _v (Kg/cm ³)
Rectangular	Terzaghi (1955)	10.00	0.30	10.00	2.65

Coefficiente de balasto horizontal

Para determinar el módulo de balasto horizontal, se utiliza el ábaco de CHADEISSON, que estima este parámetro solo en función de las características del terreno, como el ángulo de fricción y la cohesión. Aunque este enfoque no considera la rigidez del elemento, la experiencia



ha demostrado que proporciona resultados razonables, especialmente ahora que se pueden comparar con modelos basados en elementos finitos.

Figura 54: Abaco de Chadeisson.

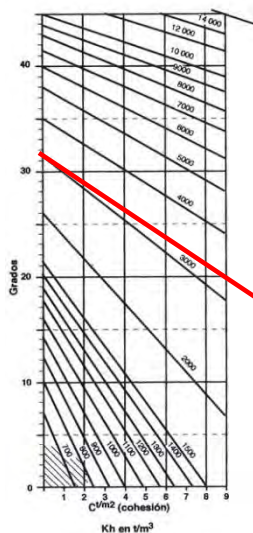


Tabla 112: Resumen del coeficiente de Balasto Horizontal según el abaco de Chadeisson.

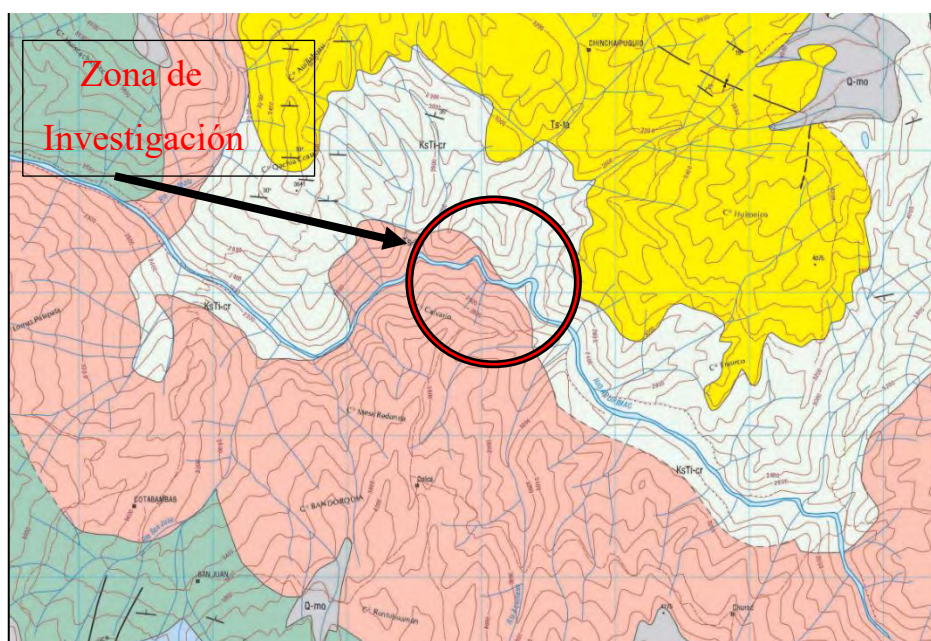
TIPO DE ZAPATA	MÉTODO	B (m)	ϕ (°)	c (Kg/cm ²)	MODULO DE BALASTO HORIZONTAL K_H (Kg/cm ³)
Rectangular	Chadeisson	10.00	33.00	0.00	3.08

CAPITULO VI: GEOLOGIA

6.1 GENERALIDADES

La descripción geológica regional desarrollada en el presente informe fue realizada fundamentalmente con la información proporcionada por el INGEMMET, mediante el cuadrángulo 28r (cuadrángulo de Cotabambas) de la carta geológica nacional dentro del boletín 27 Geología de los cuadrángulos de Andahuaylas, Abancay y Cotabambas elaborado por René Marocco. La geología local desarrollada se hizo de acuerdo al análisis de campo. El presente estudio corresponde las litologías correspondientes a la edad terciaria superior y cretáceo superior.

Figura 55: mapa geológico del cuadrángulo 28r cuadrángulo de cotabambas elaborado por René Marocco



Fuente: INGEMET

El primero presente en el grupo Tacaza conformada por rocas volcánicas comprendidas entre riolita y andesita está descansando discordantemente sobre las capas rojas del cretáceo terminal del terciario inferior, el segundo conformado por las capas rojas del cretáceo superior confortada entre areniscas y arcillas rojas intercaladas. A continuación, se detallará las presentes litologías de la zona de investigación.



6.2 GEOLOGIA REGIONAL

La geología del territorio de la región Apurímac se caracteriza por afloramientos de diversas rocas agrupadas por formaciones geológicas, grupos geológicos, complejos metamórficos, complejos volcánicos por lo que su mapeo es muy complejo, también por la geografía de la sierra. El terreno es accidentado. En este sentido, los afloramientos tienen un rango de edad relativa desde el Precámbrico A(Neoproterozoico), que está formado por rocas metamórficas, hasta el Cuaternario Reciente, representado por sedimentos Cuaternarios.

Figura 56: estratigráfica la región de Apurímac elaborada por Salazar Gutiérrez, Esaú.

COLUMNA ESTRATIGRÁFICA DE LA REGIÓN APURÍMAC						
EONOTHEM EON	ERATHEM ERA	SISTEMA PERIODO	SERIE ÉPOCA	UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS		SÍMBOLO
Fanerozoico	Cenozoico	Cuaternario	Holoceno	Depósitos Fluvioaluviales		Qh-al
				Depósitos Eluviales		Qh-el
				Depósitos Coluviales		Qh-co
			Pleistoceno	Depósitos Fluvioglaciales		Qpl-mg
				Depósitos Morénicos		Qpl-mo
				Fm. Yacotinga		Qol-ya
		Plioceno	Grupo Barmosa	Complejo Volcánico Vilcarani		NQpl-ba-vilb
				Complejo Volcánico Malmayta		NQpl-ba-ma
				Unidad Lálica		NQpl-ba
			Fm. Pampamarca		NQ-pl	
	Neógeno	Mioceno	Fm. Andamarka		Np-an	
			Grupo Maure		Nm-ma	
			Fm. Aniso		Nm-an	
			Fm. Alabambas		Nm-al/ba	
			Grupo Tacaza	Fm. Orcopampa Santa Rosa	Nm-ta-or/sr	
				Fm. Ichucallo	PN-ta-ich	
		Oligoceno	Grupo Tacaza			PN-ta
						PN-ta/or
				Fm. Tacaza		PN-ta/bra
						PN-ta/bc
			PN-ta/vol			
	Paleógeno	Eoceno		Fm. Sonico		Peo-so
		Paleoceno / Cretácico Superior	Fm. Ausangate		KsPp-au	
			Fm. Quilque		KsPp-qu	
			Fm. Muñani		KsPp-mu	
		Cretácico	Superior	Fm. Viquechico		Ks-vi
				Fm. Maras		Ki-ma
				Fm. Aracurina	Unidad Superior	Kis-ar_s
					Unidad Media	Kis-ar_m
			Unidad Inferior		Kis-ar_i	
Inferior			Fm. Murco		Ki-mu	
	Fm. Hualhuasi		Ki-yu/hu			
	Fm. Gramadal		Js-yu/gr			
	Fm. Labra		Js-yu/la			
Jurásico	Superior	Grupo Yura	Fm. Cachiños		Js-yu/ca	
			Fm. Puente		Js-yu/pu	
			Fm. Socolari		Js-so	
			Grupo Chocolate		Jl-cho	
	Medio	Grupo Pucará		Tu-j-pu		
		Orogneis de Abancay		Tr-ogn		
Triásico	Medio					
	Inferior					



6.2.1 UNIDADES LITOLOGICAS EOCENO SUPERIOR

GRUPO TACAZA

En la hoja geológica de Cotabambas, encontramos una secuencia volcánica y piroclástica de gran espesor, que descansa de manera discordante sobre las rocas rojas del límite Cretácico-Terciario. Esta serie volcánica, de 1500 a 2000 metros de potencia, ha sido denominada "Volcánico Tacaza" debido a su posición estratigráfica similar a la del Volcánico Tacaza presente en la región del Lago Titicaca (Newell, 1949).

La unidad está compuesta predominantemente por rocas piroclásticas, incluyendo tobas e ignimbritas, que se muestran en bancos de 1 a 20 metros de espesor. Intercalados con estos materiales piroclásticos, se observan también algunos niveles de conglomerados.

La composición de los piroclásticos varía desde riolítica hasta andesítica. Los conglomerados contienen clastos de areniscas rojas, rocas volcánicas y granodiorita, con tamaños que oscilan entre 1 y 20 cm de diámetro. La matriz de estos conglomerados es de naturaleza arcósica y, en ocasiones, tobácea.

Los afloramientos más importantes de esta unidad volcánica se ubican en la parte norte de la hoja geológica de Cotabambas, a lo largo del tramo vía Anta-Chinchaipujio.

- **Lahares, Brechas Calizas y Conglomerados Volcanosedimentarios**

Depósitos volcanosedimentarios de tonalidades rojizas conformados por lahares con presencia esporádica de bombas lávicas. La matriz es volcanoterrosa, con clastos líticos que alcanzan diámetros de hasta 50 cm, intercalados con conglomerados y volcarenitas polimícticas. Sus afloramientos más representativos se observan en la zona de Conchacalla, a lo largo del camino hacia el poblado de Chinchaypujio.

- **Lavas, Brechas y Tobas**

Secuencias conformadas por lavas afaníticas de color gris oscuro, interestratificadas con tobas y brechas lávicas, las cuales presentan un grado moderado de alteración y evidencian de manera



irregular la presencia de mineralización de cobre. Estos afloramientos se localizan en las inmediaciones del poblado de Huanca Huanca, en Vilcabamba y al suroeste de Huanoquite.

- **Tobas y Volcanoclásticos**

Depósitos formados por tobas de tipo lapilli, intercaladas con niveles retrabajados y capas de ceniza de color gris a brunáceo.

- **Volcanosedimentario**

Conjunto de secuencias volcanosedimentarias de tonalidades rojizas, intercaladas con niveles delgados de volcarenitas y tobas lapillíticas.

- **Tobas Líticas**

Depósitos tobáceos líticos con matriz arenotobácea y componentes polimícticos de hasta 50 cm de diámetro, que varían desde cementados hasta soldadas. Sus afloramientos se ubican en los alrededores del caserío de Totorá, en el tramo Conchacalla–Chinchaypujio, y en el extremo sureste de la hoja geológica, cerca de la población de Ccapi.

- **Toba de Ceniza Cementada**

Secuencia piroclástica compuesta por tobas cementadas intercaladas con niveles de tobas de ceniza de textura lapillítica. Presentan colores blanquecinos a rosados, dispuestos en estratos métricos. El afloramiento más representativo se encuentra en las inmediaciones del poblado de Parcotica, al norte de Chinchaypujio.

- **Toba Cristalolítica Soldada**

Secuencia piroclástica soldada caracterizada por la presencia de cristales y clastos centimétricos. Presenta un carácter polimíctico, con predominio de fragmentos plutónicos y subvolcánicos, además de líticos de lavas porfiríticas rojizas en menor proporción. Se expone en el tramo Cusco–Chinchaypujio, antes de llegar a esta última localidad.

- **Toba Brecha**

Flujos piroclásticos de tobas brecha cementadas de tonalidad beige clara, intercaladas con niveles volcanosedimentarios. La base está constituida por lahares rojizos con estructuras



columnares bien definidas. Litológicamente, en la zona surcentral del cuadrángulo estudiado se reconoce una secuencia estratificada de tobas brecha blanquecinas, con matriz tobácea que contiene clastos flotantes de composición polimíctica, predominantemente andesítica. Esta secuencia se alterna con flujos piroclásticos delgados de espesor submétrico. Hacia la parte superior, los estratos disminuyen en potencia y el tamaño de los clastos se reduce. Infrayace a las secuencias volcánicas correspondientes a las brechas del Grupo Tacaza.

GRUPO MITU

En el área de estudio, el grupo Mitu corresponde a una serie gruesa (más de 3.000 m) de sedimentos continentales rojos que aparecen irregularmente angulares, pero "superpuestos" al grupo Copacabana. En efecto, mientras que en las laderas del Nevado-Ampai (noroeste de Abankay), el Grupo Mitu se encuentra sobre las pizarras superiores del Grupo Copacabana, al oeste sobre el Monte Picchu ($13^{\circ} 27'$ y $73^{\circ} 10'$), la base de Grupo Mitú en base a niveles

más bajo en el grupo de Copacabana. Esta "superposición" sugiere movimientos verticales (conjunto de falla normales) después de Leonardiano; estos movimientos deben coincidir con el periodo herciniano tardío conocido en el sur del país (AUDEBAUD & LAUBACHER, 1969).

El grupo Mitú incluye areniscas rojas y lutitas, arcosas, conglomerados, algunos estratos evaporativos y varios estratos volcánicos. En general, este grupo tiene un color tono rojo ladrillo. La arenisca se presenta en bancos con un espesor de 0,5 a 5 metros. La capa de óxido es roja y el corte nuevo es rojo, gris o verde. El tamaño de grano varía de grueso a fino, predominando las areniscas de grano medio y fino. La imagen cruzando capas con capas es muy común.



6.2.2 SEDIMENTACION CONTINENTAL DEL CRETACEO SUPERIOR

TERCIARIO SUPERIOR: CAPAS ROJAS

Los primordiales afloramientos de Capas Rojas están en los cuadrángulos de Cotabambas y Abancay. En la hoja de Abancay, las unidades inicialmente interpretadas como pertenecientes al Grupo Puno (Oligoceno) por su aspecto de capas rojas no presentan evidencias paleontológicas que confirmen dicha asignación. Sin embargo, debido a su litología y a la concordancia estratigráfica con las calizas de Ferrobamba, ubicadas en el sector sureste de la hoja de Andahuaylas, estas unidades se asignan a la Formación Capas Rojas.

Las capas rojas consisten en una alternancia desigual de arenisca roja y arcilla intercaladas con algo de arenisca. El compuesto de la serie es de color rojo ladrillo con algunas tonalidades de verde. La arenisca se presenta en bancos de 0,10 a 2 metros. Son de grano fino a medio, muy ricos en cuarzo (el granito de cuarzo a menudo tiene "desgaste por el viento") y tienen una redondez longitudinal (1-2 cm) de arcilla roja.

Las evaporitas presentes en las capas rojas esta formado por yeso y sal con capas alternas de varios metros de espesor. Las exhibiciones son las mejores se expone en la Meseta de Cotabambas a 10 km al norte de Huanoquite ($13^{\circ} 36'$ y $72^{\circ} 03'$). Al otro lado del límite occidental del Escudo de Andahuaylas, en la ciudad de Huancaray, se utiliza comercialmente la sal de mesa de las gallinas coloradas. Tal como se detallará en el capítulo de Geología Estructural, la presencia de volátiles ha influido significativamente en el desarrollo de la tectónica caótica observada en el sector noroeste de la hoja de Cotabambas

DEPOSITOS RECIENTES

Los depósitos aluviales presentes a lo largo de los principales ríos como el Apurímac, Chumbao y Pachachaca presentan un buen drenaje natural. Estos depósitos incluyen conos aluviales y terrazas fluviales. A lo largo del río Apurímac se pueden observar ejemplos destacados de conos aluviales formados por los caudales del río en ambas orillas. Con frecuencia, estos conos aluviales están asociados a la presencia de sedimentos dispuestos en terrazas.



Los materiales aluviales pueden movilizarse y formar "huaycos" o flujos de lodo y escombros cuando entran en contacto con el agua, como se observa en la Carretera Abancay-Andahuaylas. En la base del nevado Ampay, se distinguen diferentes etapas de estos eventos de huaycos, donde el depósito presenta una matriz arenosa que envuelve clastos angulosos de diversos tamaños, cubiertos por un horizonte de paleosuelo rojizo de 20 a 50 cm de espesor.

En algunos sectores, los depósitos aluviales alcanzan espesores de varios cientos de metros. Estos sedimentos son bastante antiguos y, en ciertos lugares, constituyen la parte baja de los valles, formados por conos de material rocoso triturado.

6.3 GEOLOGIA LOCAL MARGEN DERECHA

6.3.1 LITOLOGIA

ROCAS VOLCANICAS

La geología del área de estudio se distingue por la presencia de rocas ígneas volcánicas, específicamente andesitas pertenecientes al Grupo Tacaza. Esta litología aflora en la margen derecha del puente, donde se emplaza el estribo derecho del Puente Kutuctay.

Las andesitas presentan una composición mineralógica dominada por hornblenda y plagioclasas, con una dureza que supera los 4 golpes del martillo de geólogo. La textura de estas rocas es porfírica y afanítica.

Este tipo de rocas ígneas volcánicas son comunes en los entornos geológicos del sur del Perú, formados durante el Terciario por procesos de subducción y actividad magmática asociada a la Cordillera de los Andes. El estudio detallado de las características petrográficas y mineralógicas de estas andesitas permitirá comprender mejor la geología local y su influencia en la estabilidad y diseño de la infraestructura del Puente Kutuctay.

Figura 57: vista del afloramiento del grupo Tacaza en la zona del estribo derecho.



6.4 GEOLOGIA LOCAL MARGEN IZQUIERDO

6.4.1 LITOLOGIA

DEPOSITOS COLUVIALES(Qh-co)

Los materiales presentes en el área de estudio son depósitos de origen local, transportados por procesos gravitacionales y acumulados en las laderas de la margen izquierda. Estos depósitos están compuestos por gravas limosas mezcladas con arenas, donde los fragmentos rocosos muestran formas subangulosas y se encuentran inmersos en arenas de grano medio., las cuales no presentan consolidación. (Estos depósitos se ubican en el talud donde se emplazará la subestructura del Estribo izquierdo E2). Dichos materiales se encuentran cubiertos por depósitos de deslizamiento (Qh-dz), tal como se muestra en la ilustración adjunta.



Figura 58: vista de depósitos coluviales cubiertos por el deslizamiento.



DEPOSITOS FLUVIALES(Qh-fl)

Los depósitos mencionados se encuentran dentro del cauce del río Apurímac, donde forman islotes fluviales en determinadas zonas, particularmente a 600 metros aguas arriba. La exposición más notable se encuentra a 800 metros aguas abajo. Estos depósitos están compuestos por bloques y fragmentos de roca, junto con arenas.

Figura 59: vista de los depósitos fluviales.



6.5 GEOMORFOLOGIA.

La geomorfología del área de estudio está ubicada en el valle encañonado del río Apurímac, donde las laderas que forman el flanco norte y sur de este muestran pendientes abruptas y quebradas con dirección NE – SO.

La morfología actual del área resulta de un complejo proceso tectónico que incluye intenso plegamiento y fallamiento, complementado por eventos posteriores de intrusión magmática que han afectado el sustrato estratigráfico del Eoceno a Oligoceno inferior. Esta dinámica ha originado depresiones altamente disectadas, caracterizadas por valles fluviales encañonados asociados al río Apurímac, prominentes cerros con cimas agudas y extensas terrazas aluviales desarrolladas por procesos de sedimentación fluvial.



La geomorfología del área de estudio está ubicada en el valle encañonado del río Apurímac, donde las laderas que forman el flanco norte y sur de este muestran pendientes abruptas y quebradas con dirección NE – SO.

6.5.1 GEOMORFOLOGIA REGIONAL

ALTAS MESETAS

Se caracteriza una zona de relieve suave interrumpida por una superficie de erosión, la cual se encuentra a una altitud que varía entre 4,200 y 4,700 m.s.n.m. Esta superficie corresponde a la “superficie Puna”, tal como fue descrita por Bowman. (1924).

Las rocas intrusivas, predominantemente granodioritas, muestran alta resistencia a la erosión en comparación con la unidad “Altas Mesetas”. Frecuentemente, estas rocas forman relieves residuales que sobresalen por encima de la superficie Puna..

CORDILLERA ORIENTAL

La Cordillera Oriental representa las estribaciones occidentales de la Cordillera Oriental del sur del Perú. Esta unidad morfoestructural se distingue de la unidad precedente, las Altas Mesetas de la superficie Puna situadas al oeste del área de estudio, principalmente por su morfología; en esta región, los relieves son marcadamente escarpados y no se observan colinas de formas suaves.

En la región estudiada, algunas áreas de la superficie Puna experimentaron un levantamiento diferencial, siendo las porciones elevadas correspondientes a la Cordillera Oriental. Estas zonas levantadas han sufrido reactivación erosiva, evidenciando un rejuvenecimiento del paisaje. La historia geológica indica que, desde finales del Paleozoico, la Cordillera Oriental ha funcionado como una zona móvil positiva, atravesando múltiples episodios de erosión seguidos por fases de levantamiento tectónico.

VALLES INTERANDINOS

Las unidades morfoestructurales Altas Mesetas y Cordillera Oriental se hallan disectadas por valles profundos y a menudo encañonados. Dentro de los valles de la región estudiada, los principales son los del Río Apurímac y de sus tributarios (Río Santo Tomás, Río Antilla, Río Pachachaca, etc.). Todos los cauces presentan un encañonamiento significativo, superior a los 1,000 metros, en ciertos tramos de su recorrido. Los flancos de los valles muestran pendientes pronunciadas y están frecuentemente cubiertos por espesos depósitos aluviales. La elevada velocidad de las aguas sugiere que estos ríos aún no han alcanzado su perfil de equilibrio. En el caso del río Apurímac, sus tributarios no han tenido el tiempo suficiente para estabilizar su curso, presentando niveles de base abruptos. Esta condición se manifiesta en el terreno mediante zonas de rápidos cercanas a las confluencias. Durante el levantamiento andino en el Cuaternario, el nivel de base de los ríos se elevó, lo que desencadenó procesos de erosión regresiva; este fenómeno explica el fuerte encañonamiento de los ríos considerados antecedentes estructurales.

MONTAÑAS

Estas unidades tienen importantes elevaciones naturales de terreno, que se encuentran formando grupos de cumbres.

Figura 60: Unidades Morfoestructurales observadas.



6.6 GEOMORFOLOGIA LOCAL

6.6.1 MONTAÑA EN ROCA (RM-R)

Esta unidad aflora de manera evidente en la margen derecha del río Apurímac, en la zona donde se proyecta la construcción del estribo E1 del Puente Kutuctay. Se trata de una prominente elevación natural del terreno, con una altitud aproximada de 900 metros, que, en conjunto con otras estructuras de roca montañosa, conforma un sistema de relieves característicos del valle encañonado. A nivel del espejo de agua, el macizo rocoso es claramente visible. Estas elevaciones presentan pendientes pronunciadas, con inclinaciones de entre 60° y 70° en su base, y entre 40° y 60° en la parte superior.

Figura 61: Vista de la Unidad Montaña en Roca Volcánica (RM-rv).



6.6.2 LADERAS (L-I)

Corresponden a laderas pertenecientes a la unidad RM-r, con inclinaciones que oscilan entre 50° y 70° , ubicadas en la margen derecha del río, por debajo del área proyectada para el emplazamiento del estribo derecho aguas abajo. Estas laderas se encuentran cubiertas por fragmentos rocosos dispuestos de manera caótica, indicativos de procesos de remoción en masa o colapsos previos.

Figura 62: Vista e Laderas de Montaña en roca.



6.6.3 TERRAZA FLUVIAL (T-FL)

Se trata de pequeñas terrazas fluviales, clasificadas geomorfológicamente como terrazas aluviales recientes, formadas por procesos de acumulación en el río Apurímac. Estas unidades se desarrollan en ambas márgenes del cauce y están compuestas principalmente por bloques y fragmentos angulosos a subangulosos de roca, inmersos en una matriz arenosa.

Figura 63: Vista de la unidad Terraza Fluvial (T-Fl)





6.7 GEODINAMICA

6.7.1 Geodinámica interna

Sismicidad

El territorio peruano se encuentra dividido en cuatro zonas sísmicas distintas. Esta clasificación se basa en varios factores:

La actividad sísmica en el país presenta una distribución espacial definida por patrones geodinámicos regionales.

Las características generales de los movimientos telúricos que ocurren en cada región.

La atenuación de las vibraciones sísmicas en función de la distancia al epicentro.

Información neotectónica, es decir, los datos sobre la geología reciente y la tectónica actual.

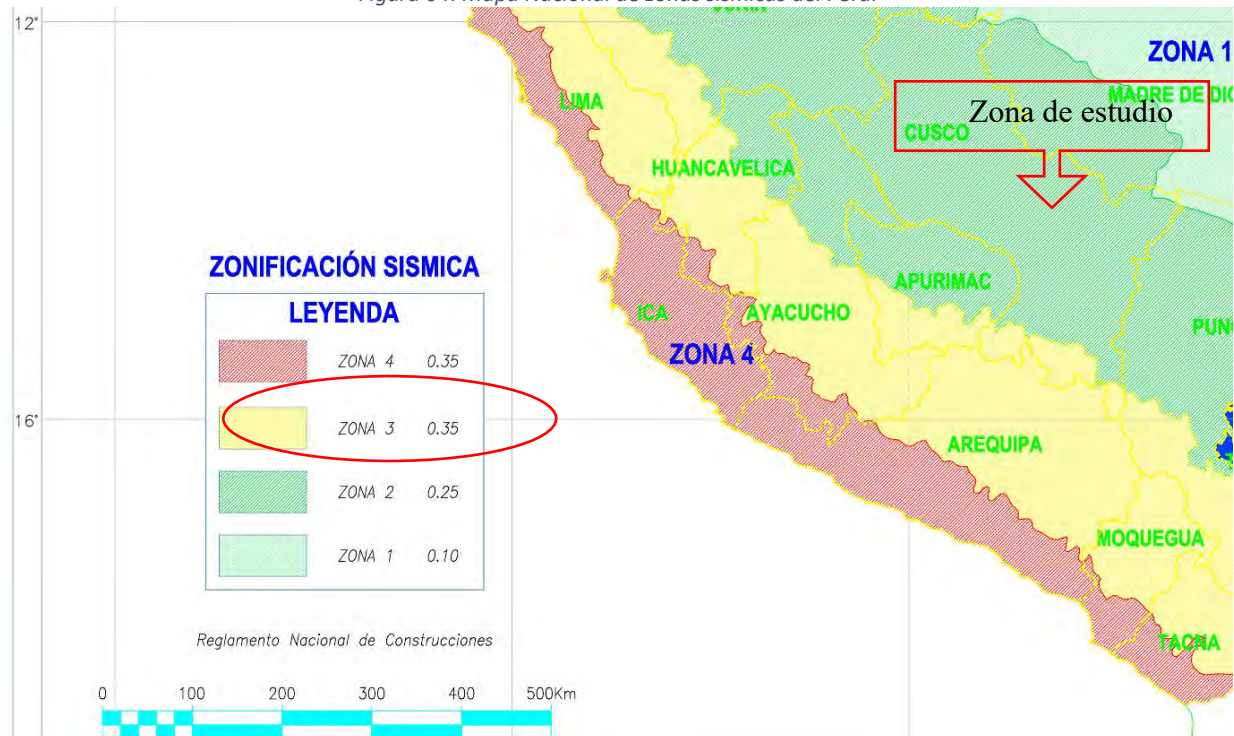
A cada una de estas cuatro zonas sísmicas le corresponde un factor Z específico, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 113: cuadro de factor Z para sismicidad.

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

Este factor Z es un parámetro clave que se utiliza en el diseño sismorresistente de estructuras en el Perú, ya que refleja la peligrosidad sísmica relativa de cada región del país.

Figura 64: Mapa Nacional de zonas sísmicas del Perú.



Geodinámica externa

Se observó la presencia de 4 tipos de amenazas y peligros geológicos en la zona de estudio:

- Deslizamientos
- Derrumbes
- Desprendimiento de rocas
- Erosión lateral

Deslizamientos

En el análisis geotécnico del emplazamiento destinado al Estribo E2, se ha identificado en la margen izquierda una condición crítica de estabilidad. El talud natural, constituido por material inconsolidado, presenta un ángulo de reposo que oscila entre 35° y 38° , valor que coincide con la inclinación actual del talud, lo cual evidencia una condición de equilibrio límite. Esta situación, en conjunción con los efectos erosivos de las precipitaciones pluviales y las fuerzas gravitacionales, genera una alta susceptibilidad a fenómenos de remoción en masa.

La solución de ingeniería propuesta contempla un mejoramiento integral del suelo mediante la implementación de un sistema de suelo reforzado. Esta estructura, caracterizada por su considerable altura, se compone de un sistema celular que será relleno con material granular seleccionado y compactado bajo especificaciones técnicas rigurosas. La implementación de este sistema cumplirá una doble función: proporcionará el soporte estructural requerido para el Estribo E2 y, simultáneamente, mitigará los riesgos asociados a la inestabilidad del talud.

Las especificaciones técnicas detalladas de esta solución geotécnica, incluyendo los parámetros de diseño, criterios de selección de materiales y procedimientos constructivos, se desarrollarán exhaustivamente en la sección 5.2, correspondiente a los aspectos geotécnicos de la cimentación del puente.

Figura 65: Análisis del talud, condiciones de inestabilidad observadas y propuesta conceptual del sistema de suelo reforzado.



Desprendimientos de rocas

La evaluación geotécnica de la margen derecha revela un intenso fracturamiento causado por la falla identificada. El macizo rocoso presenta una textura craquelada, donde la disposición de las discontinuidades sugiere potenciales fallas de tipo planar y en cuña. La predominancia de roca suelta sobre roca fija en esta zona representa un riesgo significativo para la estabilidad de

los taludes en los accesos al puente. Como solución, se propone implementar un sistema de sostenimiento a lo largo de la vía de acceso, Aspectos geotécnicos de la vía de acceso.

Figura 66: Análisis del talud de la margen derecha donde se emplazará la estructura E1 y accesos.



Derrumbes

El análisis del talud en la margen izquierda, correspondiente a la vía de acceso al puente, revela características geométricas significativas: una altura aproximada de 14 metros y un ángulo de reposo aproximado de 37° . Las observaciones de campo evidencian la presencia de depósitos coluviales al pie del talud, constituidos por una matriz de sedimentos sueltos que engloban fragmentos rocosos, distribuidos a lo largo de 40 metros. Estos depósitos son producto de procesos gravitacionales activos que afectan la estabilidad del talud. Como medida de estabilización, se proyecta la ejecución de un muro de contención a lo largo del tramo evaluado, cuyas especificaciones técnicas y criterios de diseño se detallarán en la sección 5.1, correspondiente a los aspectos geotécnicos de la vía de acceso.

Figura 67: analisis de los derrumbes en la margen izquierda.



Figura 68: Análisis del talud de la margen izquierda, observando derrumbes de rocas con sedimentos a lo largo de 40m.



Erosión lateral

Las investigaciones geotécnicas realizadas en la margen izquierda han identificado una zona de alta vulnerabilidad en el pie del talud inferior, contiguo al cauce del río Apurímac. Esta área presenta una cobertura de suelo con baja cohesión (véase ilustración 56), que evidencia susceptibilidad a procesos erosivos. Según los estudios hidrológicos e hidráulicos, para un período de retorno de 140 años, se estima el Nivel de Aguas Máximas Esperadas (NAME) alcanzaría la cota 2191.67 msnm, superando en 4.55 metros el nivel medio actual del río. Para mitigar estos riesgos erosivos, se ha diseñado un sistema de estabilización que integra banquetas con revestimiento protector y un programa de inyecciones de cemento. Las especificaciones

técnicas detalladas de esta solución, incluyendo los parámetros de diseño y procedimientos constructivos.

Figura 69: Analisis de las zonas vulnerables del lado izquierdo.



Figura 70: Vista del talud inferior de la margen izquierda, susceptible a erosión y esquema de propuesta.

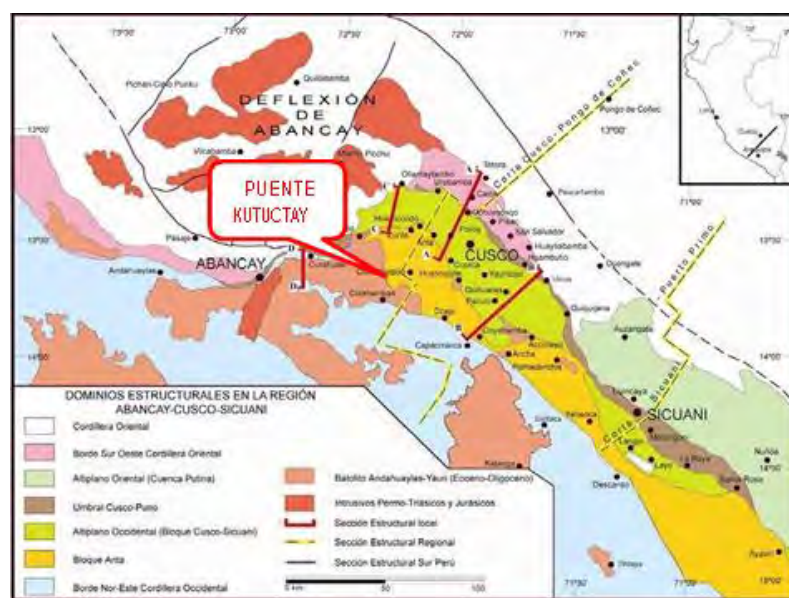


6.8 TECTÓNICA Y GEOLOGÍA ESTRUCTURA REGIONAL

El control estructural está estrechamente relacionado con las propiedades litológicas de las rocas expuestas durante la orogenia andina, específicamente hacia el final de la fase incaica, tal como evidencian los eventos tectónicos asociados a esfuerzos compresivos principales orientados en direcciones SW-NE y NW-SE.

En el área de influencia, se reconocen diaclasas y fracturas en las rocas volcánicas del Grupo Tacaza, las cuales presentan tres orientaciones predominantes y diferentes grados de espaciamiento.

Figura 71: Bloques estructurales en la región Cusco.



6.8.1 GEOLOGIA ESTRUCTURAL LOCAL

Dentro del área de estudio se identifican estructuras geológicas de fallamiento escalonado (falla normal), ubicadas en la margen derecha, aguas arriba. Estas estructuras presentan un rumbo o dirección de las rocas de NW-SE, lo que mantiene la orientación típica de la orogenia andina. La constitución estructural de estas fallas está estrechamente relacionada con las propiedades físicas de las rocas, como su dureza y fragilidad frente a la deformación.



6.8.2 FALLA KUTUCTAY

En la margen derecha se identifica una estructura geológica consistente en una falla normal escalonada, integrada por tres secuencias principales. Esta falla presenta una orientación predominante NW-SE y es claramente observable desde las alturas del macizo montañoso. Su génesis corresponde a un evento tectónico distensivo posterior a la formación del relieve encañonado actual.

Como consecuencia de esta falla, los taludes en el área de estudio exhiben un marcado diaclasamiento, con tres familias principales de fracturas. Los desprendimientos de roca se concentran a lo largo del plano de falla más crítico, que posee un rumbo promedio de 330° NE y un buzamiento de $S66^{\circ}$ W.

La falla Kutuctay, con rumbo 335° NE y buzamiento $S64^{\circ}$ W, muestra un plano claramente delimitado, a pesar de la densa cobertura superficial, indicando ausencia de actividad tectónica reciente y clasificándose como inactiva. Se estima que el desplazamiento final en la zona inferior de la falla varió entre 35 y 50 metros en dirección SW, mientras que en la parte superior el desplazamiento oscila entre 8 y 15 metros, manteniendo la misma dirección a lo largo

del escalonamiento. Asimismo, se observa una textura craquelada en las rocas, producto de la deformación asociada a esta actividad tectónica.

Figura 72: Vista de la zona de estudio indicando las estructuras geológicas incidentes en el proyecto.



El desplazamiento de la falla Kutuctay fue verificado en campo, observándose que los planos de falla son homogéneos y se encuentran cubiertos por una densa vegetación, lo cual sugiere ausencia de movimientos recientes. Asimismo, las discontinuidades superficiales fueron proyectadas hasta la profundidad correspondiente a la posible cimentación, y se tomaron en cuenta durante los análisis geotécnicos, así como en la selección del tipo de cajuela para la construcción.

Figura 73: Falla Normal escalonada, identificadas e inferidas.





Figura 74: Taludes desfavorables con diaclasamiento producto de la falla Kutuctay.





CAPITULO VII: DISCUSION.

El análisis geotécnico realizado en el área del Puente Kutuctay permitió identificar condiciones altamente favorables para la cimentación de los estribos. En la margen derecha, el estribo E1 y el apoyo A1 se cimentan sobre roca volcánica del Grupo Tacaza, específicamente andesita fracturada que se vuelve competente a partir de los 10 m de profundidad. Esta condición litológica es superior en comparación con estudios previos como el del Puente Modular Taspá, donde la capacidad portante alcanzó un máximo de 1.96 kg/cm^2 (lado izquierdo), mientras que en Kutuctay se alcanzaron valores de hasta 23.48 kg/cm^2 .

Asimismo, en la margen izquierda, el estribo E2 se encuentra sobre materiales coluviales que fueron estabilizados con un sistema de suelo reforzado. A pesar de tratarse de un relleno, se obtuvo una capacidad portante de 4.193 kg/cm^2 , superior a la capacidad promedio de suelos tipo GP/GM reportados en el estudio del puente Quindén Bajo (1.65 kg/cm^2). El uso de gaviones y el confinamiento con material seleccionado permitieron lograr valores adecuados de asentamiento (2.54 cm) y un factor de seguridad de 1.37, lo cual cumple con los estándares técnicos recomendados para cimentaciones superficiales en condiciones de relleno estructural.

La evaluación de la calidad del macizo rocoso en la margen derecha mediante el índice RMR indica una clasificación de Clase III (material regular), similar al RMR promedio de 58 reportado en el estudio del puente Quindén Bajo, confirmando una consistencia en los parámetros geomecánicos entre proyectos en contextos andinos similares.

Desde el punto de vista hidráulico, el caudal máximo para el periodo de retorno de 140 años ($Q_{140} = 2,468.9 \text{ m}^3/\text{s}$) y de 500 años ($Q_{500} = 2,937.6 \text{ m}^3/\text{s}$) es significativamente mayor que los valores registrados en antecedentes como el puente de Chalaco ($73.18 \text{ m}^3/\text{s}$) o la quebrada Tuaneca ($88.17 \text{ m}^3/\text{s}$). Esto refleja la envergadura y complejidad de la cuenca del río Apurímac, cuya extensión supera los $19,000 \text{ km}^2$, validando el uso del método de Snyder en combinación con modelos estadísticos (Gumbel, Gamma y Log-Normal) para la estimación de caudales extremos.



En contraste, el caudal del puente internacional Aguas Verdes ($452 \text{ m}^3/\text{s}$ para 100 años) es inferior al del proyecto Kutuctay, lo que destaca la necesidad de considerar parámetros de diseño más conservadores en el presente estudio. En esa línea, se adoptó un periodo de retorno de 500 años para evaluar la socavación, siguiendo las recomendaciones del Manual de Puentes (MTC, 2014). Este criterio también ha sido empleado en estudios similares, como el de Edgar Rodríguez Zubiate (2003), quien sugiere considerar factores hidrológicos extremos en zonas de alta montaña.

La profundidad estimada de socavación (entre 9.42 m y 10.20 m) concuerda con la magnitud de los caudales proyectados y con la morfología del cauce, aunque se concluye que no existen riesgos significativos para los estribos, ya que ninguno está directamente en contacto con el cauce principal. Esta configuración estructural evita la necesidad de encauzar o desviar el río durante la etapa constructiva, lo cual representa una ventaja significativa en términos de impacto ambiental y económico.

La elección de distintos tipos de cimentación en los estribos del puente Kutuctay responde directamente a las condiciones del terreno. El uso de pilotes en el apoyo A1, con una capacidad portante de hasta 21,502.14 toneladas (estado límite frente a eventos extremos), representa una solución sólida y comparativamente superior al caso del puente Luis Antonio Eguiguren, donde la capacidad portante de pilotes fue de 768 y 534 toneladas respectivamente para estribos de 30 m y 23 m.

Estos resultados validan la eficiencia del diseño propuesto para Kutuctay, donde se conjugan cimentaciones profundas (pilotes), directas sobre roca (E1) y sobre suelo reforzado (E2), cada una adaptada a las condiciones geológicas específicas de la margen donde se emplaza.



CONCLUSIONES

1. Según la investigación de las características geotécnicas e hidrológicas para la cimentación de los estribos del puente Kutuctay concluye que el Estribo Derecho E1 y el apoyo A1 se cimentaran sobre roca volcánica del grupo Tacaza, mientras que el Estribo Izquierdo E2 constituido por material coluvial son favorables para el emplazamiento del puente Kutuctay.
2. El estribo derecho (E1), con dimensiones en planta de 20×10 m, se cimentará directamente sobre roca competente ubicada a la cota 2,209.10 msnm. La capacidad portante última de la formación rocosa ha sido evaluada en 23.48 kg/cm^2 , y el asentamiento estimado bajo condiciones de carga de diseño (estado límite último) es de 0.36 mm, lo cual indica un comportamiento rígido del macizo de cimentación. Con un RQD de 60% y calidad intermedia. Los módulos de reacción dinámica determinados para el análisis de coeficiente de balasto son: $K_h = 816,526.9 \text{ Ton/m}^3$ (horizontal) y $K_v = 430,044.74 \text{ Ton/m}^3$ (vertical), parámetros que reflejan una alta rigidez del medio de apoyo.
3. El apoyo A1 será cimentado sobre un grupo de 9 pilotes excavados de 1.20 metros de diámetro y 28.0 metros de longitud, los cuales alcanzarán la formación rocosa a una profundidad de 33 metros, ubicada a la cota 2,171.00 msnm. La capacidad portante total del grupo de pilotes ha sido determinada en 11,408.29 toneladas bajo condiciones del estado límite de resistencia, y en 21,502.14 toneladas para el estado límite frente a eventos extremos. Con un RQD de 90% de calidad intermedia y RMR básico de 53 clase III. El sistema de cimentación presenta un coeficiente de balasto longitudinal de $37,964.35 \text{ Ton/m}^3$, lo que refleja una respuesta rígida del terreno ante deformaciones inducidas por cargas axiales y laterales.
4. El estribo izquierdo (E2) se cimentará sobre un sistema de suelo reforzado, con una capacidad portante de 4.193 kg/cm^2 en el estado límite de resistencia y 2.210 kg/cm^2 para



eventos extremos. El asentamiento previsto es de 2.54 cm. Los módulos dinámicos de reacción son $K_h = 3.08 \text{ kg/cm}^3$ y $K_v = 2.65 \text{ kg/cm}^3$. El sistema será confinado lateralmente con material de relleno proveniente de la cantera Kutuctay. El talud de la margen izquierda se sustituirá el material consolidado con un sistema de suelo reforzado. Esta estructura tendrá una configuración piramidal con 15m de altura y una base de 14m de ancho, así mismo este sistema estará conformado por gaviones tipo caja, este sistema de refuerzo alojará al estribo E2, con un análisis de estabilidad y un factor de seguridad 1.37.

5. Las condiciones hidrológicas de la zona muestran estabilidad, con un caudal base de 700 m^3/s . La cuenca del río Apurímac, hasta el emplazamiento del Puente Kutuctay, abarca 19 250.16 km^2 y un cauce principal de 331.04 km. Con los registros de las estaciones de Tambobamba, Acomayo, Santo Tomás, Caylloma y Yauri, se aplicó el método de Snyder (HMS), obteniéndose caudales de $Q_{140} = 2468.9 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{500} = 2937.6 \text{ m}^3/\text{s}$, adecuados para cuencas mayores a 30 km^2 . La socavación máxima resultó entre 9.42 m y 10.20 m. En conjunto, estos parámetros hidrológicos y geotécnicos confirman condiciones favorables para la cimentación segura y eficiente de los estribos del puente en el contexto geológico de Cotabambas y Chinchaypujio.
6. El periodo de retorno utilizado para establecer la sección hidráulica del Puente Kutuctay se ha determinado en función del criterio de fijación del riesgo admisible, basado en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (marzo 2014), utilizando un valor de riesgo del 25% y considerando la vida útil de la obra de 40 años, lo que da como resultado un periodo de retorno de 140 años. Por otro lado, el periodo de retorno para la estimación de la socavación se ha fijado en 500 años, siguiendo la recomendación del Manual de Puentes, que establece un estándar hidráulico superior al obtenido en el cálculo de la sección hidráulica para garantizar la seguridad del diseño frente a eventos extremos.



7. No se observa socavación local en el estribo izquierdo, ya que está cimentado sobre roca y no se ve afectado por los niveles máximos de agua en la sección del puente. De igual forma, el estribo derecho está ubicado a 61 metros del espejo de agua, por lo que tampoco presenta riesgo de socavación por la acción del caudal. Debido a la configuración estructural del puente Kutuctay, ninguna parte de la subestructura está ubicada dentro o en contacto directo con el cauce del río Apurímac, por lo que no será necesario desviar ni encausar el río hacia alguna de sus márgenes durante la construcción.



RECOMENDACIONES

1. Se recomienda realizar un monitoreo continuo de las condiciones geotécnicas e hidrológicas durante la construcción y operación del Puente Kutuctay, a fin de garantizar la estabilidad a largo plazo de la cimentación. Asimismo, es conveniente implementar un sistema de instrumentación que permita detectar variaciones en la resistencia del suelo y en el caudal del río, facilitando la toma de decisiones ante posibles cambios. Finalmente, se sugiere complementar el estudio con un análisis de comportamiento sísmico más detallado, considerando las características geológicas de la zona de Cotabambas y Chinchaypujio.
2. Se recomienda desarrollar un estudio integral de riesgos geológicos para el puente Kutuctay que evalúe amenazas naturales, analice la vulnerabilidad estructural y proponga estrategias de mitigación , implementando sistemas de monitoreo y protocolos de alerta temprana para garantizar la resiliencia del puente ante potenciales eventos geológicos en las condiciones geográficas de Cotabambas y Chinchaypujio.
3. Se recomienda en las zonas vulnerables a caída de rocas se recomienda aplicar una estrategia combinada: malla de alta resistencia (enmallado) para retener bloques sueltos y controlar desprendimientos de menor energía, y shotcrete (proyección de hormigón) en tramos altamente fragmentados o donde se requiera estabilización superficial continua. La combinación (malla + shotcrete + anclajes) proporciona mayor seguridad, reduce la necesidad de mantenimiento frecuente y mejora la durabilidad de la protección.
4. Se recomienda realizar revisiones periódicas de las condiciones hidráulicas y de socavación del río a lo largo de la vida útil del Puente Kutuctay, asegurando que el diseño siga siendo adecuado frente a variaciones de caudal o eventos extremos. Asimismo, se sugiere complementar estos controles con simulaciones adicionales según la evolución climática e hidrológica de la región. La implementación de un monitoreo continuo permitirá anticipar cambios y mantener la seguridad estructural a largo plazo.



BIBLIOGRAFÍA

(s.f.). Obtenido de <https://geotecniafacil.com/>.

Bear, J. (1972). Dynamics of Fluids in Porous Media. En J. Bear, *Dynamics of Fluids in Porous Media*.

Blanquer, J. M. (2010). *La Concistencia del Suelo*.

Borselli, D. L. (2023). *GEOTECNIA I*.

Breusers, H. N., & Raudkivi, A. J. (1991). International Association for Hydraulic Research. En H. N. Breusers, & A. J. Raudkivi.

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología aplicada*.

Cook, J. (2016). *Serie de articulos introductorios*.

Deere, D. U. (1988). The rock quality designation (RQD) index in practice. En *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*.

Diaz, M. (2022). *CIMENTACION*.

Easterbrook, D. J. (1999). Surface Processes and Landforms. En D. J. Easterbrook.

Fetter, C. (2001). *Applied Hydrogeology*.

Gutierrez, B. B. (2015). *Limites de Atterberg*.

King, D. D. (2012). *Introduccion a la Plasticidad*.

Konijnenburg, I. A. (2006). *Agricultura Organica El Suelo*.

Mallaupoma, A. B. (2021). *Filtracion*.

Marín, A. A. (2022). *Sub presion*.

Martinez, L. L. (2022). *Porosidad*.

Miranda, C. I. (1963). *Sedimentología y Estratigrafia*.

Morales, I. W. (2015). *Texto Basico Autoformativo de Topografia General*.

Mott, R. L. (2006). Mecánica de fluidos . En R. L. Mott, *Mecánica de fluidos* .

Nij, J. E. (2009). *Calculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales*.



Pencil, E. (2024). *Tipos de erosion y su control*.

Porto, J. P., & Gardey, A. (2017). *Definicion.de*. Obtenido de <https://definicion.de/>

Rojas, C. (2016). *Definicion de Escurrimiento*.

Salager, J. L. (2007). *Granulometria Teoria*.

Salas, J. A., Alpañes, J. L., & González, A. A. (1975). *Cimientos I: Propiedades de los Suelos y de las Rocas*.

Strahler, A. N. (1992). *Geología Física*.

Tarbuck, E. J., & Lutgens, F. K. (2015). *Ciencias de la Tierra: Una Introducción a la Geología Física*.

Tarbuck, E., & Lutgens, F. (2005). *Ciencias de la Tierra: Una Introducción a la Geología Física*.

Valdivieso, F. (1992). *Fundamentos de Hidrogeología*.

Vasquez, M. A. (2019). *Estribos*.



“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBA – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBA - ANTA, DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBA - ANTA, DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO”



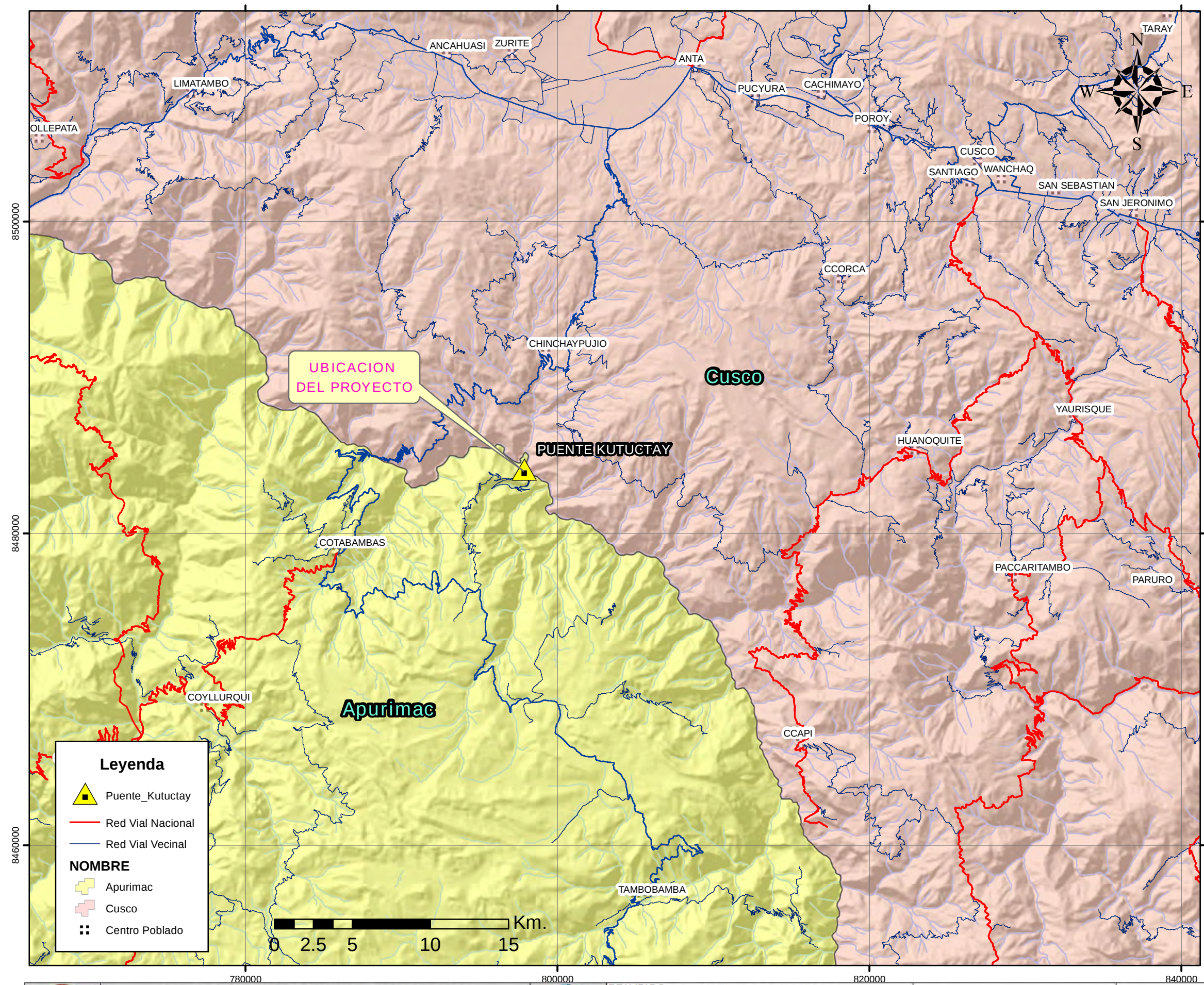
“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBA – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBA - ANTA, DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO”

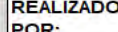
			OPERACIONALIDAD		METODOLOGIA
PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS		INDICADORES	
Problema General	Objetivo General	Hipotesis General	Hidrología	Caudales mínimos	El diseño del estudio es no experimental, del tipo correlacional causal transeccional. Se empleó el método inductivo, basado en la observación, organización y análisis de los datos geotécnicos y geológicos obtenidos durante el estudio, para llegar a conclusiones; y el método deductivo, que parte de conocimientos y criterios técnicos existentes para su aplicación lógica en el análisis y cumplimiento de los objetivos del estudio.
¿Cuáles son las características geotécnicas e hidrológicas para la cimentación de los estribos del puente Kutuctay, distritos de Cotabambas – Chinchaypujio, provincias Cotabambas?	Determinar y conocer las características geotécnicas e hidrológicas del terreno destinado para el diseño y tipo de cimentación de los estribos del puente Kutuctay.	En la zona de estudio para la construcción del puente Kutuctay presenta características geotécnicas e hidrológicas adecuadas y favorables por la presencia de afloramientos rocosos.		Caudales máximos	
				Erosión	
				Filtración	
				Periodo de retorno	
Problemas Específicos	Objetivo Específicos	Hipótesis Especifica	Geotecnia	Mecánica de suelos	
¿Cuáles son las características geotécnicas del área de estudio y cuál es la capacidad de carga portante del suelo?	Determinar las características geotécnicas del área de estudio y calcular las capacidades de carga portante del suelo para la cimentación de los estribos del puente Kutuctay.	Las características geotécnicas del terreno en la zona de investigación son adecuadas y favorables para la cimentación de los estribos del puente Kutuctay, debido a las propiedades físicas y mecánicas del afloramiento rocoso, que proporcionan una capacidad de carga portante optima.	Geología	Mecánica de rocas	
¿Cuáles son las condiciones hidrológicas del área de estudio?	Determinar las condiciones hidrológicas y potenciales del área donde se ubicará el puente Kutuctay.	Las características hidrológicas en la zona de investigación son adecuadas y favorables para la cimentación de los estribos del puente Kutuctay, ya que presenta caudales máximos y socavacion moderada.		Geología Estructural	
			Cimentación	Estratigrafía	
				Formaciones geológicas	

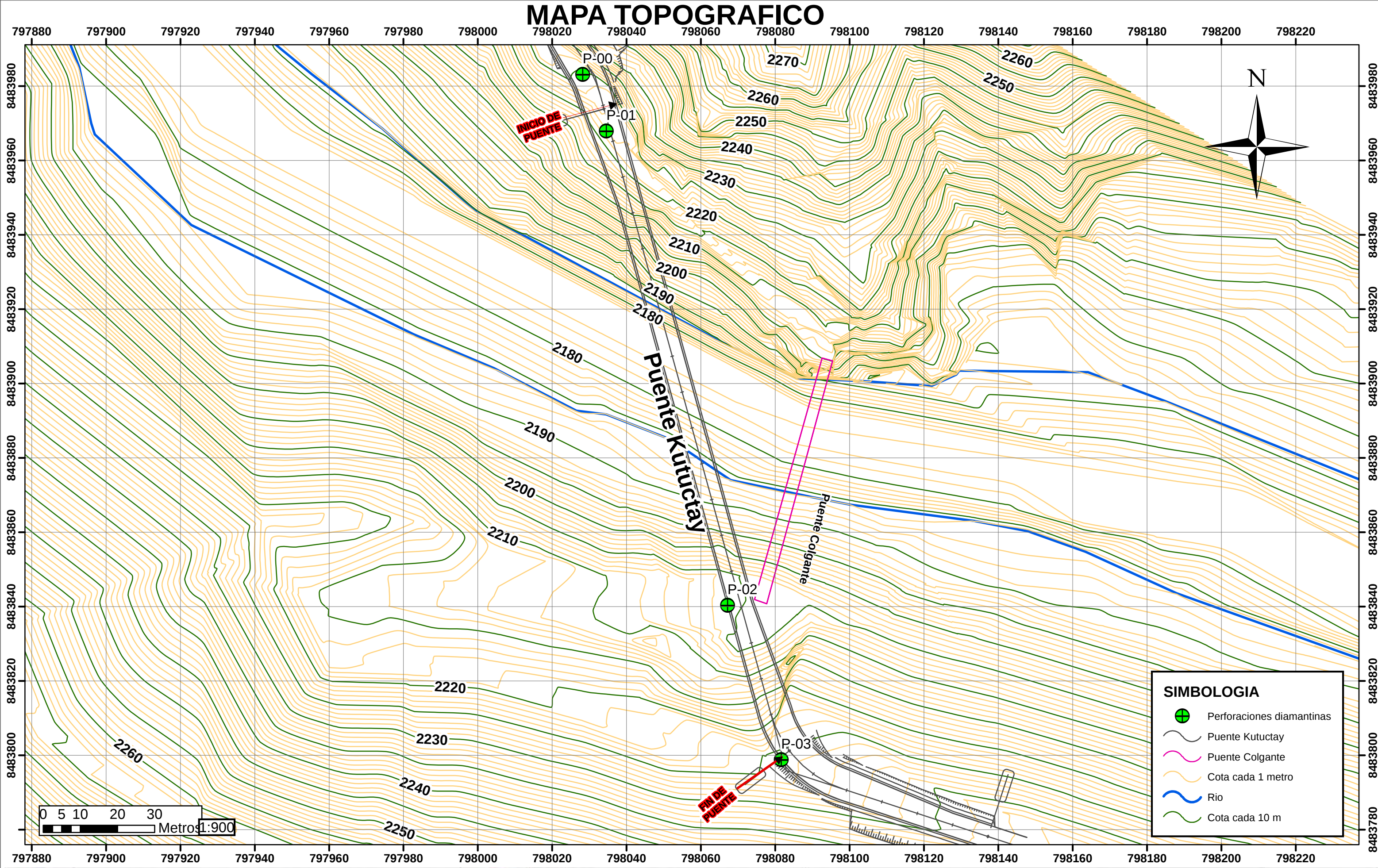


**“ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA,
DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO”**



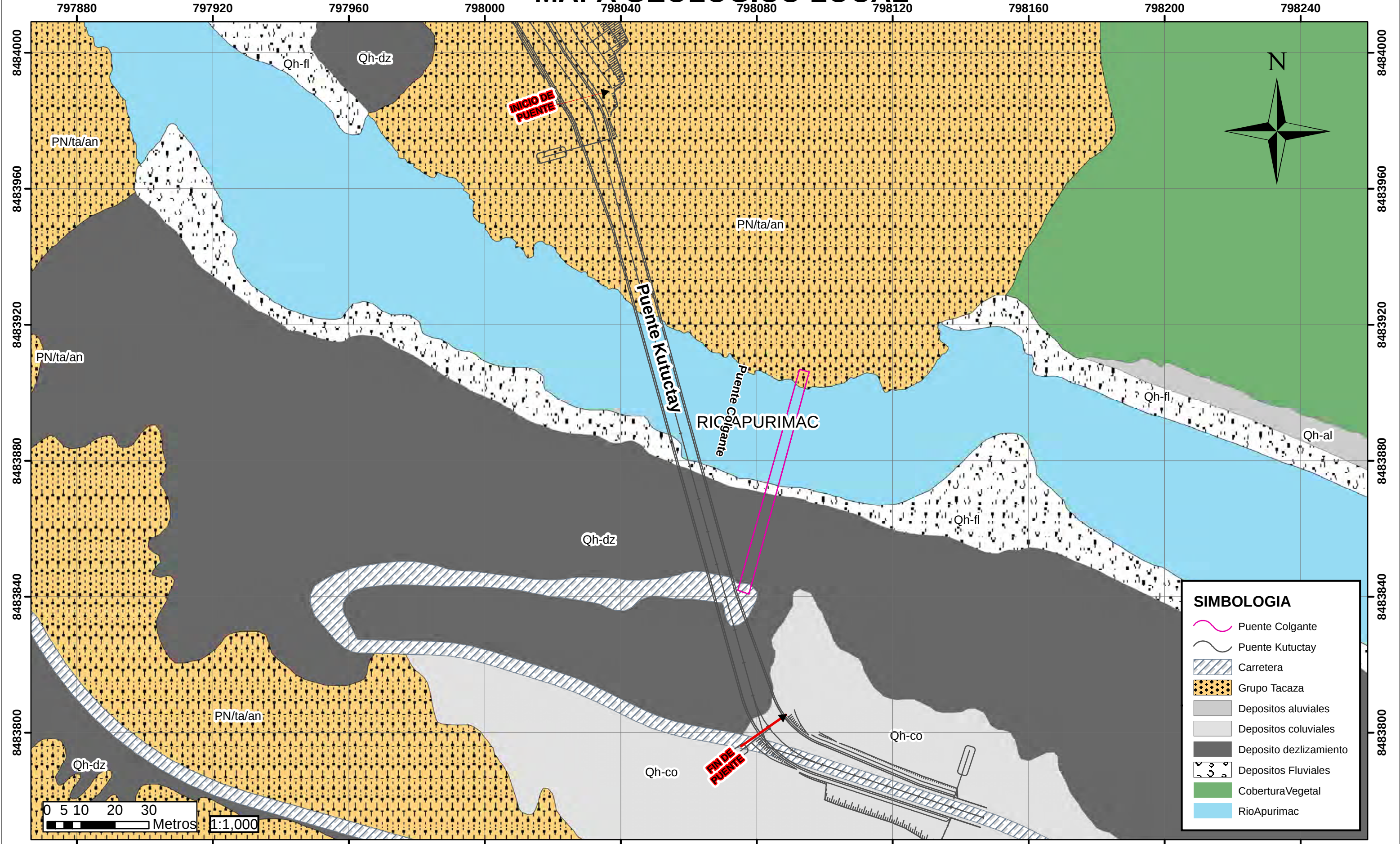


	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLÓGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLÓGICA			REALIZADO POR: Bach. KARINA SORNOZA SOTO Bach. JAIME RENZO CONDORI VALENCIA		PLANO: MAPA DE UBICACIÓN		UBICACIÓN		ESCALA 1/ 250000
	TESIS: "ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO"			REVISADO POR: RONALD LUIS LOPEZ ZAPANA		DATUM WSG84	DISTRITO:	COTABAMBAS - CHINCHAYPUJIO	P- 1	
						ZONA 18 L	PROVINCIA:	COTABAMBAS - ANTA		
							DEPARTAMENTO:	APURIMAC - CUSCO		



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLÓGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLÓGICA		REALIZADO POR:	Bach. KARINA SORNOZA SOTO	PLANO: MAPA TOPOGRAFICO	UBICACIÓN		ESCALA 1/1000
				Bach. JAIME RENZO CONDORI VALENCIA		DISTRITO:	COTABAMBAS - CHINCHAYPUJIO	
			TESIS: “ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO”			REVISADO POR: RONALD LUIS LOPEZ ZAPANA	DATUM WSG84	PROVINCIA:
				ZONA 18 L	DEPARTAMENTO:	APURIMAC - CUSCO		

MAPA GEOLOGICO LOCAL

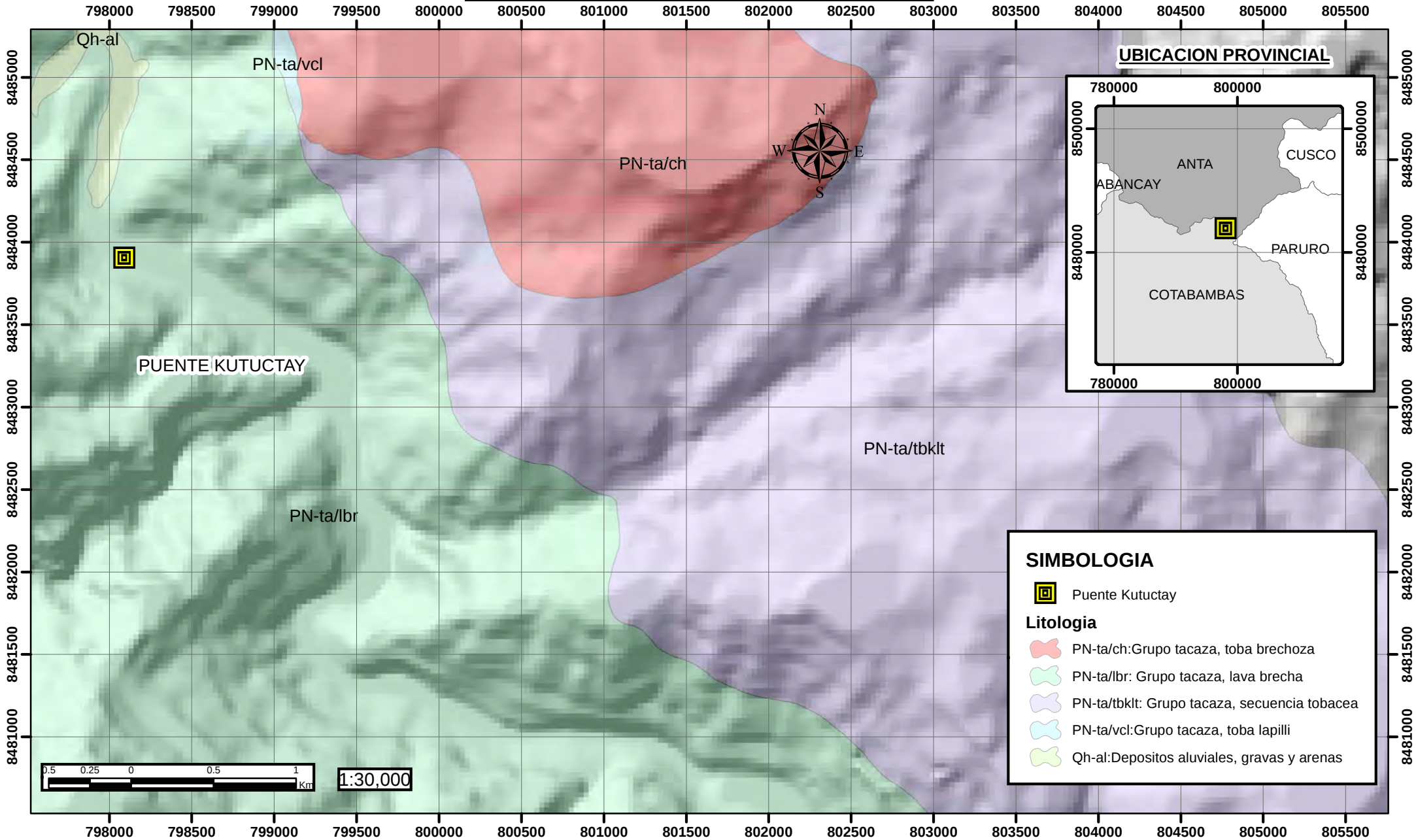


SIMBOLOGIA

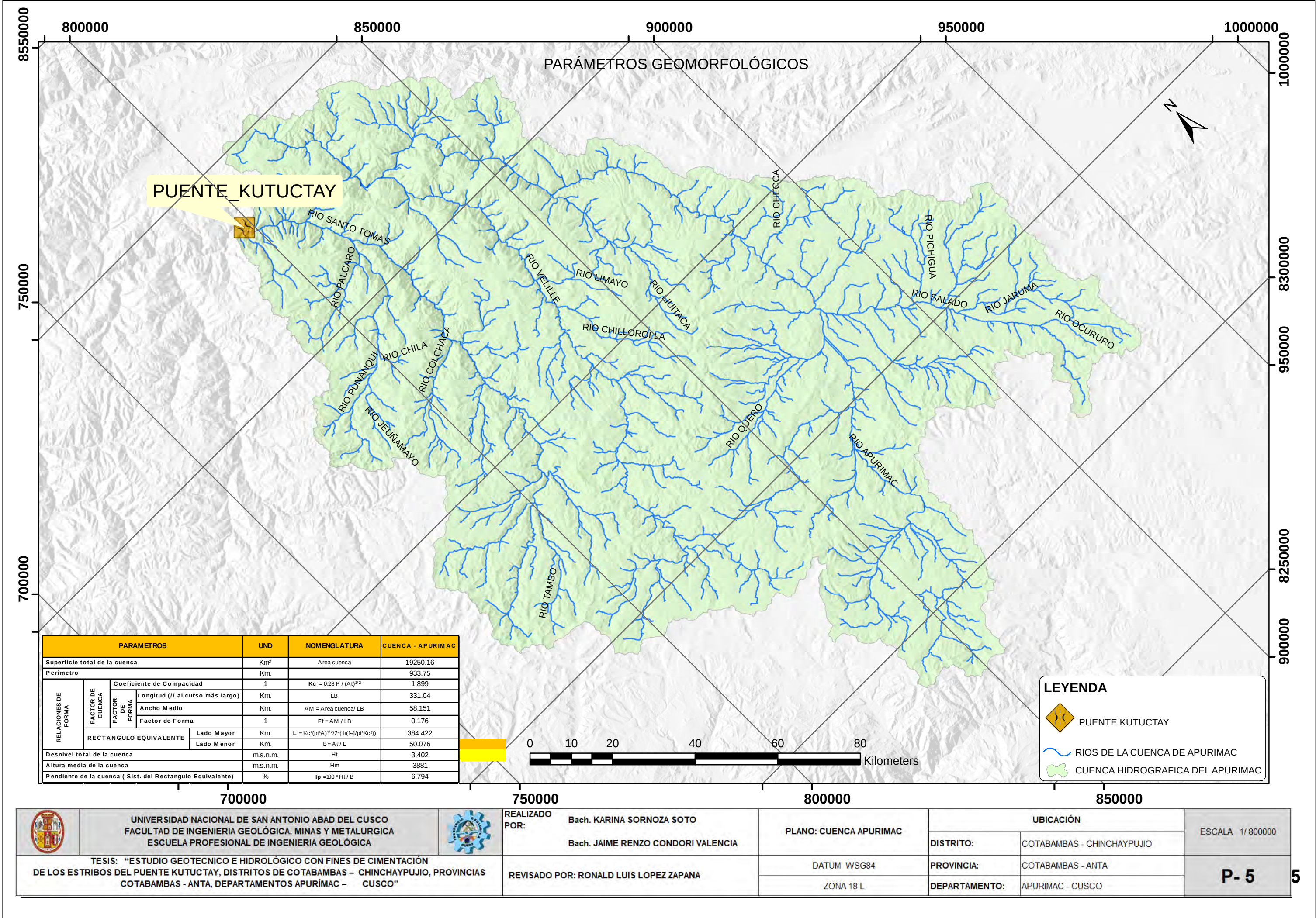
- Puente Colgante
- Puente Kutuctay
- Carretera
- Grupo Tacaza
- Depositos aluviales
- Depositos coluviales
- Deposito de deslizamiento
- Depositos Fluviales
- Cobertura Vegetal
- Rio Apurimac

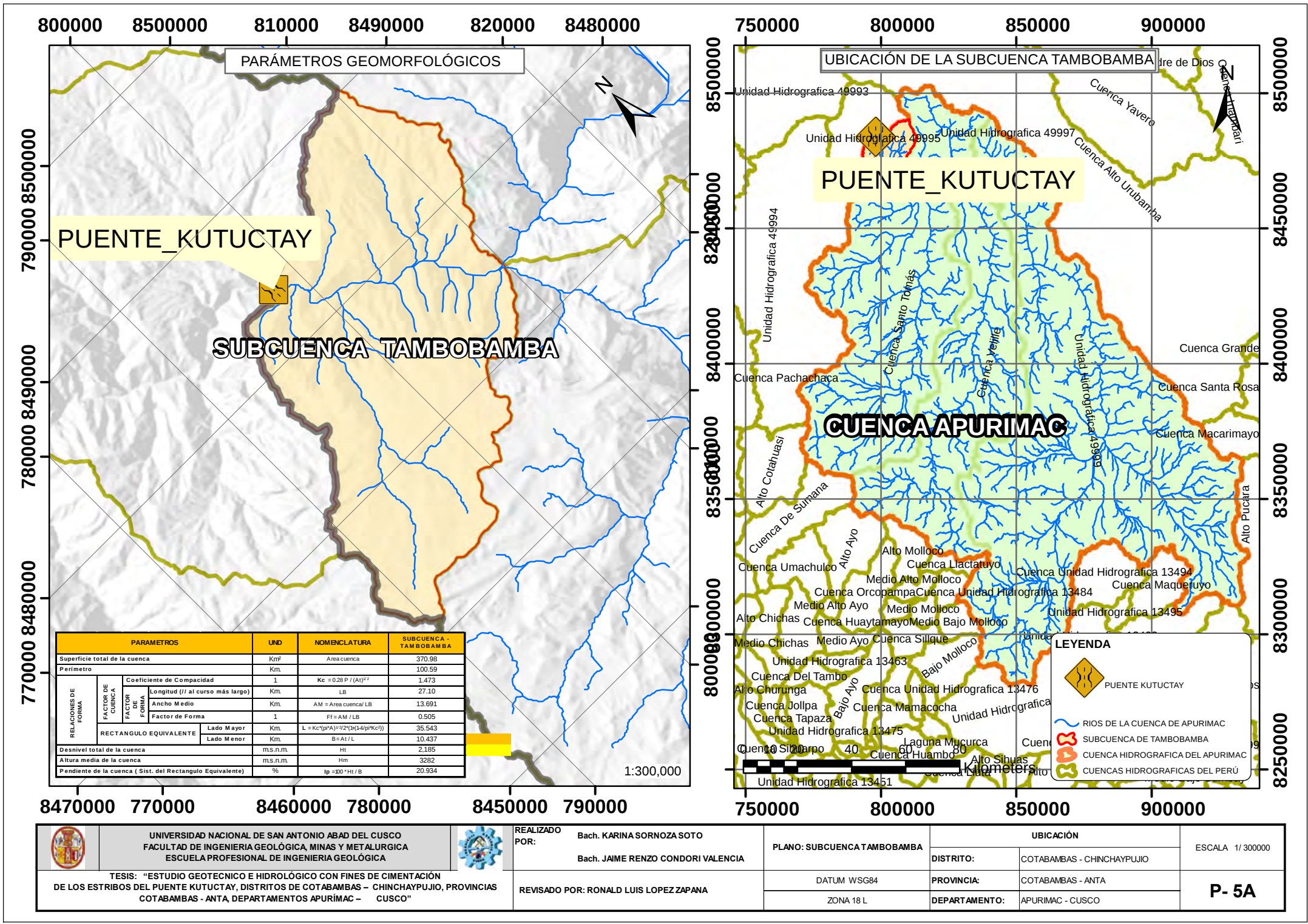
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA		REALIZADO POR:	Bach. KARINA SORNOZA SOTO	PLANO: MAPA GEOLOGICO LOCAL	UBICACIÓN		ESCALA 1/ 1000		
				Bach. JAIME RENZO CONDORI VALENCIA		DISTRITO:	COTABAMBAS - CHINCHAYPUJIO			
			TESIS: "ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO"			REVISADO POR: RONALD LUIS LOPEZ ZAPANA	DATUM WSG84	PROVINCIA:	COTABAMBAS - ANTA	P- 3
							ZONA 18 L	DEPARTAMENTO:	APURIMAC - CUSCO	

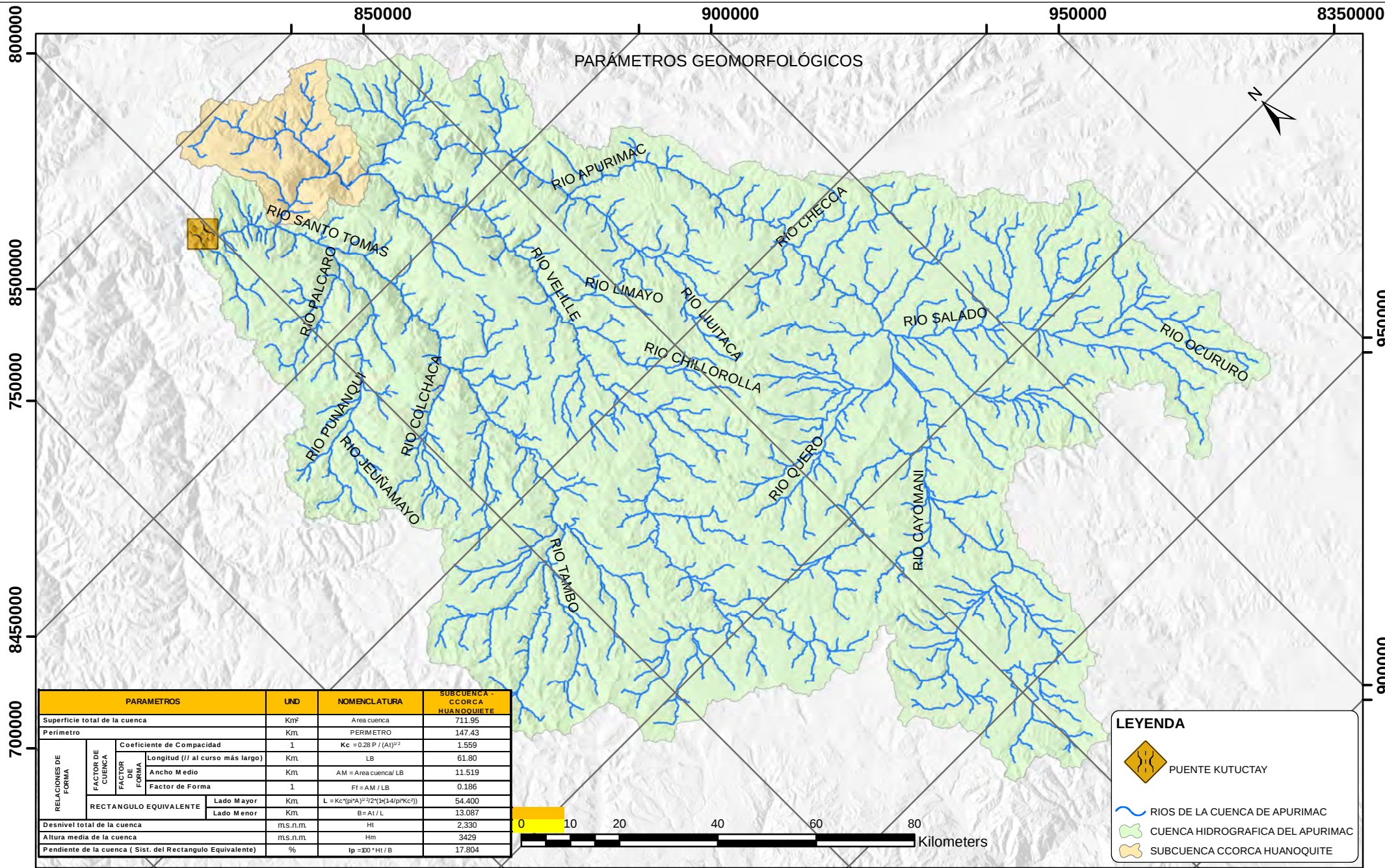
MAPA GEOLOGICO REGIONAL

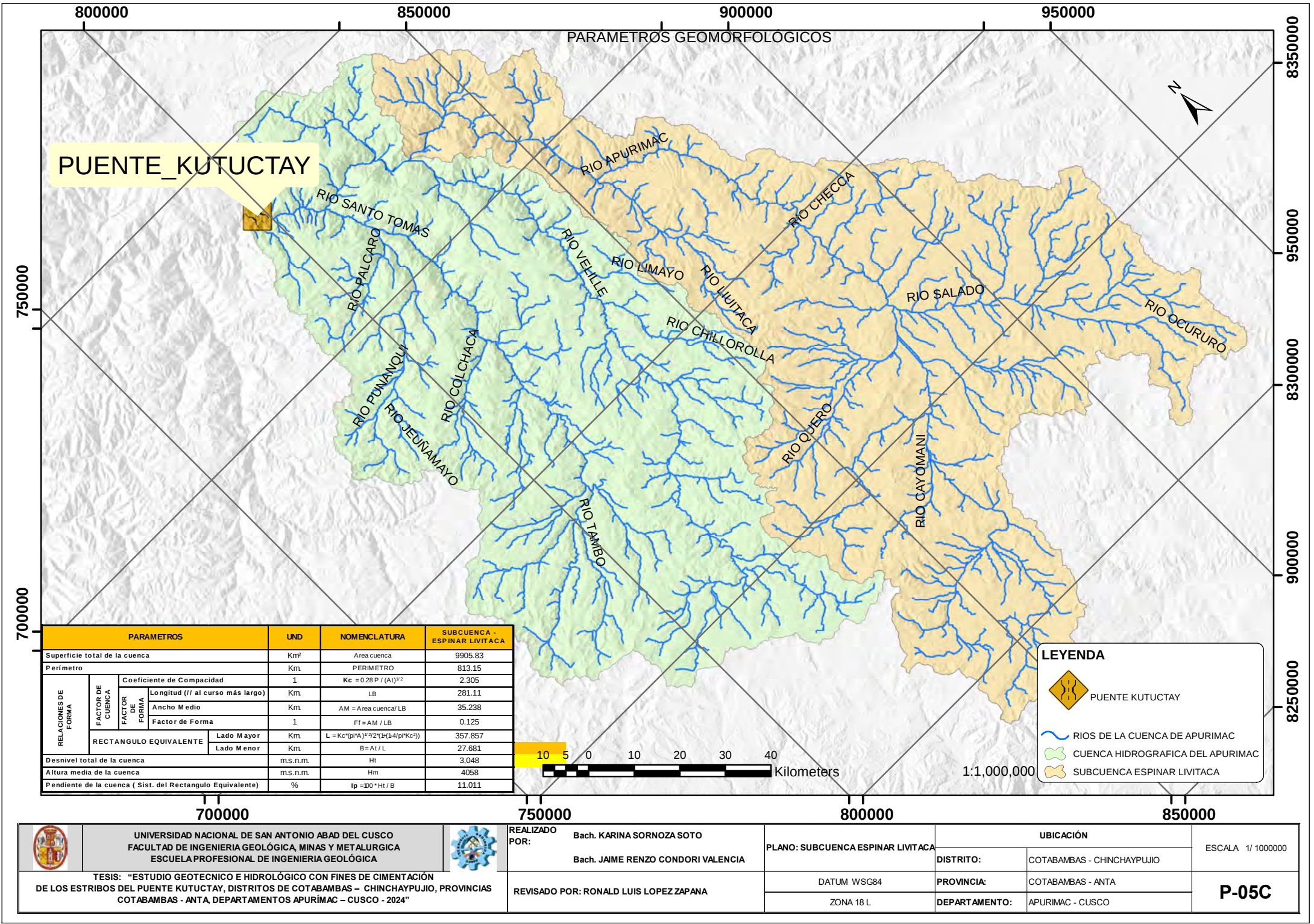


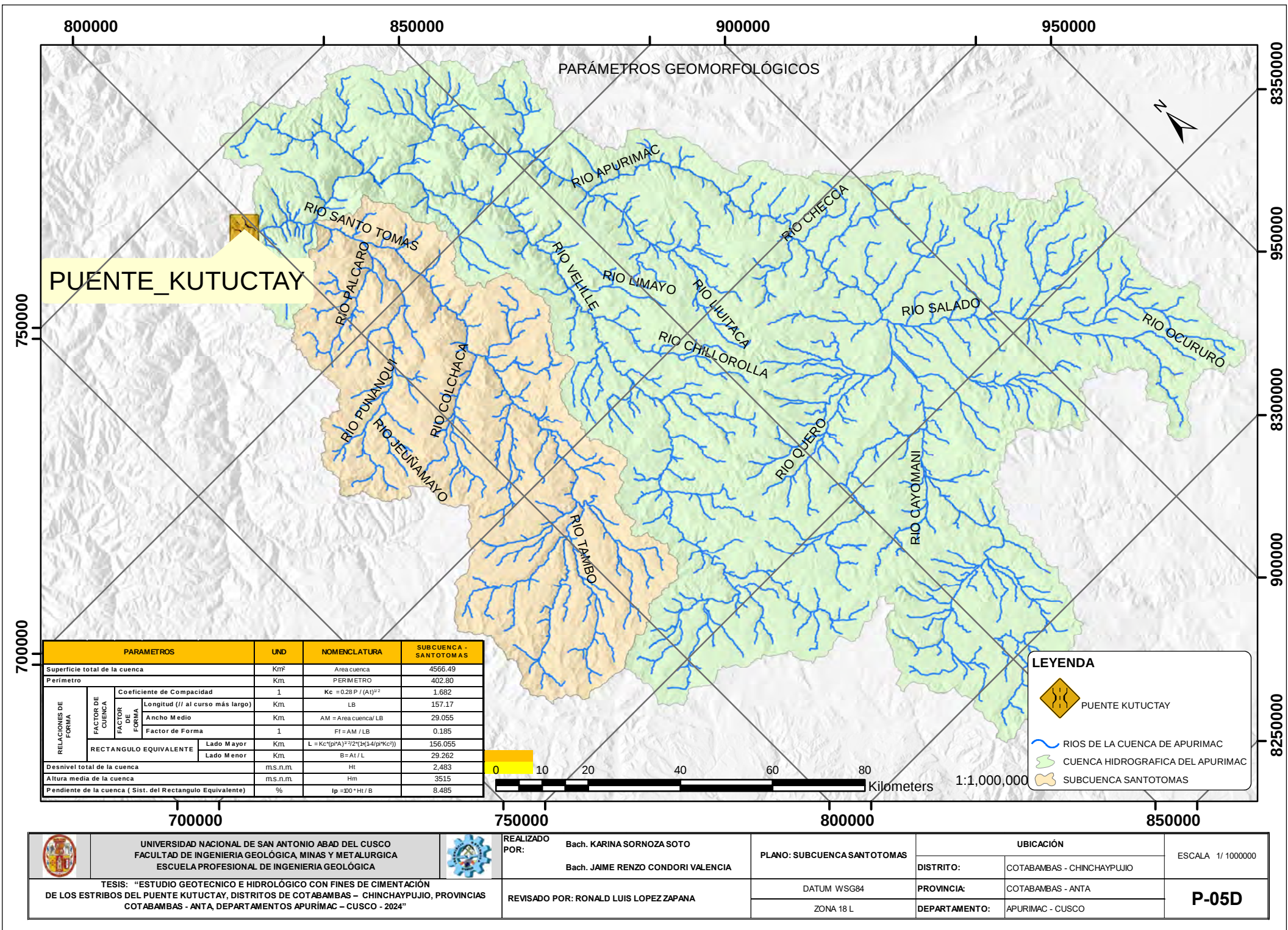
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA		REALIZADO POR:	Bach. KARINA SORNOZA SOTO	PLANO: MAPA GEOLOGICO REGIONAL	UBICACIÓN		ESCALA 1/ 30000
				Bach. JAIME RENZO CONDORI VALENCIA		DISTRITO:	COTABAMBAS - CHINCHAYPUJIO	
TESIS: "ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO"			REVISADO POR: RONALD LUIS LOPEZ ZAPANA		DATUM WSG84	PROVINCIA:	COTABAMBAS - ANTA	P - 04
					ZONA 18 L	DEPARTAMENTO:	APURIMAC - CUSCO	

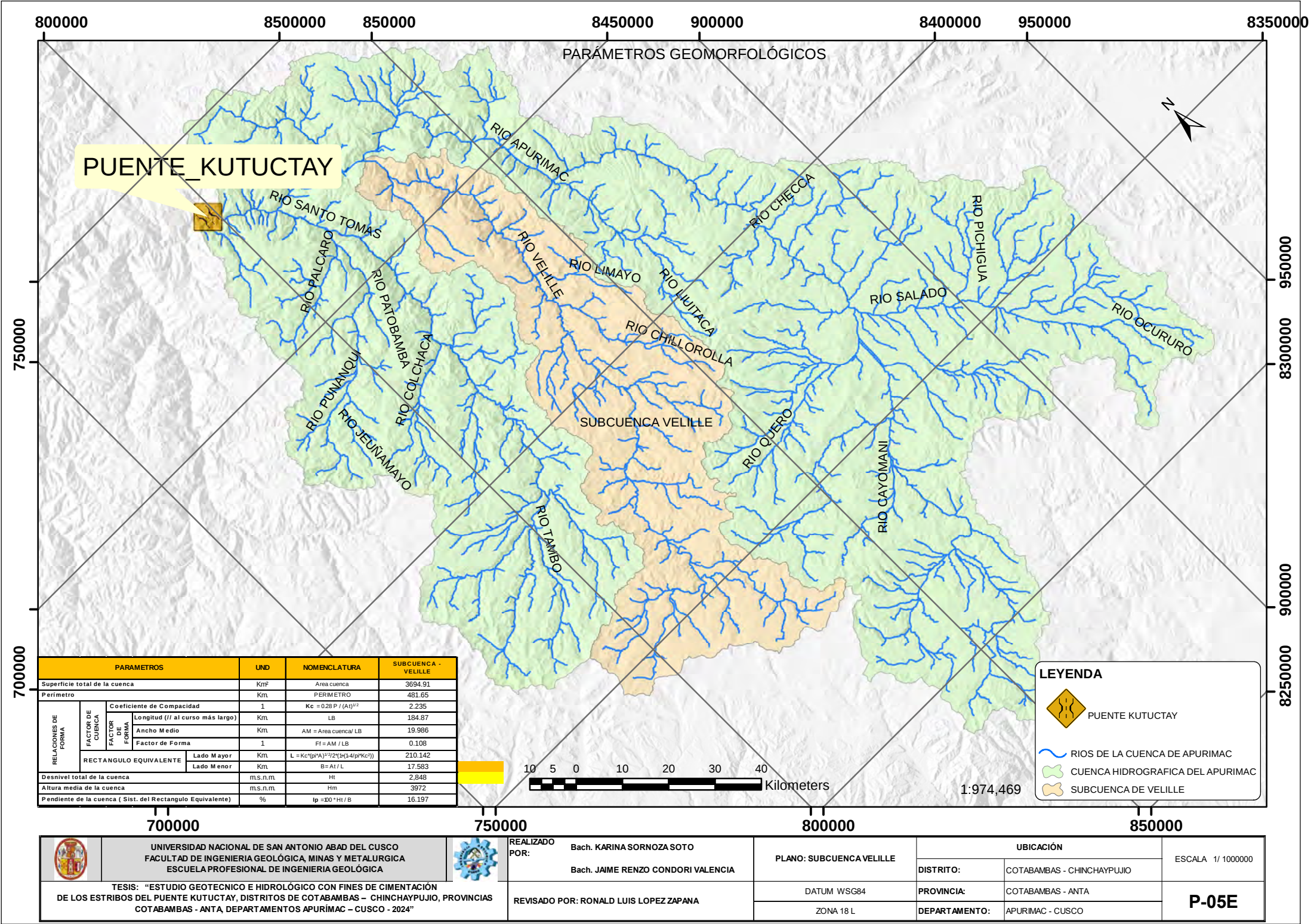












PARAMETROS		UND	NOMENCLATURA	SUBCUENCA - VELILLE
Superficie total de la cuenca		Km²	Area cuenca	3694.91
Perimetro		Km	PERIMETRO	481.65
RELACIONES DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad		$K_c = 0.28 P / (A)^{0.5}$
		1		2.235
	FACTOR DE FORMA	Longitud (l/ al curso más largo)		LB
		Km		184.87
	RECTANGULO EQUIVALENTE	Ancho Medio		AM = Area cuenca/ LB
		Km		19.986
		Factor de Forma		FF = AM / LB
		1		0.108
		Lado Mayor		$L = K_c(p/A)^{1/2} \ln(3/4 p/K_c)$
		Km		210.142
		Lado Menor		B = A / L
		Km		17.583
Desnivel total de la cuenca		m.s.n.m.	Ht	2,848
Altura media de la cuenca		m.s.n.m.	Hm	3972
Pendiente de la cuenca (Sist. del Rectangulo Equivalente)		%	$I_p = 100 \cdot H / B$	16.197

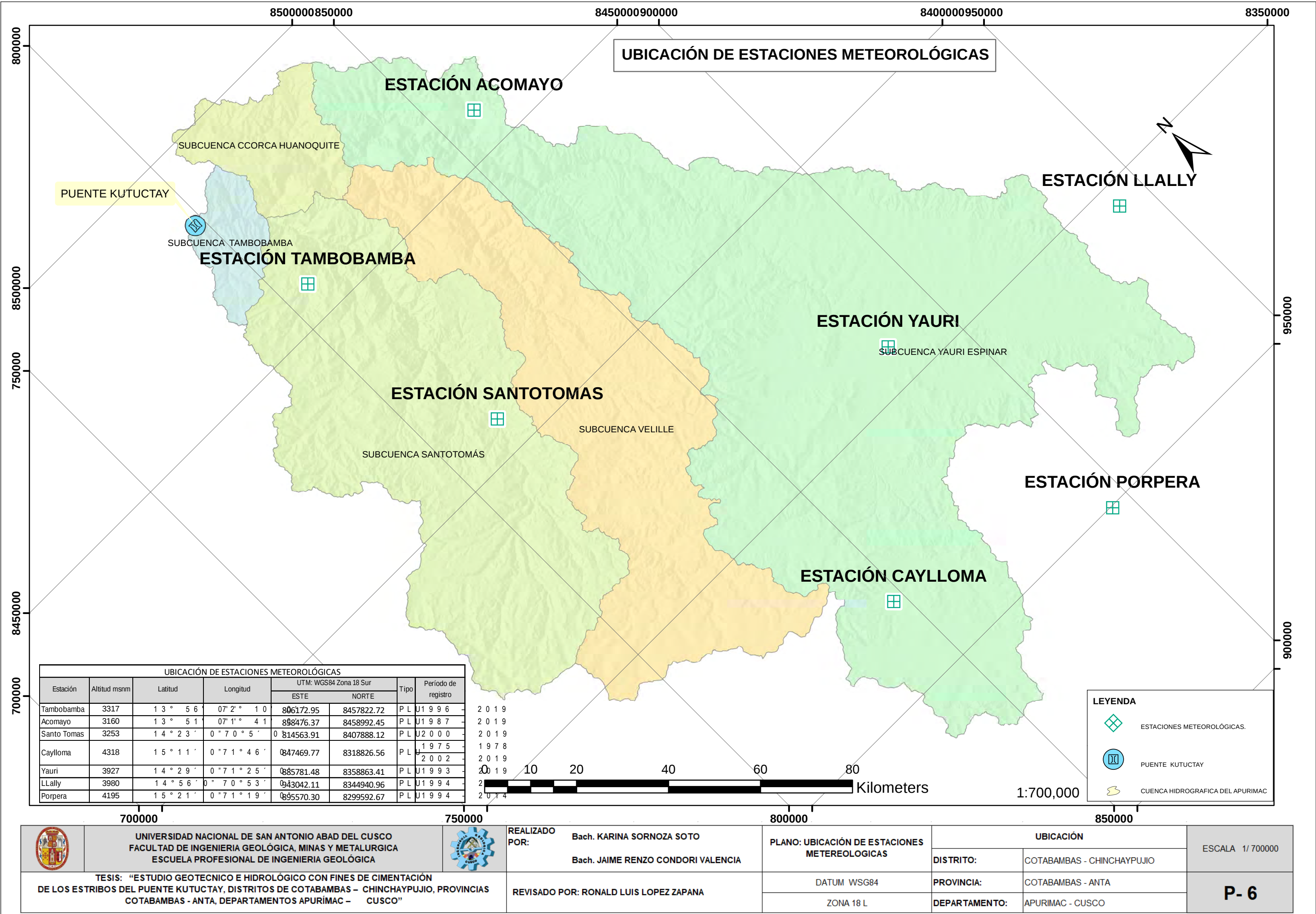
LEYENDA

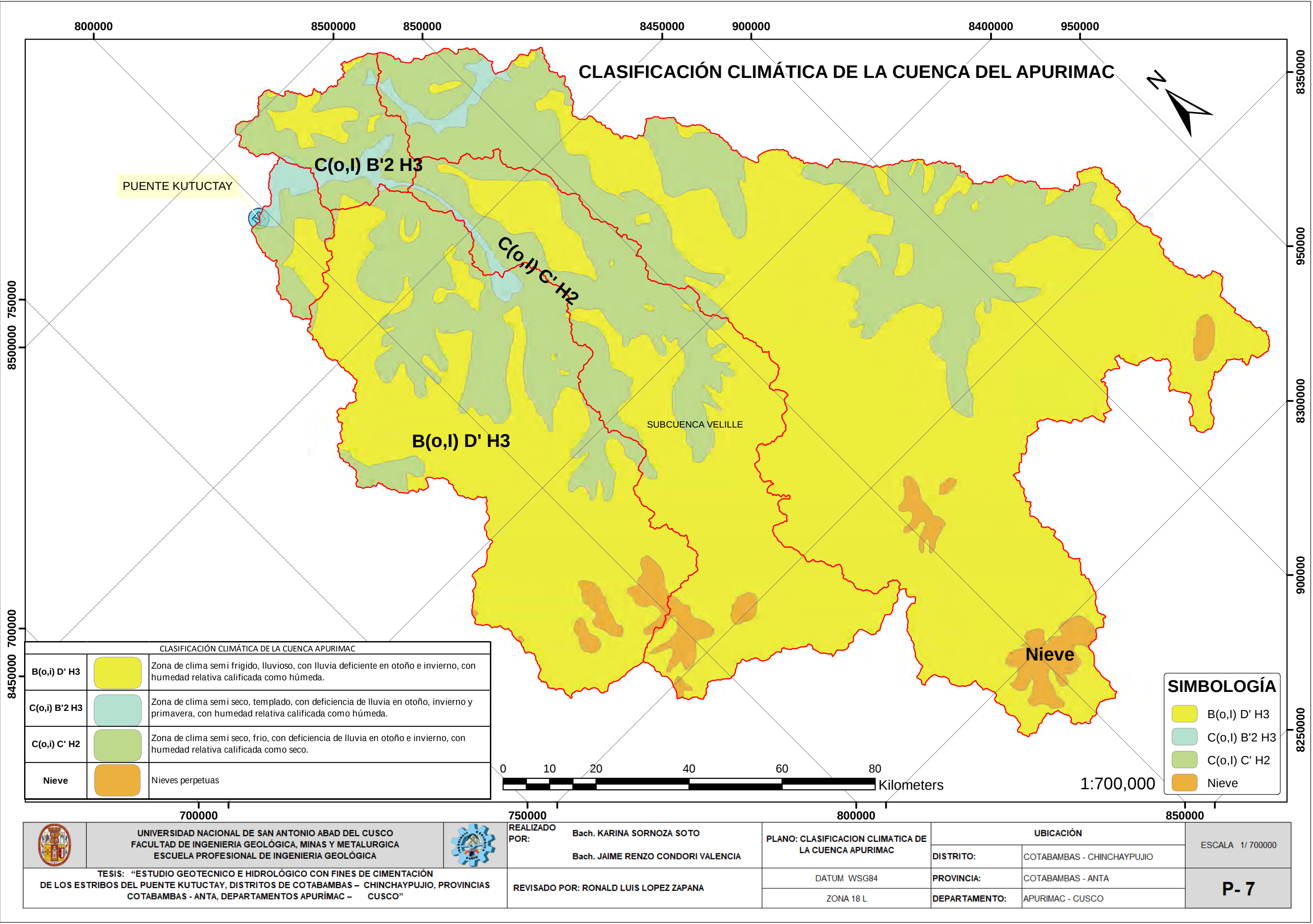
 PUENTE KUTUCTAY

 RIOS DE LA CUENCA DE APURIMAC

 CUENCA HIDROGRAFICA DEL APURIMAC

 SUBCUENCA DE VELILLE

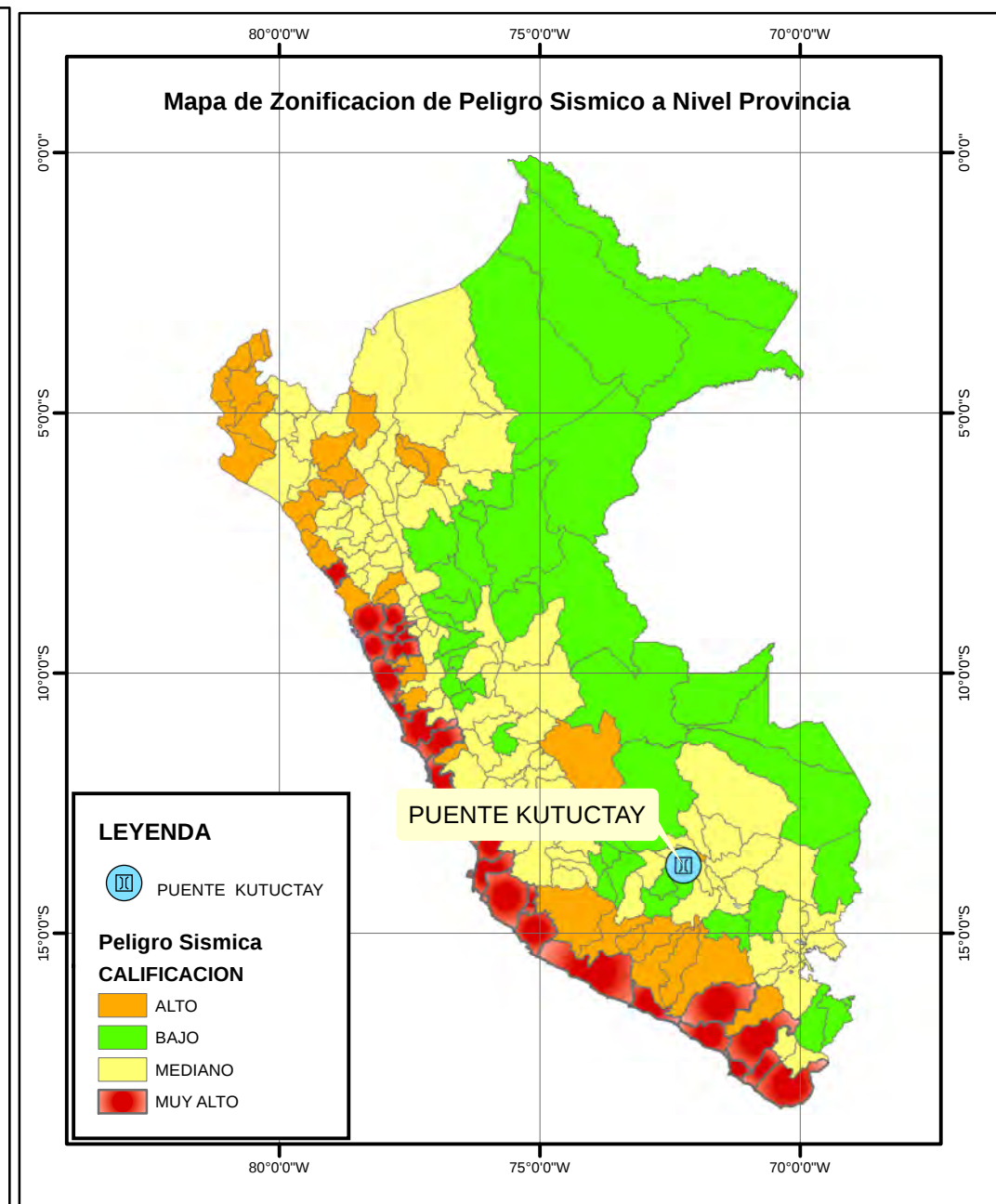
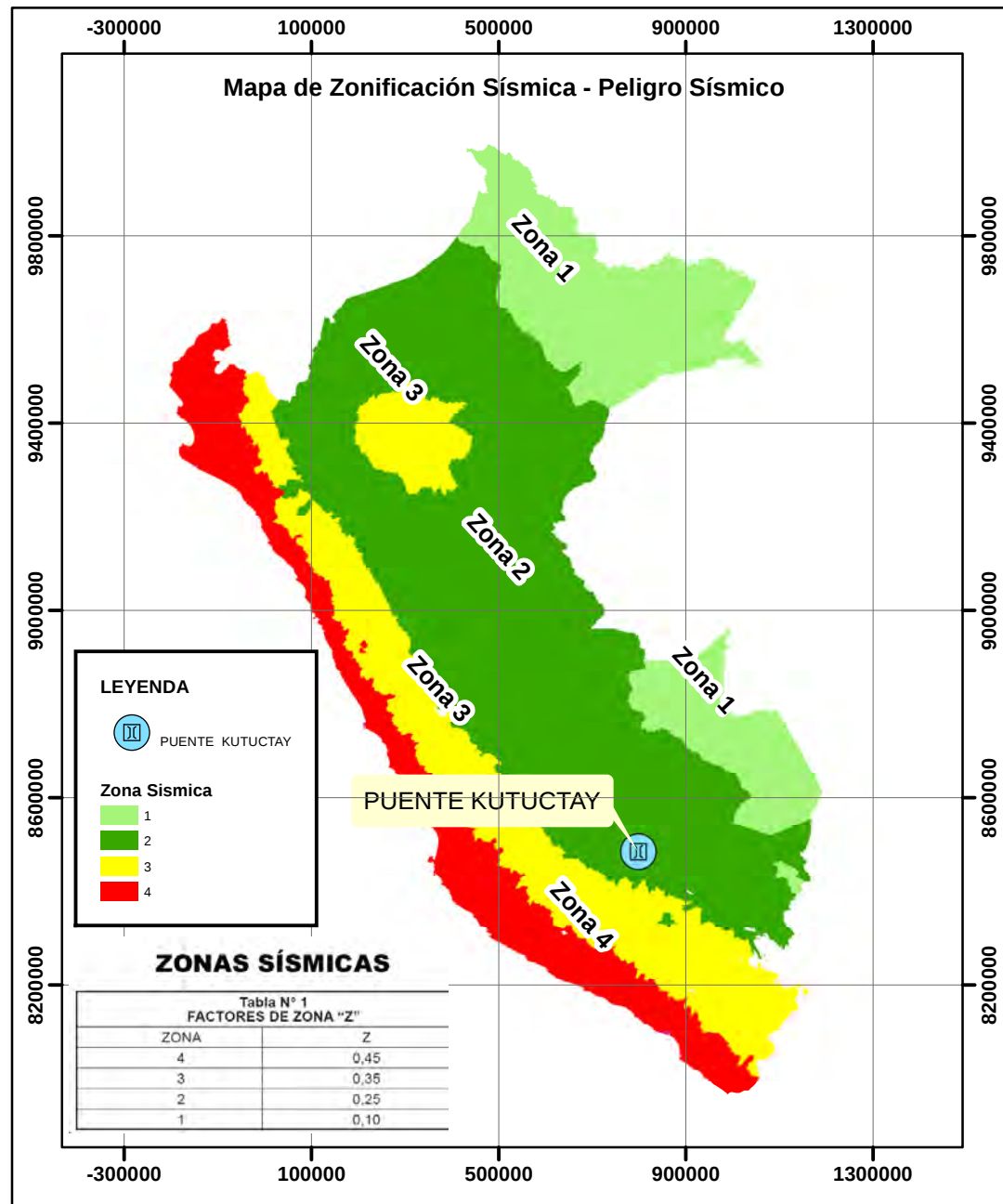




CLASIFICACIÓN CLIMÁTICA DE LA CUENCA APURIMAC		
B(o,i) D' H3		Zona de clima semi frigido, lluvioso, con lluvia deficiente en otoño e invierno, con humedad relativa calificada como húmeda.
C(o,i) B'2 H3		Zona de clima semi seco, templado, con deficiencia de lluvia en otoño, invierno y primavera, con humedad relativa calificada como húmeda.
C(o,i) C' H2		Zona de clima semi seco, frio, con deficiencia de lluvia en otoño e invierno, con humedad relativa calificada como seco.
Nieve		Nieves perpetuas

SIMBOLOGÍA	
	B(o,i) D' H3
	C(o,i) B'2 H3
	C(o,i) C' H2
	Nieve

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLÓGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLÓGICA		REALIZADO POR:	Bach. KARINA SORNOZA SOTO	PLANO: CLASIFICACION CLIMATICA DE LA CUENCA APURIMAC	UBICACIÓN		ESCALA 1/ 700000
			Bach. JAIME RENZO CONDORI VALENCIA	DISTRITO:		COTABAMBAS - CHINCHAYPUJIO		
			TESIS: “ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO”			REVISADO POR: RONALD LUIS LOPEZ ZAPANA	DATUM WSG84	PROVINCIA:
				ZONA 18 L	DEPARTAMENTO:	APURIMAC - CUSCO		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABADEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA GEOLÓGICA, MINAS Y METALURGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLÓGICA



TESIS: "ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN
DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS
COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO"

REALIZADO
POR:

Bach. KARINA SORNOZA SOTO

Bach. JAIME RENZO CONDORI VALENCIA

REVISADO POR: RONALD LUIS LOPEZ ZAPANA

PLANO: MAPA DE SISMISIDAD

DATUM WSG84

ZONA 18 L

UBICACIÓN

DISTRITO:

COTABAMBAS - CHINCHAYPUJIO

PROVINCIA:

COTABAMBAS - ANTA

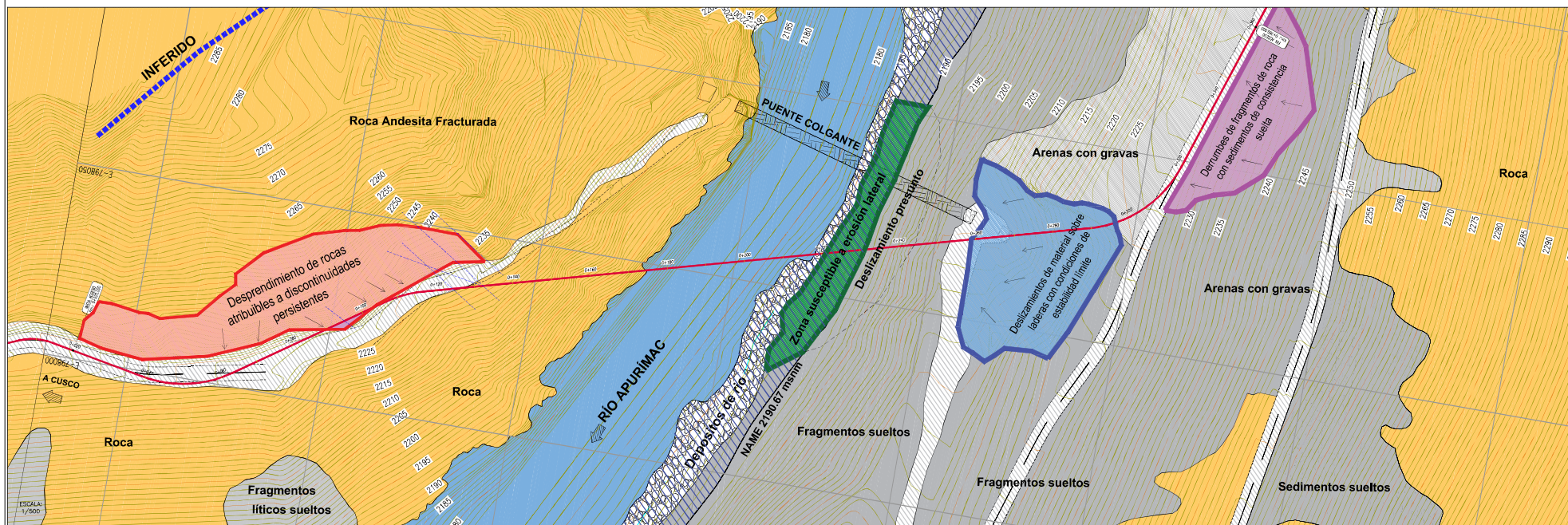
DEPARTAMENTO:

APURIMAC - CUSCO

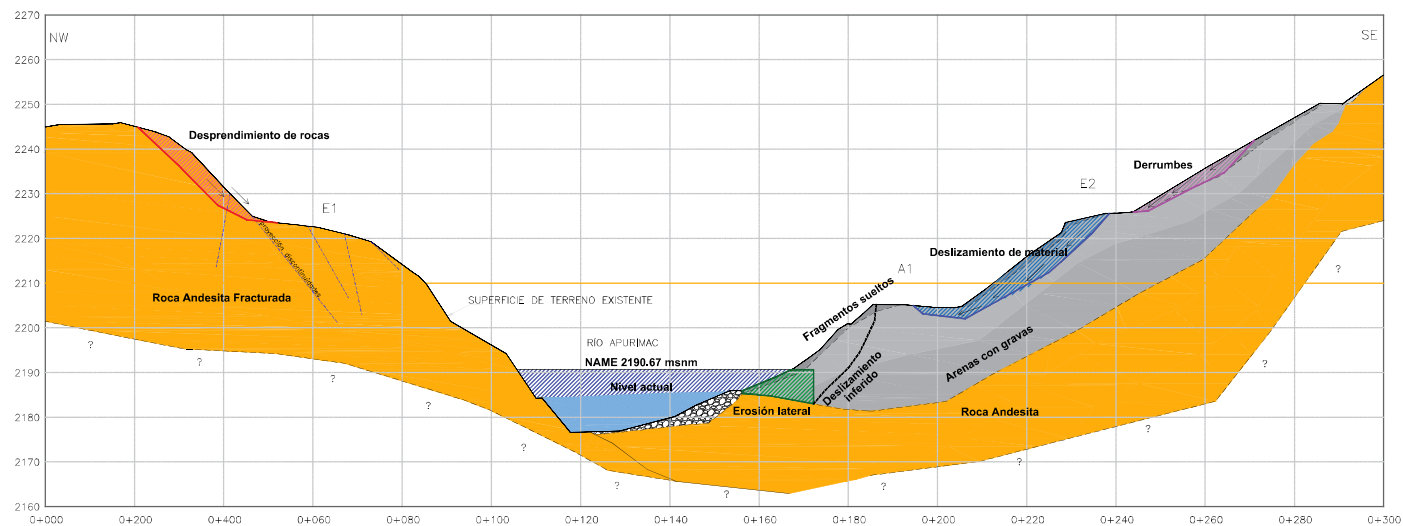
ESCALA 1/ 15000000

P- 8

MAPA GEODINAMICO



SECCIÓN A - A'



SIMBOLOGÍA	
	Derrumbes
	Deslizamientos
	Erosión lateral
	Desprendimiento de rocas
	Deslizamiento inferido
	Curvas de nivel secundarias
	Curvas de nivel maestras
	Río Apurímac

ESCALA: 1/500

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABADEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA, MINAS Y METALÚRGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA		REALIZADO POR: Bach. KARINA SORNOZA SOTO Bach. JAIME RENZO CONDORI VALENCIA	PLANO: MAPA GEODINAMICO	UBICACIÓN		ESCALA 1/500
					DISTRITO:	COTABAMBAS - CHINCHAYPUJIO	
					PROVINCIA:	COTABAMBAS - ANTA	
					DEPARTAMENTO:	APURIMAC - CUSCO	
TESIS: "ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURIMAC – CUSCO"			REVISADO POR: RONALD LUIS LOPEZ ZAPANA	DATUM WSG84 ZONA 18 L	P- 9		

MAPA DE UBICACION DE CALICATAS



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLÓGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLÓGICA		REALIZADO POR:	Bach. KARINA SORNOZA SOTO	PLANO: UBICACIÓN DE CALICATAS	UBICACIÓN		ESCALA 1/ 1500			
			Bach. JAIME RENZO CONDORI VALENCIA			DISTRITO:	COTABAMBAS - CHINCHAYPUJIO				
			TESIS: “ESTUDIO GEOTECNICO E HIDROLÓGICO CON FINES DE CIMENTACIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE KUTUCTAY, DISTRITOS DE COTABAMBAS – CHINCHAYPUJIO, PROVINCIAS COTABAMBAS - ANTA, DEPARTAMENTOS APURÍMAC – CUSCO”			REVISADO POR: RONALD LUIS LOPEZ ZAPANA		DATUM WSG84	PROVINCIA:	COTABAMBAS - ANTA	P- 10
								ZONA 18 L	DEPARTAMENTO:	APURIMAC - CUSCO	