

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERIA GEOLÓGICA, MINAS Y METALURGICA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA



**ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA
CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO
DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCION, CUSCO.**

TESIS PRESENTADO POR:

Bach. ALEX SUTTA DAZA

Bach. WILFREDO SUTTA DAZA

Para optar al título profesional de:

INGENIERO GEÓLOGO

ASESOR:

Dr. JOSEFINA ESCALANTE GUTIERREZ

CUSCO - PERU

2023



DEDICATORIA

Este trabajo de tesis va dirigido a mis padres; Rosa Daza Huamán, Nemecio Sutta Orcohuarancca y a mis hermanos, por apoyarme en los momentos más difíciles y por haberme brindado todo su apoyo necesario para poder concluir con este trabajo.

Br. Sutta Daza Alex

DEDICATORIA

Este trabajo de tesis va dirigido a la persona que más quiero y amo en esta vida, mi Sra. Madre, Rosa Daza Huamán, y a mis queridos hermanos, por apoyarme en los momentos más difíciles y por haberme brindado todo su apoyo necesario para poder concluir con este trabajo.

Br. Sutta Daza Wilfredo



AGRADECIMIENTO

Primerante, quiero agradecer a Dios por todo lo que me ha brindado hasta ahora, por haberme dado fuerza, perseverancia y paciencia en todo este largo tiempo de trabajo.

También quiero agradecer a la Universidad Nacional de san Antonio Abad del Cusco, por haberme brindado la formación profesional que necesito, a la Escuela Profesional de Ingeniería Geológica.

Br. Sutta Daza Alex.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, a mis padres y hermanos, por todo lo que me ha brindado hasta ahora. por su tiempo y paciencia.

Dela misma manera agradecer a nuestra casa de estudios, la Universidad Nacional de san Antonio Abad del Cusco, por haberme brindado la formación profesional que necesito, a la Escuela Profesional de Ingeniería Geológica y a todos los ingenieros, docentes, muchas gracias.

Br. Sutta Daza Wilfredo.



RESUMEN

El estudio se realizó, en el sector de la comunidad de Coquimbo del distrito de Ocobamba, provincia de La Convención, departamento del Cusco. Desde el punto de vista geológico, geotécnico e hidrológico, el proyecto del emplazamiento de los estribos del puente, se encuentra en la cuenca de Ocobamba, en el sector Coquimbo. La población de Coquimbo, Pintobamba Baja y entre otras, presentan problemas en la transitabilidad y comunicación de los pueblos que se encuentran a lo largo del tramo carretero, lo que se agravan en temporadas de lluvia, por lo tanto, es de vital importancia la construcción del puente Coquimbo, que será en beneficio de las poblaciones anteriormente mencionadas, mejorando así su nivel de vida.

Geomorfológicamente el área de estudio es una quebrada, con pendientes que oscilan entre los 25 y 70%, la topografía es irregular y accidentada. En el sector de Coquimbo, se encontraron las siguientes unidades geomorfológicas, montaña en roca metamórfica, laderas que se encuentran en ambos flancos de la quebrada, terrazas en la margen derecha y pìde de monte. Geológicamente en la zona de estudio se identificaron las siguientes secuencias litoestratigráficas, el Grupo San José conformada principalmente por pizarras esquistosas, formación Sandia, depósitos coluviales, aluviales y fluviales.

La estratigrafía en la margen derecha, presentan rocas aflorantes cubierto por una vegetación y una capa de material friccionante no consolidados, con fracciones de arena y limo. Litológicamente los clastos existentes, son procedentes de las rocas fuentes como producto de la erosión y transporte. La estratigrafía en la margen izquierda es netamente macizo rocoso identificado como pizarras esquistosas de coloración gris acero a consecuencia de la meteorización del grupo San José y cubierta por una capa despreciable de material cuaternario.



Los estudios geotécnicos realizados, tendrán por finalidad determinar las características físico-mecánicas del suelo, la resistencia de la roca donde se emplazarán los estribos del puente Coquimbo. Siendo el substrato de fundación un macizo rocoso, identificado como pizarra esquistosa levemente fracturado, con una potencia aproximada de 20 metros, determinados por el estudio geofísico. Los depósitos coluviales-aluviales tienen una potencia aproximada de 2 metros.

Se obtuvieron muestras para el análisis y ensayos de caracterización como: límites de Atterberg, contenido de humedad, granulometría, etc.,

La capacidad de carga que presenta el suelo de fundación sobre la roca es de 2.50 Kg/cm², y este fue determinado por el método de la fórmula de Meyerhof, para un factor de seguridad de 3.0 y un ancho de zapata no menor a 3.0 metros. En el proceso constructivo, se deberá eliminar esta cobertura cuaternaria, por lo que existe en el base macizo rocoso, que en comparación con el suelo aluvial que presenta la zona, es mucho las estable.

Para la estimación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso, se han usado dos metodologías. El primero de ellos usa la tabla (sistema de valoración de macizos rocosos RMR, Bieniawski). Que clasifica al macizo rocoso como (roca de clase III y de calidad media).

Entre la variedad de tipos de puentes, como alternativa tenemos los puentes de acero y de concreto armado. La opción más conveniente es la del puente de acero, dado las características de ubicación, topografía, geomorfología, geología, etc. Es por esta razón que se optará el puente de acero, el que constará de un solo tramo, evitando así utilizar un pilar intermedio y así poder garantizar el libre paso de las aguas del río Ocobamba.

Palabras claves: Geotecnia, Hidrología, Estribos y Emplazamiento.



ABSTRACT

The study of the following work was carried out in the sector of the community of Coquimbo in the district of Ocobamba, province of La Convención, department of Cusco. From the hydrological point of view, it is located in the Ocobamba basin, in the Coquimbo sector. The population of Coquimbo, Lechepata, Pintobamba Baja, among others, have transportation and communication problems, which are aggravated in rainy seasons, for this reason the construction of the Coquimbo bridge is of vital importance, which will benefit the previously mentioned populations. thus improving their standard of living.

Geomorphologically, the study area is a ravine, with slopes ranging between 25 and 70%, the topography is irregular and rugged. In the Coquimbo sector, the following geomorphological units were found: mountain in metamorphic rock, slopes that are found on both flanks of the ravine, terraces on the right bank and mountain slopes. Geologically, the following stratigraphic litho sequences were identified in the study area: The San José Group, made up mainly of slates, Sandia formation, colluvial, alluvial and fluvial deposits.

The stratigraphy on the right bank presents a rocky outcrop covered by a thin layer of unconsolidated frictional material, with fractions of sand and silt. Lithologically, the existing clasts come from the source rocks as a product of erosion and transport. The stratigraphy on the left bank is clearly formed by a rocky massif identified as schistous slates with a steel gray color as a result of the weathering of the San José group and covered by a negligible layer of Quaternary material.



The geotechnical studies carried out will have the purpose of determining the physical-mechanical characteristics of the soil, where the abutments of the Coquimbo bridge will be located. The foundation substrate being a rocky massif, identified as slightly fractured schistous slate, with an approximate depth of 20 meters, determined by the geophysical study. The colluvial-alluvial deposits have an approximate depth of 2 meters.

Samples were obtained for analysis and characterization tests such as: Atterberg limits, moisture content, granulometry, etc.,

The load capacity of the foundation soil on the rock is 2.50 Kg/cm², and this was determined by the method of the Meyerhof fórmula similar to the ultimate load of Terzaghi and Peck, for a safety factor of 3.0 and a footing width of not less than 3.0 meters.

For the estimation of the resistance parameters of the rock mass, two methodologies have been used. The first of them uses the table (RMR rock mass valuation system, Bieniawski). Which classifies the rock mass as (rock class III and medium quality).

Among the variety of types of bridges, as an alternative we have steel and reinforced concrete bridges. The most convenient option is the steel bridge, given the characteristics of location, topography, geomorphology, geology, etc. It is for this reason that the steel bridge will be chosen, which will consist of a single section, thus avoiding the use of an intermediate pillar and thus being able to guarantee the free passage of the waters of the Ocobamba River.



INDICE DE CONTENIDO

CAPITULO I: GENERALIDADES	19
1.1. INTRODUCCION	19
1.2. UBICACION	19
1.2.1. UBICACION POLITICA	19
1.2.2. UBICACION GEOGRAFICA	19
1.2.3. UBICACIÓN HIDROGRAFICA	19
1.3. ACCESIBILIDAD	20
1.4. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION	21
1.4.1. PLANTEAMIENDO DEL PROBLEMA:.....	21
1.4.2. FORMULACION DEL PROBLEMA:.....	21
1.4.2.1. PROBLEMA GENERAL.	21
1.4.2.2. PROBLEMA ESPESIFICO	21
1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.	21
1.6. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION	22
1.6.1. OBJETIVO GENERAL	22
1.6.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS	22
1.7. HIPOTESIS Y VARIABLES	22
1.7.1. HIPOTESIS GENERAL.....	22
1.7.2. HIPOTESIS ESPESIFICAS	22
1.8. VARIABLES	23
1.8.1. SISTEMAS DE VARIABLES	23
1.8.1.1. VARIABLE DEPENDIENTE	23
1.8.1.2. VARIABLE INDEPENDIENTE	23
1.9. METODOLOGIA DEL TRABAJO	23
1.9.1. METODO CIENTIFICO	23
1.9.2. METODO DE TRABAJO	23
1.9.2.1. ETAPA DE PRE CAMPO.....	23



1.9.2.2. ETAPA DE CAMPO	24
1.9.2.3. ETAPA DE POST-CAMPO	24
1.10. CLIMA Y VEGETACION.....	24
1.10.1. CLIMA.....	24
1.10.2. VEGETACION.....	24
2. MARCO TEORICO	26
2.1. MARCO REFERENCIAL.....	26
2.2. MARCO TEORICO CONCEPTUAL.....	28
2.2.1. ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS.....	28
2.2.2. SISTEMA DE CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE SUELOS (SUCS).....	29
2.2.3. LÍMITES DE CONSISTENCIA	31
2.2.4. MECANICA DE ROCAS	32
2.2.5. CAPACIDAD DE CARGA.....	33
2.2.6. PESO UNITARIO	35
2.2.7. LEY DE DARCY	35
2.2.8. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	36
2.2.9. COMPRESIBILIDAD.....	36
2.2.10. PERMEABILIDAD	36
2.2.11. PESO ESPECÍFICO.....	37
2.2.12. POROSIDAD	37
CAPITULO II: GEOMORFOLOGIA.....	38
2.1. GEOMORFOLOGIA REGIONAL	38
2.1.1. UNIDADES GEOMORFOLOGICAS	38
2.1.1.1 CORDILLERA ORIENTAL	38
2.1.1.2. FAJA SUBANDINA	39
A. ZONA FUERTEMENTE DISECTADA	39
B. ZONA MODERADAMENTE DISECTADA.....	39
C. ZONA DE PLANICIE:	39
D. ZONA DE VALLES	39
E. VALLE DEL RÍO OCOBAMBA.....	40



2.2. GEOMORFOLOGIA LOCAL	40
2.2.1. UNIDAD DE MONTAÑA.....	40
2.2.2. LADERAS.....	41
2.2.3. QUEBRADAS.....	41
2.2.4. PIE DE MONTE VERTIENTE – COLUVIO DELUVIAL (V-cd).....	42
2.2.5. PIE DE MONTE ALUVIO TORRENCIAL (P-at).....	42
2.2.6. TERRAZAS.....	42
2.3. PENDIENTES	43
2.4. TOPOGRAFIA	45
CAPITULO III: GEOLOGIA.	46
3.1. HISTORIA GEOLOGICA	46
3.2 ESTRATIGRAFIA	46
3.3 GEOLOGIA REGIONAL	47
3.3.1. GRUPO SAN JOSE (ORDOVÍCICO INFERIOR-MEDIO).....	47
3.3.2. FORMACION SANDIA (ORDOVICICO SUPERIOR).....	49
3.3.3. PLUTON QUILLOC-MESAPELADA (PÉRMICO INFERIOR).....	50
3.2. GEOLOGIA LOCAL.	50
3.2.1. GRUPO SAN JOSE.....	50
3.2.2. FORMACION SANDIA.....	51
3.2.3. DEPOSITOS COLUVIALES (Qh-co).....	52
3.2.4. DEPOSITOS ALUVIALES (Qh-al).....	52
3.2.5. DEPOSITOS FLUVIALES (Qh-fl).....	53
CAPITULO IV: GEOLOGIA ESTRUCTURAL	54
4.1. ESTRUCTURAS REGONALES	54
4.1.1.1. PLEGAMIENTOS.....	54
4.1.1.2. FALLAS.....	54
4.1.2 ESTRUCTURAS LOCALES	54
4.1.2.1. SISTEMA DE FALLAS ESTE – OESTE.....	54



4.1.2.2. FALLAS NORTE – SUR	55
4.1.2.3. SISTEMA DE FISURAMIENTOS NORTE – SUR	55
CAPITULO V: HIDROLOGIA.	56
5.1. GENERALIDADES.	56
5.2. ESTUDIO DE LA CUENCA	56
5.2.1. UBICACIÓN HIDROGRÁFICA	56
5.2.2. DELIMITACIÓN DE LA CUENCA.	57
5.2.3. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA OCOBAMBA...57	
5.2.4. PARÁMETROS METEOROLÓGICOS	58
5.2.4.1. TEMPERATURA	58
5.2.5. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	59
5.3. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA	61
5.3.1. PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS (mm).....	62
5.3.2. DATOS BASICOS PARA EL ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS	64
5.3.3. PERIODO DE RETORNO	65
5.3.4. VALORES DE LA PRECIPITACIÓN EN 24 HORAS Y 01 MES GENERADOS CUENCA PINTOBAMBA.....	68
5.3.5. ANALISIS DE FRECUENCIA DE LA PRECIPITACION MAXIMA ...	69
5.3.5.1. FACTOR DE FRECUENCIA	70
5.3.6. PRECIPITACION PARA INTERVALOS DE TIEMPO MENORES A 24 HORAS.	81
5.3.7. INTENSIDADES PARA INTERVALOS DE TIEMPO MENORES A 24 HORAS	83
5.3.8. CAUDALES MÁXIMOS	84
5.3.9. DETERMINACIÓN DE LA MÁXIMA AVENIDA PROBABLE	85
5.4. HIDRÁULICA FLUVIAL	87
5.4.1. CARACTERÍSTICAS DEL TRAMO.....	87
5.4.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.....	87
5.4.3. PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL FLUJO DE ÁREA DEL PUENTE COQUIMBO	88
5.5. SOCAVACIÓN	88



5.4.1. SOCAVACIÓN GENERAL.....	89
5.4.2. SOCAVACIÓN GENERAL DEL CAUCE	89
5.4.3. CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN EL CAUCE DEL RÍO OCOBAMBA SECTOR DE COQUIMBO	91
5.4.4. SOCAVACION AL PIE DE LOS ESTRIBOS	95
CAPITULO VI: GEODINAMICA.	96
6.1. GENERALIDADES	96
6.2. GEODINAMICA INTERNA.	96
6.2.1. SISMICIDAD DE LA ZONA.	96
6.2.2. ANTECEDENTES SÍSMICOS EN LA REGIÓN CUSCO	96
6.2.3. PELIGROSIDAD SÍSMICA.	98
6.2.4. RIESGO SISMICO	102
6.2.5. TECTONICA Y SISMICIDAD.	103
6.3. GEODINAMICA EXTERNA.	103
6.3.1. DESLIZAMIENTOS	103
6.3.2. CAIDA O DESPRENDIMIENTO DE LA ROCA.....	104
6.3.3. DERRUMBES.	105
6.3.4. FLUJOS DE LODO O HUAYCOS.....	105
6.4.5. ANALISIS DE PENDIENTE	106
6.4.6. EROSION DE RIBERA.	107
CAPITULO VII: GEOTECNIA.	108
7.1 GENERALIDADES	108
7.2. OBJETIVOS Y FINALIDADES	108
7.3. NORMATIVIDAD	109
7.4. MECANICA DE SUELOS.	109
7.4.1. UBICACIÓN DE CALICATAS.....	109
7.4.2. TRABAJO EN CAMPO Y LABORATORIO	110
7.4.2.1. ENSAYOS IN SITU	111
7.4.2.2. ENSAYOS EN GABINETE.....	113



7.5. ANALISIS DE CIMENTACIONES Y PARAMETROS DEL MACIZO ROCOSO	124
7.5.1. ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA	124
7.5.1.1. MARGEN DERECHA	124
7.5.1.2. MARGEN IZQUIERDA	129
7.5.2. PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO	131
7.5.3. CANTERAS.	137
7.5.3.1. CANTERA DE AGREGADOS.....	137
CAPITULO VIII: EXPLORACIÓN GEOFÍSICA	138
8.1. SONDEO ELÉCTRICO VERTICAL (S.E.V)	138
8.1.1. RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE LOS SUELOS	138
8.1.2. MEDIDA DE LA RESISTIVIDAD ELÉCTRICA.	140
8.1.3. SONDEO ELÉCTRICO WENNER.	142
8.1.4. COLUMNA GEOELECTRICA POR S.E.V. EN ESTRIBO IZQUIERDO.	144
CAPITULO IX: ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	146
9.1. GENERALIDADES.	146
9.2. DESCRIPCION DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES	146
9.3. FACTORES AMBIENTALES.....	147
9.3.1. FACTORES FISICOS.	147
9.3.2. FACTORES BIOLOGICOS.....	147
9.4. PLAN DE PREVENCION Y MITIGACION DEL IMPACTO AMBIENTAL	147
9.4. PLAN DE CONTINGENCIA.....	148
CONCLUSIONES.....	149
RECOMENDACIONES.....	152
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	153
ANEXOS	155



INDICE DE TABLAS

Tabla N° 01: Ruta I a la zona de estudio.	20
Tabla N° 02: Ruta II a la zona de estudio.	20
Tabla N° 03: Ruta III a la zona de estudio.	20
Tabla N° 04: Descripción de ensayos Insitu.	29
Tabla N° 05: Descripción de ensayos de laboratorio.	29
Tabla N°06: clasificación del macizo rocoso según el total de evaluación (RMR)	33
Tabla N° 07: calidad de roca	33
Tabla N° 08: se muestra la pendiente en %, su simbología, descripción procesos característicos.	44
Tabla N° 09: Clasificación de fases por pendiente.	44
Tabla N° 10: Descripción de las unidades geológicas locales.	52
Tabla N° 11: Descripción de las unidades geológicas locales.	53
Tabla N° 12: Descripción de los parámetros morfométricos de la cuenca.	57
Tabla N° 13: Temperaturas máximas	58
Tabla N° 14: Temperaturas máximas	58
Tabla N°15: Temperaturas mínimas	59
Tabla N°16: Temperaturas medias mensuales.	59
Tabla N°17: Tabla de comparación de resultados del tiempo de concentración.	61
Tabla N°18: Características de la estación Quillabamba.	61
Tabla N°19: Estaciones meteorológicas más cercanas al área de estudio.	61
Tabla N°20: Registro meteorológico de las precipitaciones máximas.	63
Tabla N°21: Datos para el análisis de avenidas máximas	63
Tabla N°22: Datos para el análisis de avenidas máximas	64
Tabla N°23: Precipitaciones máximas en 24 horas y precipitaciones regionalizadas.	65
Tabla N°24: Resultados para un periodo de retorno y vida útil.	68
Tabla N°25: Valores de la precipitación en 24 horas y 01 mes generados cuenca Pintobamba	69
Tabla N°26: Valores de la precipitación en 24 horas y 01 mes generados cuenca Pintobamba	70
Tabla N°27: Factor de frecuencia para diferentes periodos de retorno	71
Tabla N°28: Precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos de retorno. .	71



Tabla N°29: Precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos de retorno..	72
Tabla N°30: Precipitaciones máximas de un mes TIPO I GUMBEL.....	74
Tabla N°31: Precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos de retorno..	75
Tabla N°32: Precipitaciones máximas de 24 horas tipo Pearson III.....	77
Tabla N°33: Precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos de retornos.	77
Tabla N°34: Precipitaciones máximas en un mes tipo Pearson III.....	79
Tabla N°35: Precipitaciones máximas en un mes para distintos periodos.	80
Tabla N°36: Intensidades máximas sobre intervalos de periodo de retorno.	81
Tabla N°37: Precipitaciones para duraciones menores a 24h en diferentes periodos de retorno.....	82
Tabla N°38: Intensidades para duraciones menores a 24h en diferentes periodos de retorno.	83
Tabla N°39: Caudales máximos.	84
Tabla N°40: Calculo de máximas avenidas.	86
Tabla N°41: Tipos de canales.....	88
Tabla N°42: Parámetros hidráulicos en el puente Coquimbo.....	88
Tabla N°43: Coeficiente de concentración en el sector Coquimbo.....	92
Tabla N°44: Valores para suelos cohesivos y suelos no cohesivos.....	93
Tabla N°45: Calculo para los valores del coeficiente β	93
Tabla N°46: Tipos de cauces.....	94
Tabla N°47: Antecedentes sísmicos de la región del Cusco.....	97
Tabla N°48: Riesgo sísmico en la zona del altiplano.....	102
Tabla N°49: Parámetros de sismicidad.....	103
Tabla N°50: Rango de pendientes utilizado para el área de estudio.....	106
Tabla N° 51: Descripción de ensayos de laboratorio.....	110
Tabla N° 52: Descripción de ensayos de laboratorio.....	112
Tabla N° 53: Descripción de ensayos de laboratorio.....	114
Tabla N° 54: Descripción de ensayos de laboratorio.....	115
Fuente: laboratorio Ingeotecnica Ingeolab.	115
Tabla N° 55: Descripción de ensayos de laboratorio.....	116
Tabla N° 56: Parámetros utilizados para el limite plástico.....	117
Tabla N° 57: Resultados de los ensayos de laboratorio.....	117



Tabla N° 58: Descripción de ensayos de laboratorio.....	119
Tabla N° 59: Descripción de ensayos de laboratorio.....	120
Tabla N° 60: Descripción de ensayos de laboratorio.....	121
Tabla N° 61: Parámetros utilizados para el limite plástico.....	122
Tabla N° 62: Resultados de los ensayos de laboratorio.....	123
Tabla N° 63: Parametrode de clasificación del macizo rocoso.	135
Tabla N° 64: Corrección por la orientación de las diaclasas.	136
Tabla N° 65: Clasificación de la calidad del macizo rocoso.	136
Tabla N° 66: Características geomecanicas del macizo rocoso.....	136
Tabla N° 67: Orientación de las diaclasas del macizo rocoso.....	136
Tabla N° 68: Orientación de las diaclasas del macizo rocoso.....	145
Tabla N° 69: Tabla de identificación de impacto ambiental en la etapa de construcción, en base a los datos colectados en campo.....	146
Tabla N° 70: Tabla de factores ambientales físicos, en base a los datos colectados en campo.....	147
Tabla N° 71: Tabla de factores ambientales biológicos, en base a los datos colectados en campo.....	147



INDICE DE IMAGENES

Imagen N° 01: Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida.....	35
Imagen N° 02: Ubicación del lugar de emplazamiento del puente Coquimbo.....	56
Imagen N° 03: Ubicación de la cuenca Ocobamba	57
Imagen N° 04: Temperaturas mensuales del área de estudio	59
Imagen N° 05: Ubicación de las estaciones meteorológicas de la zona de estudio.....	62
Imagen N° 06: Cuadro de precipitaciones para la zona de estudio	64
Imagen N° 07: Grafico de precipitaciones máximas en 24h vs periodo de retorno.	72
Imagen N° 08: Grafico de precipitaciones máximas en un mes vs periodo de retorno... 75	
Imagen N° 09: Grafico de precipitaciones máximas en 24 horas vs periodo de retorno.. 78	
Imagen N° 10: Grafico de precipitaciones máximas en un mes vs periodo de retorno... 80	
Imagen N° 11: Grafico de caudal máximo vs periodo de retorno.	85
Imagen N° 12: (1) Perfil antes de la erosión, (2) perfil después de la erosión.	90
Imagen N° 13: Socavación al pie de los estribos.....	95
Imagen N° 14: Mapa de Isoaceleraciones del Perú.	99
Imagen N° 15: Mapa de Isoaceleraciones de la zona de estudio.....	100
Imagen N° 16: Mapa de aceleraciones máximas normalizadas.....	101
Imagen N° 17: Ubicación de las calicatas en el área de estudio.....	110
Imagen N° 18: Ubicación de las calicatas en el área de estudio.....	112
Imagen N° 19: Ubicación de las calicatas en el área de estudio.....	113
Imagen N° 20: Perfil estratigráfico de la calicata 1.....	118
Imagen N° 21: Perfil estratigráfico de la calicata 2.....	124
Imagen N° 22: Resultados del esclerómetro.....	134
Imagen N° 23: Medio estratigráfico general formado por dos semiespacios.....	139
Imagen N° 24: Instrumentos utilizados para la exploración geofísica.....	140
Imagen N° 25: Representación gráfica de la medida de la resistividad eléctrica.....	141
Imagen N° 26: Representación gráfica de la separación interelectrodica.	142
Imagen N° 27: Abaco para el dispositivo Wenner.....	143
Imagen N° 28: Resultados del S.E.V. del estribo izquierdo.....	145



INDICE DE FOTOGRAFIAS

Fotografía N° 01: se observa la vegetación existente en la zona de estudio en la parte baja.	25
Fotografía N° 02: se observa la vegetación existente en la zona de estudio en la parte alta..	25
Fotografía N° 03: vista de montañas en roca metamórfica.....	41
Fotografía N° 04: se observa las laderas que se encuentran en ambos flancos.	41
Fotografía N° 05: Vista de la quebrada con caída abrupta de las laderas al río Ocobamba.....	42
Fotografía N° 06: Vista de la terraza propia de la zona.....	43
Fotografía N° 07: Vista del afloramiento rocoso del grupo San José (pizarras).	51
Fotografía N° 08: Vista del afloramiento rocoso de la Formación Sandia (cuarcitas)....	51
Fotografía N° 09: Vista de depósitos fluvio-aluviales.....	52
Fotografía N° 10: Vista de depósitos fluvio-aluviales.....	53
Fotografía N° 11: Caída de rocas por acción de la gravedad.	104
Fotografía N° 12: Visualización de pequeños derrumbes en la margen izquierda del río.....	105
Fotografía N° 13: Visualización del afloramiento rocoso en la margen izquierda del río.....	130
Fotografía N° 14: Se observa el afloramiento del macizo rocoso	132
Fotografía N° 15: se observa el uso del martillo de Smith en el afloramiento rocoso. ..	134
Fotografía N° 16: S.E.V. en el estribo izquierdo.....	¡Error! Marcador no definido.



CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

Las poblaciones de Coquimbo, Pintobamba Baja, Lechepata, entre otras, presentan problemas de transporte y comunicación que se agrava en la temporada lluviosa. Cuentan con un puente peatonal precario que limita la transitabilidad especialmente en la extracción de la producción, que se agrava con las avenidas máximas del río Ocobamba; por ende, es de vital importancia realizar un estudio geológico, geotécnico e hidrológico para garantizar la transitabilidad frecuente sin interrupciones, la sostenibilidad y estabilidad de los estribos del puente Coquimbo, localizada en la comunidad Coquimbo, distrito de Ocobamba, provincia La Convención, región Cusco. Ubicada geográficamente en la zona 18L y coordenadas UTM 8583075 N, 779800 E y con una altitud de 1260 m.s.n.m.

La presente investigación está basada en el diseño estructural de los estribos del puente Coquimbo, para facilitar la transitabilidad de los usuarios.

1.2. UBICACION

1.2.1. UBICACION POLITICA

- Departamento: Cusco
- Provincia : La Convención
- Distrito : Ocobamba
- Comunidad : Coquimbo

1.2.2. UBICACION GEOGRAFICA

- Datum : WGS 84
- Zona :18L 26r3
- Norte : 8583075
- Este : 779800
- Altitud : 1260 m.s.n.m.

1.2.3. UBICACIÓN HIDROGRAFICA

- Cuenca : Ocobamba
- Sector : Coquimbo



1.3. ACCESIBILIDAD

A la zona de estudio, se llega por tres rutas desde la ciudad del Cusco, tal y como se muestra:

Ruta I

Tramos	Distancia (Km)	tiempo	Medio de transporte	Observaciones
Cusco - Urubamba	58	1 Hora	Vehículo	Asfalto
Urubamba - Ollantaytambo	32	20 min	Vehículo	Asfalto
Ollantaytambo - Kellcaybamba	110	4 Horas	Vehículo	Afirmado
Kellcaybamba - puente Coquimbo	18	30 min	Vehículo	Trocha
total	218	5:50 horas		

Tabla N° 01: Ruta I a la zona de estudio.

Fuente: propio.

Ruta II

Tramos	Distancia (Km)	tiempo	Medio de transporte	observaciones
Cusco - provincia de calca	55	1 hora	Vehículo	Asfalto
Provincia de calca - Quellopuito	25	45 min	Vehículo	Asfalto
Quellopuito - Distrito Yanatile	105	4 horas	Vehículo	Afirmado
Distrito Yanatile - puente Coquimbo	31	45 min	Vehículo	Afirmado
Total	216	6:30 horas		

Tabla N° 02: Ruta II a la zona de estudio.

Fuente: propio.

Ruta III

Tramos	Distancia (Km)	tiempo	Medio de transporte	observaciones
Cusco - Quillabamba	250	5 horas	Vehículo	Asfalto
Quillabamba - Puente Coquimbo	101	3:30 horas	Vehículo	Afirmado
Total	351	8:30 horas		

Tabla N° 03: Ruta III a la zona de estudio.

Fuente: propio.



1.4. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION

1.4.1. PLANTEAMIENDO DEL PROBLEMA:

Los sectores de Ocobamba y Coquimbo necesitan una vía transitable y en la zona de estudio, existe la necesidad de hacer el emplazamiento y la construcción de un puente, y para ello es necesario hacer un estudio de las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas para la estabilidad del puente, y que garantice la transitabilidad continua, ya que el sector presenta continuamente interrupciones en el tramo carretero a causa de inundaciones, desbordes, erosión de riberas, asentamientos, etc.

1.4.2. FORMULACION DEL PROBLEMA:

1.4.2.1. PROBLEMA GENERAL.

¿Cuáles son las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas para el emplazamiento de los estribos del puente Coquimbo?

1.4.2.2. PROBLEMA ESPESIFICO

¿Cuáles son las características geológicas, favorables para el emplazamiento de los estribos del puente Coquimbo?

¿Cuáles son las características geotécnicas, favorables para el emplazamiento de los estribos del puente Coquimbo?

¿Cuáles son las características hidrológicas, favorables para el emplazamiento de los estribos del puente Coquimbo?

1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

La presente investigación, tiene por finalidad, brindar resultados sobre las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas del subsuelo como material de fundación para el emplazamiento de los estribos que formarán parte de la subestructura de la Construcción Puente Coquimbo, que permitirá tener una adecuada accesibilidad y conectividad de tránsito vial hacia los mercados locales en las comunidades de Coquimbo y Pinto bamba baja ubicado en el Distrito de Ocobamba, Provincia de La Convención y Departamento del Cusco.



El objeto y alcance del trabajo, determinará en primer lugar las condiciones del suelo como material de fundación y en segundo lugar establecer dicha capacidad en relación a la interacción suelo estructura prediseñada, como lo expresa el Reglamento de Cimentaciones.

1.6. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

1.6.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas de la zona donde se emplazará los estribos del puente Coquimbo.

1.6.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- a) Determinar las características geológicas del sector donde se emplazará los estribos del puente Coquimbo.
- b) Determinar las características geotécnicas del sector donde se emplazará los estribos del puente Coquimbo.
- c) Determinar las características hidrológicas del sector donde se emplazará los estribos del puente Coquimbo.

1.7. HIPOTESIS Y VARIABLES

1.7.1. HIPOTESIS GENERAL

El sector donde se emplazará los estribos del puente Coquimbo, brinda las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas favorables por la presencia de un afloramiento rocoso en ambos márgenes.

1.7.2. HIPOTESIS ESPESIFICAS

Las características geológicas de la zona de estudio, donde se emplazarán los estribos, son favorables para la construcción del puente Coquimbo.

Las características geotécnicas de la zona de estudio, donde se emplazarán los estribos, son favorables para la construcción del puente Coquimbo.

Las características hidrológicas de la zona de estudio, donde se emplazarán los estribos, son favorables para la construcción del puente Coquimbo.



1.8. VARIABLES

1.8.1. SISTEMAS DE VARIABLES

1.8.1.1.VARIABLE DEPENDIENTE

- Emplazamiento de los estribos del puente Coquimbo

1.8.1.2.VARIABLE INDEPENDIENTE

- Geología.
- Geotecnia.
- Hidrología.

1.9. METODOLOGIA DEL TRABAJO

1.9.1. METODO CIENTIFICO

- Inductivo

Recolección de información de las variables independientes (geología, geotecnia e hidrología), dando inicio con las observaciones de hechos y fenómenos, para la clasificación y estudio de los datos recaudados, con los cuales finalmente llegaremos a una conclusión.

- Hipotético

Técnica metodológica que consiste en tomar aseveraciones en calidad de hipótesis y constatar dicha hipótesis, es un procedimiento que intenta dar respuestas a diferentes problemas.

- Deductivo

Este método consiste en ir de lo general a lo particular, o sacar de donde ya lo hay, permitiendo inferir premisas a partir de preconceptos y herramientas de conocimiento adquiridas, para finalmente construir una conclusión.

1.9.2. METODO DE TRABAJO

Etapas del método de trabajo.

1.9.2.1. ETAPA DE PRE CAMPO

- Se realizará una exhaustiva revisión de la documentación existente relacionada a la cuenca Coquimbo, centrada principalmente en las investigaciones geológicas – geotécnicas e hidrológicas.



- Reconocimiento del sector donde se emplazarán los estribos del puente Coquimbo, para la obtención de resultados previos.
- Planificación del trabajo de campo.

1.9.2.2. ETAPA DE CAMPO

- Preparar los equipos, instrumentos y material necesarios para realizar el trabajo en campo.
- Se elaborarán los siguientes mapas, topográfico, geológico y geomorfológico a detalle.
- Determinación de los aspectos de geodinámica externa, aspectos geotécnicos de la zona donde se emplazarán los estribos del puente Coquimbo.
- Investigación e identificación de las zonas de canteras de materiales locales.

1.9.2.3. ETAPA DE POST-CAMPO

- Preparación de los equipos de laboratorio y de gabinete.
- Se realizarán ensayos de laboratorio que incluirán ensayos de mecánica de suelos, mecánica de rocas y de materiales.
- Elaboración de planos.
- Sustentación de la tesis

1.10. CLIMA Y VEGETACION

1.10.1. CLIMA

La zona de estudio presenta un clima tropical, debido a que se extiende entre los 1250 hasta los 1270 m.s.n.m., por ende, hace calor todos los meses, tanto en temporada de sequía como en temporadas de lluvia. La temperatura media anual en Ocobamba, es de 21°C, y la precipitación media anual, es de 412mm. De acuerdo a los datos estadísticos de las estaciones meteorológicas, las precipitaciones muestran una tendencia estacional por un periodo lluvioso de noviembre a abril, siendo los meses más lluviosos febrero y marzo, y un periodo de sequía entre mayo y octubre. Las estaciones meteorológicas que registran estos parámetros se encuentran ubicadas en la cuenca de Ocobamba, pertenecientes a la red de estaciones meteorológicas del SENAMHI.

1.10.2. VEGETACION

La vegetación existente en la zona de estudio, son: bosques húmedos de montaña que se caracterizan por presentar hiervas, lianas, arbustos y árboles. Los bosques cambian de



apariciencia, a mayor altura, la vegetación es menos exuberante, y a menor altura la vegetación es más frondosa.

Se observa pérdida de cobertura vegetal por ciertos sectores, debido a centros poblados urbanos y rurales; también debido a la existencia de áreas de cultivo.



Fotografía N° 01: se observa la vegetación existente en la zona de estudio en la parte baja.
Fuente: propio.



Fotografía N° 02: se observa la vegetación existente en la zona de estudio en la parte alta.
Fuente: propio.



2. MARCO TEORICO

- **Geología de Los cuadrángulos de Quebrada Honda y Parobamba 26 r y 26 s.
(Guido Salas A., Antenor Chávez V., y José Cuadros P.)**

Los estudios geológicos de los cuadrángulos abarcan territorio de la provincia de La Convención, en el departamento del Cusco, En el área se distinguen dos unidades morfo estructurales principales: la Cordillera Oriental y la Faja Subandina.

Las unidades estratigráficas presentes van del Paleozoico inferior hasta el Cuaternario reciente. El Paleozoico inferior está compuesto, en orden secuencial, por el Grupo San José, Fm. Sandía y Fm. Ananea, que conforman una gruesa secuencia de 6 000 m.

El Grupo San José (2 000 m) está constituido por pizarras negras y areniscas finas. La Formación Sandía (2 000 m), de edad Ordoviciano superior, está conformada esencialmente por areniscas cuarzosas finas en las que se intercalan lutitas pizarrosas en menor proporción. La Formación Ananea (2 000 m) compuesta por pizarras negras, e intercalaciones de areniscas cuarzosas gnses.

El presente trabajo corresponde al estudio del territorio comprendido dentro de los límites de los cuadrángulos de Quebrada Honda (26-r) y Parobamba(26-s), trabajo que viene realizando el INGEMMET a través de la Dirección de Carta Geológica Nacional y en convenio con la Universidad Nacional San Agustín.

2.1. MARCO REFERENCIAL

- **Tesis, Estudio geológico - geotécnico para el emplazamiento del puente Ivochote, del distrito de Echarate.**

(Mendoza y Tito, 2012). Esta investigación que lleva por nombre “estudio geológico-geotécnico para el emplazamiento del puente Ivochote”, tiene como finalidad la construcción del puente que atravesará el río Alto Urubamba, para así poder llegar al pueblo de Ivochote desde el tramo Cusco-Quillabamba-Ivochote. El estudio abarca temas como aspectos climatológicos, geológicos, sísmicos, geodinámicas, etc.

La zona de estudio se localiza en la parte SO del cuadrángulo de Timpia, a la altura de la provincia de Ivochote del departamento del cusco, con una altitud media de 517 m.s.n.m.

El clima que presenta la zona de estudio es cálido y húmedo, y pertenece a la región Rupa rupa o selva alta (500^a 1500 m.s.n.m.); su geología regional está representada por



formación Ananea y el grupo Cabanillas, constituidas por rocas metamórficas, rocas sedimentarias y materiales geológicos inconsolidados.

La evaluación geotécnica y geomecánicas, donde se emplazará el estribo derecho del puente, se encuentran materiales geológicos aportados por el mismo río Alto Urubamba y la quebrada Ivochote.

- **Tesis, Estudio geológico, geotécnico y geofísico para la construcción del nuevo puente para el terminal terrestre de Sicuani.**

(Sutta Y Villafuerte, 2015).

El puente se encuentra ubicado en distrito de Sicuani, a 118 km al sureste del departamento del cusco. Al ingreso del distrito de Sicuani, se encuentra el puente terminal, el que se ubicara a la salida del nuevo terminal terrestre de Sicuani.

El presente estudio tiene por finalidad evaluar los aspectos geológicos, geotécnicos y geofísicos para las cimentaciones del puente y de obras complementarias a partir de los parámetros físicos, mecánicos del terreno donde se ejecutará el proyecto.

El estudio del subsuelo en el que se tiene pensado construir la estructura, debe realizarse antes de continuar con el desarrollo del proyecto, ya que gracias a los resultados obtenidos se sabrá el comportamiento del suelo, así como para la determinación del procedimiento constructivo.

Un estudio geotécnico deficiente provocara que las actividades posteriores no se realicen adecuadamente, generando modificaciones durante la construcción, las cuales estarán en función de la información obtenida.

- **Tesis, Estudio geológico, geotécnico del puente Quesquento.**

(Auccapuri Y Huerta, 1998).

La zona de estudio se encuentra ubicado entre los distritos de Quellouno y Ocobamba en la provincia de La Convención del departamento del Cusco.

Geomorfológicamente la zona está comprendida principalmente por la cordillera oriental de los andes, presentando grandes desniveles, pendientes pronunciadas; en la zona de estudio se han distinguido las siguientes unidades geomorfológicamente: colinas, flancos y valles.

Litológicamente está comprendida en su mayor parte por rocas del paleozoico (roca metamórfica). La zona de estudio, presenta afloramientos de pequeños diques en la margen izquierda, y terrazas amplias que ocupan las partes altas del flanco en la margen derecha.



La estratigrafía de la margen derecha está conformada por depósitos de terrazas erosionadas compuestas por materiales no consolidados como bloques, gravas y arenas. La margen izquierda está compuesta por lutitas negruzcas visibles en fracturas frescas, intercalado con escasos lentes de areniscas de grano fino de color gris verdoso.

El cálculo de la capacidad de carga para cada margen del puente, será determinado por el método de Prandtl modificado por Terzaghi y Peck con un factor de seguridad de 3 y un ancho de zapata no menor de 2 metros.

Entre los diversos tipos de puentes, tenemos como alternativas los puentes de concreto y de acero, y dado las características de ubicación, topografía y geología, la solución más conveniente es optar por el puente de acero tipo reticulado de 70ml, el que consta de un solo tramo evitando la utilización de un pilar intermedio y que se garantice el libre desagüe de las aguas del río Yanatile.

2.2. MARCO TEORICO CONCEPTUAL.

2.2.1. ENSAYOS DE MECANICA DE SUELOS.

Los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos son argumentos que se realizan para disponer propiedades mecánicas en suelos que forman parte de técnicas de indagación del terreno, la muestra que se obtiene, se ensaya de forma representativa del total de suelo que se tiene.

A. ENSAYOS IN SITU

De acuerdo a las características del material de fundación encontrado, se realizó la medición de las características que presenta este, mediante ensayos con Esclerómetro.

TÉCNICAS AUXILIARES	NORMAS APLICABLES
Pozos o Calicatas	ASTM D 420, UNE 7-371:1975
Técnicas de muestreo	ASTM D 420
Descripción Visual de Suelos	ASTM D 2487
Reconocimiento e Identificación de rocas	ISRM Suggested Methods
Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method	ASTM G 57 – 95a (Reapproved 2001)
Rebound Number of Hardened Concrete by the Swiss Hammer (Esclerómetro)	ASTM D 2487



Tabla N° 04: Descripción de ensayos Insitu.

Fuente: MTC

B. ENSAYOS DE LABORATORIO

Para determinar los parámetros de caracterización del terreno en cuanto a sus propiedades

índices y estructurales, se realizaron los siguientes ensayos normalizados. Los ensayos de mecánica de suelos más comunes con el objetivo de conseguir las características indicativas que se realizan en el reconocimiento geotécnico del terreno donde se va a ubicar el sistema hidráulico son los siguientes; ensayos de identificación:

ENSAYOS DE LABORATORIO	NORMAS APLICABLES
Preparación de muestras	ASTM D 420-69, UNE 103-100-95
Peso específico de los solidos	ASTM D 854
Contenido de humedad	ASTM D 4643, UNE 103-300-93
Granulometría	ASTM D 422, ASTM D 2487/00
Límites de consistencia	ASTM D - 4318

Tabla N° 05: Descripción de ensayos de laboratorio.

Fuente: MTC

2.2.2. SISTEMA DE CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE SUELOS (SUCS).

Esta clasificación de suelos que es utilizada para agrupar los suelos en todos los trabajos geotécnicos y se basa de la granulometría del material y su plasticidad.

Esta norma técnica es para clasificar cualquier tipo de suelo, para poder realizar esta clasificación, necesitamos haber realizado los ensayos correspondientes de análisis granulométrico y de límites de consistencia para su respectiva clasificación del tipo de suelo que se está realizando.

Las divisiones que se realizan son las siguientes:

1. Suelos de grano grueso: Es cuando pasa menos del 50% en peso por el tamiz 200 (0.074 mm).
2. Suelos de grano fino: Es cuando pasa más del 50% en peso por el tamiz 200.
3. Suelos de estructura orgánica: Son identificados por su olor, su color negruzco y el tacto esponjoso que son suelos altamente Compresibles.

Los suelos de grano grueso se fraccionan en:

- Gravas (G): Es cuando pasa menos del 50% en peso por el tamiz N° 4 (5mm).



- Arenas (S): Es cuando pasa más del 50% en peso por el tamiz N° 4.

Ahora, las gravas y las arenas se pueden subdividir en más clases en función de cantidad de los finos.

Entonces el porcentaje en peso que pasa por el tamiz 200 es menor al 5% que serán gravas o arenas limpias, nominando con la segunda letra W o P (a continuación de G o S), de acuerdo en función si están gradadas (W) o no (P). Para discrepar si se tratan de GW, SW o GP, SP, por ende, se calcularán los siguientes índices.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad C_c = \frac{D_{30} \times 2}{D_{10} \times D_{60}}$$

Si $C_u > 4$ y $1 < C_c < 3$ es GW o SW, si no cumple alguna de las dos condiciones será GP o SP. Cuando el % en peso que pasa por el tamiz 200 es superior al 12%, serán gravas o arenas con finos, denominándose con la segunda letra M o C (a continuación de G o S) en función de la plasticidad de los finos. Si su importancia en la carta de Casagrande se coloca por encima de la línea A o su índice de plasticidad es mayor que 7, serán GC o SC, mientras que, si está por debajo de la línea a, su índice de plasticidad es menor que 4 y será GM o SM.

Para la clasificación de los suelos de grano fino se representan los efectos de la determinación de los límites de consistencia (límite líquido e índice de plasticidad) por lo tanto, en la carta de plasticidades de casa grande. Estas zonas son identificadas por dos letras, señalando el primero de ellos el tipo de material al cual corresponde.

M: Este corresponde a limo orgánico.

C: Este corresponde a arcillas inorgánicas.

O: Este corresponde a limos o arcillas de basto contenido orgánico.

La segunda letra hace relación a su plasticidad de la siguiente manera:

L: Este indica baja plasticidad, cuando el limite liquido de la muestra es inferior a 50.

H: Nos indica alta plasticidad, cuando el limite liquido de la muestra es mayor o igual a 50.

Determinando la carta de plasticidades de Casagrande, se puede mirar un área de indefinición entre los valores del índice de plasticidad 4 y 7, de modo que se deja la nomenclatura doble CL-ML sin probabilidad de resolución. (Terzaghi K. y Peck R. B. 1975).



2.2.3. LÍMITES DE CONSISTENCIA

A. LÍMITE LÍQUIDO

El Límite Líquido se define como el porcentaje de humedad del suelo, por debajo del cual se presenta un comportamiento plástico. Cuando los suelos alcanzan porcentajes de humedad mayores al límite líquido, su comportamiento será el de un fluido viscoso.⁴

Este límite además de ser un parámetro esencial para la clasificación de los suelos, puede ser útil para determinar problemas de potencial de volumen, para estimar asentamientos en problemas de consolidación y en conjunto con el Límite plástico para predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

Albert Mauritz Atterberg definió los límites de consistencia de los suelos finos, con el fin de caracterizar su comportamiento. Estos límites son: Límite de Cohesión, Límite de Pegajosidad, Límite de Contracción, Límite Plástico y Límite Líquido. (**J. Bowles. (1981), Manual De Laboratorio De Suelos En Ingeniería Civil, México**).

B. LÍMITE PLÁSTICO

El límite plástico fue definido por Atterberg como la frontera que existe entre los estados plástico y semisólido del suelo. En términos de laboratorio este límite es definido como el momento en términos de contenido de humedad, en que rollitos de aproximadamente 3 mm de diámetro empiezan a presentar desmoronamiento y agrietamiento. Es importante resaltar que el diámetro de los rollitos fue propuesto por Terzaghi, dado que Atterberg nunca especificó este parámetro.

El índice de plasticidad es la diferencia entre los valores de Límite Líquido y Límite Plástico. Un Índice de plasticidad bajo, significa que un pequeño incremento en el contenido de humedad del suelo, lo transforma de semisólido a la condición de líquido, es decir resulta muy sensible a los cambios de humedad. Por el contrario, un índice de plasticidad alto, indica que para que un suelo pase del estado semisólido al líquido, se le debe agregar gran cantidad de agua.

Este método de ensayo tiene como propósito obtener datos por medio de los cuales se puedan determinar las siguientes constantes de los suelos: límite plástico, Índice de plasticidad. (**J. Bowles. (1981), Manual De Laboratorio De Suelos En Ingeniería Civil, México**).



2.2.4. MECANICA DE ROCAS

En cuanto a la mecánica de rocas, se apropia del estudio teórico y práctico de las propiedades y comportamiento mecánico desde los componentes rocosos y de sus reacciones ante el acto de las fuerzas colocadas en su entorno físico.

Los distintos campos de la adaptación de la mecánica de rocas se pueden reunir en aquellas en donde la roca compone la estructura principal (excavaciones, túneles, galerías, taludes, etc.), son aquellos en que el macizo rocoso es el soporte de otras estructuras (como en cimentaciones de edificios, presas, cimiento para puentes, etc.) y aquellos en donde la roca se dispone como material de construcción (escolleras, terraplenes, rellenos, etc.). **(Bieniawski Z. T. 1979)**

Clasificación Geomecánica del Macizo Rocoso.

Dado las clasificaciones de los macizos rocosos están asentadas en algunos o varios factores que determinan su comportamiento mecánico.

- Propiedad de la matriz rocosa.
- Frecuencia y tipo de discontinuidades, que precisan el grado de fracturación, el tamaño y la forma de los bloques del macizo, propiedades hidrogeológicas, etc.
- Grado de meteorización o alteración.
- Estado de tensiones in situ.
- Presencia de agua.

Las clasificaciones geomecánicas constituyen un procedimiento para la caracterización de los macizos rocosos a partir de datos de afloramientos y sondeos, se aplican principalmente en los túneles, dado la dificultad del estudio de los macizos rocosos en profundidad. Pero igualmente se aplica a la caracterización de los macizos en forma general, como medio para clasificar geotécnicamente las rocas. El cálculo del índice RMR permite estimar los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo (a partir de correlaciones empíricas).

CLASE	CALIDAD	VALORACION RMR	COHESION	ANGULO DE ROZAMIENTO
I	Muy buena	100 -81	Mayor a 4 Kg. /cm ² .	Mayor a 45°
II	Buena	80 – 61	3 - 4 Kg. /cm ² .	35°- 45°
III	Media	60 – 41	2 -3 Kg. /cm ² .	25° - 35°



IV	Mala	40 -21	1 – 2 Kg. /cm2.	15° - 25°
V	Muy mala	Menor a 20	Menor a Kg. /cm2.	Menor a 15°

Tabla N°06: clasificación del macizo rocoso según el total de evaluación (RMR)

Fuente: Rango de valores que son propuestos por Gonzales de Vallejo (2002)

V Índice de calidad de la roca.

El estudio de la calidad de una muestra de roca, es la evaluación de una ecuación diferencial; dado que el nivel de Fracturamiento es cuantificado por metro lineal en los afloramientos de la matriz rocosa. Algunos macizos rocosos se presentan en el medio de una manera no uniforme, no constante y no isotrópica, y se ve afectada por discontinuidades como, por ejemplo: fallas, pliegues, juntas, agrietamientos, por este motivo se determinarán sus propiedades mecánicas. Para evaluar la calidad del macizo rocoso RQD, se utiliza una ecuación diferencial propuesta por Priest y Hodson 1976; donde se tomará en consideración el número de discontinuidades por metro lineal.

$$RQD = 100 e^{-0.1\lambda}(0.1 \lambda+1)$$

De donde: λ = Numero de juntas por metro lineal

RQD	CALIDAD DE ROCA
25%	Muy mala
25 – 50%	Mala
50 – 75%	Regular
75 – 90%	Buena
90 – 100%	Muy buena

Tabla N° 07: calidad de roca

Fuente: Clasificación de la calidad de roca según Deere 1964

2.2.5. CAPACIDAD DE CARGA

FORMULA DE MEYERHOF (1963):

Meyerhof propuso una fórmula para calcular la carga ultima parecida a la de Terzaghi. Las diferencias consisten en la introducción de nuevos coeficientes de forma.

Introdujo un coeficiente S_q que multiplica el factor N_q , factores de profundidad d_i y de dependencia i_i para el caso en que la carga transmitida a la cimentación sea en la vertical.

Ecuación general de capacidad de carga



$$qb_1 = CN_c + P_0N_q + 0,5\gamma BN\gamma$$

$P_0 =$ Esfuerzos normales

Teniendo $P_0 \neq \gamma h$ y N_c, N_q, N_γ , es un valor número diferente a los de la teoría de Terzaghi y no dependen únicamente del ángulo de fricción interna (ϕ), sino también de la profundidad, forma de la cimentación y aspereza de su base.

TEORÍA DE TERZAGHI

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, donde se dice que una cimentación es superficial si la profundidad D_f de la cimentación es menor o igual al ancho de la misma.

En la forma presentada por Terzaghi, la solución de capacidad de carga puede aplicarse solo en situaciones cuando el manto freático es profundo; las tensiones totales son iguales a todas las tensiones efectivas y los parámetros de tensión de corte deben expresarse en términos de tensión efectiva.

Terzaghi desprecia la resistencia al corte del suelo situado sobre la profundidad de cimentación D_f al que se le considera como una sobrecarga actuando sobre la cimentación:

$$q = \gamma \times D_f$$

Donde:

$Q =$ carga

$\gamma =$ peso específico del suelo

$D_f =$ profundidad del desplante



determinada en 1856 por Darcy empíricamente a partir de ensayos sobre un tubo lleno de arena. Dicha relación se escribe $v = k \times i$ (**Fundamentos de la geotecnia ZAES Esteban**).

2.2.8. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

El coeficiente de permeabilidad para la Ley de Darcy posee las dimensiones de una velocidad ya que el gradiente hidráulico i es adimensional. En general se emplea [m/s]. El valor del coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica varía enormemente en suelos naturales: 1[m/s] para gravas muy permeables hasta 10^{-11} [m/s] para arcillas poco permeables (**Fundamentos de la geotecnia ZAES Esteban**).

2.2.9. COMPRESIBILIDAD

Esta propiedad define las características de esfuerzo-deformación del suelo. La aplicación de esfuerzos agregados a una masa de suelo origina cambios de volumen y desplazamientos.

Estos desplazamientos, cuando ocurren a nivel de la cimentación, provocan asentamientos en ella. La limitación de los asentamientos a ciertos valores permisibles suele regir el diseño de las cimentaciones, sobre todo cuando los suelos o terrenos son granulares. (**La mecánica de suelos y las cimentaciones Prof. Dr. Jorge A. Capote Abreu**).

2.2.10. PERMEABILIDAD

Es la capacidad de una masa de suelo o terreno de permitir el flujo de líquidos a través de un gradiente hidráulico. En el diseño de cimentaciones, por lo general lo único que es necesario saber es la permeabilidad en condiciones de saturación. Las permeabilidades de casi todos los tipos de suelo son muy variables y dependen en gran medida de variaciones relativamente pequeñas de la masa edafológica. Puesto que generalmente depende del tamaño y la continuidad del espacio poroso del suelo y, en consecuencia, del tamaño de las partículas de éste, la permeabilidad es típicamente una propiedad anisotrópica cuyo valor es más alto en la dirección horizontal que en la vertical. (**La mecánica de suelos y las cimentaciones Prof. Dr. Jorge A. Capote Abreu**).

ENSAYO DE GILG-GAVARD.

El ensayo de permeabilidad se realiza en el terreno, en condiciones atmosféricas naturales, que se desarrollan en avance de sondeo y en el que se ensaya un tramo de la



perforación tras retirar parcialmente la tubería de revestimiento. Para efectuar el ensayo se llena la tubería de agua hasta la boca, la presión del agua en el tramo de sondeo ensayado corresponde exclusivamente a la altura de agua en el interior de la entubación por encima del nivel freático. Por lo general es un ensayo que se efectúa en suelos, roca alterada o roca muy fisurada, materiales en los que en teoría se espera una permeabilidad relativamente alta.

2.2.11. PESO ESPECÍFICO

La parte sólida de los suelos está constituida por partículas dispuestas de una manera determinada, formando un cierto tipo de estructura porosa que conforma la masa. El análisis de las partículas del suelo demuestra que su peso específico varía poco (para arenas: 2,65 kg/dm³ y para arcillas varía entre 2,5 y 2,9 kg/dm³), excluyendo los suelos “raros” como los orgánicos y otros que contienen diatomeas. Luego, la variación del peso específico de las partículas contenidas en los suelos no es muy significativa, ni en las propiedades físicas ni en las mecánicas, para determinar el comportamiento del suelo. No tienen mucha importancia el valor del peso específico sino en cuanto determina el peso unitario de ese suelo en consideración (Peso/Volumen) y permite mediante él, calcular la tensión que soporta una masa de suelo a una determinada profundidad. **(Augusto José Leoni).**

2.2.12. POROSIDAD

La porosidad de un material viene expresada por la relación entre el volumen de su parte vacía u ocupada por aire y/o agua y su volumen total. Sin embargo, el volumen de agua contenido en una roca que se libera por la acción de la gravedad, y que se denomina V_e (volumen de agua libre), está determinado por la porosidad eficaz m_e , es decir: $m_e = (V_e/V)100$ **(Fundamentos de la geotecnia ZAES Esteban).**



CAPITULO II: GEOMORFOLOGIA.

2.1. GEOMORFOLOGIA REGIONAL

El área de los cuadrángulos de Quebrada Honda y Parobamba se halla ubicado en el Flanco este de la Cordillera Oriental y la Faja Subandina, las cuales son unidades morfoestructurales regionales que se extienden con una orientación NO-SE a lo largo de nuestro país. La morfología dominante corresponde a aquella de la Faja Subandina, caracterizada por su relieve abrupto a muy accidentado con desniveles entre las cumbres más altas y el fondo de los valles de los ríos principales que fluctúan entre 1500 a 1800 metros. (Fuente: INGEMMET).

2.1.1. UNIDADES GEOMORFOLOGICAS

Coquimbo se encuentra ubicado en la margen derecha del rio Ocobamba, en todo su recorrido disecta a la Cordillera Oriental de los Andes. En la clasificación geomorfológica se distinguen dos unidades morfoestructurales principales: la Cordillera Oriental y la Faja Subandina. (Fuente: INGEMMET).

2.1.1.1 CORDILLERA ORIENTAL

Es la unidad morfoestructural principal se presenta en la parte sur y central del cuadrángulo de Quebrada Honda y en la parte sur y suroeste del cuadrángulo de Parobamba. En ella se distingue la siguiente zona geomorfológica. (Fuente: INGEMMET).

ZONA DE CUMBRES ALTAS

Se caracteriza por un relieve de altas cumbres, entre las que destacan las cumbres de los nevados Apuy Padreyoc 5492 metros (el más alto de la zona), Quilloc Terijuay, todos ellos ubicados en el límite sur del cuadrángulo de Quebrada Honda. Al pie de estos nevados, así como de los cerros Chontalayzo, Queysapunta y Quellococha del cuadrángulo de Parobamba se presentan numerosas lagunas, que dan nacimiento a otros tantos ríos

Debido a que los ríos principales de la zona presentan orientación andina estas altas cumbres se orientan también de manera general en la misma dirección constituyendo las. El límite inferior de esta zona lo constituye la cota de los 3500 msnm. (Fuente: INGEMMET).



2.1.1.2. FAJA SUBANDINA

Esta unidad cubre el resto del territorio de ambos cuadrángulos y sus límites quedan definidos entre las cotas de los 3500 a 600msnm. Se caracteriza por su relieve muy accidentado, debido a la presencia de numerosos ríos, riachuelos y quebradas entre las cuales se encuentran innumerables cerros con alturas que decrecen hacia el norte y este de los 3500metros hasta los 1000 metros. Dentro de esta unidad geomorfología se distinguen las siguientes subunidades geomorfológicas:

A. ZONA FUERTEMENTE DISECTADA

Esta zona se extiende desde el límite con la cordillera hasta sobrepasar el límite norte de la zona de estudio, y por el este, hasta los ríos Maestron y Piñipiñi. Se caracteriza por su relieve muy accidentado de cerros y valles muy numerosos labrados fuertemente sobre terrenos del Paleozoico. Los cerros disminuyen rápidamente de altura hacia el norte y el este. (Fuente: INGEMMET).

B. ZONA MODERADAMENTE DISECTADA.

Esta zona se ubica en la esquina noreste del cuadrángulo de Parobamba comprendiendo a los ríos Maestron y Piñipiñi. Se caracteriza por un relieve de colinas disimétricas que forman cadenas sucesivas con orientación NO-SE y cuyo flanco SO presenta una pendiente muy fuerte (60°), mientras que su flanco NE presenta una pendiente moderada (45°), debido al fuerte control estructural de las rocas del grupo Copacabana (Paleozoico superior), y de Las formas Chonta y Vivian (Cretáceo superior). (Fuente: INGEMMET).

C. ZONA DE PLANICIE:

Esta zona se ubica en la parte sur y junto al límite este del cuadrángulo de Parobamba Y queda delimitada en parte por la curva de nivel de los 900 metros. Su altitud promedio es de 880 msnm y está moderadamente disectada por ríos y quebradas poco profundos, presentando una suave pendiente inclinada hacia el ENE. (Fuente: INGEMMET).

D. ZONA DE VALLES

Como consecuencia de la ubicación de la zona de estudio dentro de la Faja Subandina Y flanco oriental de la Cordillera Oriental se presentan varios ríos cuyos valles tienen dos Orientaciones principales: SE-NO, ríos Mapacho_Yavero, Yanatile, Yuncaria, ccMaestron_piñipiñi, Amalia, Guadalupe, Tono y Porotoa; y SO-NE ríos Ocobamba,



Versalles, Callanga-piñipiñi y Mameria. A continuación, se describen los valles de los ríos principales. (Fuente: INGEMMET).

E. VALLE DEL RÍO OCOBAMBA.

El tramo inicial de este valle presenta una dirección SE-NO; pero desde su confluencia con el río Aucamayo cambia su dirección a SO-NE hasta su desembocadura en el río Yanatile. Presenta las mismas características de los ríos de la zona, pues, es un valle estrecho con perfil transversal en V con laderas de fuerte pendiente y un desnivel de 1 000 m entre su lecho y el borde superior de sus laderas. (Fuente: INGEMMET).

2.2. GEOMORFOLOGIA LOCAL

El área del emplazamiento de los estribos presenta una morfología regular con pendiente que oscilan entre el 25 y el 70%. Normalmente no se observan fenómenos exógenos importantes, apreciándose, eventualmente en su contacto con las áreas que la circunvalan, abarrancamientos y deslizamientos como continuación de los habidos en aquellas de morfología bastante homogénea y accidentada siempre que se considere como unidad independiente, ya que en conjunto presenta pendientes elevadas (entre 30 y 50%) cuando entra en contacto con las áreas que la circundan. Se realiza una separación en función de los grupos litológicos: formaciones de gravas, conglomerados y arenas, por un lado, y arcillas por otro. En general, la zona está comprendida por las siguientes unidades Geomorfológicas Locales:

2.2.1. UNIDAD DE MONTAÑA

El distrito de Ocobamba presenta una topografía agreste e irregular, presentando rangos altitudinales mayores a los 300 metros

SUB UNIDAD DE MONTAÑA EN ROCA METAMORFICA (RM-rm).

El sector de Coquimbo presenta montañas de roca metamórfica, que poseen una topografía accidentada, de cimas alargadas y laderas de pendiente predominantemente escarpadas.



*Fotografía N° 03: vista de montañas en roca metamórfica.
Fuente: propio.*

2.2.2. LADERAS.

Las laderas se encuentran en ambos flancos de la quebrada y tienen una pendiente que oscila entre 15° a 70°, cubiertas de vegetación; estas áreas se caracterizan por presentar una topografía accidentada de suelos que son generalmente de potencias superficiales (coluviales y aluviales) e infra yaciendo abundantes afloramientos de substratos rocosos.



*Fotografía N° 04: se observa las laderas que se encuentran en ambos flancos.
Fuente: propio.*

2.2.3. QUEBRADAS.

En las zonas de estudio las quebradas se encuentran erosionadas por los riachuelos y ríos que en ellas se encuentran, generalmente se acrecientan en la época de lluvias donde la



precipitación pluvial es fuerte; que generalmente arrastra lodo, gravas produciendo los denominados derrumbes y/o huaycos. En época de lluvias intensas el arrastre de sólidos es de gran magnitud que ocasiona la acumulación de gran cantidad de material granular en la base del talud.



*Fotografía N° 05: Vista de la quebrada con caída abrupta de las laderas al río Ocobamba.
Fuente: propio.*

2.2.4. PIE DE MONTE VERTIENTE – COLUVIO DELUVIAL (V-cd).

Ubicadas al pie de las laderas, resultantes de la acumulación de material caído desde las partes altas, por acción de la gravedad, por flujos de detritos no canalizados o la combinación de estos dos procesos, en algunos casos esto es originado por el cambio de dirección del cauce principal del río Ocobamba.

2.2.5. PIE DE MONTE ALUVIO TORRENCIAL (P-at).

Ubicadas en las desembocaduras de las quebradas hacia los cauces principales, se observan como el resultado de la acumulación del material transportado a manera de flujo de detritos.

2.2.6. TERRAZAS.

Son relieves topográficos de origen agradacional sobre antiguos lechos de corriente fluvial, generalmente se encuentran en las márgenes de los ríos, existen evidencias de terrazas



de origen fluvial y erosional constituido de grandes bloques de roca redondeada o sub redondeada con una matriz de arenosa de grano medio a grueso.



*Fotografía N° 06: Vista de la terraza propia de la zona.
Fuente: propio.*

2.3. PENDIENTES

Para la elaboración del mapa de pendientes se utilizó una guía de elevación digital elaboradas a partir de las curvas de nivel, donde se puede distinguir las diferentes clases de pendientes, la clasificación se realizó mediante porcentajes, manteniendo en cuenta que es la más utilizada para manifestar la variable de pendientes, hay que destacar que está establecida su interpretación de acuerdo con los intervalos utilizados de la siguiente manera:

PENDIENTE	SIMBOLO	DESCRIPCION	CONDICIONES DEL TERRENO.
0 – 3%	A	A nivel / Casi nivel	Denudación no apreciable; por su condición transitable y laborable, es objeto de uso agrícola, solamente se dificulta su uso bajo condiciones secas.



3 – 5%	B	Ligeramente inclinada / Ligeramente ondulada	Laderas afectadas especialmente por erosión hídrica en sectores desprovistos.
5 – 12%	C	Moderadamente inclinada / Moderadamente	Laderas que pueden generar movimientos en masa de diferentes clases y baja velocidad, especialmente soliflucción.
12 – 25%	D	Fuertemente inclinada / Fuertemente ondulada / Moderadamente quebrada	Movimientos en masa de todo tipo, especialmente soliflucción, reptación erosión en surcos, ocasionalmente deslazamiento.
25 – 50%	E	Fuertemente quebrada / Ligeramente escarpada	Procesos denudacionales intensivos de diferentes clases de zonas con reemplazos forestales evidencias claras de erosión del suelo.
50 – 75%	F	Moderadamente escarpada	Desprendimiento de rocas, coluviación.
75 – 100%	G	Fuertemente escarpada (incluye escarpe subverticales y verticales)	Caída de rocas, por efectos de tectonismo y bioclastia.

*Tabla N° 08: se muestra la pendiente en %, su simbología, descripción y procesos característicos.
Fuente: Jairo Alonso Figueredo Rodríguez. -Clasificación de pendientes y sus características.*

Otro punto de pendientes es según el reglamento de clasificación de tierras MINAG – 2002.

Que se refiere a una inclinación que se observa en la superficie terrestre con respecto a la horizontal, lo cual está representada en porcentajes, dicho de otra manera, la diferencia de alturas es en 100 metros horizontales, por consiguiente, para fines de estudio, se ha decidido ocho rangos de pendientes, a continuación, se muestran en la tabla siguiente:

TERMINO DESCRIPTIVO	RANGO (%)	SIMBOLO
Plana o casi a nivel.	0 - 2	A
Ligeramente inclinada.	2 - 4	B
Moderadamente inclinada.	4 - 8	C
Fuertemente inclinada.	8 - 15	D
Moderadamente empinada.	15 - 25	E
Empinada.	25 - 50	F
Muy empinada.	50 - 75	G
Extremadamente empinada.	>75	H

*Tabla N° 09: Clasificación de fases por pendiente.
Fuente: Reglamento de clasificación de tierras. MINAG – 2002.*



El siguiente punto nos indica que el área de estudio precisamente en la microcuenca Ocobamba, se observan pendientes de clase C, D, E, F, G, en donde, el intervalo de pendiente va de 4 a 85%; con una pendiente predominante de 12 a 48%, debido a que corresponde a una pendiente moderadamente inclinada hasta fuertemente inclinada.

2.4. TOPOGRAFIA

El distrito de Ocobamba presenta una topografía agreste e irregular, presenta rangos altitudinales superiores a los 300 metros de base local. Para la elaboración del plano topográfico se empleó las respectivas curvas de nivel proporcionadas por el ministerio del ambiente, para poder observar de manera más minuciosa al momento de elaborar el mapa, el plano topográfico se realizó en base a la información obtenida de los cuadrángulos de Quebrada Honda y Parobamba, hojas 26r y 26s del INGEMMET.



CAPITULO III: GEOLOGIA.

3.1. HISTORIA GEOLOGICA

Los materiales más antiguos corresponden a los gneis que aparecen en contacto con los granitos. Los hemos considerado precámbricos por yacer discordantes bajo una potente serie Preordovícica. Su origen hay que situarlo dentro de una fase orogénica precámbrica, acompañada de metamorfismo. Petrográficamente es muy difícil precisar si se trata de unos gneises “orto” o “para”. Su disposición macroestructural hace pensar más bien en un origen “para”, mientras que su textura, tamaño de grano, fabrica, etc., podrían corresponder a un ortogneis.

Posteriormente, y discordante sobre estos gneises, debió depositarse una potente serie, fundamentalmente pelítica, con delgadas intercalaciones lidíticas. Hacia el techo de la serie comienzan a aparecer niveles detríticos más gruesos. Quizá con interrupciones en la sedimentación, continua esta durante el ordovícico, silúrico, devónico antes de producirse la primera fase hercínica. Esta fase da lugar a un plegamiento de tipo isoclinal y vergente al SO, posiblemente con planos axiales muy tendidos. La zona del emplazamiento del puente, que se apoya sobre el paleozoico intensamente alterado, puede considerarse como un suelo desarrollado sobre materiales previamente depositados. Estos depósitos se desarrollan en la actualidad bajo condiciones climáticas de tipo tropical. El color amarillento de los sedimentos situados por encima, su tamaño de grano grueso, bolonería, su pobre calibrado, así como los resultados de las granulometrías, sugiere que el mecanismo de deposición de los materiales se realizó en un medio de abanico aluvial.

3.2 ESTRATIGRAFIA

La zona de estudios corresponde a los depósitos sedimentarios terciarios de la cuenta del río Ocobamba.

Paleozoico.

- **Rocas metamórficas:** Al igual que las rocas ígneas, afloran al NO de la zona, esquistos cristalinos indiferenciados con dirección marcadamente NO. Se trata de micacitas moscovíticas y biotíticas que, en el contacto con el granito, pasa a gneis de dos micas. Corresponden al metamorfismo regional de sedimentos arenosos (probablemente



areniscas arcillosas del Cámbrico o del silúrico) en las que aflorales del paleozoico haría intrusión el granito que aparece.

Terciario.

- **Paleógeno:** El terciario inferior aflora en el área sur-occidental, estando al norte del río Ocobamba casi completamente cubierto por materiales más modernos. La discordancia con los materiales paleozoicos se efectúa por un conglomerado coloreado de rojo en el contacto con las pizarras y, cuando está cerca o encima del granito pueden aparecer masas de lehm de tonos blanquecinos y, ocasionalmente, color rojo.
- **Plioceno:** esta constituido por cantos de cuarcita redondeados, con arcillas sabulosas rojizas y arenas. Su potencia es variable, oscilando entre 1 y 30 metros. Se apoya indistintamente sobre las formaciones anteriores. Esta formación ha sido dada como plioceno superior a cuaternario antiguo. En ocasiones, y por semejanza litológica con las terrazas fluviales, puede confundirse con ellas.

Cuaternario.

Los sedimentos aluviales ocupan los causes de los actuales cursos de agua. Por tanto, son los que mayor interés tienen en nuestra zona de estudio. Son los materiales que afectan directamente a la ubicación prevista para el pontón en estudio. Se distinguen los siguientes niveles de terrazas, conos y derrubios de ladera, glaciais de depósito, sedimentos aluviales y recubrimientos de cuaternario indiferenciado.

3.3 GEOLOGIA REGIONAL.

La geología regional se caracteriza por tener dos conjuntos litológicos claramente diferenciados: un zócalo hercínico y unos depósitos terciarios aflorantes en las proximidades de San Lorenzo que se apoyan discordantemente sobre el primero. Este complejo litológico se encuentra a su vez disectado por el encajamiento del río Ocobamba, que cruza la zona en dirección E-N, predominantemente, y que constituye el drenaje principal de la zona, (Fuente: INGEMMET).

3.3.1. GRUPO SAN JOSE (ORDOVÍCICO INFERIOR-MEDIO)

Esta unidad se reconoce a lo largo del cuadrángulo de Quebrada Honda (26r). la mayor parte de esta unidad está afectada por fallas, plegamientos y foliaciones. Este tipo de



afloramiento presenta una orientación NO-SE cartografiado en las transectas de Ocobamba-Negrohuarcuna (hoja 26r3).

Esta unidad sobreyace de forma concordante al grupo Ollantaytambo, reconocida en la transecta Otalo-Mascabamba, en este cuadrángulo, a causa de la falta de continuidad de afloramientos, se ha inferido el potencial contacto concordante infrayaciendo a la base de la formación Sandia, considerando el cambio litológico como contacto. (Fuente: INGEMMET).

LITOLOGIA.

La parte inferior de esta unidad corresponde a 1100 metros de pizarras de color gris a gris oscuro, en bancos masivos con una potencia de 1 a 4 metros, con nódulos de pirita cubica cristalizada y moscovita en los planos de foliación, generalmente paralela y oblicua a la estratificación. La parte basal de este nivel presenta pizarras con esquistosidad formando bandas de cuarzo y moscovita. Estas pizarras son instruidas por sills de composición diorítica, la parte superior presenta 950 metros de metalimolitas arenosas de color gris a gris oscuro con algunos niveles de areniscas cuarzosas de grano fino y pizarras oscuras grisáceas, moscovita diseminada, pirita cristalizada y alineada. La foliación que se tiene es paralela a la estratificación y el clivaje tipo lápiz. Estas metalimolitas arenosas se intercalan con sills de composición diorítica, constituidos por plagioclasas, piroxenos y pirita cristalizada en una matriz fina de color gris oscuro.

Debido a la falta de diferenciación litológica y monotonía en el cartografiado en las formaciones Iparo y Purumpata, se optó por considerar como grupo San José indiferenciado tal como menciona Sánchez & Zapata (2003).

CORRELACION Y EDAD

En la mayoría de afloramientos reconocidos, no se pudo encontrar material fosilífero, posiblemente debido a que la unidad se encuentra afectada por fases de deformación y por corresponder genéticamente a un ambiente anóxico.

Las evidencias más cercanas se localizan al norte del cuadrángulo de Quebrada Honda, donde, en estudios realizados por De la Cruz et al., (1998), Sánchez & Zapata (2003), se señala la existencia de fauna de graptolites, climacograptus tubuliferus LAPW, los cuales indican una edad Llanvirniana (Ordovícico medio). (Fuente: INGEMMET).



3.3.2. FORMACION SANDIA (ORDOVICICO SUPERIOR).

Esta unidad se encuentra principalmente rellenando ejes de sinclinales ocasionado por fallas inversas asociadas a la exposición del grupo San José. Este tipo de afloramientos presentan una orientación NO-SE y fueron cartografiados en las transectas de Belemptata-Ocobamba-la perla (hoja 26r3). En la transecta Ocobamba-la perla, se midió una columna litológica de 1450 metros que no representa el grosor total.

Según Salas et al. (1999), en este cuadrángulo, debido a la falta de continuidad de afloramientos, se ha inferido el contacto concordante sobreyaciendo al grupo San José, asumiendo el cambio litológico como contacto.

LITOLOGIA.

La parte inferior se caracteriza por presentar 600 metros de serie grano-crecientes de metalimolitas arenosas grises con láminas y bandas de limos arenosos de una coloración gris a beige con laminación paralela a oblicua intercalado por niveles de sills pórfido andesítico. Estas bandas gradan a lentes de limos arenosos de color gris a beige que corresponden a facies de laminación lenticular propia de un ambiente tidal. Hacia el final de este apilamiento, se observa sills pórfido granítico.

La parte media está conformada por 300 metros de metalimoarcillitas pizarrosas de color gris a gris claro con micas de moscovita con presencia de sills pórfido granítico silicificado. La parte superior está formada por 550 metros de metalimolitas y metapelitas de color gris a gris oscuro que hacia la base se intercalan con láminas de areniscas cuarzosas finas grises a beige y hacia el tope con lentes de areniscas de grano fino de color beige pardo. Hacia la parte superior, estos niveles están emplazados por sills pórfido diorítico y pórfido andesítico.

CORRELACION Y EDAD

En el área de estudio, no fue posible encontrar material fosilífero de la parte basal de esta unidad; sin embargo, se ha adquirido muestra para microfósiles del nivel superior. Las características litológicas y sedimentarias, como areniscas con estructuras “flaser bedding”, metalimolitas de color gris oscuro con niveles de “lenticular bedding” permite reconocerlas y diferenciarla de las unidades estratigráficas infrayacentes y suprayacentes.



Regionalmente, en estudios realizados por Laubacher (1978) y martinez (1998), se menciona que esta unidad corresponde a una edad de depósitos del ordovícico superior mediante el reconocimiento de trilobites y graptolites encontrados en la localidad tipo de Sandia en el rio inambari. (Fuente: INGEMMET).

3.3.3. PLUTON QUILLOC-MESAPELADA (PÉRMICO INFERIOR).

Se define como un plutón elongado de orientación NO-SE. se encuentra emplazado en las rocas metamórficas del grupo Ollantaytambo, grupo San José y formación Sandia, además cubierta por las rocas sedimentaria, volcanoclásticas y volcánicas del grupo Mitu, las diferentes facies se pueden observar a lo largo de la carretera yanamayo-ocobamba, salas et al. (1999) lo subdivide en dos: intrusivo Apuy Padreyoc, constituido por granitos alcalinos, e intrusivo Yanaorcco, constituido por granitos. Sánchez & Zapata (2003) lo denominan como intrusivo Mesapelada, compuesta por granitoides permotriásicas. Sin embargo, las observaciones realizadas en campo, los estudios petrográficos y los análisis geoquímicos, muestran que esta intrusión presenta variaciones petrográficas desde cuarzomonzodioritas hasta sienogranitos. (Fuente: INGEMMET).

3.2. GEOLOGIA LOCAL.

La zona de estudio presenta substratos rocosos compuesto por rocas metamórficas del paleozoico inferior y depósitos cuaternarios.

3.2.1. GRUPO SAN JOSE

Formada por una gruesa sucesión de pizarras donde se presentan intercalaciones de areniscas finas cuarzosas, estas se encuentran plegadas y afectadas por esquistosidad.



*Fotografía N° 07: Vista del afloramiento rocoso del grupo San José (pizarras).
Fuente: propio.*

3.2.2. FORMACION SANDIA

Formado por una secuencia de cuarcitas y pizarras, en la zona de estudio se observa en el tramo superior del cauce del rio Ocobamba.



*Fotografía N° 08: Vista del afloramiento rocoso de la Formación Sandia (cuarcitas).
Fuente: propio.*



ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRAFICAS	SIMBOLOGIA
Paleozoico	Devoniano	Superior	Formación Sandía	Di – si
paleozoico	Ordoviciano	inferior	Formación San José	Oj - sj

Tabla N° 10: Descripción de las unidades geológicas locales.

Fuente: INGEMMET.

3.2.3. DEPOSITOS COLUVIALES (Qh-co)

Son depósitos de talud y de ladera, están compuestas principalmente por gravas y bloques subangulosos a angulosos, en matriz arena-limosa no consolidadas. Localizadas en ambas márgenes del río Ocobamba, al pie de las laderas montañosas.

3.2.4. DEPOSITOS ALUVIALES (Qh-al)

Los depósitos aluviales se presentan con una potencia aproximada de 0.60 a 2.00 cm, que en algunos casos forman cuerpos de deslizamientos y conos de deyección, compuesta generalmente por bloques de roca, guijarros, en una matriz arena limosa y/o arcillosa, no consolidados, los cantos rodados existentes derivan de las rocas intrusivas y en algunos casos de rocas metamórficas que se desprendieron de las partes altas, ya sea por efecto de la gravedad y agentes tectónicos. Distribuidas en ambas márgenes del río Ocobamba.



Fotografía N° 09: Vista de depósitos fluvio-aluviales.

Fuente: propio.



Fotografía N° 10: Vista de depósitos fluvio-aluviales.
Fuente: propio.

3.2.5. DEPOSITOS FLUVIALES (Qh-fl)

Se encuentran formando parte del cauce actual del río Ocobamba, se observa gravas, bolones, arenas y limos, con formas redondeadas a subredondeadas.

ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRAFICAS
CENOZOICA	CUATERNARIO	HOLOCENA	Depósitos fluviales Qh-fl
MEZOSOICA	CRETACEO		
PALEOZOICA	PERMIANO	INFERIOR	
	CARBONIFERO		
	DEVONIANO		
	SILURIANO		
	ORDOVICIANO	SUPERIOR	Formación Sandia Ds-s
	MEDIO	Fm. PURUMPATA Di-p	
	INFERIOR		Grupo San José: Fm. IPARO Di-L

Tabla N° 11: Descripción de las unidades geológicas locales.
Fuente: INGEMMET



CAPITULO IV: GEOLOGIA ESTRUCTURAL

La geología estructural, está relacionada a los análisis de deformación que presentan los estratos sedimentarios, y es muy importante conocer las secuencias sedimentarias, antes que las formaciones que se tienen. Y con el fin de determinar las fallas y estructuras que afectan el área de estudio para la construcción de los estribos del puente Coquimbo, se trata de identificar los principales rasgos estructurales tanto regionales como locales.

La zona de estudio, está conformada por una estratigrafía correspondiente al paleozoico inferior en contacto discordante con el mesozoico. Así mismo, estas unidades se encuentran fuertemente deformadas, plegadas y falladas, por lo que guardan registro de actividad tectónica como parte de la configuración del sistema montañoso de la cordillera oriental.

4.1. ESTRUCTURAS REGIONALES

La zona de estudio, está rodeado por fallas y pliegues de diferentes dimensiones

4.1.1.1. PLEGAMIENTOS

La mayor parte del terreno está formado por pliegues asimétricos y simétricos controlado por el desarrollo de fallas a una escala tanto regional como local. Estos pliegues tienen una orientación de NW-SE y presentan dimensiones de hasta 70 km de longitud.

4.1.1.2. FALLAS

En la zona de trabajo, se puede destacar un sistema de fallas inversas de alto ángulo principalmente, junto con fallas inversas de bajo ángulo y fallas de rumbo en menor proporción.

4.1.2 ESTRUCTURAS LOCALES

4.1.2.1. SISTEMA DE FALLAS ESTE – OESTE

Dentro de este sistema de fallas, se encuentran tanto la falla San Lorenzo, como también la falla Santa rosa con direcciones de Este - Oeste, son inversas sinestrales y de escala kilométrica.

Estas fallas hacen repetir la secuencia del paleozoico inferior y aparentemente cortan la falla Ocobamba de dirección Norte – Sur, por lo tanto, estas fallas serian posteriores a la falla Ocobamba.



Este sistema de fallas, Dislocan la secuencia sedimentaria de la formación San José, principalmente con un rumbo de E-W y un buzamiento de 45° a 70° hacia el sur, se observa una presencia de un conjunto de escarpes inclinadas en una dirección hacia la depresión del valle del río Ocobamba.

4.1.2.2. FALLAS NORTE – SUR

A esta falla se le denomina como Falla Ocobamba de dirección Norte – Sur. Esta falla ha controlado el emplazamiento de las rocas graníticas del batolito de Mesa Pelada. La atraviesa todo el valle del río Ocobamba, y se encuentra desplazada por las fallas inversas sinestrales de Santa Rosa y San Lorenzo.

4.1.2.3. SISTEMA DE FISURAMIENTOS NORTE – SUR

Son familias de fallas perpendiculares y oblicuas al anticlinal Coquimbo, al sinclinal San Lorenzo y al sistema de fallas inversa de Ocobamba. Tienen direcciones que varían entre N-S a NNO-SSE y pudieron haberse formado durante el Mio-Plioceno. La presencia de estrías de falla, estructuras de pliegues, sistema de fisuras norte-sur, prueban que las formaciones pertenecientes al grupo San José sufrieron subsidencia activa durante la sedimentación, y han sido afectados por los movimientos posteriores de la orogenia andina. Evidencias de neotectónica durante el cuaternario, así como la presencia de movimientos sísmicos que ocurren en la región indicada que la actividad tectónica continúa actualmente.



CAPITULO V: HIDROLOGIA.

5.1. GENERALIDADES.

El presente estudio hidrológico, tiene como río principal al río Ocobamba, que nace en las alturas del pueblo de Yanamayo, y en su recorrido, recibe el aporte de las microcuencas de Suyunoquilla, Yanamayo, Yanaorcco, Utuma, Alcamayo y pequeños afluentes que hace que el caudal del río Ocobamba se incremente en todo el desarrollo de la cuenca.

Las características hidrológicas, son factores determinantes para el cálculo de las avenidas máximas en el río Ocobamba para diferentes periodos de retorno, y hacemos mención de la diferencia de altitud que se presenta en el desarrollo de la cuenca, que varía desde los 1250 m.s.n.m. hasta los 5250 m.s.n.m., teniendo un desnivel total de 4000 metros.

5.2. ESTUDIO DE LA CUENCA

5.2.1. UBICACIÓN HIDROGRÁFICA

El lugar de emplazamiento del puente Coquimbo, se ubicará a 800 metros aguas abajo de la Oroya que se estaba utilizando, de manera que articule con las trochas existentes por ambas márgenes, y con la ventaja de encontrar afloramiento rocoso en ambas márgenes.



Imagen N° 02: Ubicación del lugar de emplazamiento del puente Coquimbo
Fuente: propio



5.2.2. DELIMITACIÓN DE LA CUENCA.

Para delimitar la cuenca Ocobamba, se usó el programa del ArcGis, el cual nos brinda información necesaria sobre los parámetros de la cuenca para luego realizar los cálculos requeridos.



Imagen N° 03: Ubicación de la cuenca Ocobamba
Fuente: propio

5.2.3. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA OCOBAMBA

PARAMETROS	UNIDAD	VALOR
Área	Km ²	679.891
Perímetro	Km	150.74
Longitud del cauce	Km	52.88
Cota superior del cauce	Msnm	5250
Cota inferior del cauce	msnm	1250
Pendiente media de la cuenca	m/m	0.232
Pendiente media del cauce	m/m	0.076
Coefficiente de compacidad	-	1.63

Tabla N° 12: Descripción de los parámetros morfométricos de la cuenca.
Fuente: propio



5.2.4. PARÁMETROS METEOROLÓGICOS

5.2.4.1. TEMPERATURA

La finalidad principal es poder calcular las temperaturas, media anual, media mensual, temperaturas mínimas y máximas mensuales, que fueron evaluadas por un análisis correlacional regional que existe entre la altitud de cada estación meteorológica y por consecuencia su temperatura que se registró en las mismas, obteniéndose así los siguientes datos.

TEMPERATURA MAXIMA MENSUAL

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	PROM
Quillabamba	29.28	29.49	29.90	30.02	29.98	30.22	30.53	31.29	31.41	31.76	30.94	29.99	364.83	30.40
Área	.95	29.16	29.57	30.57	29.68	29.88	30.20	30.96	31.09	31.43	30.60	29.66	360.82	30.07

Tabla N° 13: Temperaturas máximas

Fuente: propio

N°	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	PROM
1	1971	29.30	29.20	31.00	30.40	30.40	30.20	31.20	32.60	34.60	32.00	33.50	30.70	375.10	31.26
2	1972	29.30	29.60	30.50	30.20	31.10	31.60	32.30	30.20	32.20	33.00	30.40	30.50	370.90	30.91
3	1973	30.50	30.10	30.40	30.90	30.40	30.80	29.90	30.90	31.70	31.50	29.90	29.30	366.30	30.53
4	1974	28.60	28.20	30.00	29.90	30.80	30.60	30.50	29.70	31.80	31.40	32.20	30.20	363.90	30.33
5	1975	30.10	28.40	29.50	30.40	29.30	29.20	29.70	31.40	31.50	31.60	30.80	30.20	362.10	30.18
6	1976	28.50	29.60	30.50	30.20	29.00	30.00	31.00	30.70	29.10	32.80	32.40	30.90	364.70	30.39
7	1977	29.90	29.60	30.30	30.80	30.00	31.30	30.80	32.10	31.60	33.20	30.70	31.10	371.40	30.95
8	1978	29.80	31.40	30.50	29.80	29.80	29.80	30.20	29.90	30.20	32.00	30.60	27.90	361.90	30.16
9	1979	28.80	27.90	28.10	28.40	28.70	28.40	29.50	32.00	31.30	31.30	30.40	29.10	353.90	29.49
10	1980	28.70	27.80	28.70	29.60	30.80	31.10	30.40	31.10	30.30	28.60	29.70	30.40	357.20	29.77
11	1987	27.70	29.90	30.30	30.60	30.60	31.10	31.40	32.80	32.80	33.20	31.90	30.50	372.80	31.07
12	1988	29.10	29.30	26.80	27.10	28.00	30.10	30.30	31.40	28.40	30.60	29.00	28.10	348.20	29.02
13	1990	30.40	32.40	32.10	31.90	30.90	28.60	29.70	32.00	33.00	31.70	30.70	31.00	374.40	31.20
PROMEDIO		29.28	29.49	29.90	30.02	29.98	30.22	30.53	31.29	31.42	31.76	30.94	29.99	364.83	30.40
V. MAXIMA		30.50	32.40	32.10	31.90	31.10	31.60	32.30	32.80	34.60	33.20	33.50	31.10	375.10	
V. MINIMA		27.70	27.80	26.80	27.10	28.00	28.40	29.50	29.70	28.40	28.60	29.00	27.90	348.20	
D. Standard		0.83	1.32	1.36	1.19	0.97	1.01	0.80	0.99	1.65	1.25	1.24	1.06	8.24	
Al 75% PERS.		28.73	28.60	28.98	29.21	29.33	29.53	29.99	30.62	30.31	30.92	30.10	29.28	359.28	29.63

Tabla N° 14: Temperaturas máximas

Fuente: SENAMHI



TEMPERATURA MINIMA MENSUAL

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	PROM
Quillabamba	18.41	18.26	18.33	18.37	17.59	16.50	15.72	16.56	17.22	18.16	18.60	18.23	211.94	17.66
Área	18.07	17.92	18.00	30.57	17.26	16.17	15.38	16.22	16.88	17.82	18.27	17.90	207.93	17.33

Tabla N°15: Temperaturas mínimas

Fuente: propio

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	PROM
Quillabamba	23.50	23.44	23.48	23.55	17.59	16.50	15.72	16.56	17.22	18.16	18.60	18.23	211.94	17.66
Área	23.17	23.11	23.14	23.22	17.26	16.17	15.38	16.22	16.88	17.82	18.27	17.90	207.93	17.33

Tabla N°16: Temperaturas medias mensuales

Fuente: propio

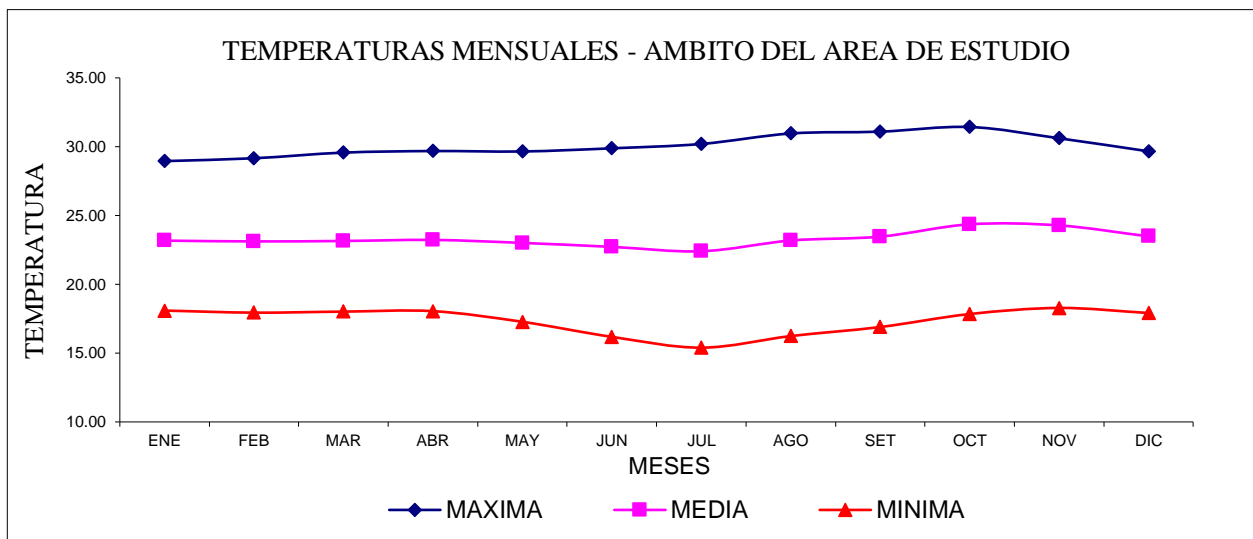


Imagen N° 04: Temperaturas mensuales del área de estudio

Fuente: propio

5.2.5. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Mediante el uso de las características geomorfológicas de la cuenca, como pendiente del río, longitud del curso principal de la cuenca, se ha determinado el tiempo de concentración.

El tiempo de concentración de la cuenca, está definido como el tiempo mínimo que se requiere para que el recorrido del agua de escorrentía llegue desde el punto hidráulicamente



más distante hasta la salida de la cuenca. El tiempo de concentración, es muy importante para la determinación de las lluvias torrenciales.

Para hacer el cálculo de dicho parámetro, se usó la fórmula de Kirpich.

FORMULA DE KIRPICH

$$T_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

- T_c : Tiempo de concentración (horas)
- L : Longitud del cauce principal (m)
- S : Pendiente del cauce principal (m)

Datos:

- $L= 52.88$
- $Km = 52880m$
- $S= 0.076$

$$T_c = 0.000325 \frac{52880^{0.77}}{0.76^{0.385}}$$

$$T_c = 20.34 \text{ horas}$$

El tiempo de concentración para el método de Kirpich es de 3 horas con 8 min

MÉTODO DE BENHAN

$$T_c = (8.7 \frac{L^3}{H})^{0.355}$$

Donde:

- T_c : Tiempo de concentración (horas)
- L : Longitud del cauce principal (km)
- H : Diferencia de cotas extremas (m)

Datos:

- $L= 52.88 \text{ Km}$



- $H = 5250\text{m} - 1250\text{m} = 4000\text{m}$

$$T_c = \left(8.7 \frac{52.88^3}{4000}\right)^{0.355}$$

$$T_c = 24.56 \text{ horas}$$

El tiempo de concentración para el método de Benhan es de 7 horas con 8 min.

MÉTODOS	KIRPICH	BENHAN
Tiempo de Concentración	20.34	24.56

Tabla N°17: Tabla de comparación de resultados del tiempo de concentración.

Fuente: propio

Para los estudios hidrológicos del área de estudio, se estima que el tiempo de concentración de la avenida será de 22.37 horas o 1342.3 minutos debido a muchos factores.

5.3. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Los datos meteorológicos, así como la información pluviométrica para el presente estudio hidrológico, son obtenidos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Y de acuerdo al criterio para seleccionar una de las tantas estaciones meteorológicas existentes, se ha optado por disponer de la estación Quillabamba por la cercanía que presenta a la zona de estudio, y también por el registro de precipitaciones máximas en 24 horas que dispone.

Cuadro de características de la estación meteorológica de Quillabamba:

Data	Años de registro	Latitud (N)	Longitud (E)	Altitud (m.s.n.m.)	Distrito	Provincia	Departamento
Estación Quillabamba	1964 - 2009	12°50'	72°44'	1027.00	Santa Ana	La Convención	Cusco

Tabla N°18: Características de la estación Quillabamba.

Fuente: SENAMHI

ESTACION	ALTITUD	PRECIPITACION
CIRIALO	850	1188.6
QUILLABAMBA	1027	1054.8
HUYRO	1760	1914.4
MARANURA	1150	986.7

Tabla N°19: Estaciones meteorológicas más cercanas al área de estudio.

Fuente: SENAMHI



La siguiente imagen muestra el lugar de ubicación de la estación meteorológica respecto a la zona de estudio.



Imagen N° 05: Ubicación de las estaciones meteorológicas de la zona de estudio
Fuente: CESEL S.A.

5.3.1. PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS (mm).

REGISTRO METEOROLOGICO DE PRECIPITACIONES MAXIMA 24 horas (mm)

Estación: Quillabamba	latitud: 12°50' N	Departamento: Cusco
	Longitud: 72°44' E	Provincia: La Convención
	Altitud: 1,027.00 msnm	Distrito: Santa Ana

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
1964	22.3	35.2	40.4	35.2	16.7	10.2	21.4	9.5	6.1	13.7	23.8	18.0	23.8
1965	23.0	37.0	60.0	36.0	2.0	1.0	21.8	10.4	30.0	24.2	15.9	28.0	60.0
1966	21.6	33.5	20.5	16.0	26.6	5.5	7.2	8.0	21.0	26.3	38.0	22.6	38.0
1967	12.5	41.0	25.0	12.2	7.2	10.2	18.0	8.9	15.0	18.2	17.5	25.3	41.0
1968	38.7	19.6	35.0	31.2	4.7	1.6	17.0	12.9	9.9	13.5	17.7	36.7	38.7
1969	19.9	20.8	26.5	22.3	11.0	16.1	6.5	5.9	7.5	12.5	35.0	22.2	35.0
1970	34.8	11.6	40.2	29.5	26.8	9.4	7.2	5.2	15.0	22.0	19.7	29.5	40.2
1971	15.0	42.5	22.0	24.3	15.5	29.7	1.5	3.7	15.0	8.8	17.7	13.4	42.5
1972	32.0	16.4	35.4	16.6	13.7	3.0	5.4	25.2	8.8	7.0	25.5	42.7	42.7
1973	28.6	33.4	19.5	26.1	12.9	8.0	20.0	24.8	14.3	34.0	35.7	29.2	35.7
1974	30.6	28.2	25.9	26.6	4.0	5.5	20.8	24.5	17.7	13.0	18.0	22.0	30.6
1975	42.2	32.5	39.8	33.0	14.5	7.5	9.0	16.5	14.2	16.5	42.4	32.6	42.4
1976	35.0	33.5	26.5	16.9	10.9	4.0	2.9	27.3	33.0	15.2	11.5	29.8	35.0
1977	19.6	40.2	21.9	7.4	35.6	1.4	18.0	1.2	21.1	8.5	19.8	28.3	40.2
1978	35.8	21.0	21.2	15.8	60.2	7.5	0.0	0.0	0.0	36.4	14.5	84.0	84.0
1979	30.6	20.7	18.8	16.2	11.4	0.0	10.5	1.3	2.8	11.2	31.2	33.4	33.4



"ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO



1980	19.8	32.1	27.2	38.1	17.0	6.5	23.5	12.3	16.0	16.3	20.0	23.3	38.1
1981	27.2	39.5	39.5	27.5	10.5	4.1	15.4	14.2	17.6	20.3	35.2	25.3	39.5
1987	46.2	62.0	48.8	89.1	11.2	28.5	0.0	0.0	21.0	30.0	50.0	60.0	89.1
1988	46.0	82.2	77.0	41.2	25.0	0.0	0.0	0.0	44.0	22.4	28.4	37.4	82.2
1989	47.3	36.2	30.4	21.0	18.0	0.0	21.5	24.8	27.8	24.2	20.8	38.2	30.4
1990	18.4	63.1	45.2	60.7	68.0	8.2	32.5	25.3	16.7	56.0	39.8	40.8	68.0
1991	48.1	52.5	47.2	48.9	15.1	3.1	10.6	17.1	14.2	35.0	35.2	21.3	52.5
1992	12.6	22.1	28.1	31.1	16.3	4.5	11.6	15.3	13.5	45.1	34.1	19.5	31.1
2000	57.9	44.7	20.0	15.5	7.6	15.8	0.6	14.2	17.0	25.3	13.1	20.0	57.9
2001	44.7	44.3	30.3	14.0	10.6	2.2	15.0	9.5	11.2	25.3	33.2	16.5	44.7
2002	21.8	54.5	47.1	10.3	9.2	5.5	12.9	9.2	8.0	25.3	25.2	57.1	57.1
2003	46.2	36.0	29.7	24.6	5.6	3.4	5.0	27.5	22.3	20.4	22.3	27.0	46.2
2004	19.5	31.0	21.8	23.6	18.4	6.6	38.1	14.5	14.0	19.2	28.9	20.0	38.1
2005	29.4	28.3	28.2	26.2	24.6	6.9	20.3	5.2	15.7	18.5	8.1	40.6	40.6
2006	49.0	23.4	43.6	39.2	4.2	8.2	4.5	14.8	5.9	18.8	25.9	26.9	49.0
2007	52.6	18.9	20.3	31.5	17.3	10.2	7.1	13.2	5.5	38.0	32.3	19.7	52.6
2008	53.1	22.8	15.6	34.0	7.9	0.6	10.8	19.2	18.5	24.2	16.2	27.8	53.1
2009	26.2	38.2	28.0	9.8	6.5	2.3	7.8	4.0	5.0	33.2	29.3	25.2	38.2
Media	32.5	35.2	32.3	27.8	16.7	7.2	12.2	12.3	15.4	21.8	25.1	31.0	
Máxima	57.9	82.2	77.0	89.1	68.0	29.7	38.1	27.5	44.0	56.0	50.0	84.0	
Mínima	12.5	11.6	15.6	7.4	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	8.1	13.4	
Desv. Est.	13.0	15.4	13.4	16.1	14.9	7.4	9.8	9.2	9.6	10.5	9.9	14.5	
Coef. Var.	40.0	43.7	41.4	58.0	89.1	103.1	80.3	74.8	61.9	48.0	39.4	46.8	

Tabla N°20: Registro meteorológico de las precipitaciones máximas.

Fuente: SENAMHI

Según a la información obtenida, las mayores precipitaciones se dan durante el periodo de los meses de noviembre a abril.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Media	32.5	35.2	32.3	27.8	16.7	7.2	12.2	12.3	15.4	21.8	25.1	31.0
Máxima	57.9	82.2	77.0	89.1	68.0	29.7	38.1	27.5	44.0	56.0	50.0	84.0
Mínima	12.5	11.6	15.6	7.4	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	8.1	13.4

Tabla N°21: Datos para el análisis de avenidas máximas

Fuente: propio



Imagen N° 06: Cuadro de precipitaciones para la zona de estudio

Fuente: SENAMHI

5.3.2. DATOS BASICOS PARA EL ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS

Nombre de la cuenca:	PINTOBAMABA
Sector	Coquimbo
Lugar:	Coquimbo
Fuente:	Río Ocobamba
Área:	679.891 Km2
Altura media de la cuenca:	3221 m.s.n.m.
Altura máxima del río:	5250 m.s.n.m.
Altura mínima del río:	1250 m.s.n.m.
Longitud del río principal:	52.88 Km
UTM Este:	779800 W
UTM Norte:	8583075 S

Tabla N°22: Datos para el análisis de avenidas máximas

Fuente: propio

AÑO	Precipitación máxima histórica 24 horas estación Quillabamba	Precipitación regionalizada cuenca Pintobamba
1965	60.0	60.0
1966	38.0	38.0
1967	41.0	41.0
1968	38.7	38.7
1969	35.0	35.0
1970	40.2	40.2
1971	42.5	42.5



1972	42.7	42.7
1973	35.7	35.7
1974	30.6	30.6
1975	42.4	42.4
1976	35.0	35.0
1977	40.2	40.2
1978	84.0	84.0
1979	33.4	33.4
1980	38.1	38.1
1981	39.5	39.5
1987	89.1	89.1
1988	82.2	82.2
1989	30.4	30.4
1990	68.0	68.0
1991	52.5	52.5
1992	31.1	31.1
2000	57.9	57.9
2001	44.7	44.7
2002	57.1	57.1
2003	46.2	46.2
2004	38.1	38.1
2005	40.6	40.6
2006	49.0	49.0
2007	52.6	52.6
2008	53.1	53.1
2009	38.2	38.2
Promedio	47.1	47.1
Desv. Est.	16.0	16.0

Descripción	Altitud	Precipitación histórica	Diferencia de altitud	%	1%	F I Altitud
Quillabamba	1027	47	2194.380	0.68	1.47	1.00

Tabla N°23: Precipitaciones máximas en 24 horas y precipitaciones regionalizadas.

Fuente: propio

5.3.3. PERIODO DE RETORNO

El periodo de retorno es una de las variables hidrológicas y estadísticas más importantes en el análisis de eventos extremos, y estos datos se usan para referirnos a la probabilidad de que un evento de materialice.

A mayor periodo de retorno, la probabilidad de ocurrencia es menor. Para hallar el periodo de retorno, se hace una relación entre la probabilidad de que un evento ocurra, la vida



útil de la estructura y el riesgo de falla. (manual de hidrología, hidráulica y drenaje de carreteras MTC)

Teniendo en cuenta las condiciones de flujo y niveles de agua en el cauce, se considerará que, para la avenida de este proyecto, va a existir un riesgo de falla del 22%, y por lo tanto existirá una seguridad del 78 %, y el periodo de recurrencia para caudal de avenida, considerando una vida útil de 25 años, será:

$$P = (1 - R)^{\frac{1}{n}}$$

Donde:

- P: Probabilidad de recurrencia
- n: Vida útil de la obra
- R: Riesgo de falla

Datos:

- n= 25 años
- R= 22% = 0.22

$$P = (1 - 0.22)^{\frac{1}{25}}$$
$$P = 0.9901107689$$

Luego tenemos el periodo de retorno:

$$T = 1/(1 - P)$$

Donde:

- T: periodo de retorno
- P: Probabilidad de recurrencia

$$T = 1/(1 - 0.9901107689)$$

$$T = 101.12 \quad \Rightarrow \quad T = 101 \text{ años}$$



Para comparar los resultados obtenidos del periodo de retorno, utilizaremos la siguiente expresión “ $R = 1 - (1 - \frac{1}{T})^n$ ”, donde el riesgo de falla se determina con la expresión ya mencionada.

Donde:

- T: periodo de retorno
- R: Riesgo de falla = 0.22
- n: Vida útil de la obra = 25 años

$$R = 1 - (1 - \frac{1}{T})^n$$

$$0.22 = 1 - (1 - \frac{1}{T})^{25}$$

$$(1 - \frac{1}{T})^{25} = 0.78$$

$$1 - \frac{1}{T} = \sqrt[25]{0.78}$$

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[25]{0.78}}$$

$$T = 101.12 \Rightarrow T = 101 \text{ años}$$

Periodo de retorno para un riesgo y vida esperada:

ITEM	VIDA ESPERADA DEL PROYECTO y/o VIDA UTIL (AÑOS)	RIESGO DE FALLA (%)	TIEMPO DE RETORNO (T) (AÑOS)	PROBABILIDAD
1	20	5	390	0.00256
2	25	5	488	0.00205
3	30	5	585	0.00171
5	40	5	780	0.00128
6	50	5	975	0.00103
7	20	10	190	0.00525
9	25	10	238	0.00421
10	30	10	285	0.00351
11	40	10	380	0.00263



"ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO



12	50	10	475	0.00210
13	20	15	124	0.00809
15	25	15	154	0.00648
16	30	15	185	0.00540
17	40	15	247	0.00405
18	50	15	308	0.00325
19	20	20	90	0.01110
21	25	20	113	0.00889
22	30	20	135	0.00741
23	40	20	180	0.00556
24	50	20	225	0.00445
25	20	22	81	0.01235
27	25	22	101	0.00989
28	30	25	105	0.00952
29	40	25	140	0.00717
30	50	25	174	0.00574
Tr diseño propuesto= 101 años				

DATOS	
Riesgo de falla=	22 % que falle y 75% de seguridad
Vida útil=	25 años de vida
Resultado	
Periodo de retorno (T) =	101.120 Años
Probabilidad (P) =	0.010

Tabla N°24: Resultados para un periodo de retorno y vida útil.

Fuente: propio.

5.3.4. Valores de la precipitación en 24 horas y 01 mes generados cuenca Pintobamba

AÑO	N° Datos (n)	PRECIPITACIÓN		Probabilidad (%)
		24horas (mm)	1 mes (mm)	
1965	1	60.0	173.8	3.33
1966	2	38.0	179.3	6.67
1967	3	41.0	194.2	10.00
1968	4	38.7	182.7	13.33
1969	5	35.0	194.2	16.67
1970	6	40.2	208.1	20.00
1971	7	42.5	160.3	23.33
1972	8	42.7	165.5	26.67
1973	9	35.7	151.0	30.00



"ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO



1974	10	30.6	167.3	33.33
1975	11	42.4	161.4	36.67
1976	12	35.0	165.9	40.00
1977	13	40.2	158.6	43.33
1978	14	84.0	184.7	46.67
1979	15	33.4	164.9	50.00
1980	16	38.1	170.7	53.33
1981	17	39.5	178.9	56.67
1987	18	89.1	165.3	60.00
1988	19	82.2	185.8	63.33
1989	20	30.4	154.3	66.67
1990	21	68.0	145.0	70.00
1991	22	52.5	165.7	73.33
1992	23	31.1	140.8	76.67
2000	24	57.9	140.6	80.00
2001	25	44.7	161.4	83.33
2006	26	49.0	186.3	86.67
2007	27	52.6	185.4	90.00
2008	28	53.1	174.5	93.33
2009	29	38.2	156.0	96.67
Media		47.097	169.741	
Desv. Estandar		15.998	16.454	
Sesgo		1.457	0.213	

Tabla N°25: Valores de la precipitación en 24 horas y 01 mes generados cuenca Pintobamba
Fuente: propio.

5.3.5. ANALISIS DE FRECUENCIA DE LA PRECIPITACION MAXIMA

PRECIPITACION MAXIMA DE 24 HORAS DISTRIBUCION DE EXTREMOS TIPO 1 GUMBEL CUENCA: PINTOBAMBA			
ITEM	AÑO	P. MAX 24 CRONOLOGICO (mm)	P. MAX 24 ORDENADO (mm)
1	1965	60,0	89,1
2	1966	38,0	84,0
3	1967	41,0	82,2
4	1968	38,7	68,0
5	1969	35,0	60,0
6	1970	40,2	57,9
7	1971	42,5	53,1
8	1972	42,7	52,5
9	1973	35,7	49,0
10	1974	30,6	44,7
11	1975	42,4	42,7
12	1976	35,0	42,5
13	1977	40,2	42,4



14	1978	84,0	41,0
15	1979	33,4	40,2
16	1980	38,1	40,2
17	1981	39,5	39,5
18	1987	89,1	38,7
19	1988	82,2	38,2
20	1989	30,4	38,1
21	1990	68,0	38,0
22	1991	52,5	35,7
23	1992	31,1	35,0
24	2000	57,9	35,0
25	2001	44,7	33,4
26	20006	49,0	31,1
27	2008	53,1	30,6
28	2009	38,2	30,4

- Nro. Datos =28,00
- Total =1313,200
- Promedio = 46,900
- S =16.256

EJEMPLO DE APLICACION PARA:
Ecuación de ajuste:
P = X + K * S donde: P = Precipitación de lluvia (mm).
X = Media de las precipitaciones.
K = Factor de frecuencia.
S = Desviación estándar de las precipitaciones.
ECUACIÓN DE PREDICCIÓN GUMBEL:
P = 46,900 + 16, 256x k

Tabla N°26: Valores de la precipitación en 24 horas y 01 mes generados cuenca Pintobamba
Fuente: propio.

5.3.5.1. FACTOR DE FRECUENCIA

Para hallar el factor de frecuencia para los diferentes periodos de retorno, se utiliza la siguiente formula.

$$K_t = - \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + L_n \left[L_n \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \right\}$$

donde T_r : periodo de retorno

$T_r = 500$ años

$$K_t = - \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + L_n \left[L_n \left(\frac{500}{500 - 1} \right) \right] \right\}$$

$$K_t = 4.39$$



Cuadro de factor de frecuencia para diferentes periodos de retorno.

ITEM	T (años)	K
1	1.01	-1.64
2	5	0.72
3	10	1.30
4	25	2.04
5	50	2.59
6	100	3.14
7	500	4.39
8	1000	4.94
9	2000	5.48
10	5000	6.19
11	10000	6.73

Tabla N°27: Factor de frecuencia para diferentes periodos de retorno

Fuente: propio.

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24h PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO CUENCA: PINTOBAMBA			
ITEM	T AÑOS	K	P. MAX 24H (MM)
1	1.01	-1.64	20.2
2	5	0.72	58.59
3	10	1.3	68.11
4	25	2.04	80.12
5	50	2.59	89.04
6	100	3.14	97.89
7	500	4.39	118.34
8	1000	4.94	127.13
9	2000	5.48	135.92
10	5000	6.19	147.57
11	10000	6.73	156.32
$P = X + K \times S$			

Tabla N°28: Precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos de retorno.

Fuente: propio.



PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24h PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO CUENCA: PINTOBAMBA			
ITEM	T AÑOS	K	P. MAX 24H (mm)
1	1.01	-1.64	20.2
2	5	0.72	58.59
3	10	1.3	68.11
4	25	2.04	80.12
5	50	2.59	89.04
6	100	3.14	97.89
7	500	4.39	118.34
8	1000	4.94	127.13
9	2000	5.48	135.92
10	5000	6.19	147.57
11	10000	6.73	156.32

$P = X + K \times S$

Tabla N°29: Precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos de retorno.
Fuente: propio.

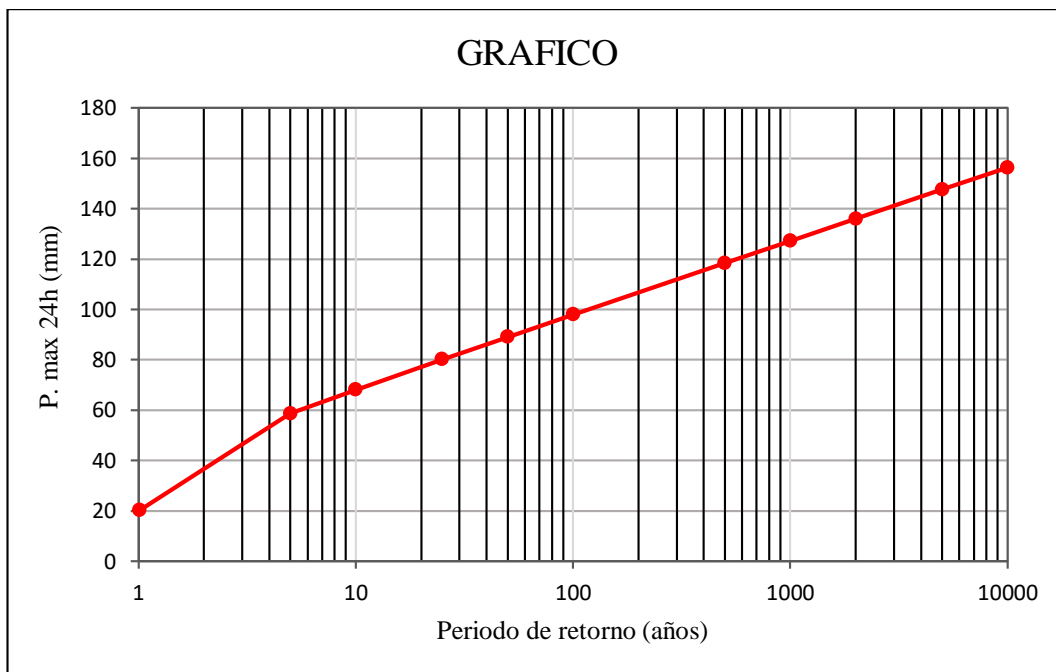


Imagen N° 07: Grafico de precipitaciones máximas en 24h vs periodo de retorno.
Fuente: propio.



PRECIPITACION MAXIMA DE UN MES DISTRIBUCION DE EXTREMOS TIPO I GUMBEL CUENCA PINTOBAMBA			
ITEM	AÑO	P. MAX UN MES CRONOLOGICO (mm)	P. MAX UN MES ORDENADO (mm)
1	1965	173.8	208.1
2	1966	179.3	194.2
3	1967	194.2	194.2
4	1968	182.7	186.3
5	1969	194.2	185.8
6	1970	208.1	184.7
7	1971	160.3	182.7
8	1972	165.5	179.3
9	1973	151.0	178.9
10	1974	167.3	174.5
11	1975	161.4	173.8
12	1976	165.9	170.7
13	1977	158.6	167.3
14	1978	184.7	165.9
15	1979	164.9	165.7
16	1980	170.7	165.5
17	1981	178.9	165.3
18	1987	165.3	164.9
19	1988	185.8	161.4
20	1989	154.3	161.4
21	1990	145.0	160.3
22	1991	165.7	158.6
23	1992	140.8	156.0
24	2000	140.6	154.3
25	2001	161.4	151.0
26	2006	186.3	145.0
27	2008	174.5	140.8
28	2009	156.0	140.6



- Nro. Dat = 28
- Total = 4737.068
- Promedio = 169.181
- Desv. Est. S = 16.473

EJEMPLO DE APLICACION PARA:

Ecuación de Ajuste:

$P = X + K * S$ donde: P = Precipitación de Lluvia (mm)

X = Media de las Precipitaciones K = Factor de frecuencia.

S = Desviación estándar de las precipitaciones

ECUACIÓN DE PREDICCIÓN GUMBEL:

$$P = 169.181 + 16.473 \times K$$

Tabla N°30: Precipitaciones máximas de un mes TIPO I GUMBEL.

Fuente: propio.



PRECIPITACIONES MAXIMAS DE UN MES PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO CUENCA: PINTOBAMBA			
ITEM	T (AÑOS)	K	P. MAX MES (mm)
1	1.01	-1.64	142.12
2	5	0.72	181.03
3	10	1.3	190.67
4	25	2.04	202.85
5	50	2.59	211.88
6	100	3.14	220.85
7	500	4.39	241.57
8	1000	4.94	250.48
9	2000	5.48	259.39
10	5000	6.19	271.16
11	10000	6.73	280.06

$P = X + K \times S$

Tabla N°31: Precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos de retorno.
Fuente: propio.

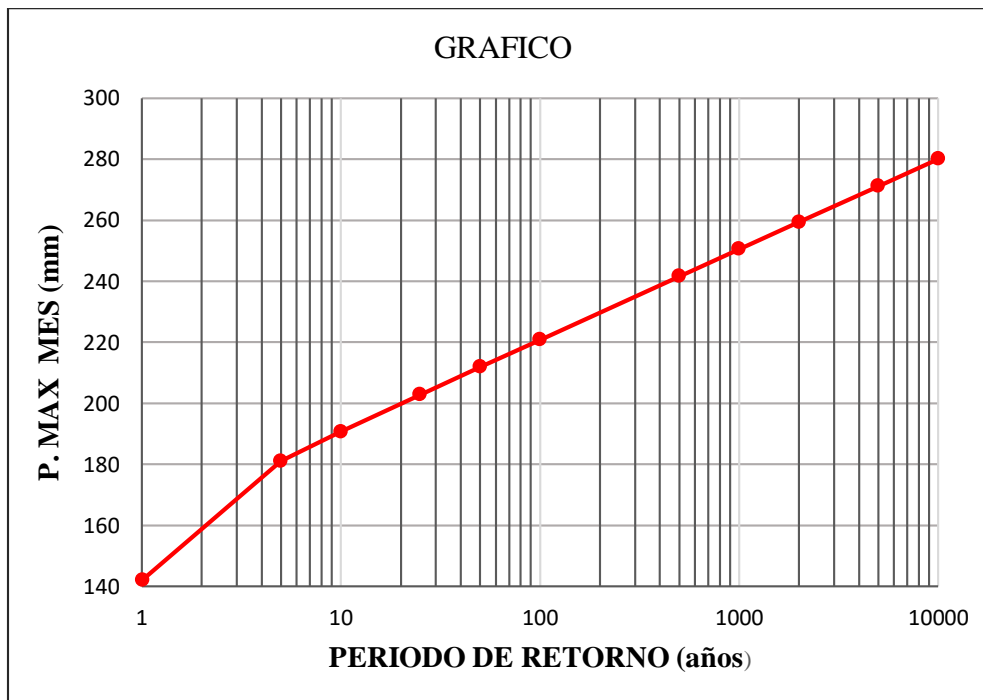


Imagen N° 08: Grafico de precipitaciones máximas en un mes vs periodo de retorno.
Fuente: propio.



“ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO



PRECIPITACION MAXIMA DE 24 HORAS DISTRIBUCION DE EXTREMOS LOG PEARSON III CUENCA PINTOBAMBA					
ITEM	AÑO	P. MAX 24 CRONOLOGICO (mm)	P. MAX 24 ORDENADO (mm)	LOG(Pi)	$(P_i - P)^3$
1	1965	60.0	89.1	1.949878	0.026885
2	1966	38.0	84.0	1.924279	0.020565
3	1967	41.0	82.2	1.914872	0.018519
4	1968	38.7	68.0	1.832509	0.006049
5	1969	35.0	60.0	1.778151	0.002090
6	1970	40.2	57.9	1.762679	0.001419
7	1971	42.5	53.1	1.725095	0.000418
8	1972	42.7	52.5	1.720159	0.000341
9	1973	35.7	49.0	1.690196	0.000063
10	1974	30.6	44.7	1.650308	0.000000
11	1975	42.4	42.7	1.630428	-0.000008
12	1976	35.0	42.5	1.628389	-0.000011
13	1977	40.2	42.4	1.627366	-0.000012
14	1978	84.0	41.0	1.612784	-0.000053
15	1979	33.4	40.2	1.604226	-0.000098
16	1980	38.1	40.2	1.604226	-0.000098
17	1981	39.5	39.5	1.596597	-0.000155
18	1987	89.1	38.7	1.587711	-0.000245
19	1988	82.2	38.2	1.582063	-0.000318
20	1989	30.4	38.1	1.580925	-0.000334
21	1990	68.0	38.0	1.579784	-0.000351
22	1991	52.5	35.7	1.552668	-0.000931
23	1992	31.1	35.0	1.544068	-0.001199
24	2000	57.9	35.0	1.544068	-0.001199
25	2001	44.7	33.4	1.523746	-0.002027
26	2006	49.0	31.1	1.492760	-0.003910
27	2008	53.1	30.6	1.485721	-0.004458
28	2009	38.2	30.4	1.482874	-0.004694



EJEMPLO DE APLICACION PARA:	Nro. Dat = 28.00
Ecuación de Ajuste:	Total = 46.21
$Log P = X + K \times S$	Promedio = 1.650
	S = 0.131
	Cs = 0.99
Donde:	
P = Precipitación (mm)	
X = Media de los logaritmos de las Precipitaciones	
K = Factor de frecuencia.	
S = Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones	
Ecuación de predicción LOG PEARSON TIPO III	
$P = 1.650 + 0.131 \times K$	

Tabla N°32: Precipitaciones máximas de 24 horas tipo Pearson III.

Fuente: propio.

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24h PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO					
CUENCA: PINTOBAMABA					
ITEM	T (años)	W	Z	K	P. MAX 24h (mm)
1	1.01	0.1411	-2.039	-2.04	24.1
2	5	1.7941	0.841	0.84	57.6
3	10	2.146	1.282	1.26	65.9
4	25	2.5373	1.751	1.75	75.9
5	50	2.7971	2.054	2.05	83.2
6	100	3.0349	2.327	2.33	90.3
7	500	3.5255	2.879	2.88	106.7
8	1000	3.7169	3.091	3.09	113.8
9	2000	3.8989	3.291	3.29	120.9
10	5000	4.1273	3.54	3.54	130.3
11	10000	4.2919	3.719	3.72	137.6
$Log P = X + K \times S$					

Tabla N°33: Precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes periodos de retornos.

Fuente: propio.



“ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO

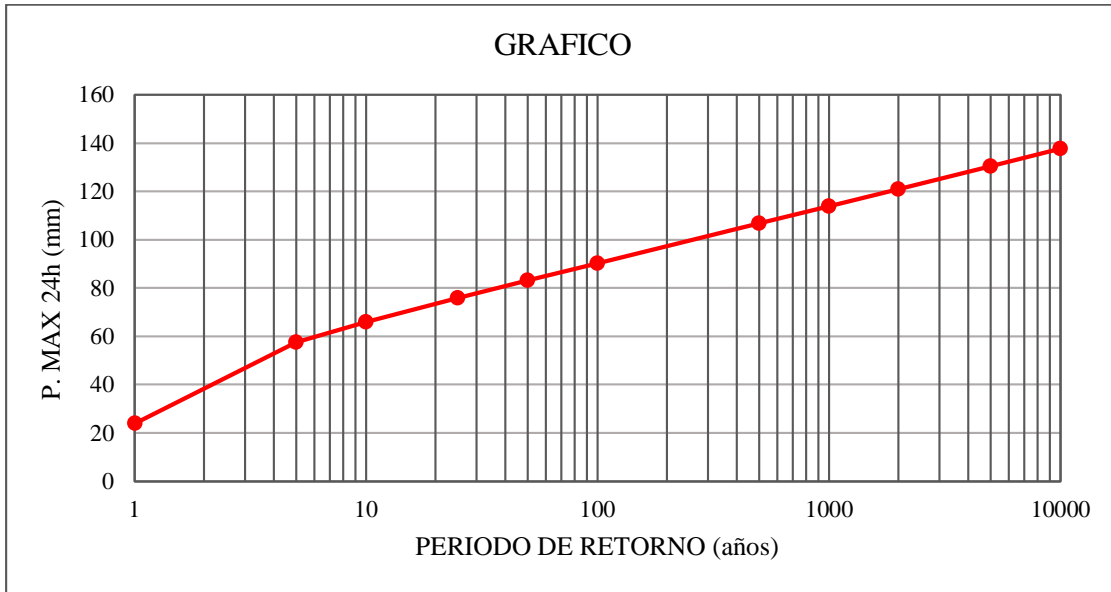


Imagen N° 09: Grafico de precipitaciones máximas en 24 horas vs periodo de retorno.

Fuente: propio.

PRECIPITACION MAXIMA DE UN MES DISTRIBUCION DE EXTREMOS LOG PEARSON III CUENCA PINTOBAMBA					
ITEM	AÑO	P. MAX UN MES CRONOLOGICO (mm)	P. MAX UN MES ORDENADO (mm)	LOG(Pi)	$(P_i - P)^3$
1	1965	173.8	208.1	2.318235	0.000775
2	1966	179.3	194.2	2.288241	0.000237
3	1967	194.2	194.2	2.288238	0.000237
4	1968	182.7	186.3	2.270329	0.000085
5	1969	194.2	185.8	2.269078	0.000078
6	1970	208.1	184.7	2.266466	0.000064
7	1971	160.3	182.7	2.261835	0.000045
8	1972	165.5	179.3	2.253463	0.000020
9	1973	151.0	178.9	2.252512	0.000018
10	1974	167.3	174.5	2.241689	0.000004
11	1975	161.4	173.8	2.239996	0.000003
12	1976	165.9	170.7	2.232198	0.000000
13	1977	158.6	167.3	2.223475	0.000000
14	1978	184.7	165.9	2.219769	0.000000
15	1979	164.9	165.7	2.219257	0.000000



"ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO



16	1980	170.7	165.5	2.218779	0.000000
17	1981	178.9	165.3	2.218348	-0.000001
18	1987	165.3	164.9	2.217238	-0.000001
19	1988	185.8	161.4	2.207992	-0.000006
20	1989	154.3	161.4	2.207926	-0.000006
21	1990	145.0	160.3	2.204906	-0.000010
22	1991	165.7	158.6	2.200295	-0.000018
23	1992	140.8	156.0	2.193124	-0.000037
24	2000	140.6	154.3	2.188235	-0.000055
25	2001	161.4	151.0	2.179115	-0.000106
26	2006	186.3	145.0	2.161269	-0.000276
27	2008	174.5	140.8	2.148640	-0.000470
28	2009	156.0	140.6	2.147935	-0.000483

EJEMPLO DE APLICACION PARA: Nro. Dat = 28.00
 Ecuación de Ajuste: Total = 62.34
 $Log P = X + K \times S$ Promedio = 2.226
 S = 0.042
 Cs = 0.051

Donde:
 P = Precipitación (mm)
 X = Media de los logaritmos de las Precipitaciones
 K = Factor de frecuencia. S = Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones

Ecuación de predicción LOG PEARSON TIPO III

$$P = 2.226 + 0.042 \times K$$

*Tabla N°34: Precipitaciones máximas en un mes tipo Pearson III.
Fuente: propio.*

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE UN MES PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO CUENCA: PINTOBAMBA					
ITEM	T (años)	W	Z	K	P. MAX MES (mm)
1	1.01	0.1411	-2.039	-2.04	138.2
2	5	1.7941	0.8415	0.84	182.7
3	10	2.146	1.2817	1.28	190.7
4	25	2.5373	1.7511	1.75	199.6



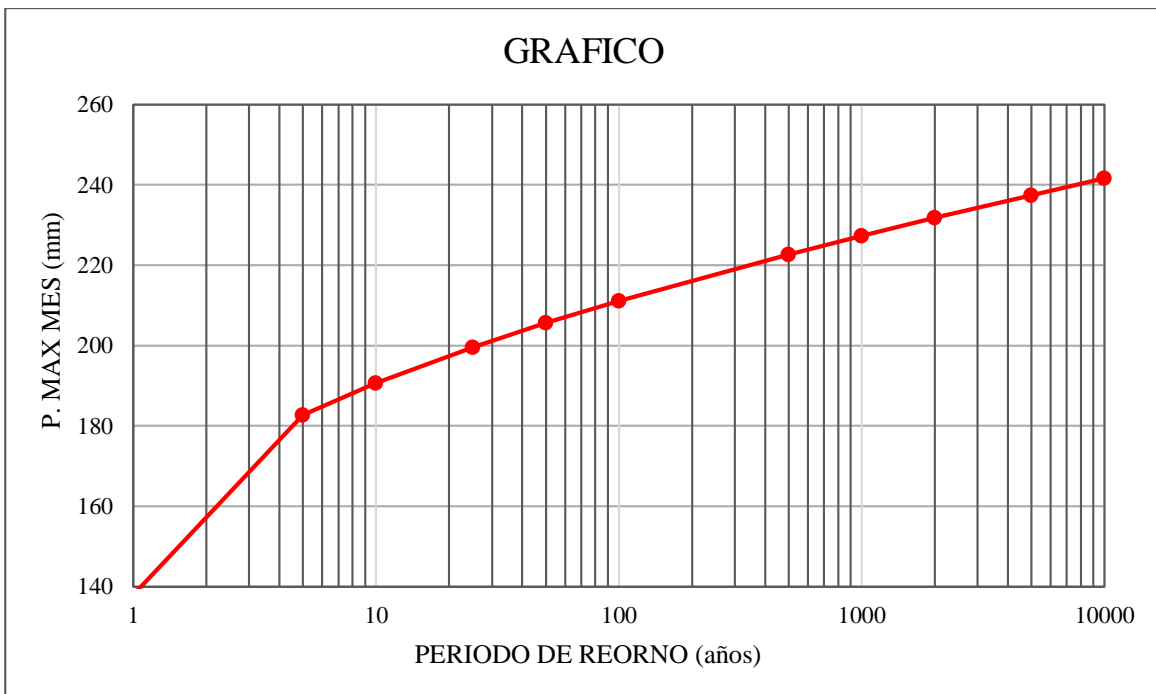
"ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO



5	50	2.7971	2.0542	2.05	205.6
6	100	3.0349	2.3268	2.33	211.1
7	500	3.5255	2.8785	2.88	222.7
8	1000	3.7169	3.0905	3.09	227.3
9	2000	3.8989	3.2908	3.29	231.8
10	5000	4.1273	3.5402	3.54	237.4
11	10000	4.2919	3.7191	3.72	241.6

$Log P = X + K \times S$

*Tabla N°35: Precipitaciones máximas en un mes para distintos periodos.
Fuente: propio.*



*Imagen N° 10: Grafico de precipitaciones máximas en un mes vs periodo de retorno.
Fuente: propio.*



INTENSIDAD MÁXIMA SOBRE INTERVALOS DE RETORNO PREDETERMINADOS
CUENCA: PINTOBAMABA

Tiempos de Retorno T	PRECIPITACIÓN MAX 24 HORAS	PRECIPITACIÓN MAX MENSUAL	INTENSIDADES		A	A _T	B _T
			24 Horas (I _T)	1 Mes (I _T)			
1.01	22.17	140.15	0.0154	0.0032	-0.4578	-0.7396	1.2048
5	58.12	150.70	0.0404	0.0035	-0.7199	-0.7396	2.1688
10	66.98	190.69	0.0465	0.0044	-0.6924	-0.7396	2.3107
25	78.01	201.22	0.0542	0.0047	-0.7214	-0.7396	2.4631
50	86.11	208.72	0.0598	0.0048	-0.7397	-0.7396	2.5619
100	94.10	215.96	0.0654	0.0050	-0.7558	-0.7396	2.6507
500	112.53	232.12	0.0781	0.0054	-0.7871	-0.7396	2.8295
1000	120.45	238.89	0.0836	0.0055	-0.7987	-0.7396	2.8975
2000	128.40	245.58	0.0892	0.0057	-0.8093	-0.7396	2.9614
5000	138.94	254.30	0.0965	0.0059	-0.8223	-0.7396	3.0403
10000	146.96	260.83	0.1021	0.0060	-0.8313	-0.7396	3.0964

Tabla N°36: Intensidades máximas sobre intervalos de periodo de retorno.

Fuente: propio.

$$\ln I_{100} = -0.7396 X \ln t + 2.8295$$

5.3.6. PRECIPITACION PARA INTERVALOS DE TIEMPO MENORES A 24 HORAS.

Las precipitaciones máximas para duraciones menores a 24 horas y para diferentes tiempos de retorno, se deducen a partir de las precipitaciones máximas ajustadas de 24 horas de duración, para lo cual se tomó el criterio de la ley de proporcionalidad sugerida por Dick & Peschke:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Donde:

- P_d: precipitación para una duración “d” (mm)
- P_{24h}: precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno (mm)
- d: duración de la precipitación (minutos)



Ejemplo para el tiempo de concentración de 22.37h y un periodo de retorno de 100 años.

- P_{24h} : 94.10

- d : 1342.3

$$P_d = 94.10 \left(\frac{1342.3}{1440} \right)^{0.25}$$

$$P_d = 92.40$$

LAMINA DE LLUVIA (mm) PARA DIFERENTES DURACIONES (t) E INTERVALOS DE RETORNO (T)

CUENCA: PINTOBAMBA

T Años	MINUTOS (t)												D = Tc 22.37
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	60	120	1342.3
1.01	5.07	6.08	6.75	7.28	7.71	8.09	8.42	8.72	8.99	9.24	9.69	11.61	21.76
5	13.30	15.93	17.71	19.08	20.23	21.21	22.08	22.86	23.57	24.23	25.41	30.43	57.07
10	15.33	18.36	20.41	21.99	23.31	24.44	25.44	26.34	27.16	27.92	29.28	35.07	65.77
25	17.85	21.38	23.77	25.61	27.15	28.47	29.63	30.68	31.64	32.52	34.10	40.84	76.59
50	19.71	23.61	26.23	28.27	29.97	31.42	32.71	33.87	34.92	35.89	37.64	45.08	84.55
100	21.54	25.80	28.67	30.90	32.75	34.34	35.75	37.01	38.17	39.23	41.13	49.27	92.40
500	25.75	30.85	34.28	36.95	39.16	41.06	42.75	44.26	45.64	46.91	49.19	58.92	110.49
1000	27.57	33.02	36.70	39.55	41.92	43.96	45.76	47.38	48.85	50.21	52.65	63.07	118.27
2000	29.39	35.20	39.12	42.16	44.68	46.86	48.78	50.50	52.07	53.52	56.12	67.23	126.07
5000	31.80	38.09	42.33	45.62	48.35	50.70	52.78	54.65	56.35	57.92	60.73	72.75	136.42
10000	33.63	40.29	44.77	48.25	51.14	53.63	55.82	57.80	59.60	61.26	64.24	76.94	144.29

Tabla N°37: Precipitaciones para duraciones menores a 24h en diferentes periodos de retorno.

Fuente: propio.



5.3.7. INTENSIDADES PARA INTERVALOS DE TIEMPO MENORES A 24 HORAS

Las intensidades lo calcularemos con la siguiente relación: $I_d = \frac{P_d}{d}$

Donde:

- I_d : intensidad de la duración “ d ” (mm/min)
- P_d : precipitación para una duración “ d ” (mm)
- d : duración de la precipitación en minutos (minutos)

Ejemplo para el tiempo de concentración de 22.37h y un periodo de retorno de 100 años.

- P_d : 92.40
 - d : 1342.3
- $$I_d = \frac{92.40}{1342.3} \quad I_d = 0.07$$

INTENSIDAD (mm/min) DE LLUVIA PARA DIFERENTES DURACIONES (t) E
INTERVALOS DE RETORNO (T)
CUENCA: PINTOBAMBA

T Años	INTENSIDAD (mm/min)												D = Tc 1342.3
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	60	120	
1.01	1.01	0.61	0.45	0.36	0.31	0.27	0.24	0.22	0.20	0.18	0.16	0.10	0.02
5	2.66	1.59	1.18	0.95	0.81	0.71	0.63	0.57	0.52	0.48	0.42	0.25	0.04
10	3.07	1.84	1.36	1.10	0.93	0.81	0.73	0.66	0.60	0.56	0.49	0.29	0.05
25	3.57	2.14	1.58	1.28	1.09	0.95	0.85	0.77	0.70	0.65	0.57	0.34	0.06
50	3.94	2.36	1.75	1.41	1.20	1.05	0.93	0.85	0.78	0.72	0.63	0.38	0.06
100	4.31	2.58	1.91	1.55	1.31	1.14	1.02	0.93	0.85	0.78	0.69	0.41	0.07
500	5.15	3.08	2.29	1.85	1.57	1.37	1.22	1.11	1.01	0.94	0.82	0.49	0.08
1000	5.51	3.30	2.45	1.98	1.68	1.47	1.31	1.18	1.09	1.00	0.88	0.53	0.09
2000	5.88	3.52	2.61	2.11	1.79	1.56	1.39	1.26	1.16	1.07	0.94	0.56	0.09
5000	6.36	3.81	2.82	2.28	1.93	1.69	1.51	1.37	1.25	1.16	1.01	0.61	0.10
10000	6.73	4.03	2.98	2.41	2.05	1.79	1.59	1.44	1.32	1.2	1.07	0.64	0.11

Tabla N°38: Intensidades para duraciones menores a 24h en diferentes periodos de retorno.

Fuente: propio.



5.3.8. CAUDALES MÁXIMOS

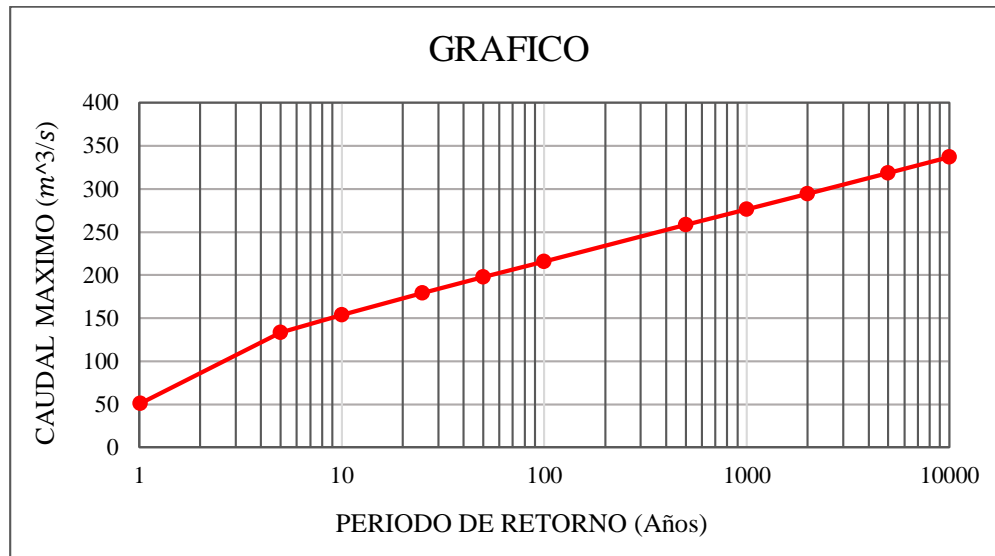
CAUDALES MAXIMOS: PINTOBAMBA			
SECTOR COQUIMBO			
METODO: HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR S.C.S. PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO			
T Años	I _r (mm/min)	P _T (mm)	Q _T (m ³ /s)
1.01	0.02	21.8	50.9
5	0.04	57.1	133.4
10	0.05	65.8	153.7
25	0.06	76.6	179
50	0.06	84.5	197.6
100	0.07	92.4	215.9
500	0.08	110.5	258.2
1000	0.09	118.3	276.4
2000	0.09	126.1	294.6
5000	0.10	136.4	318.8
10000	0.11	144.3	337.2
$\ln I_{106} = 0.4494 * \ln t + 0.0048$			
$PT = I * t = 12.79$			
$C = 0.41 \quad t = 22.37h \quad \text{Area} = 679.89 \text{ Km}^2$			

Caudal de diseño, para una vida útil de 25 años y un riesgo de falla del 22%

Ecuación de predicción $QT = 0.208 \times C \times PT \times A/t$

Tabla N°39: Caudales máximos.

Fuente: propio.



*Imagen N° 11: Grafico de caudal máximo vs periodo de retorno.
Fuente: propio.*

5.3.9. DETERMINACIÓN DE LA MÁXIMA AVENIDA PROBABLE

El cálculo de avenidas probables del proyecto, se realizará para un porcentaje de área, y esto en base a los niveles mínimos y máximos alcanzados en los anteriores años, y esta información se evidencia gracias a las marcas dejadas por las crecidas de río y a la información proporcionada por algunos pobladores de la zona, con lo que se procede a realizar los cálculos respectivos.

Para calcular el caudal del proyecto según las evidencias de las marcas dejadas por la avenida, aplicaremos la formula Manning.

$$Q = A * \frac{S^{1/2} * R^{2/3}}{n}$$

Donde:

- A: área de la sección transversal (m²)
- S: Pendiente m/m
- R: Radio hidráulico (m) = área/perímetro mojado



- n: coeficiente de rugosidad (Manning) se obtiene de tablas, para este caso lo obtenemos del texto de Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, 1983

Los datos del perímetro y el área se calcularon en campo, mientras los datos de las constantes como el de la rugosidad será $n = 0.045$, y la pendiente de $S = 0.076$. los cálculos se muestran en la tabla N° 40.

N°1.

$$Q = A * \frac{S^{1/2} * R^{2/3}}{n}$$

$$Q = 22.224 * \frac{0.076^{1/2} * 0.579^{2/3}}{0.045}$$

$$Q = 94.570$$

N°2.

$$Q = 51.404 * \frac{0.076^{1/2} * 1.065^{2/3}}{0.045}$$

$$Q = 328.437$$

N°3.

$$Q = 70.298 * \frac{0.076^{1/2} * 1.372^{2/3}}{0.045}$$

$$Q = 531.843$$

N°	A (m ²)	P (m)	R	R ^{2/3}	“n” Manning	S	S ^{1/2}	V (m/s)	Cota (msnm)	Q (m ³ /s)	Denominación
1	22.224	38.390	0.579	0.695	0.045	0.076	0.276	4.255	1240.1	94.570	N.A.MIN
2	51.404	48.262	1.065	1.043	0.045	0.076	0.276	6.389	1241.2	328.437	N.A.M.O
3	70.298	51.224	1.372	1.235	0.045	0.076	0.276	7.566	1242.8	531.843	N.A.M.E

Tabla N°40: Calculo de máximas avenidas.

Fuente: propio.

$$Q = A * V$$

$$V = Q/A$$



Donde:

- V: velocidad
- Q: caudal
- A: área

N°1.

$$V_1 = 94.570/22.224$$

$$V_1 = 4.255m/s$$

N°2.

$$V_2 = 328.437/51.404$$

$$V_2 = 6.389m/s$$

N°3.

$$V_3 = 531.843/70.298$$

$$V_1 = 7.566m/s$$

5.4. HIDRÁULICA FLUVIAL

5.4.1. CARACTERÍSTICAS DEL TRAMO

En el sector del proyecto del puente Coquimbo, el río Ocobamba se puede caracterizar como un curso de tramo medio, y esto se debe a que los cursos de tramo medio son caracterizados por presentar pendientes moderadas y tener lechos de naturaleza gravosa.

5.4.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Para la determinación del coeficiente de rugosidad “Manning”, existen cuatro procedimientos generales, en este caso, los coeficientes de Manning han sido adoptados sobre la base de publicaciones técnicas reconocidas para casos similares y la experiencia del consultor.



También fueron evaluados teniendo en consideración la vegetación de ambas márgenes y las características granulométricas del material geológico en el cauce principal del río.

Valor del coeficiente de Manning asignado para el análisis hidráulico, según el tipo de canal.

TIPO DE CANAL			Valor del coeficiente de Manning
Corrientes naturales	Corrientes menores (ancho superficial <30 m)	Ríos sin zonas muertas con piedras y malezas	0.045

Tabla N°41: Tipos de canales.

Fuente: Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, 1983.

5.4.3. PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL FLUJO DE ÁREA DEL PUENTE COQUIMBO

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL (m ³ /s)	ELEVACION DEL AGUA (m.s.n.m.)	TIRANTE MÁXIMO (m)	VELCIDAD MEDIA (m/s)	NUERO DE FROUDE
50	197.64	1240.10	1.33	4.26	0.35
100	215.93	1241.20	2.16	6.39	0.36
500	258.21	1242.80	2.43	7.57	0.37
Evento extremo	531.84	1245.10	3.51	7.78	0.39

Tabla N°42: Parámetros hidráulicos en el puente Coquimbo.

Fuente: propio.

5.5. SOCAVACIÓN

La socavación que se manifiestan en los cauces de los ríos son diversos, y esto generalmente se debe al tipo de suelo que presenta el lecho, vegetación, pendiente, etc. Sus efectos se manifiestan, en forma general en el cauce, en las curvas del río, estrechamientos, y en casos civiles (defensas ribereñas, estribos del puente, etc.), estos actúan en los elementos de soporte.

La ubicación para el emplazamiento del puente, es muy importante, tratando de brindarle las condiciones más favorables y minimizando los riesgos de socavación.



5.4.1. SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación general de diseño es la máxima erosión temporal que ocurrirá en el lecho a causa del paso de las crecidas extraordinarias.

La socavación que se produce en un río, no puede ser calculada de manera exacta, solo puede ser estimada; en este fenómeno intervienen varios factores, tales como:

- El caudal
- Tamaño del cauce
- Material que conforma el cauce
- Cantidad de transporte de partículas solidas

5.4.2. SOCAVACIÓN GENERAL DEL CAUCE

Es aquella que ocurre en todo lo ancho del cauce cuando existe una crecida del caudal debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; donde la erosión del fondo del cauce se detendrá cuando se alcance nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad, a causa del aumento de la sección transversal del cauce debido al proceso de erosión, o cuando se llegue a un equilibrio entre la velocidad media y la velocidad erosiva.

Para la determinación de la socavación general, se tendrá en cuenta el criterio propuesto por Lischtvan - Levediev. Según esta teoría, existe erosión en el fondo del cauce cuando la velocidad real de la corriente es superior a la velocidad que se requiere para que el material existente del lecho sea arrastrado, la que se conoce como velocidad erosiva.

La velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para erosionar el fondo está dado por las siguientes expresiones.

$$Ve = 0.60\gamma_{4^{1.58}}\beta H_{2^1} \quad :m/seg \quad \text{suelos cohesivos}$$

$$Vc = 0.68\beta d_m^{0.28} H_{2^1} \quad : m/seg \quad \text{suelos no cohesivos}$$

Donde:



- V_e = velocidad media suficiente para erosionar el cauce del rio en M/seg.
- γ_d = peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del agua (Ton/m³)
- β = coeficiente que depende de la frecuencia con la que se repite la avenida que se estudia
- d_m = es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo según la expresión.

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i$$

Donde:

- d_i = diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza
- p_i = peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser entre sí.

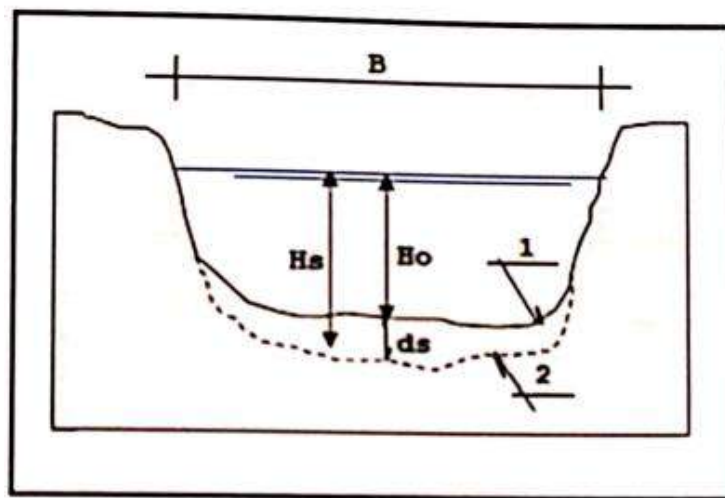


Imagen N° 12: (1) Perfil antes de la erosión, (2) perfil después de la erosión.

Fuente: propio.



5.4.3. CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN EL CAUCE DEL RÍO OCOBAMBA SECTOR DE COQUIMBO

El método utilizado está basado para cauces naturales definidos, donde la erosión de fondo se detendrá cuando llegue a un equilibrio entre la velocidad media y la velocidad erosiva.

Para suelos cohesivos la expresión considerada es:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{1/(1+x)}$$

Para suelos no cohesivos la expresión considerada es:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)}$$
$$\alpha = Q_d / (H_m^{8/3} * B_e * \mu)$$
$$\mu = 1 - 0.387 \frac{V}{B}$$

Donde:

- H_s = es el tirante de socavación a partir de la superficie libre del líquido
- $\alpha = Q_d / (H_m^{8/3} * B_e * \mu)$
- Q_d = Caudal de diseño (m³/seg)
- H_m = tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho de la superficie libre del agua = Área/Be
- μ = coeficiente de contracción (Ver la tabla N° 43).
- B = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal
- β = coeficiente por tiempo de retorno. (Ver la tabla N° 45), para determinar los valores
- d_m = diámetro medio
- H_o = es el tirante original antes de la erosión



- X = exponente variable que está en función al diámetro del material (Ver la tabla N° 44).
- $\frac{1}{x+1}$ = se obtiene de la tabla N° 44.

COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN (μ)

Velocidad media en la sección en m/seg	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	206
Menor a 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4 o >	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla N°43: Coeficiente de concentración en el sector Coquimbo.

Fuente: propio.

En el siguiente cuadro se obtiene los valores x y $1/(x+1)$, para los suelos cohesivos y no cohesivos. En el del rio Ocobamba en el sector de Coquimbo, se considera suelos aluviales no cohesivo.

VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS					
SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
Peso específico Tn/m3	x	1/(x+1)	D (mm)	x	1/(x+1)
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.68	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.0	0.34	0.75



"ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO



1.08	0.42	0.70	15.0	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.0	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.0	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.0	0.30	0.77
1.24	0.38	0.72	60.0	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.0	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450	0.22	0.82
1.71	0.30	0.77	570	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1000	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79			

Tabla N°44: Valores para suelos cohesivos y suelos no cohesivos.

Fuente: propio.

NOTA: "x" es el exponente variable que depende del diámetro del material.

VALORES DEL COEFICIENTE β

$\beta = 0.6416 + 0.03342 \ln(T)$		
$15 \leq T \leq 1500$		
Periodo de retorno (años)	Probabilidad de retorno (%)	Coefficiente β
	100.00	0.77
2.00	50.00	0.82
5.00	20.00	0.86
10.00	10.00	0.90
20.00	5.00	0.94
50.00	2.00	0.97
100.00	1.00	1.00
300.00	0.33	1.03
500.00	0.20	1.05
1000.00	0.10	1.07

Tabla N°45: Calculo para los valores del coeficiente β . **Fuente:** propio.



5.4.3.1. DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN.

CAUCE	TIPO
Suelo cohesivo	I
Suelo no cohesivo	II

Tabla N°46: Tipos de cauces.

Fuente: Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, 1983.

TIPO DE CAUCE II

En base a los datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos, trabajando con las secciones hidráulicas más representativas debajo del puente, tenemos un diámetro promedio de partículas $d_m = 101.50\text{mm}$.

- $\alpha = Q_d / (H_m^{\frac{8}{3}} * B_e * \mu)$
- $Q_d =$ Caudal de diseño (m³/seg)
- $H_m =$ tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho de la superficie libre del agua = Área/Be
- $\mu =$ coeficiente de contracción. 0.95
- $B =$ ancho efectivo de la superficie del agua. 10
- $\beta =$ coeficiente por tiempo de retorno. 1.05
- $d_m =$ diámetro medio 1000.50
- $H_o =$ es el tirante original antes de la erosion 2.43
- $X =$ exponente variable, (ver la tabla N° 44). 0.28
- $\frac{1}{X+1} =$ se obtiene de la tabla N° 44. 0.78

Entonces,

$$H_s = 5.53$$

Por lo tanto, se tiene:

$$d_s \text{ (profundidad de socavación)} = H_s \text{ (tirante de socavación)} - H_o \text{ (tirante hidráulico).}$$

Entonces se asume que:



$$d_s = 3.1$$

5.4.4. SOCAVACION AL PIE DE LOS ESTRIBOS

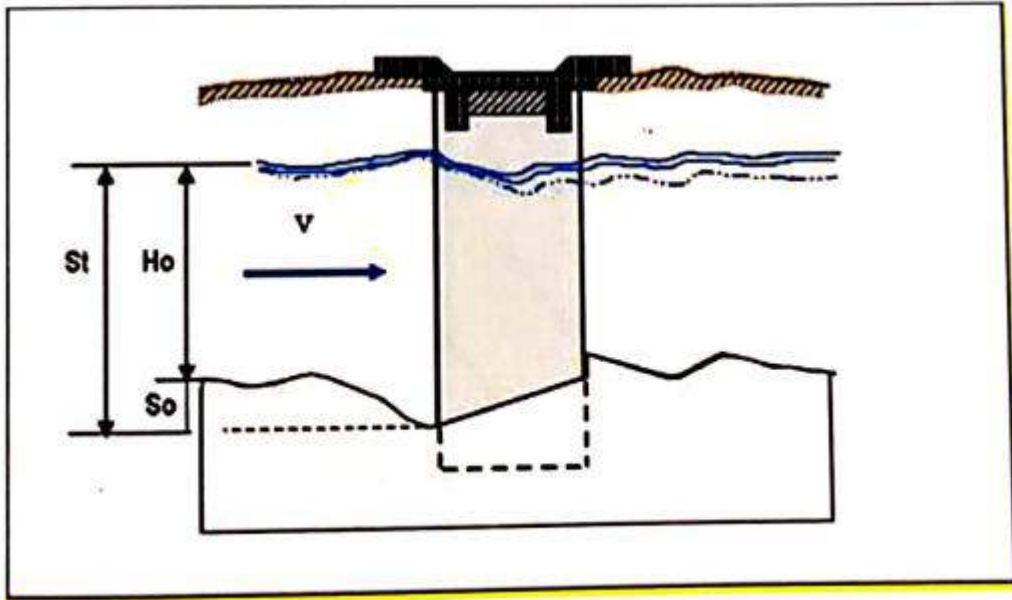


Imagen N° 13: Socavación al pie de los estribos
Fuente: *Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, 1983.*

Generalmente el método que se usa es el de K.F. Artamonov, que permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de los estribos, sino también al pie de espigones.

En este caso, el proyecto no presentara erosión al pie de los estribos, ya que la corriente del río Ocobamba, no está directamente en contacto con ambos estribos.



CAPITULO VI: GEODINAMICA.

6.1. GENERALIDADES

La sismicidad que se tiene en el Perú, se debe al fenómeno de la subducción, donde la placa tectónica de Nazca, subduce a la placa Sudamericana, con una velocidad promedio de orden 7-8 cm/año, y en todo este proceso, ambas placas se reacomodan haciendo que se libere energía, y esto a su vez generaran eventos sísmicos en la superficie, esto quiere decir, que la actividad interna, afecta directamente sobre las actividades externas, siendo una de las causantes de los movimientos de masa.

La región andina, es considerada una de las regiones más activas de la tierra, y esto debido a que forma parte del cinturón de fuego del pacifico.

6.2. GEODINAMICA INTERNA.

La geodinámica interna, está relacionada con actividades sísmicas, así como temblores y terremotos que se materializaron en la tierra. Estas actividades están relacionadas con la placa de Nazca y actividades volcánicas.

6.2.1. SISMICIDAD DE LA ZONA.

Cusco se encuentra en una zona considerada de alta sismicidad, zona II a nivel nacional y ha registrado 2 terremotos devastadores en la historia republicana, siendo el mayor de ellos en el siglo 15, que se estima fue del grado VII en la escala de Richter. En 1950 la ciudad fue afectada por otro sismo que destruyo casi la totalidad de viviendas (que eran de adobes). En los últimos años se registran sismos que producen daños menores en muchas edificaciones y daños estructurales serios a un muy reducido porcentaje de edificaciones, con una recurrencia de 1 cada 3 años aproximadamente.

6.2.2. ANTECEDENTES SÍSMICOS EN LA REGIÓN CUSCO

El documento titulado “Investigación de actividades sísmicas en la región Inca” por Cuenca S. J. del Instituto de Investigación Universidad Región de la Universidad Nacional San



Antonio Abad del Cusco (IIUR-UNSAAC) 1991, presenta una relación histórica de los sismos de la región Cusco, de la cual se han extractado los sismos para la ciudad del Cusco, la que ha sido completada por los últimos sismos registrados, resultando la relación siguiente:

ANTECEDENTES SÍSMICOS DE LA REGIÓN DEL CUSCO, TOMADO DEL IGP

FECHA	Mag.	NOMBRE	EPICENTRO	ZONAS AFECTADAS
12-05-1960	7.5	Terremoto del cusco de 1650	Ciudad de cusco, actual departamento del cusco	Sur y centro del Perú
17-09-1907	7.0	Ccapi de 1707	Ccapi (Paruro)	Dpto. del Cusco
19-11-1744	6.0	Cusco de 1744	Cusco	Dpto. del Cusco
11-02-1746	7.0	Urcos de 1746	Cusco	Cusco
08-10-1831	7.0	Sur del Perú 1831	Cusco	Extremo Sur del Perú
18-09-1833	7.0	Sur del Perú 1833	Cusco	Sur del Perú
03-12-1869	6.0	Abancay de 1869	Apurímac	Dpto. de Apurímac
18-06-1931	7.0	Tinta de 1931	Provincia de Canchis	Tinta, Checacupe, Sicuani y Yanaoca
23-06-1939	6.0	Acomayo y Canas 1939	Distrito Pomacanchi, provincia de Acomayo	Provincia de Acomayo y Canas
18-09-1941	7.0	Cusco 1941	Dpto. Cusco	Dptos. Cusco y Apurímac
30-01-1943	7.0	Yanaoca y Pamapamarca de 1943	Distrito Yanaoca, Provincia de Canchis	Pueblos de Yanaoca y Pamapamarca
21-05-1950	7.0	Cusco de 1950	Cusco	Dpto. Cusco
08-11-1961	6.0	Acos de 1961	Distrito de Acos	
08-05-1965	6.0	Urcos de 1965	Distrito de Urcos, provincia de Quispicanchis	Pueblo de Urcos
14-10-1971	6.6	Aymaraes de 1971	Provincia de Aymaraes, Dpto. Apurímac	Provincia de Aymaraes
06-04-1986	6.0	Cusco de 1986	Límites de los Dptos. De Cusco y Madre de dios	Región central-sur
21-04-2012	5.2	Cusco	A 53 Km norte de Chumbivilcas	Chumbivilcas-Cusco
21-05-2012	3.8	Cusco	A 14 Km norte de Paruro	Paruro-Cusco
27-09-2014	5.1	Cusco	A 4 Km oeste de Paruro	Paruro-Cusco

Tabla N°47: Antecedentes sísmicos de la región del Cusco.

Fuente: I.G.P.



La frecuencia de los sismos está afectada por el hecho de que en tiempos antiguos no se registraban los sismos menores, es probable que en la información más remota solo se hayan considerado los sismos más severos y en la información reciente se incluyas sismos de menor intensidad.

ESTUDIO DE MICROTREPITACIÓN.

En el plano de curvas isoperíodicos de Microtrepitación (Tokeshi/Alva-1990) realizado por el centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres (CISMID), el departamento del Cusco está comprendida por el periodo predominante de $T_s=0.30$ y 0.50 seg.

La diferencia entre la escala de Richter y la escala de Mercalli es que la primera mide el movimiento sísmico en sí, mientras que la segunda mide los daños que ese movimiento ha provocado. Si la primera mide la magnitud del temblor, la segunda mide la intensidad del mismo, es decir, Richter nos dice la cantidad de energía sísmica que ha sido liberada por el terremoto mientras que Mercalli nos informa sobre los efectos que la liberación de esa energía ha provocado en un territorio concreto, por eso decimos que ambas escalas se complementan.

6.2.3. PELIGROSIDAD SÍSMICA.

La más reciente información respecto a peligrosidad sísmica para la zona, lo encontramos en la ponencia “Peligrosidad Sísmica en el sur del Perú” (D. López y j. Olarte - CISMID - UNI – 2001) en la que se realizó un análisis de la distribución espacial de la sismicidad, tanto en profundidad como en planta, así como un análisis estadístico que establece gráficas y ecuaciones de periodos de retorno para trabajos de predicción sísmica.

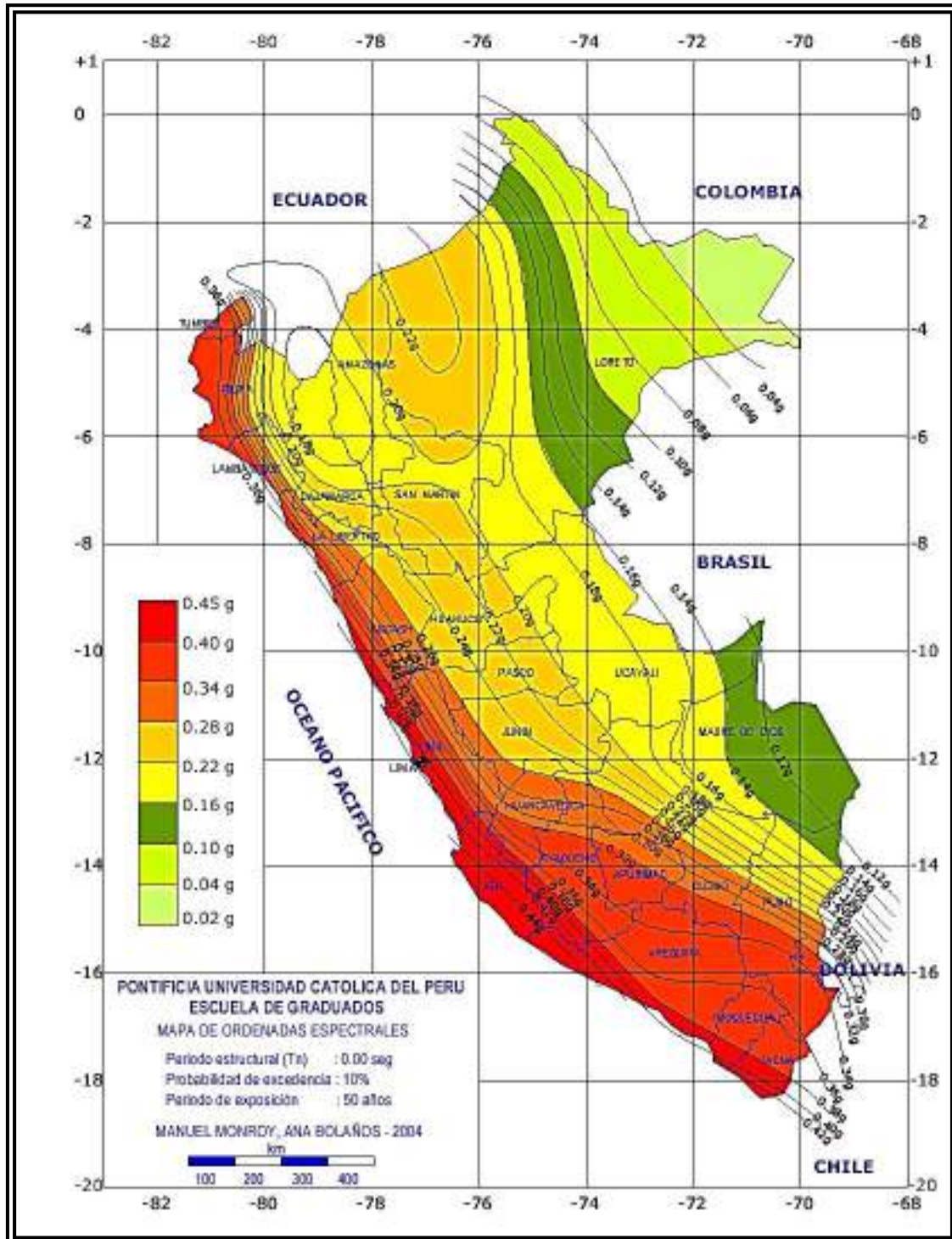


Imagen N° 14: Mapa de Isoaceleraciones del Perú.
Fuente: Manuel Monroy, Ana Bolaños, 2004



Para nuestra zona de estudio, se tiene una aceleración sísmica de 0.18g a 0.20g. correspondientes a un periodo de exposición de 50 años y una probabilidad de excedencia de 10% de acuerdo al mapa de isoaceleraciones del Perú.

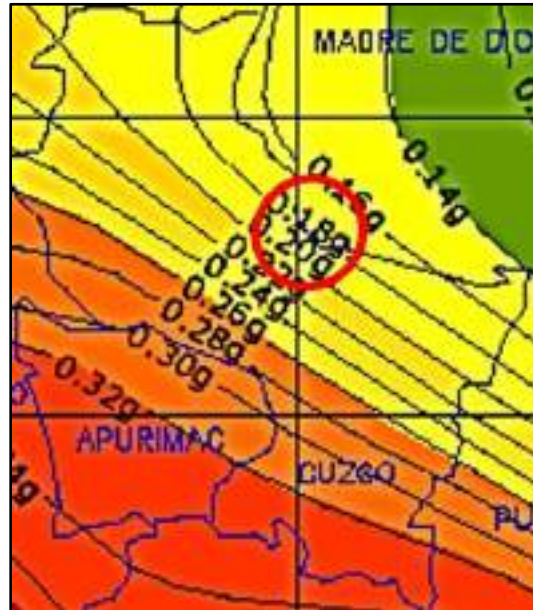


Imagen N° 15: Mapa de Isoaceleraciones de la zona de estudio.
Fuente: Manuel Monrroy, Ana Bolaños, 2004.

ACELERACIONES MÁXIMAS NORMALIZADAS.

En el mapa de aceleraciones máximas normalizadas publicado por la Pontificia Universidad Católica del Perú, se observa que la zona del proyecto le corresponde a una aceleración máxima de:

$$a_{\max.} = 0.14 \text{ g} - 0.16 \text{ g.}$$

Este valor es inferior a los valores reportados por las otras fuentes de información y esto se debe a que este se refiere a los máximos valores registrados en la zona, mientras que los otros calculan la máxima aceleración que podrían registrarse en el futuro, en base a una proyección a diferentes periodos de tiempo.

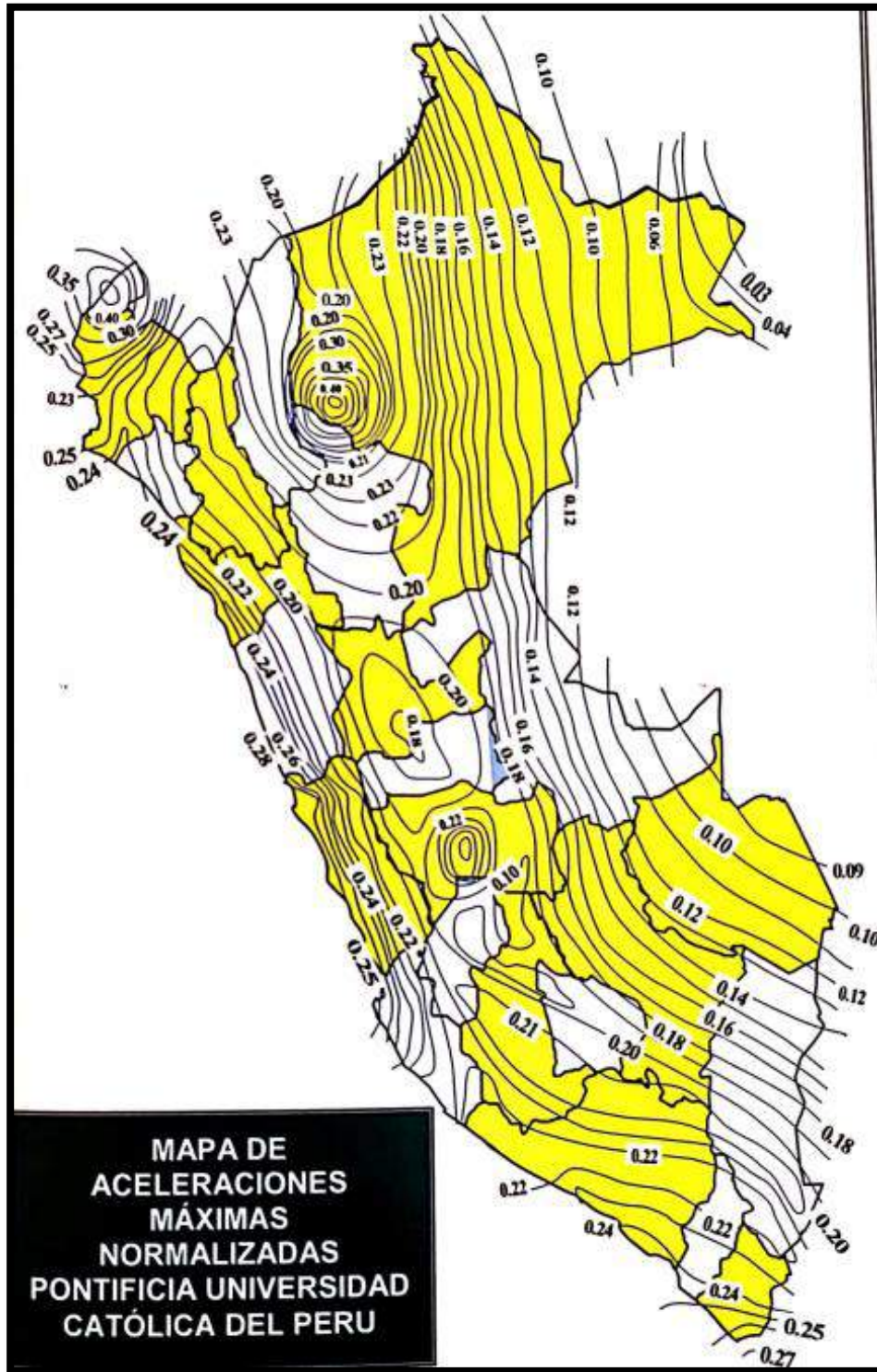


Imagen N° 16: Mapa de aceleraciones máximas normalizadas.
Fuente: Pontificia Universidad Católica del Perú.



6.2.4. RIESGO SISMICO

Existe información referida a riesgo sísmico en la región, en el documento “riesgo sísmico en la zona del altiplano” (Vargas/Casaverde). Esta información está basada en datos sísmicos instrumentales, datos sísmicos históricos, registros de movimientos fuertes, datos geotécnicos y geofísicos, los que usando el modelo probabilístico de Poisson, han sido procesados para obtener la aceleración, velocidad y desplazamientos máximos esperados para periodos de retorno de 30, 50 y 100 años. Esta información se encuentra en mapas con curvas que abarcan los departamentos de Cusco y Puno.

Periodo de retorno (años)	Aceleración			Velocidad			Desplazamiento		
	30	50	100	30	50	100	30	50	100
Parámetros	0.137	0.165	0.210	5.8	7.00	9.50	2.05	2.40	3.30

Tabla N°48: Riesgo sísmico en la zona del altiplano.

Fuente: Vargas Casaverde.

Nota: Aceleraciones expresadas en coeficiente de gravedad “g”, velocidad en cm/seg y desplazamiento en cm

AMPLIACIÓN SÍSMICA

Corresponde a las zonas de suelos de menor rigidez y gran espesor de los mismos, donde el fenómeno de ampliación sísmica se presenta y pueden causar mayores daños a las construcciones. Las edificaciones, líneas de conducción y vías de comunicación sufren mayores daños en los sectores que son afectadas por los sismos, es así que las obras deben ser más resistentes y tolerar mayores deformaciones, lo que influye en su costo inicial, así como el costo de reparación si es que se producen daños, y finalmente aparece el concepto de costo de reposición para el caso de que las estructuras dañadas deban ser reemplazadas. Es por esta razón que es importante identificar estos sectores para prevenir un aprovechamiento óptimo de la inversión pública y privada.



6.2.5. TECTONICA Y SISMICIDAD.

El estudio de la tectónica presenta las dificultades propias de toda cuenca terciaria continental, entre ellas que, en las zonas cubiertas por los materiales sedimentarios, las fracturas han de deducirse a partir de consecuencias secundarias. En las rocas sedimentarias, además los plegamientos son tan pequeños que resultan prácticamente inapreciables.

El distrito de Ocobamba se encuentra geográficamente en una zona de sismicidad media. Según el Reglamento Nacional de Construcciones, con fines de diseño estructural, se considera en forma general los siguientes parámetros sísmicos de diseño para los suelos del departamento de Cusco.

PARAMETRO	MAGNITUD	DESCRIPCION
Zona	2	Mapa de zonificación sísmica
Factor de Zona	0,3 g.	
Perfil de suelo	Tipo S2	Suelos finos. e < 20 m.
Parámetros del suelo	Tp= 0,6 seg S= 1,2	Periodo predominante Factor de ampliación del suelo

Tabla N°49: Parámetros de sismicidad.

Fuente: propio.

6.3. GEODINAMICA EXTERNA.

En la zona de estudio, los fenómenos de geodinámica externa (o movimientos de masa), están dados por los desplazamientos temporales de materiales geológicos inconsolidados que presenta la zona, y ésta a su vez, afecta directamente a las vías de acceso del lugar, obstaculizando el libre tránsito vehicular.

6.3.1. DESLIZAMIENTOS

Este tipo de fenómeno, sucede con mayor frecuencia en los márgenes de los ríos y quebradas, que vienen a ser desplazamientos de masas de suelo acompañados con fragmentos de roca, y esto se debe a la sobresaturación del manto detrítico que, al incrementarse la presión



hidrostática, pierde el equilibrio y se desplaza pendiente abajo, siguiendo un plano de deslizamiento.

Las principales causas para que ocurra este fenómeno pueden ser:

- Debilitamiento de la base de talud
- Sobresaturación del material de cobertura, por efecto de las precipitaciones estacionales, el mismo que se infiltran y rompen el equilibrio de los estratos del suelo.
- Desintegración gradual y/o hidratación del afloramiento rocoso.
- Movimientos sísmicos y procesos gravitacionales

La zona de estudio presenta deslizamientos en los márgenes del río Ocobamba, pero estos deslizamientos son antiguos e inactivos.

6.3.2. CAIDA O DESPRENDIMIENTO DE LA ROCA.

Este proceso geológico consiste en la caída de bloques de rocas individuales por gravedad. Estos se manifiestan en laderas rocosas que presentan pendientes muy pronunciadas, donde las rocas afloran muy alteradas.



*Fotografía N° 11: Caída de rocas por acción de la gravedad.
Fuente: propio.*



6.3.3. DERRUMBES.

Los derrumbes suceden cuando las rocas, suelos, material orgánico y otros elementos bajan por una ladera, estos pueden ser de gran tamaño o pequeños y su velocidad puede variar. Los derrumbes pueden ocasionarse de diferentes maneras, por fallamientos o grietas.



Fotografía N° 12: Visualización de pequeños derrumbes en la margen izquierda del río.

Fuente: propio.

6.3.4. FLUJOS DE LODO O HUAYCOS.

Los huaycos, son avenidas imprevistas de aguas turbias con flujos de lodo, y estos a su paso arrastran todo tipo de fragmentos sólidos de diferentes tamaños.

Este fenómeno generalmente se produce en terrenos naturales que presentan pendientes pronunciadas, y debido a las continuas lluvias que se dan en las líneas de cumbres, reblandecen y saturan el suelo y subsuelo, y luego por la acción de gravedad es desplazada pendiente abajo, conformando sedimentos sueltos de transporte que comienzan a ser acarreados a manera de flujos de lodo con una velocidad lenta que a medida que avanza se va incrementando según a la pendiente del terreno, y en todo su recorrido ocasiona una acción erosiva persistente lateral y de fondo.

Las causas principales para que ocurra este fenómeno son:



- Los factores naturales y artificiales.
- Las condiciones geomorfológicas del terreno, principalmente las pendientes pronunciadas en las laderas de los cerros.

Este fenómeno no causara daño alguno al proyecto del puente Coquimbo, puesto que anteriormente ya ocurrió un desembalse del rio Ocobamba y se vio que el terreno no sufrió modificaciones de consideración.

Ante este fenómeno, La altura libre entre el espejo de agua del caudal máximo será de 11.80m, lo que se justifica que los huaycos que pudieran presentarse, en este caso tienen abundante espacio ante el material de arrastre, desde piedras de diversos diámetros hasta arboles de diferentes tamaños. He ahí la importancia de dejar un área libre en prevención a la ocurrencia de estos eventos, tanto en altura como lateralmente.

6.4.5. ANALISIS DE PENDIENTE

La pendiente está definida como el declive o la inclinación del terreno desde cualquier punto con respecto al plano horizontal. La metodología que se aplica para determinar las pendientes del terreno, se sustenta en el mapa topográfico de la zona, directamente sobre las curvas de nivel, cuyo espaciado o separación entre las curvas da la razón de la pendiente, midiendo en planta los valores de dichas distancias de separación.

PENDIENTE (%)	SIMBOLO DE CLASE	DESCRIPCION
0 - 4	A-B	Zona llanas o ligeramente inclinadas
4 - 8	C	Zonas con pendientes suaves, moderadamente inclinada
8 - 15	D	Zonas con pendiente moderada, fuertemente inclinada
15 - 25	E	Zona con pendiente moderada empinada
25 - 50	F	Zonas con pendiente fuerte, pendiente empinada
50 - 75	G	Zonas con pendiente muy fuerte, fuertemente empinada
+ 75	H	Zonas escarpadas

Tabla N°50: Rango de pendientes utilizado para el área de estudio.

Fuente: propio.



6.4.6. EROSION DE RIBERA.

Estas se producen por la acción erosiva de las aguas del río Ocobamba. En la época de crecidas y de avenidas máximas, el río Ocobamba ocasiona fuerte erosión, especialmente lateral sobre las laderas de material coluvio aluvial. La combinación entre avenidas altas instantáneas, material suelto de arrastre y árboles caídos, son los que ocasionan actividad erosiva en el cauce.

En el sector del proyecto, tenemos presencia de afloramiento rocoso en ambas márgenes, puesto que no se dará una erosión que afecte considerablemente la construcción de la subestructura.





CAPITULO VII: GEOTECNIA.

7.1 GENERALIDADES

La exploración y el estudio detallado, tanto de mecánica de suelos y de rocas, es un capítulo muy importante a considerar en el proyecto; puesto que tales estudios tendrán el respaldo y la garantía para poder fundar la estructura del puente.

Vale recalcar que toda obra que tenga relación a la ingeniería, tendrá que ser proyectada previo a un estudio del subsuelo, ya que, de los resultados obtenidos y la interpretación de las características y comportamiento del suelo, dependerán las decisiones que se tome para la ejecución del diseño geotécnico y estructural del proyecto.

7.2. OBJETIVOS Y FINALIDADES

Los estudios de suelos realizados para el emplazamiento de los estribos del puente, tienen por objeto investigar las condiciones de soportabilidad de los suelos o roca que constituyen los cimientos edáficos en el sub suelo.

Entre las principales finalidades del estudio de suelo tenemos lo siguiente: determinar las diferentes características físicas-mecánicas de los suelos que conforman la estratigrafía del sub suelo, y en particular los estratos que se encuentran por debajo de los niveles de fundación de las zapatas. En el caso del proyecto, a nivel de fundación tenemos la presencia de roca meteorizada “pizarra esquistosa”.

En el proyecto, el estudio de mecánica de suelos comprende: el estudio y los trabajos de campo, los ensayos y análisis de laboratorio, los formatos con sus respectivos resultados, los perfiles estratigráficos, así como los cálculos de capacidad de carga, etc., y esto a su vez va acompañado de las observaciones y recomendaciones pertinentes que contribuyan a la estabilidad, calidad y duración del puente Coquimbo.



7.3. NORMATIVIDAD

El presente estudio de mecánica de suelos, se ejecutó sobre la base de los lineamientos de la norma técnica NTE E.050 Suelos y Cimentaciones. Así mismo, los ensayos de análisis de laboratorio se desarrollaron en base a las normas de la ASTM (American Society for Testing Materials) y la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE LA ZONA

Se entiende bajo esta acepción todas aquellas que están implicadas con la mecánica de suelos y con su posterior comportamiento al verse solicitado por la actividad técnica del hombre. Se centrará en aspectos de capacidad de carga y posibles asentamientos, indicando los factores que, de forma directa o indirecta, influyan sobre su óptima utilización como base de sustentación de los estribos del puente en estudio.

Por lo general, la capacidad de carga se considera de tipo medio, a excepción de los depósitos poco consolidados, en las cuales serán bajas, en íntima dependencia con los grupos litológicos que aparezcan. Prácticamente en todos los depósitos surgirán fenómenos de asentamientos, de magnitudes reducidas y que se darán en las primeras etapas constructivas en los depósitos de gravas y arenas, mientras que en el resto serán de magnitud media, existiendo siempre el problema de aparición de asentamientos diferenciales, debido a la irregular distribución en los horizontes litológicos. Por lo general, el área aparece recubierta de una capa vegetal de potencia de 1 a 2 metros, que es preciso eliminar en todos los casos.

7.4. MECANICA DE SUELOS.

7.4.1. UBICACIÓN DE CALICATAS

Para la ubicación de calicatas, se tomó la zona correspondiente a la cajuela del puente, donde se generan los mayores esfuerzos de contacto suelo – estructura, las que se denominaron como C-01 y C-02. En el caso del proyecto, ambos márgenes presentan afloramiento rocoso cubiertos por material cuaternario con una potencia aproximada de 2 metros, por lo cual las calicatas se realizaron en un radio de 9 metros a la ubicación del afloramiento.

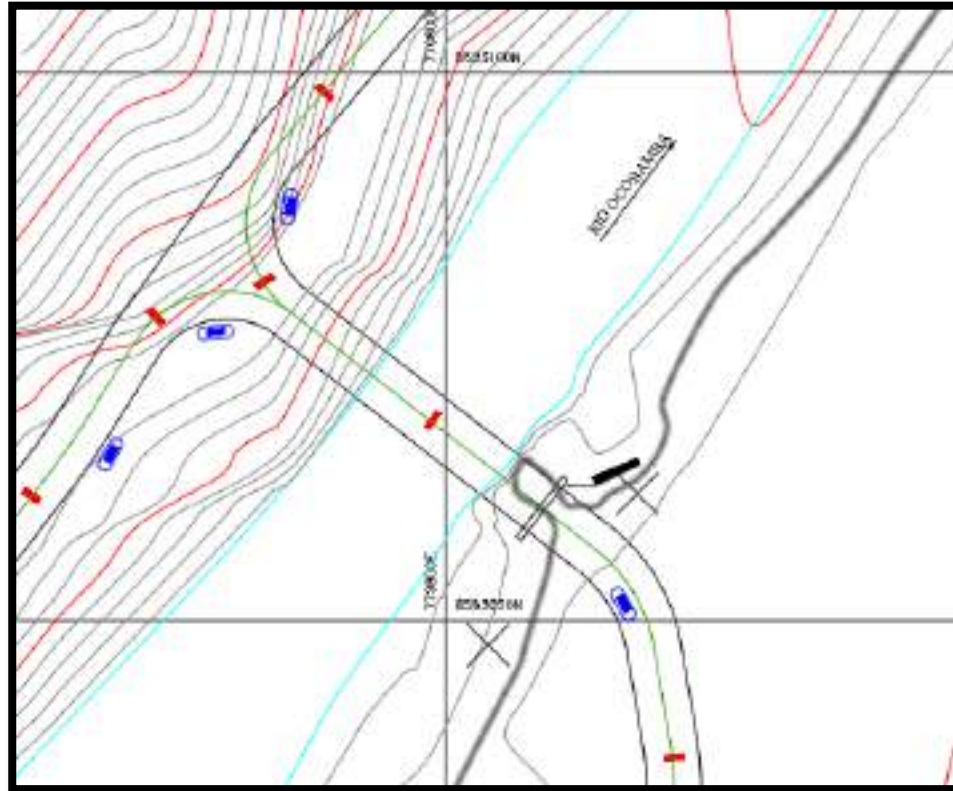


Imagen N° 17: Ubicación de las calicatas en el área de estudio.

Fuente: Propio

RELACIÓN DE CALICATAS

Zona	Identificación	Coordenadas UTM		Cota (m)	Prof. (m)	Toma de Muestras
		N	E			
Puente Coquimbo Margen Derecho	C - 01	8583027.00	779837.00	1260	2.0	1
	C - 02	8583028.00	779824.00	1261	2.0	1

Tabla N° 51: Descripción de ensayos de laboratorio.

Fuente: Laboratorio Ingeotecnia Ingeolab.

7.4.2. TRABAJO EN CAMPO Y LABORATORIO

Se ha practicado en el terreno sondeos de exploración, hasta los 20 metros de profundidad mediante Sondeos Eléctricos Verticales SEV sobre el macizo rocoso y en el lecho de depósitos fluviales del río Ocobamba.



7.4.2.1. ENSAYOS IN SITU

De acuerdo a las características del material de fundación encontrado, se realizó la medición de las características que presenta este, mediante ensayos con Esclerómetro.

Así mismo, comprende los siguientes trabajos y acciones:

- Excavación de calicatas en ambos márgenes con una profundidad de XX.
- Extracción de muestras inalteradas y alteradas de las diferentes calicatas para luego ser enviadas al laboratorio.
- Reconocimiento e identificación de rocas.
- Estudio y catalogación estratigrafía del perfil del suelo.

7.4.2.1.1. APERTURA Y MUESTREO

La excavación de calicatas tiene una profundidad de 2 metros. Por una sección igual a 1.10 x 1.50 metros en forma de banquetta para tener fácil accesibilidad de los trabajos.

De cada calicata se extrajo 35 kgr. de las profundidades de interés del estudio, para luego llevarlos al laboratorio y realizar los respectivos ensayos.

7.4.2.1.2. CONTENIDO DE HUMEDAD.

Siguiendo el procedimiento según la norma ASTM-D-2216-71, se determinaron los contenidos de agua en los materiales extraídos de las diferentes profundidades para las calicatas de nuestro estudio, así de esta manera conocer la influencia del agua en los diferentes niveles del terreno, para lo cual se utilizó la siguiente relación:

$$W = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Donde:

W_w = peso del agua

W_s = peso del suelo seco



El procedimiento para determinar el contenido de humedad fue lo siguiente:

- Se pesó las capsulas previamente identificadas, estos son estandarizados de 5 cm de diámetro y 3cm de altura.
- Seguidamente se colocaron muestras representativas de suelo con humedad natural.
- A continuación, se coloca la capsula en el horno a una temperatura de 110°C hasta conseguir un peso constante en un tiempo de 12 a 18 horas.
- Después se determina los pesos de las capsulas cas el suelo seco. Para el cálculo del contenido de humedad, se halla la diferencia entre el peso de la capsula más del suelo húmedo y el peso de la capsula más el suelo seco, resultando así el peso del agua (Ww).
- La diferencia entre el peso de la capsula más el peso del suelo y el peso de la capsula nos da el peso del suelo seco.

En el siguiente cuadro se muestra los resultados de los ensayos de humedad.

PROFUNDIDADES	HUMEDAD (%)	
METROS	C-01	C-02
0.50	6.40	7.10
1.00	4.10	5.50
1.50	3.95	4.20
2.00	3.88	4.00

Tabla N° 52: Descripción de ensayos de laboratorio.

Fuente: laboratorio Ingeotecnica Ingeolab.

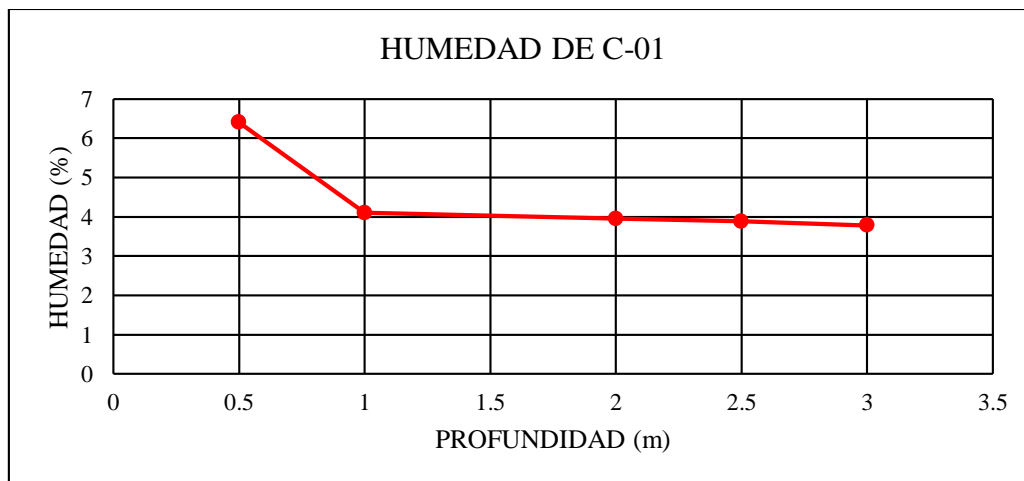


Imagen N° 18: Ubicación de las calicatas en el área de estudio.

Fuente: Propio

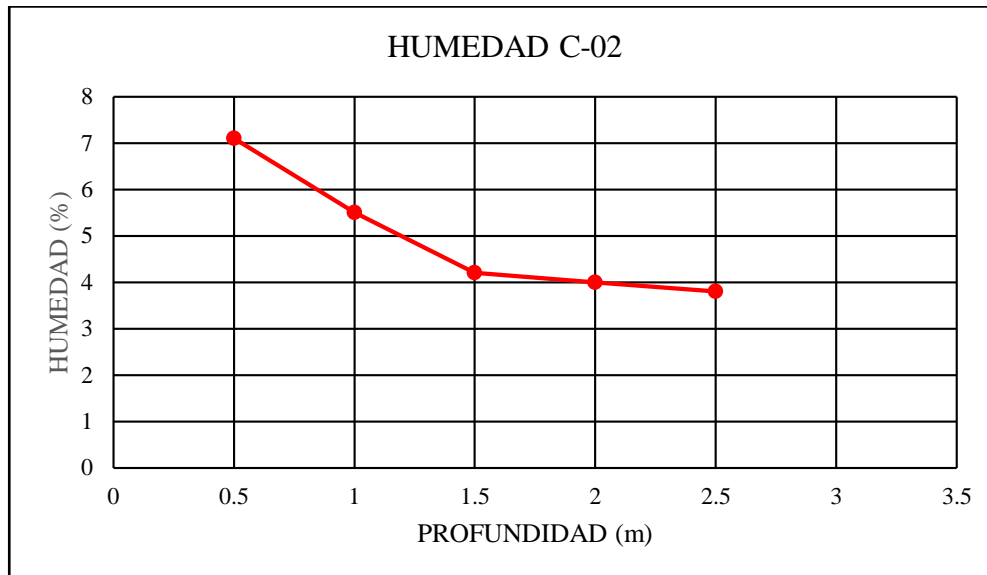


Imagen N° 19: Ubicación de las calicatas en el área de estudio.

Fuente: Propio

Según el análisis de humedad del terreno, se descarta la presencia de aguas subterráneas, habiendo una disminución a medida que se profundiza y esto debe corresponder a la retención de los clastos de rocas intemperizadas.

7.4.2.2. ENSAYOS EN GABINETE.

Una vez obtenidas las muestras de las calicatas (C-01, C-02), se proceden a llevar al laboratorio para luego ser ensayados, entre los ensayos a realizar tenemos los siguientes: el análisis granulométrico por tamizado, contenido de humedad, límite líquido y límite plástico para determinar el porcentaje de materiales finos que presenta el terreno. También se realiza la clasificación de suelos según el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS y AASTHO.

7.4.2.2.1. ENSAYOS EN LABORATORIO DE LA CALICATA C-01

7.4.2.2.1.1. ANALISIS GRANULOMETRICO

Para este análisis se considera las siguientes referencias:

- AASHTO T87-10 (preparación de muestra)
- AASHTO T88-10 (procedimiento de prueba)
- Las normas ASTM D421-58 y D422-63 referidos a este ensayo.



La distribución porcentual de los materiales, nos permitirá clasificar las muestras extraídas por el método de clasificación unificado de suelos (SUCS).

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

El método que se utilizó es el de tamizado por vía húmeda, el cual consiste en hacer pasar la muestra por un juego de tamices ordenados en forma decreciente respecto al diámetro de apertura. Para lo cual se utilizó las siguientes mallas estandarizadas.

TAMIZ N°	DIÁMETRO (MM)
3”	75.0
2”	50.8
1 1/2”	38.1
1”	25.4
3/4”	19.05
1/2”	12.7
3/8”	9.53
1/4”	6.35
4	4.76
8	2.38
16	2.00
40	0.43
50	0.29
100	0.15
200	0.07

*Tabla N° 53: Descripción de ensayos de laboratorio.
Fuente: laboratorio Ingeotecnia Ingeolab.*

El ensayo consiste en pesar el material retenido en cada malla, cuya sumatoria porcentual en peso, debe coincidir con el peso inicial del material ensayado, y si es que existiera una diferencia por pérdida del material a causa del manipuleo en un porcentaje aceptable, será distribuida a los tamices que tengan porcentajes mayores en pesos.



MARGEN IZQUIERDA C-01

TAMIZ N°	DIÁMETRO	PESO RETENIDO GR	% RETENIDO	% QUE PASA
3”	75.0	0		100
2”	50.8	1870	54.4	46
1 1/2”	38.1	413	12.0	34
1”	25.4	219	6.5	28
3/4”	19.05	116	3.7	25
1/2”	12.7	70	2.0	23
3/8”	9.53	28	1.0	22
1/4”	6.35	0	0.0	22
4	4.76	35	1.1	21
8	2.38	0	0.0	21
16	2.00	43	1.2	19
40	0.43	50	1.6	17
50	0.29	25	0.7	16
100	0.15	0	0.0	16
200	0.07	180	5.6	10
bandeja	0.00	351	10.2	0
total		3400	100	

Tabla N° 54: Descripción de ensayos de laboratorio.
Fuente: laboratorio Ingeotecnia Ingeolab.

7.4.2.2.1.2. LIMITES DE CONSISTENCIA

Denominadas como las constantes de Atterberg, que nos servirán para la identificación y calificación del comportamiento de los suelos en presencia del agua, modificando sus parámetros físico-mecánicos.

A. LIMITE LIQUIDO

Básicamente se refiere al contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. Según ATTERBERG es considerado como la frontera convencional entre los estados semilíquidos y plástico, definiéndolo así, como el contenido de humedad que presenta el suelo amasado, y colocándolo en la cuchara de Casagrande y separado en dos partes iguales con la ayuda de un ranurador patrón, girando la manivela con una caída de cm. Con una



cadencia de 2 golpes por seg. generándose así una energía de 1Gr/cc. En una base de micarta referida a 25 golpes de cierre de la apertura generada por el ranurador de 1.25 cm (0.5 pulgadas). Basada en las normas de AASTHO T89-68 y T90-701 y de la ASTM, La D423-66.

Para el ensayo a realizar, se utiliza la fracción que pasa la malla N°40 con una muestra representativa de unos 250gr. El material a ensayar, es homogéneo saturado durante 24 horas

Calicata (C-01)

N° DE CAPSULA	1	2	3
Peso del suelo húmedo +capsula (gr)	47.37	48.80	51.08
Peso del suelo seco +capsula (gr)	43.51	44.20	45.43
Peso de la capsula (gr)	15.20	15.00	15.10
Peso del suelo seco (gr)	28.31	29.20	30.33
Peso del suelo húmedo (gr)	32.77	33.80	35.98
Peso del agua (gr)	4.46	4.60	5.65
Contenido de humedad	15.74%	15.75%	18.60%
Número de golpes	32	27	19

Tabla N° 55: Descripción de ensayos de laboratorio.

Fuente: laboratorio Ingeotecnia Ingeolab.

B. LIMITE PLASTICO

Básicamente se refiere al contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material no plástico. Según ATTERBERG lo define como la frontera convencional entre los estados plásticos y semisólidos. Consiste en hacer rollos de filamentos sobre una placa de vidrio esmerilado hasta alcanzar 3 mm de diámetro, y en el momento en el que el filamento o el cilindro se agriete o se desmorone, se dice que ha alcanzado el limite plástico, determinándose así su contenido de humedad para este estado. Las referencias están en base a las normas establecidas en el ASTM. D424-59.

Un detalle muy importante a resaltar, es que estos ensayos nos permiten calificar el suelo a través de la carta de plasticidad, los resultados nos permiten conocer de manera indirecta el grado de cohesión de los materiales, así como su deformación, permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante en condiciones de saturación de estos.



Los valores alcanzados se muestran en el cuadro N° 56

Calicata (C-01)

N° DE LATA	1	2
Peso del suelo húmedo +capsula (gr)	17.40	16.54
Peso del suelo seco +capsula (gr)	16.80	16.27
Peso de la capsula (gr)	13.50	14.00
Peso del suelo seco (gr)	3.30	2.27
Peso del suelo húmedo (gr)	3.90	2.54
Peso del agua (gr)	0.60	0.27
Contenido de humedad	18.18%	11.89%

Tabla N° 56: Parámetros utilizados para el limite plástico.

Fuente: laboratorio Ingeotecnica Ingeolab

C. INDICE DE PLASTICIDAD

Es la diferencia aritmética entre el limite líquido y el limite plástico, que es utilizado universalmente para la clasificación de los suelos por los métodos SUCS y AASTHO, y su expresión es la siguiente.

$$IP=LL - LP$$

Donde:

- IP= índice de plasticidad
- LL= limite liquido
- LP= limite pastico

Los valores obtenidos son los siguientes y se muestran en el cuadro N° 57

DATOS	C-01
Límite Líquido promedio en % de 3 muestras	16.70
Límite Plástico promedio en % de 2 muestras	15.04
Índice de plasticidad % IP = Ll - Lp	1.66

Tabla N° 57: Resultados de los ensayos de laboratorio.

Fuente: Laboratorio Ingeotecnica Ingeolab.



D. CLASIFICACIÓN DE SUELOS SUCS.

El material geológico se clasificó sobre la base del método SUCS, que viene siendo utilizada a partir del año 1929 y que sobre todo tiene un manejo internacional asumiendo la distribución porcentual de sus límites de Atterberg y sus componentes.

En el presente estudio, para la fracción gruesa, el porcentaje en peso retenido por encima de la malla N°4 y 200 es más del 50%, teniendo índices de plasticidad menores a 4 y en algunos casos no plásticos o no determinados, siendo así caracterizados como suelos GP-GM (gravas mal graduadas- gravas limosas)

E. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Margen derecha

Esta margen está conformada por roca metamórfica (pizarra esquistosa), cubierta por una capa de suelos fricciones preconsolidados con proporciones de arena y limo, cubierta con una vegetación herbácea densa, la litología de estos clastos, son procedentes de las rocas de la zona, producto de la erosión y transporte. El material de la fracción friccione está conformada por clastos lutíticos de diferentes tamaños, con una variable distribución y con una potencia menor a los 2 metros. Según lo mencionado anteriormente, infrayaciendo al material friccione, se encuentra el grupo San José conformado por roca metamórfica identificada como pizarra esquistosa con una coloración gris acero a causa de la meteorización.

PROFUNDIDAD (m)	ESTRATO	PERFIL DEL SUELO	CLASIFICACION SUCS	DESCRIPCION	SUBSTRATO
0.00 m	1		SM	Suelo incoherente (arena) de composición arenosa (arena y limo) con un contenido de agua w_p de 10.0%.	
1.00 m	2		GP-GM	material granular cohesionado por arena y limo en estado firme.	
2.00 m					
3.00 m					
4.00 m					

Imagen N° 20: Perfil estratigráfico de la calicata 1.

Fuente: Laboratorio Ingeotecnia Ingeolab.



7.4.2.2.2. ENSAYOS EN LABORATORIO DE LA CALICATA C-02

Para este análisis se considera las siguientes referencias:

- AASHTO T87-10 (preparación de muestra)
- AASHTO T88-10 (procedimiento de prueba)
- Las normas ASTM D421-58 y D422-63 referidos a este ensayo.

La distribución porcentual de los materiales, nos permitirá clasificar las muestras extraídas por el método de clasificación unificado de suelos (SUCS).

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

El método que se utilizo es el de tamizado por vía húmeda, el cual consiste en hacer pasar la muestra por un juego de tamices ordenados en forma decreciente respecto al diámetro de apertura. Para lo cual se utilizó las siguientes mallas estandarizadas.

TAMIZ N°	DIÁMETRO (MM)
3"	75.0
2"	50.8
1 1/2"	38.1
1"	25.4
3/4"	19.05
1/2"	12.7
3/8"	9.53
1/4"	6.35
4	4.76
8	2.38
16	2.00
40	0.43
50	0.29
100	0.15
200	0.07

Tabla N° 58: Descripción de ensayos de laboratorio.

Fuente: laboratorio Ingeotecnía Ingeolab

El ensayo consiste en pesar el material retenido en cada malla, cuya sumatoria porcentual en peso, debe coincidir con el peso inicial del material ensayado, y si es que existiera una diferencia



por perdida del material a causa del manipuleo en un porcentaje aceptable, será distribuida a los tamices que tengan porcentajes mayores en pesos.

7.4.2.2.2.1. ANALISIS GRANULOMETRICO

MARGEN IZQUIERDA C-02

TAMIZ N°	DIÁMETRO	PESO RETENIDO GR	% RETENIDO	% QUE PASA
3"	75.0	0		100
2"	50.8	1875	53.4	47
1 1/2"	38.1	420	13.0	34
1"	25.4	221	7.5	26
3/4"	19.05	117	3.7	22
1/2"	12.7	69	2.0	21
3/8"	9.53	29	1.0	20
1/4"	6.35	0	0.0	20
4	4.76	34	1.1	19
8	2.38	0	0.0	19
16	2.00	44	1.2	18
40	0.43	49	1.6	16
50	0.29	26	0.6	15
100	0.15	0	0.0	15
200	0.07	179	5.7	9
bandeja	0.00	353	9.2	0
total		3416	100	

Tabla N° 59: Descripción de ensayos de laboratorio.

Fuente: laboratorio Ingeotecnica Ingeolab

7.4.2.2.2.2. LIMITES DE CONSISTENCIA.

Denominadas como las constantes de Atterberg, que nos servirán para la identificación y calificación del comportamiento de los suelos en presencia del agua, modificando sus parámetros físico-mecánicos.

A. LIMITE LIQUIDO

Básicamente se refiere al contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. Según ATTERBERG es considerado como la frontera convencional



entre los estados semilíquidos y plástico, definiéndolo así, como el contenido de humedad que presenta el suelo amasado, y colocándolo en la cuchara de Casagrande y separado en dos partes iguales con la ayuda de un ranurador patrón, girando la manivela con una caída de cm. Con una cadencia de 2 golpes por seg. generándose así una energía de 1Gr/cc. En una base de micarta referida a 25 golpes de cierre de la apertura generada por el ranurador de 1.25 cm (0.5 pulgadas). Basada en las normas de AASTHO T89-68 y T90-701 y de la ASTM, La D423-66.

Para el ensayo a realizar, se utiliza la fracción que pasa la malla N°40 con una muestra representativa de unos 250gr. El material a ensayar, es homogéneo saturado durante 24 horas

Calicata (C-02)

N° DE CAPSULA	1	2	3
Peso del suelo húmedo +capsula (gr)	46.75	48.28	48.96
Peso del suelo seco +capsula (gr)	42.29	43.68	43.31
Peso de la capsula (gr)	14.00	14.5	13.00
Peso del suelo seco (gr)	28.29	29.18	30.31
Peso del suelo húmedo (gr)	32.75	33.78	35.96
Peso del agua (gr)	4.46	4.60	5.65
Contenido de humedad	15.76%	15.75%	18.64%
Número de golpes	33	28	18

Tabla N° 60: Descripción de ensayos de laboratorio.

Fuente: laboratorio Ingeotecnica Ingeolab

B. LIMITE PLASTICO.

Básicamente se refiere al contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material no plástico. Según ATTERBERG lo define como la frontera convencional entre los estados plásticos y semisólidos. Consiste en hacer rollos de filamentos sobre una placa de vidrio esmerilado hasta alcanzar 3 mm de diámetro, y en el momento en el que el filamento o el cilindro se agriete o se desmorone, se dice que ha alcanzado el limite plástico, determinándose así su contenido de humedad para este estado. Las referencias están en base a las normas establecidas en el ASTM. D424-59.



Un detalle muy importante a resaltar, es que estos ensayos nos permiten calificar el suelo a través de la carta de plasticidad, los resultados nos permiten conocer de manera indirecta el grado de cohesión de los materiales, así como su deformación, permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante en condiciones de saturación de estos.

Los valores alcanzados se muestran en el cuadro N° 61

Calicata (C-02)

N° DE LATA	1	2
Peso del suelo húmedo +capsula (gr)	7.23	15.96
Peso del suelo seco +capsula (gr)	16.31	15.68
Peso de la capsula (gr)	13.00	13.40
Peso del suelo seco (gr)	3.31	2.28
Peso del suelo húmedo (gr)	3.92	2.56
Peso del agua (gr)	0.61	0.28
Contenido de humedad	18.42%	12.28%

Tabla N° 61: Parámetros utilizados para el limite plástico.

Fuente: laboratorio Ingeotecnia Ingeolab

C. INDICE DE PLASTICIDAD.

Es la diferencia aritmética entre el limite líquido y el limite plástico, que es utilizado universalmente para la clasificación de los suelos por los métodos SUCS y AASTHO, y su expresión es la siguiente.

$$IP=LL - LP$$

Donde:

- IP= índice de plasticidad
- LL= limite liquido
- LP= limite pastico

Los valores obtenidos son los siguientes y se muestran en el cuadro N° 62



DATOS	C-02
Límite Líquido promedio en % de 3 muestras	16.70
Límite Plástico promedio en % de 2 muestras	15.35
Índice de plasticidad % $IP = Ll - Lp$	1.35

Tabla N° 62: Resultados de los ensayos de laboratorio.

Fuente: laboratorio Ingeotecnica Ingeolab

E. CLASIFICACIÓN DE SUELOS SUCS.

El material geológico se clasificó sobre la base del método SUCS, que viene siendo utilizada a partir del año 1929 y que sobre todo tiene un manejo internacional asumiendo la distribución porcentual de sus límites de Atterberg y sus componentes.

En el presente estudio, para la fracción gruesa, el porcentaje en peso retenido por encima de la malla N°4 y 200 es más del 50%, teniendo índices de plasticidad menores a 4 y en algunos casos no plásticos o no determinados, siendo así caracterizados como suelos GP-GM (gravas mal graduadas- gravas limosas)

F. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Margen derecha.

Esta margen está conformada por roca metamórfica (pizarra esquistosa), cubierta por una capa de suelos fricciones preconsolidados con proporciones de arena y limo, cubierta con una vegetación herbácea densa, la litología de estos clastos, son procedentes de las rocas de la zona, producto de la erosión y transporte.

El material de la fracción fricciónate está conformada por clastos lutíticos de diferentes tamaños, con una variable distribución y con una potencia menor a los 2 metros.



PROFUNDIDAD (metros)	ESTRADO	PERFIL DEL SUELO	CLASIFICACION SECS	DESCRIPCION	OBSERVACIONES
0.00 m	1		SM	Suelo constituido por bloques de conglomerado de arena y grava (diámetro de 10 mm).	
1.00 m	2		GP-GM	material granular constituido por grava y arena en matriz fina.	
2.00 m				Roca metamórfica de matriz arenosa, identificada como pizarra esquistosa.	Apto para cimentación.
3.00 m					
4.00 m					

Imagen N° 21: Perfil estratigráfico de la calicata 2.
Fuente: Laboratorio Ingeotecnia Ingeolab.

7.5. ANALISIS DE CIMENTACIONES Y PARAMETROS DEL MACIZO ROCOSO

La cimentación, es la subestructura que se encarga de transmitir las cargas de las estructuras, y para el caso de nuestro proyecto, se trata de cimentaciones directas, donde los elementos verticales descansaran directamente sobre la zona de desplante.

7.5.1. ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

7.5.1.1. MARGEN DERECHA

De acuerdo al material geológico que presenta esta margen, entre ellos un estrado de material friccional e infrayaciendo a este, roca metamórfica del grupo san José identificada como pizarra esquistosa. desde el punto de vista geotécnico, la capacidad de soporte de estos materiales está relacionada directamente con su compacidad y está a su densidad relativa, por consiguiente, estará vinculada al valor del ángulo de fricción interna del mismo que se ha fijado en 27° siguiendo el criterio de G. Meyerhof.

Para determinar la capacidad portante, se usó el método de Terzaghi, para un factor de seguridad de (3.0) y un ancho de zapata no menor a tres metros.



Para la evaluación de la capacidad de carga en suelo, Terzaghi (1943) propuso la siguiente relación para evaluar la capacidad última en una cimentación corrida:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Donde:

c : Cohesión del suelo de fundación

D_f : Profundidad de desplante de la cimentación.

γ_1 : Peso específico del suelo encima del nivel de cimentación.

γ_2 : Peso específico del suelo debajo del nivel de cimentación.

B : Ancho de la cimentación.

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas, la ecuación anterior se puede modificarse a la siguiente expresión:

$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma$$

Los factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzaghi tienen sus propias ecuaciones. Esta metodología fue revisada por Meyerhof (1963) quien propuso su propia ecuación de capacidad de capacidad última. Sin embargo, la ecuación de Terzaghi aún es muy popular y usada en la evaluación de la capacidad última de cimentaciones superficiales. En este estudio se prefiere usar la expresión de Meyerhof porque su expresión evalúa la influencia de la inclinación de la carga que, en el caso de un estribo, juega un factor importante.

La capacidad de carga última en suelos será determinada en base a la ecuación general de capacidad de carga propuesto por Meyerhof (1963).

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + D_f \gamma_1 N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$



Donde:

- c : Cohesión del suelo de fundación
- D_f : Profundidad de desplante de la cimentación.
- γ_1 : Peso específico del suelo encima del nivel de cimentación.
- γ_2 : Peso específico del suelo debajo del nivel de cimentación.
- B : Ancho de la cimentación.
- F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$: Factores de forma
- F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$: Factores de profundidad
- F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$: Factores por inclinación de la carga
- N_c , N_q , N_γ : Factores de capacidad de carga.

Factores de Capacidad de Carga

- $N_q = \tan^2 \left[45 + \frac{\phi}{2} \right] e^{\pi \tan \phi}$ Reissner (1924)
- $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ Prandtl (1921)
- $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$ Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973)

Factores de forma, [De Beer (1970), Hansen (1970)]

$$F_{CS} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} \qquad F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \qquad F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)



Factores de Profundidad,

Condición (a): $Df/B \leq 1$ [Hansen (1970)]

$$F_{cd} = 1 - 0.4 \frac{Df}{B} \qquad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{Df}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

Condición (b): $Df/B > 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left[\frac{Df}{B} \right] \qquad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left[\frac{Df}{B} \right]$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

Factores de inclinación, [De Beer (1970), Hansen (1970)]

$$F_{ci} = F_{qi} = \left[1 - \frac{\beta^{\circ}}{90^{\circ}} \right]^2$$

$$F_{\gamma i} = \left[1 - \frac{\beta}{\phi} \right]^2$$

Donde β = inclinación de la carga, sobre la cimentación con respecto a la vertical.

Para cimentaciones rectangulares con relaciones L/B distintos, se pueden determinar factores de corrección por interpolación lineal.

Bajo la condición de cargas excéntricas, se emplearán dimensiones reducidas de la cimentación. El ancho efectivo de la cimentación está definido como:

$$B' = B - 2e$$



B' : Ancho efectivo

B : Ancho de la cimentación

e : Excentricidad paralelo al ancho B

B es reemplazado por B' en la ecuación general de la capacidad última de carga. La capacidad admisible de carga de la masa rocosa será determinada según:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.}$$

Donde:

F.S.: Factor de seguridad de carga.

A continuación, se muestra los resultados obtenidos del análisis realizado para determinar de los parámetros de resistencia encontrado en el estribo.

Datos generales.

- Ancho de cimentación 3m
- Largo de cimentación 3m
- Profundidad de plano de cimentación 1.6m
- Inclinación de plano de cimentación 0.0°
- Factor de seguridad (Fc) 3.0
- Factor de seguridad (Fq) 3.0
- Factor de seguridad (Fg) 3.0
- Aceleración máxima horizontal 0.15
- Asientos después de T años 5.0
- Profundidad nivel freático 5.0



Carga ultima según Terzaghi (1955)

- Factor Nq	18.82
- Factor Nc	32.84
- Factor Ng	16.17
- Factor Sc	1.3
- Factor Sg	0.8
Carga última	757.43 KN/m ²
Carga admisible	252.48 KN/m ²

7.5.1.1.1. TIPO DE CIMENTACIÓN PARA LA MARGEN DERECHA

Por el tipo de material geológico que presenta la margen derecha, en este caso roca metamórfica identificada como pizarra esquistosa, en el estribo derecho tendrá que utilizarse un sistema de anclajes.

Se estima que el nivel de fundación será a una profundidad no menor a los 2 metros, ya que a ese nivel se encuentra el macizo rocoso.

7.5.1.1.2. MARGEN IZQUIERDA

El afloramiento rocoso como terreno de fundación, se le considera como una zona estable y aceptable desde el punto de vista de la disposición del buzamiento de los estratos en el cauce del río Ocobamba.

Para este propósito, se hace la identificación correcta de la roca y un conocimiento estructural del macizo rocoso, con las observaciones hechas en campo y con las consideraciones geológicas, el macizo rocoso de esta margen es definido como roca metamórfica.



*Fotografía N° 13: Visualización del afloramiento rocoso en la margen izquierda del río.
Fuente: propio.*

Cuando el terreno de fundación es un macizo rocoso, para determinar la capacidad de carga, se usan dos metodologías, el primero es el sistema de clasificación del macizo rocosos RMR propuesta por el profesor Bieniawski, y el segundo, la herramienta utilizada para la determinación de los parámetros de resistencia de Mohr-Coulumb, es a partir del criterio de falla de Hoek Y Brown.

7.5.1.2.1. TIPO DE CIMENTACIÓN DE LA MARGEN IZQUIERDA

Por el tipo de material geológico que presenta la margen izquierda, en este caso roca metamórfica identificada como pizarra esquistosa, en el estribo izquierdo tendrá que utilizarse un sistema de anclajes.

El nivel de fundación en este estribo, se efectuará en el macizo rocoso que se encuentra cerca de la superficie a diferencia de la otra margen.



7.5.2. PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO

A partir de los sondeos y reconocimiento realizados, se ha establecido que los estribos derecho e izquierdo, se fundarán sobre la roca existente. En consecuencia, se han evaluado los parámetros de este macizo rocoso.

RESISTENCIA Y CRITERIOS DE ROTURA.

Importancia.

- Existe un estado tensional inicial en el terreno que es necesario conocer y entender antes de ejecutar el proyecto.
- Conocer los efectos de la ejecución de una obra sobre el campo tensional del macizo rocoso, para poder minimizarlos.
- Durante la ejecución de la obra el estado tensional inicial cambia en mayor o menor medida, pudiendo dar lugar a problemas de estabilidad.
- Los criterios de rotura están formulados en términos de tensiones.
- Estimación del orden de magnitud y de la dirección de las tensiones: en teoría posible, pero con un margen de error en incierto sin medidas apropiadas.
- Las mediciones de tensiones son caras y no es algo rutinario.

CRITERIO DE ROTURA GENERALIZADO DE HOEK-BROWN

Este criterio para macizos rocosos es ampliamente aceptado por su gran aplicación en diversos proyectos y su aplicación práctica en el cálculo y estimación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso (m , s y a), donde:

- m y s son las constantes de los materiales, que dependen de las propiedades de la roca y del grado de fracturamiento de la roca. Antes de someterse a las tensiones de rotura.
- a es la constante del macizo rocoso.

para lo cual se considera los siguientes parámetros que pueden ser convenientemente estimados mediante ábacos y tablas de datos integrados, a partir del tipo de roca, condiciones geológicas, etc.:



- La resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta (σ_{ci}).
- El parámetro de la roca intacta (m_i).
- El índice de resistencia geológica (SSI).
- El factor de perturbación (D).

MACIZO CON AVANZADO ESTADO DE INTEMPERIZACION.

- Tipo de roca: metamórfica: Pizarra Esquistosa
- Condiciones superficiales: Fracturado, en bloques
- Textura: Gruesa
- Voladura: Fácil
- Aplicación: Cimentación



Fotografía N° 14: Se observa el afloramiento del macizo rocoso en ambas márgenes
Fuente: propio

Clasificación de Hoek Brown

- σ_{ci} 35 MPa
- GSI 50
- m_i 10



- D 0.7

Criterio de rotura de Hoek Brown

- mb 0.641037
- s 0.000712752
- a 0.505734

Rango de envolvente de rotura

- aplicación: general
- sig3max 8.75 MPa

Equivalencia de criterios de rotura de Mohr-coulumb

- C 1.22425 MPa
- Phi 32.8723 degrees

Parámetros del macizo rocoso

- Resistencia a la tracción (sigt) : -0.0389156 MPa
- Resistencia a la compresión (sigc) : 0.896383 MPa
- Resistencia compresiva global (sigcm) : 3.69034 MPa
- Módulo de deformación (Em) : 1336.4 MPa



Fotografía N° 15: se observa el uso del martillo de Smith en el afloramiento rocoso.
Fuente: propio

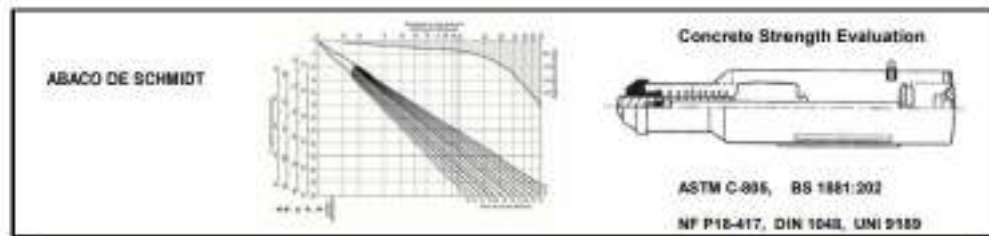


Imagen N° 22: Resultados del esclerómetro.
Fuente: Laboratorio Ingeotecnia Ingeolab.



PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN

1	Resistencia de la roca sana	Ensayo de carga puntual	>100 Kp/cm ²	40-80 Kp/cm ²	20-40 Kp/cm ²	10-20 Kp/cm ²	Compresión (Kp/cm ²)			
		C. Simple	>2500 Kp/cm ²	1000-2500 Kp/cm ²	500-1000 Kp/cm ²	250-500 Kp/cm ²	50-250	10-50	<10	
	Valoración		15	12	7	4	2	1	0	7
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%			
	Valoración		20	17	13	6	3			6
3	Separación entre diaclasas		> 2m	0.6 – 2 m	0.2 – 0.6 m	0.06 – 0.2 m	< 0.06 m			
	Valoración		20	15	10	8	5			5
4	Estado de las diaclasas		Muy rugosa; Discontinua Sin separaciones; Bordes sanos y duros	Ligeramente rugosas; Abertura < 1mm; Bordes duros	Ligeramente rugosas; Abertura < 1mm; Bordes blandos	Espejos de falla o con relleno < 5 mm o aberturas 1-5 mm; Diaclasas continuas	Relleno blando > 5 mm o aberturas > 5 mm; Diaclasas continuas			
	Valoración		30	25	20	10	0			14
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min			
		Relación presión agua-tensión princ. mayor	0	0.0 – 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	> 0.5			
		Estado general	seco	Ligeramente húmedo	húmedo	Goteando	Fluyendo			
	Valoración		15	10	7	4	0			12

Tabla N° 63: Parametro de clasificación del macizo rocoso.

Fuente: laboratorio Ingeotecnica Ingeolab



CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LAS DIACLASAS

Dirección y buzamiento		Muy favorables	favorables	medias	desfavorables	Muy desfavorables	
Valoración para	túneles	0	-2	-5	-10	-12	
	cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25	-2
	taludes	0	-5	-25	-50	-60	

Tabla N° 64: Corrección por la orientación de las diaclasas.

Fuente: laboratorio Ingeotecnia Ingeolab

CLASIFICACIÓN

CLASE	I	II	III	IV	V	42
Calidad	Muy buena	buena	media	Mala	Muy mala	Clase III
valoración	100 – 81	81 - 61	61 - 41	41 - 21	< 20	Calidad media

Tabla N° 65: Clasificación de la calidad del macizo rocoso.

Fuente: laboratorio Ingeotecnia Ingeolab

CARACTERÍSTICAS

CLASE	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 5 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2.5 m de vano	30 min con 1 m de vano
Cohesión	>4 Kp/cm ²	3 – 4 Kp/cm ²	2- 3 Kp/cm ²	1 - 2 Kp/cm ²	< 1 Kp/cm ²
Angulo de rozamiento	>45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	15°

Tabla N° 66: Características geomecánicas del macizo rocoso.

Fuente: laboratorio Ingeotecnia Ingeolab

ORIENTACIÓN DE LAS DIACLASAS

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0° 20° cualquier dirección
Excav. Con buzamiento		Excav. Contra buzamiento		Buzamiento	Buzamiento	
Buz 45°-90°	Buz 20°-90°	Buz 45°-90°	Buz 20°-45°	Buzamiento 45°-90°	Buzamiento 20°-45°	
Muy favorable	favorable	media	desfavorable	Muy desfavorable	media	Desfavorable

Tabla N° 67: Orientación de las diaclasas del macizo rocoso.

Fuente: laboratorio Ingeotecnia Ingeolab



7.5.3. CANTERAS.

Se denomina canteras a la fuente de aprovisionamiento de suelos, agregados de rocas necesarias para la construcción de una obra. Dependiendo del material que se necesite para la ejecución de la obra

7.5.3.1. CANTERA DE AGREGADOS.

Los agregados para la construcción del puente deben ser limpios, sin impurezas, desechos materiales y/o orgánicos, estos deben de cumplir las normas ASTM C-33.

En el área de estudio en las terrazas del río Ocobamba los agregados no cumplen con las normas establecidas, los materiales no están dentro de los parámetros admisibles para ser considerados como material o agregado de cantera, debido a que contienen materiales finos, como las arcillas (pizarras).

Por esta razón no se recomienda utilizar los agregados de la zona. Se recomienda utilizar los agregados de otra cantera que si cumplan las normas de ASTM C-33.

El lugar de donde podrían usar el material de canteras, podría ser del río alto Urubamba en el sector Cháhuares.





CAPITULO VIII: EXPLORACIÓN GEOFÍSICA

8.1. SONDEO ELÉCTRICO VERTICAL (S.E.V)

Las medidas de resistividad electricidad del subsuelo, son habituales en las prospecciones geofísicas. Su finalidad es detectar y localizar cuerpos y estructuras geológicas basándose en su contraste resistivo. El método consiste en la inyección de corriente continua o de baja frecuencia en el terreno mediante un par de electrodos y la determinación de otro par de electrodos, de la diferencia de potencial. La magnitud de esta medida depende, entre otras variables, de la distribución de resistividades de las estructuras del subsuelo, de las distancias entre los electrodos y la corriente inyectada.

Los sondeos eléctricos verticales (S.E.V.) constituyen uno de los métodos de campo para determinar la variación en profundidad de las propiedades eléctricas del subsuelo. Los S.E.V. consisten en una serie de determinaciones de resistividades aparentes, efectuadas con el mismo tipo de dispositivo y de separación creciente entre los electrodos de emisión y de recepción.

8.1.1. RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE LOS SUELOS

La resistividad eléctrica r de un material escribe la dificultad que encuentra la corriente a su paso por él. De igual manera se puede definir la conductividad s como la facilidad que encuentra la corriente eléctrica al atravesar el material. La resistencia eléctrica que presenta un conductor homogéneo viene determinada por la resistividad del material que lo constituye y la geometría del conductor. Para un conductor rectilíneo y homogéneo de sección s y longitud l la resistencia eléctrica es:

$$R = \rho \frac{l}{s}$$

A partir de esta ecuación podemos despejar la resistividad:

$$\rho = \frac{R \cdot s}{l}$$



La unidad de resistividad en el sistema internacional es el ohm por metro ($W \times m$). La conductividad se define como el inverso de la resistividad.

$$\sigma = \frac{1}{\rho}$$

La unidad de conductividad en el Sistema Internacional es el siemens (S). la resistividad es una de las magnitudes físicas con mayor amplitud de variación para diversos materiales. Además, su valor depende de diversos factores como la temperatura, humedad o presión. Los datos de resistividad aparentes obtenidos en cada S.E.V. se representan por medio de curvas, en función de las distancias entre electrodos. Las resistividades aparentes ρ_a se llevan en las ordenadas y en las abscisas las distancias $OA=AB/2$. La curva así obtenida se denomina curva S.E.V., curva de campo o curva de resistividad aparente. La finalidad del S.E.V. es averiguar la distribución vertical de resistividades bajo el punto sondeado. Son útiles en zonas con estratificación aproximadamente horizontal, en las que las propiedades eléctricas varían principalmente con la profundidad, más bien que lateralmente. Consideramos un medio estratigráfico general formado por dos semiespacios, uno que representa la atmosfera con conductividad nula y otro que representa al terreno que es un medio heterogéneo compuesto de medios parciales homogéneos e isótropos, como se esquematiza en la figura.

Para caracterizar cada medio estratigráfico, bastará dar el espesor E_i y la resistividad ρ_i de cada medio parcial isótropo de índice i . Cada uno de estos medios parciales, será denominado capa geoelectrica.

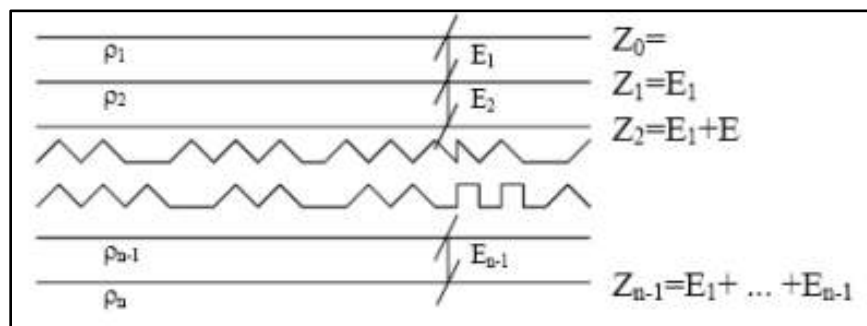


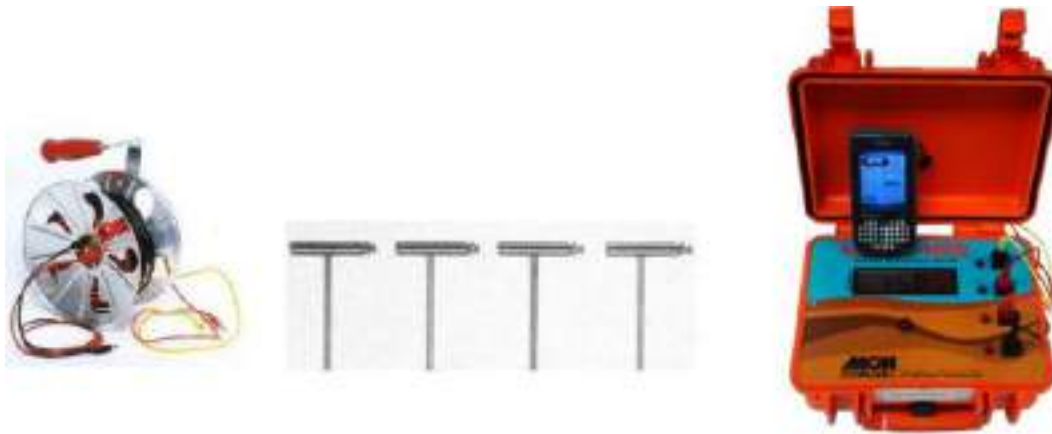
Imagen N° 23: Medio estratigráfico general formado por dos semiespacios
Fuente: Libro de J. Gonzalo Montero



La especificación de espesores y resistividades de cada medio estratigráfico, recibe el nombre de “corte geo eléctrico”. Los cortes geo eléctricos pueden clasificarse dependiendo del número de capas que lo componen; es decir de dos capas (n=2), de tres capas (n=3).

INSTRUMENTOS UTILIZADOS.

La información de campo fue obtenida mediante un Resistivímetro Digital MILLER 400D, con alta impedancia de entrada y rangos de lectura que van desde 1 milésimo a 6000 unidades tanto para la diferencia de potenciales mili voltios, como la corriente en miliamperios.



*Imagen N° 24: Instrumentos utilizados para la exploración geofísica
Fuente: Wikipedia*

8.1.2. MEDIDA DE LA RESISTIVIDAD ELÉCTRICA.

De acuerdo al principio de medida de la resistividad del suelo: se inyecta una corriente I entre el par de electrodos AB y se mide la tensión DV entre el par de electrodos MN. Si el medio es homogéneo de resistividad r , la diferencia de tensión es (Orellana, 1982).

$$\Delta V = \frac{I\rho}{2\pi} \left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{AN} - \frac{1}{BM} + \frac{1}{BN} \right)$$

Donde AM, AN, BM, BN son las distancias entre electrodos. La resistividad viene dada por la expresión:



$\rho = g \frac{\Delta V}{I}$ Donde, $g = 2\pi \left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{AN} - \frac{1}{BM} + \frac{1}{BN} \right)^{-1}$ es un factor geométrico que depende exclusivamente de la disposición de los electrodos.

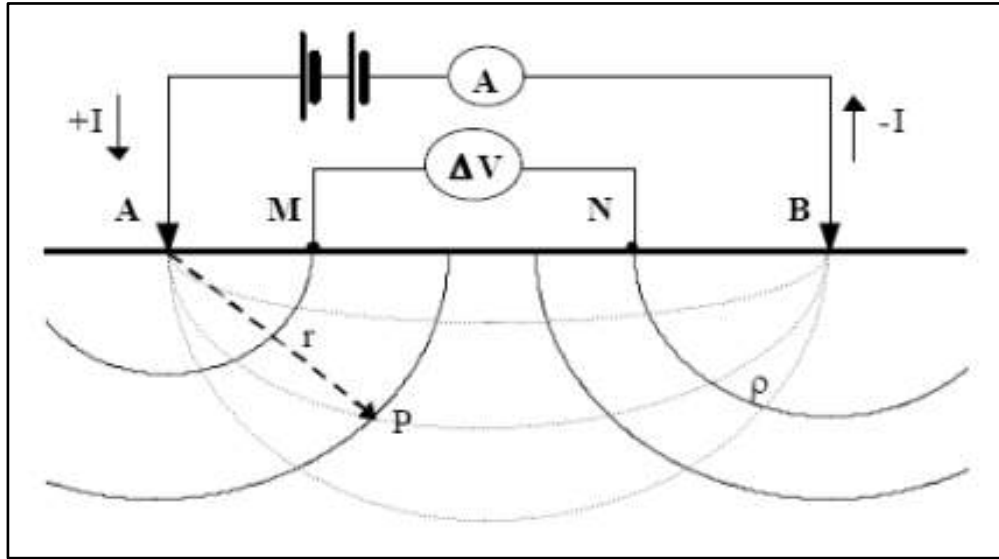


Imagen N° 25: Representación gráfica de la medida de la resistividad eléctrica
Fuente: Libro de J. Gonzalo Montero

DISPOSITIVO TETRAELECTRÓNICO PARA LA MEDIDA DE LA RESISTIVIDAD DE SUELOS.

Dos dispositivos tetraelectrónicos lineales (los cuatro electrodos están en línea) en los que intercambiamos los electrodos de inyección y detección presentan unos coeficientes de dispositivo:

$$g_1 = 2\pi \left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{AN} - \frac{1}{BM} + \frac{1}{BN} \right)^{-1}$$

$$g_2 = 2\pi \left(\frac{1}{MA} - \frac{1}{MB} - \frac{1}{NA} + \frac{1}{NB} \right)^{-1}$$

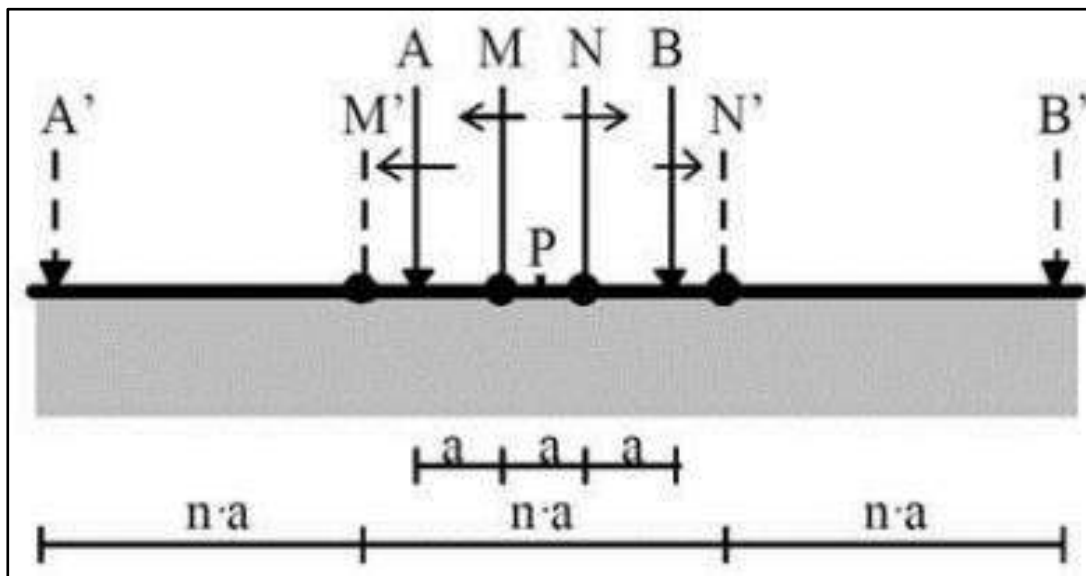
Dado que las distancias cumplen $AM=MA$, $AN=NA$; etc., se obtiene que $g_1 = g_2$. Luego si el medio es homogéneo, para una misma corriente de inyección las diferencias de potencial leídas DV_1 y DV_2 serán iguales. Por tanto, la resistividad medida r será independiente de la posición de los electrodos de inyección y detección cuando estos se intercambian. Esta propiedad



se conoce con el nombre de principio de reciprocidad, que se cumple también para medios heterogéneos (Orellana, 1982). Los cálculos anteriores se basan en la consideración de que el suelo es homogéneo e isótropo. Cuando el medio no es homogéneo, (2.5) da la *resistividad aparente*, r_a , y su valor depende, además del factor geométrico g , de las resistividades de los diferentes materiales. A partir de la interpretación de las resistividades aparentes medidas en un terreno se podrán extraer conclusiones sobre la composición estructural del subsuelo.

8.1.3. SONDEO ELÉCTRICO WENNER.

Dado que el dispositivo de Wenner AMNB con separaciones inter electródica “ a ”, el sondeo consiste en aumentar progresivamente el valor de “ a ” manteniendo un punto central fijo P . Para la representación de datos se muestran en ordenadas el valor de la resistividad aparente medida en ohms, y en las abscisas en valor de “ a ” en metros de cada paso o punto.



*Imagen N° 26: Representación gráfica de la separación interelectrodica.
Fuente: Libro de J. Gonzalo Montero*

El factor geométrico del dispositivo se deduce de:

$$g = 2\pi \left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{AN} - \frac{1}{BM} + \frac{1}{BN} \right)^{-1} \quad \text{en} \quad g = 2\pi a$$



ABACO PARA DISPOSITIVO WENNER

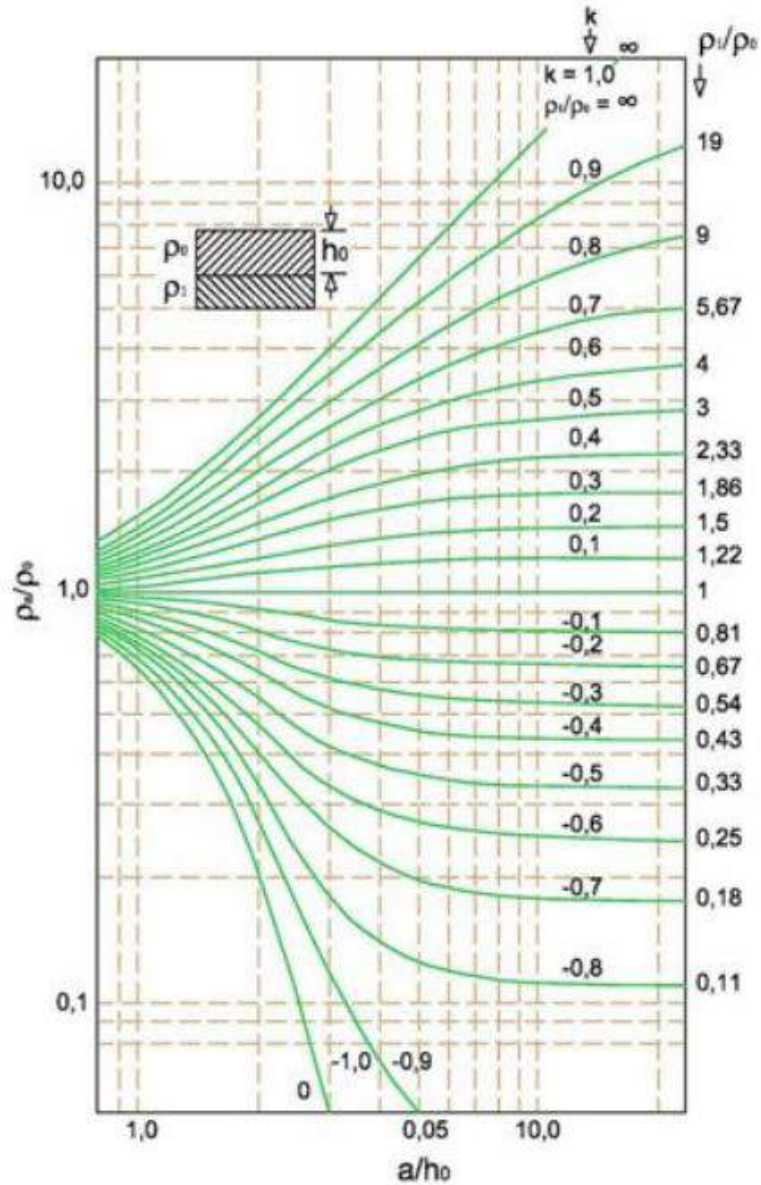


Imagen N° 27: Abaco para el dispositivo Wenner.

Fuente: Libro de J. Gonzalo Montero



8.1.4. COLUMNA GEOELECTRICA POR S.E.V. EN ESTRIBO IZQUIERDO.

Para efectos de la presente interpretación de los resultados obtenidos durante el ensayo, se aclara que los espesores indicados son aproximaciones, mientras que los cambios litológicos si reflejan la realidad del subsuelo, considerando estos aspectos, los resultados obtenidos son los siguientes:



Fotografía N° 16: S.E.V. en el estribo izquierdo.

Fuente: propio

1. DE 00.00 m. HASTA LOS 5.00 m.

A este estrato le corresponde resistividades descendientes que van desde los 2.83 a 5.56 Ohmios; lo que nos indica que hasta esta profundidad encontramos los depósitos aluviales descritos como grava mal graduada con limo y arena GP-GM.

2. DE 5.00 m. HASTA LOS 20,00 m.

A esta profundidad la resistividad aumenta considerablemente, indicándonos que este estrato presenta material con poca humedad y más consolidado. Se han obtenido resistividades que van desde los 2,22 hasta los 6,22 Ohmios, lo que nos indica que el macizo rocoso se prolonga indefinidamente. Habiéndose encontrado poca variación en la resistividad hasta los 24m. de profundidad, se deduce que está conformado por el mismo estrato hasta esta profundidad.



"ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO



N.	R α (Ohm)	R β (Ohm)	R γ (Ohm)	A (m)	$\rho \alpha$ (Ohm.m)	$\rho \beta$ (Ohm.m)	$\rho \gamma$ (Ohm.m)
1	2.83	4.00	6.00	2.00	3.56E+01	1.51E+02	1.13E+02
2	2.56	4.20	6.30	4.00	6.43E+01	3.17E+02	2.38E+02
3	2.22	4.10	5.80	6.00	8.37E+01	4.60E+02	3.28E+02
4	2.17	4.06	5.64	8.00	1.09E+02	6.12E+02	4.25E+02
5	2.14	4.02	5.53	10.00	1.34E+02	7.58E+02	5.21E+02
6	2.11	4.00	5.73	12.00	1.59E+02	9.05E+02	6.48E+02
7	2.06	3.95	5.51	14.00	1.81E+02	1.04E+03	7.27E+02
8	2.72	5.00	7.00	16.00	2.73E+02	1.51E+03	1.06E+03
9	3.64	5.48	7.62	18.00	4.12E+02	1.86E+03	1.29E+03
10	3.28	5.36	7.55	20.00	4.12E+02	2.02E+03	1.42E+03
11	4.18	6.00	8.00	22.00	5.78E+02	2.49E+03	1.66E+03
12	4.86	6.22	8.15	24.00	7.33E+02	2.81E+03	1.84E+03

Tabla N° 68: Orientación de las diaclasas del macizo rocoso.
Fuente: Laboratorio Ingeotecnica Ingeolab

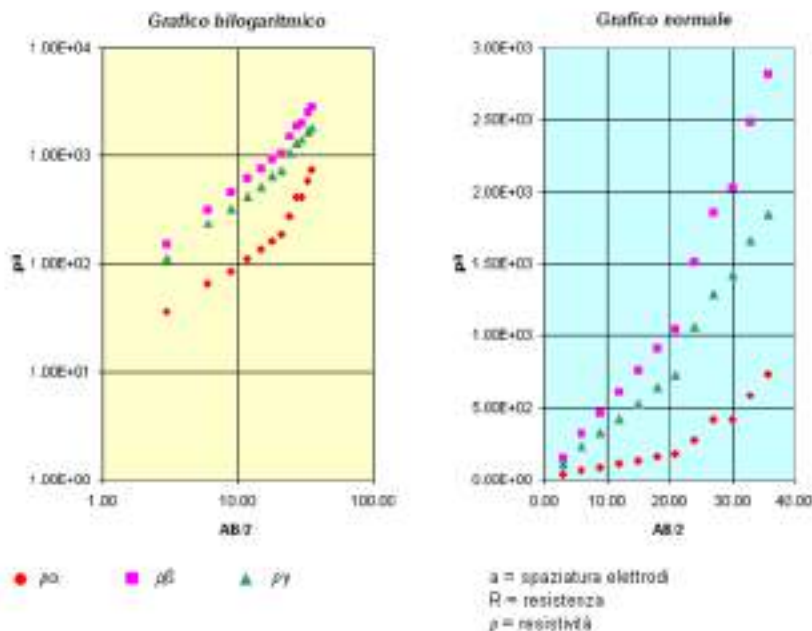


Imagen N° 28: Resultados del S.E.V. del estribo izquierdo.
Fuente: Laboratorio Ingeotecnica Ingeolab.



CAPITULO IX: ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.

9.1. GENERALIDADES.

Con el fin de mitigar el impacto ambiental en la zona del proyecto, existen ciertas especificaciones bajo las cuales se tendrán que ejecutar los trabajos correspondientes

Se especifican en esta partida las acciones generales tendientes a atenuar los efectos ambientales que puedan resultar a causa de la ejecución del proyecto. Para la ejecución de los respectivos trabajos, se deberán tener en cuenta las recomendaciones del estudio de impacto ambiental y el plan de manejo ambiental allí propuesto.

9.2. DESCRIPCION DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

ACTIVIDADES DEL PROYECTO	IMPACTOS POTENCIALES
Movimientos de tierras	Remoción de suelos
	Alteración de calidad de los suelos
	Disminución de cantidad de suelos
	Alteración de calidad del aire
	Alteración de hábitat terrestre
	Perdida de cobertura vegetal
	Migración de fauna
	Alteración de hábitats acuáticos
	Alteración en el nivel de ruidos
	Alteración del paisaje
Transporte de maquinaria, equipos y materiales	Disminución de calidad de aire
	Aumento de ruido
	Deterioro de la calidad del agua superficial
Construcción de campamento	Contaminación del recurso hídrico (residuos)
	Contaminación del suelo (residuos)
	Perdida de cobertura vegetal
Manejo y almacenamiento de combustibles para maquinaria y equipos.	Contaminación de suelos
	Contaminación de recursos hídricos

Tabla N° 69: Tabla de identificación de impactos ambientales en la etapa de construcción, basados en los datos colectados en campo. **Fuente:** Propio.



9.3. FACTORES AMBIENTALES.

9.3.1. FACTORES FISICOS.

MEDIO FISICO		
SUELO	AGUA	ATMOSFERA
Calidad del suelo	Cantidad	Calidad de aire
Erosión	Agua superficial y subterránea	Nivel de ruido

Tabla N° 70: Tabla de factores ambientales físicos, basados en los datos colectados en campo.
Fuente: Propio.

9.3.2. FACTORES BIOLÓGICOS.

MEDIO BIOLÓGICO		
FLORA	FAUNA	ECOSISTEMAS
Cobertura vegetal	Alteración de hábitat	Ecosistemas fragmentados
Diversidad de plantas	Migración de especies	Alteración de paisajes
Perdida de vegetación	Pérdida de biodiversidad	contaminación

Tabla N° 71: Tabla de factores ambientales biológicos, basados en los datos colectados en campo.
Fuente: Propio.

9.4. PLAN DE PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

- Los movimientos de tierras y extracciones de los bancos de material, tienen que efectuarse con técnicas que son las más apropiadas.
- En cuanto al material que es producto de los movimientos de las tierras y los bancos, no deben de ser llevados a zonas que tengan áreas con cobertura vegetal natural, teniendo en cuenta que tienen que ser llevados a las áreas limpias.
- La instalación de los campamentos, se tienen que realizar en zonas alejadas de los terrenos de cultivo, previniendo así alteraciones de calidad edáfica.
- Los residuos sólidos, tienen que colocarse en zonas autorizadas, para así poder prevenir los distintos tipos de contaminación ambiental.
- Es necesario realizar acciones respecto a la forestación, con la finalidad de poder recuperar toda la cobertura vegetal, fauna silvestre y sus hábitats.



- Debe existir un mantenimiento correcto y adecuado de las maquinarias y vehículos, las cuales deben ser las indicadas técnicamente, para minimizar la generación de niveles de alto ruido y que no causen contaminaciones del recurso hídrico y edáfico en la zona del proyecto, por lo que deberán ser ubicadas en áreas estratégicas.
- Durante el proceso de construcción de los estribos del puente, el personal de trabajo de la obra deberá utilizar solo los recursos de servicios higiénicos que el proyecto implemente en la zona, sin arriesgar los recursos hídricos.

9.4. PLAN DE CONTINGENCIA.

El principal objetivo del plan de contingencia, incluye las acciones y direcciones que nos accedan a enfrentar las posiciones de emergencia que están relacionadas con lo que es riesgos ambientales y también accidentes que se pudieran materializar en el proceso de las fases de construcción y operabilidad del proyecto.

A) CONTINGENCIAS POR FENOMENOS NATURALES.

Son eventos que se originan a causa de los sismos, fuertes precipitaciones, vientos con alta velocidad, etc. Por lo tanto, sus consecuencias reflejan el daño de la infraestructura y por otra parte retrasos en la obra.

B) CONTINGENCIAS POR ACCIDENTES.

Se originan a causa de eventualidades que se puedan materializar en el trabajo, y por lo tanto se necesita de una atención médica urgente y de organismos de rescate. Otros tipos de accidentes pueden ser originados por picaduras de insectos o mordeduras de animales, eso depende de su gravedad ya que pueden provocar a un futuro graves consecuencias.

C) CONTINGENCIAS POR PROCESOS TECNICO - CONSTRUCTIVOS.

Estas se originan por sucesiones constructivas que exigen una consideración técnica, ya sea de diseño o construcción. Por lo tanto, sus resultados pueden ser reflejados en retrasos en los programas de la construcción y costos suplementarios para dicho proyecto que involucra los suministros de materiales e insumos, etc.



CONCLUSIONES.

De acuerdo a los resultados obtenidos y al alcance del trabajo se concluye que:

I. Características geológicas:

PRIMERA. – litológicamente la base de la cimentación de los estribos del puente está compuesta por afloramiento rocoso del grupo san José identificada como pizarra esquistosa con una potencia aproximada de 20 metros.

SEGUNDA. - geomorfológicamente la zona de emplazamiento de los estribos del puente, está en una llanura aluvial y en el lugar más estrecho del cauce del río.

TERCERA. - Geomorfológicamente el valle del Ocobamba se extiende con una orientación al NW siendo la principal Geoforma donde discurre el río Ocobamba, principal colector de aguas donde se emplazarán los estribos del puente Coquimbo

CUARTA. - el afloramiento rocoso donde se emplazarán los estribos del puente Coquimbo, son rocas metamórficas pertenecientes al grupo san José, identificadas como pizarras esquistosas.

QUINTA. - las estructuras principales lo conforman la falla Ocobamba con una dirección de Norte-Sur y el sinclinal definido de Coquimbo con una dirección de E-W.

II. Características geotécnicas:

PRIMERA. – geotécnicamente, ambos estribos del puente se emplazarán sobre macizo rocoso identificado como pizarra esquistosa levemente fracturada.

SEGUNDA. - En el proceso constructivo, se deberá eliminar esta cobertura cuaternaria, por lo que existe en el base macizo rocoso, que en comparación con el suelo aluvial que presenta la zona, es mucho más estable.

TERCERA. - Para la estimación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso, se han usado dos metodologías. El primero de ellos usa la tabla (sistema de valoración



de macizos rocosos RMR, Bieniawski). Que clasifica al macizo rocoso como (roca de clase III y de calidad media).

CUARTA. - el material geológico de la zona no cumple con las condiciones para ser empleados como agregados de cantera, esto debido a la presencia de materiales finos.

QUINTA. - Dada las características de los materiales que se tiene en ambas márgenes, en este caso en particular macizo rocoso, para la cimentación de ambos estribos se utilizara un sistema de anclajes verticales.

SEXTA. - Entre la variedad de tipos de puentes, como alternativa tenemos los puentes de acero y de concreto armado. La opción más conveniente es la del puente de acero, dado las características de ubicación, topografía, geomorfología, geología, etc. Es por esta razón que se optará el puente de acero, el que constará de un solo tramo, evitando así utilizar un pilar intermedio y así poder garantizar el libre paso de las aguas del río Ocobamba.

III. Características hidrológicas:

PRIMERA. – la cuenta del rio Ocobamba lo conforman las microcuencas de Yanamayo, Suyunoquilla, Yanaorcco, Utuma y pequeños afluentes con un área de 679.89 km², con una longitud de cauce de 52.88 km y con una pendiente media de la cuenca de 23.2%.

SEGUNDA. – El periodo de retorno para una avenida del proyecto es de 101 años

TERCERO. – La cuenta de Ocobamba es favorable hidrológicamente en la construcción del puente porque su caudal para un es minino con un valor de 50.9 m³/s, y eso hace que no haya erosión ni socavamiento de consideración en los estribos del río.

CUARTO. – En esta zona el rio no transporta solidos grandes ya que no existe velocidades fuertes debido a que la gradiente es mínima y esto hace que el transporte de sedimentos también sea mínimo.



QUINTO. – La altura libre entre el espejo de agua del caudal máximo es de 11.80 metros, lo que se justifica que los caudales máximos que pudieran presentarse, en este caso, tienen abundante espacio para materiales de arrastre, desde piedras de diversos diámetros, hasta árboles de diferentes tamaños.

SEXTO. – El estudio hidrológico, calcula en 3.1 metros la altura de socavación en el fondo del cauce, mas no en los estribos, y si existiese socavación en los estribos, este se dará siempre y cuando las obras estén en contacto con el río. En este caso particular, ambas márgenes presentan roca, no existiendo problemas de socavación, salvo un desgaste, pero de baja magnitud.



RECOMENDACIONES.

- 1) Se recomienda de dejar un área libre considerable en prevención a la ocurrencia de eventos de avenidas máximas extraordinarias, tanto en altura como lateralmente, ya que el río Ocobamba manifiesta fuerte actividad geodinámica, así como sus tributarios transversales en épocas de lluvias.
- 2) Se recomienda utilizar un sistema de anclajes para las cimentaciones del estribo del puente, debido a que la base de fundación de los estribos será sobre roca.
- 3) Se recomienda que los anclajes sean verticales con fierro corrugado de 1Plg cada 1 metro y medio y con una profundidad de 1 metro.
- 4) Se recomienda usar aditivos como Cica en la colocación de los anclajes, para que no haya movilidad entre el fierro y la roca.
- 5) Para la erosión y socavación, se recomienda utilizar aletas de protección para los estribos del puente.
- 6) Se recomienda usar disipadores de energía que evitaren que el agua golpee de manera directa y violenta a la base de fundación.
- 7) Se recomienda utilizar espigones para encausar el río, y así evitar desbordes del río.



REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- APAZA HERRERA P. (1992) “Puentes, Introducción al Diseño de Puentes de Concreto Armado”, Editado por el A.C.I. Capítulo de estudiantes de la UNI.
- BOSIO L., J. LOPEZ, E. GALLO, M. PASTOR, Y P. LAINEZ (1992) “puentes, Análisis Diseño y Construcción”, Editado por el A.C.I Capítulo de estudiantes de la UNI.
- BOWLES J. E. (1978) “manual de laboratorio de suelos”, edición Mc Graw Hill – México.
- BOWLES J. (1981), Manual De Laboratorio De Suelos En Ingeniería Civil (Pág. 15-24). (México): Mc GRAW-HILL
- CAPOTE ABREU J. A.. La mecánica de suelos y las cimentaciones.
- CARLOTTO V. WIL, W, CARDENAS J. Y CHAVEZ (1996) “geología de los cuadrángulos de Urubamba y Calca Bol. #65 INGEMMET – UNSAAC.
- COMPENDIDO DE CARTILLAS DE ANUARIUM DE COSTOS Y PRESUPUESTOS DE CAPECO (1989).
- DAVIS FOOTE K. (1972) “tratado de topografía”, editorial Aguilar, España.
- EDICIONES UNIVERSITARIAS “Tecnología del Concreto” editado por la editorial San Marcos de Lima.
- HUANG “petrología”, editorial hispano Americano UTENA México.
- INGEMMET 2013. Evaluación geológica en el sector de Kellcaybamba
- JIMENEZ SALAS J.A, J DE JUSTO/ALPAÑES Y A. SERRANO. TOMO III (1981) “Geotecnia para Ingenieros”. Ediciones Rueda – Madrid.
- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ “Mecánica de suelos” tomo I, II, III (1974) editorial LIMUSA-MEXICO.
- JUÁREZ, E. RICO, A. (2005). Mecánica de Suelos. Tomo 1, Fundamentos de la Mecánica de Suelos. México: Limusa.
- LISNLEY – KOHLER – PAULHUS (1977) “hidrología para Ingenieros”, edición Mc Graw Hill - México.



- MAROCCO, R. (1978): “Estudio Geológico de la cordillera de Vilcabamba” servicio geológico Minero Perú Bol. #4.
- NARVAEZ D. E. Y L. LLONTONTOP B (1988) “Manual de Topografía General”.
- ORTEGA GARCIA J. (1990) “Vigas, Losas y Columnas; Diseño de estructuras de concreto Armado”.
- PASTOR G. L. “Puentes y Obras de Arte”.
- PLAN MERISS II (1980) “Generación de Caudales”, edición de la misión técnica alemana.
- PROGRAMACION DE OBRAS (1989) editado por el CAPECO.
- RAGAN D. (1980) “Geología Estructural”, edición Omega S.A. Barcelona.
- RODRIGUEZ ORTIZ J. R., JESUS SERRA GESTA Y CARLOS OTCO MAZO (19829 “Curso Aplicativo a Cimentaciones”.
- SALAS A. G., ANTENOR CHAVEZ V., Y JOSE CUADROS P. Geología de Los cuadrángulos de Quebrada Honda y Parobamba 26 r y 26 s.
- TREFETHEN J.M. “Geología para Ingenieros” Cía. editorial Continental S.A de C.V. México.
- UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA UNI (1982) “Características, Clasificación y manual de laboratorio de Mecánica de Suelos”, editado por la UNI.
- VEN TE CHOW (1982) “Hidráulica de los Canales Abiertos”, editorial Limusa México.
- WENDOR CHEREQUE M. “Hidrología”.
- WILLIAN LAMBE T., ROBERT V. WHITMAN (1990) “Mecánica de Suelos”. Editorial Limusa México.
- ZAES ESTEBAN. Fundamentos de la geotecnia.



ANEXOS



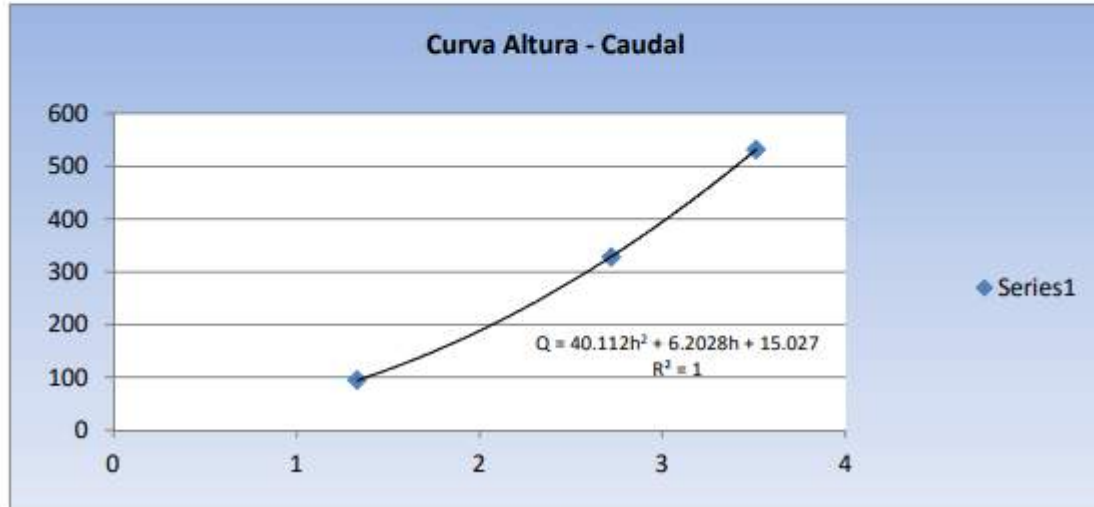
**INGEOTECNIA
INGEOLAB**
Geociencias Aplicadas

Estudio Geotécnico con fines de Cimentación en Puente :
“ CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE TIPO BAILEY EN EL TRAMO COQUIMBO – PINTOBAMBA BAJA SOBRE RIO OCOBAMBA DEL DISTRITO DE OCOBAMBA – LA CONVENCION - CUSCO”

HOMOLOGACION EN FUNCION A LA SECCION TRANVERSAL

CUADRO N° 17

Altura Tirante "h"	Area	Perímetro	R.H.	"n" Manning	Pendiente "S"	Q (m3/s)
1.33	22.224	38.390	0.579	0.045	0.076	94.570
2.72	51.404	48.262	1.065	0.045	0.076	328.437
3.51	70.298	51.224	1.372	0.045	0.076	531.843
2.16	<<<<----- Tirante para Q diseño (Tr = 100 años) ----->>>>					215.931
2.43	<<<<----- Tirante para Q erosivo (Tr = 500 años) ----->>>>					258.211



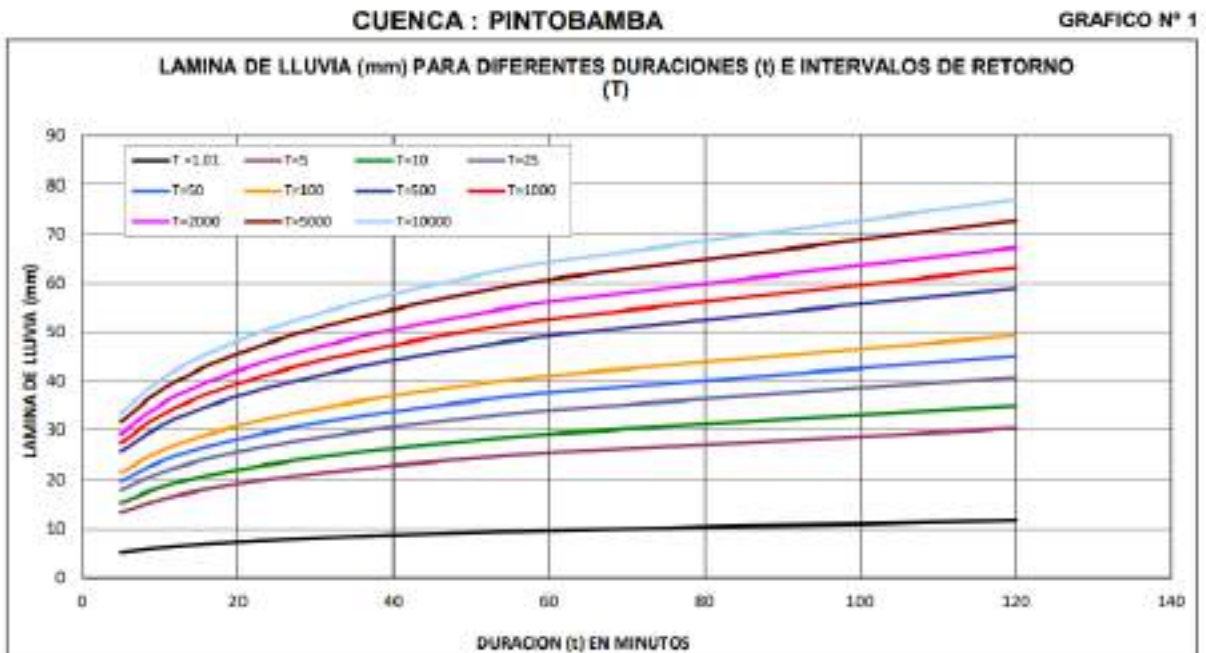


“ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO



**INGEOTECNIA
INGEOLAB**
Geociencias Aplicadas

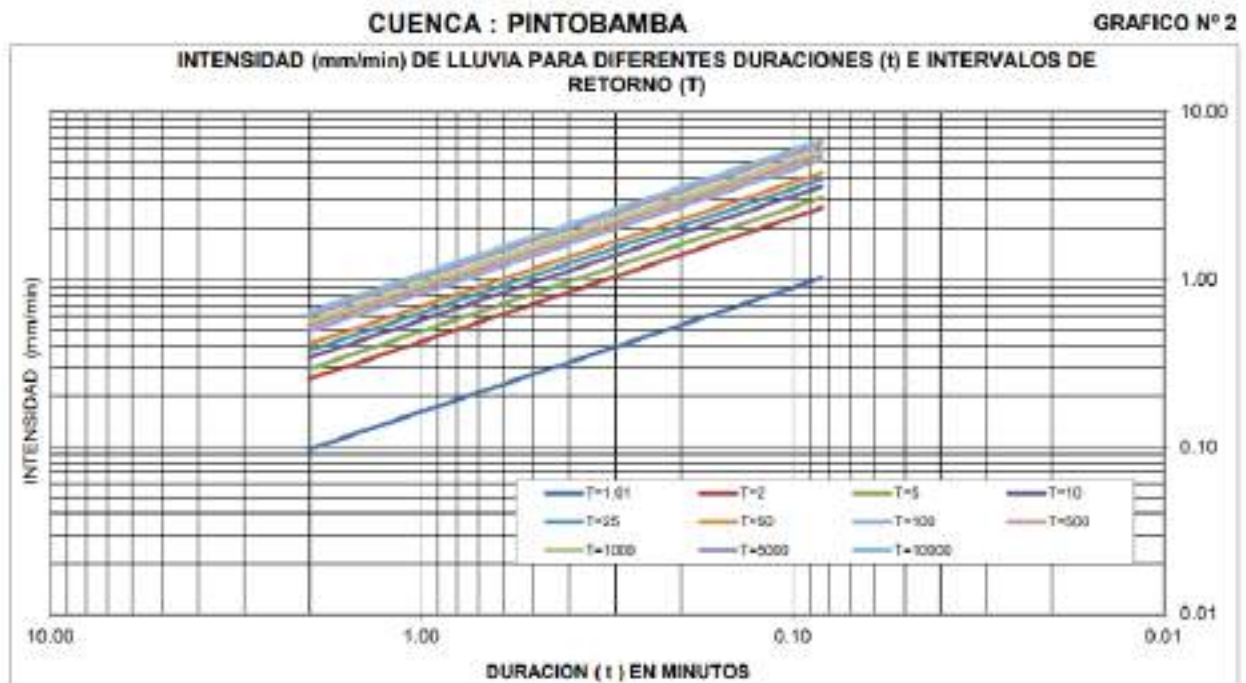
Estudio Geotécnico con fines de Cimentación en Puente :
**“ CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE TIPO BAILEY EN EL TRAMO
COQUIMBO – PINTOBAMBA BAJA SOBRE RIO OCOBAMBA DEL DISTRITO DE
OCOBAMBA – LA CONVENCION - CUSCO”**





**INGEOTECNIA
INGEOLAB**
Geociencias Aplicadas

Estudio Geotécnico con fines de Cimentación en Puente :
**“ CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE TIPO BAILEY EN EL TRAMO
COQUIMBO – PINTOBAMBA BAJA SOBRE RIO OCOBAMBA DEL DISTRITO DE
OCOBAMBA – LA CONVENCION - CUSCO”**



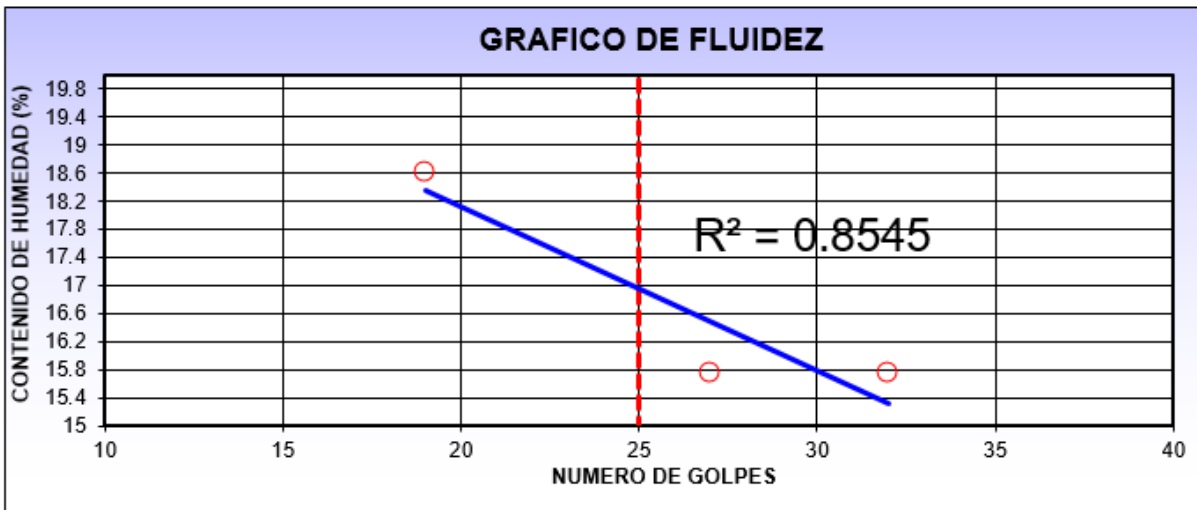


LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

CALICATA : C-01	MUESTRA :	PROF. (m): 2.0m
CANTERA :	PROGRESIVA:	

PRUEBA N°	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
	1	2	3	1	2
RECIPIENTE N°	A-1	A-2	A-3	11-A	24S
NÚMERO DE GOLPES	32	27	19		

		25 - 35	20 - 30	15 - 25		
1	PESO DEL RECIPIENTE (g)	15.20	15.00	15.10	13.50	14.00
2	PESO DEL RECIPIENTE + SUELO HÚMEDO(g)	47.97	48.80	51.08	17.40	16.54
3	PESO DEL RECIPIENTE + SUELO SECO (g)	43.51	44.20	45.43	16.80	16.27
6	CONTENIDO DE HUMEDAD (%) (4) / (5) * 100	15.75	15.75	18.63	18.18	11.89



LÍMITE LÍQUIDO	32
:	
LÍMITE PLÁSTICO	15
:	
ÍNDICE PLÁSTICO	17
:	

solicitante: BACH. Sutta daza Alex
BACH. Sutta daza Wilfredo



“ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCION, CUSCO



**INGEOTECNIA
INGEOLAB**
Geociencias Aplicadas

Estudio Geotécnico con fines de Cimentación en Puente :
“ CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE TIPO BAILEY EN EL TRAMO COQUIMBO – PINTOBAMBA BAJA SOBRE RIO OCOBAMBA DEL DISTRITO DE OCOBAMBA – LA CONVENCION - CUSCO”



ABACO DE SCHMIDT

Concrete Strength Evaluation

ASTM C-805, BS 1881:202
NF P18-417, DIN 1048, UNI 9189

<p>Angolo di inclinazione del martello</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> ⬇ ↙ ← ↘ ⬆ </div> <p>(0) (45) (90) (135) (180)</p>	<p>Valori di rimbalzo</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>1</td><td>48</td></tr> <tr><td>2</td><td>46</td></tr> <tr><td>3</td><td>50</td></tr> <tr><td>4</td><td>52</td></tr> <tr><td>5</td><td>48</td></tr> <tr><td>6</td><td>54</td></tr> <tr><td>7</td><td>58</td></tr> <tr><td>8</td><td>50</td></tr> <tr><td>9</td><td>50</td></tr> <tr><td>10</td><td>54</td></tr> <tr><td>11</td><td>52</td></tr> <tr><td>12</td><td>56</td></tr> <tr><td>13</td><td>50</td></tr> <tr><td>14</td><td>54</td></tr> </table>	1	48	2	46	3	50	4	52	5	48	6	54	7	58	8	50	9	50	10	54	11	52	12	56	13	50	14	54	<p>Valore di JCS</p> <p>Media dei valori di rimbalzo maggiori 54.29 ± 1.55</p> <p>Media di tutti i valori di rimbalzo 51.57 ± 2.71</p> <p>JCS (MPa) 98</p> <p>JCS calcolato considerando tutti i valori</p>
1	48																													
2	46																													
3	50																													
4	52																													
5	48																													
6	54																													
7	58																													
8	50																													
9	50																													
10	54																													
11	52																													
12	56																													
13	50																													
14	54																													

Densità della roccia

23 (20 - 32 kN/m³)

Opzioni di calcolo del JCS

Scarta i valori inferiori

Usa tutti i valori

Calcola JCS

Esci



"ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO"



**INGEOTECNIA
INGEOLAB**
Geociencias Aplicadas

Estudio Geotécnico con fines de Cimentación en Puente :
" CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE TIPO BAILEY EN EL TRAMO
COQUIMBO - PINTOBAMBA BAJA SOBRE RIO OCOBAMBA DEL DISTRITO DE
OCOBAMBA - LA CONVENCION - CUSCO"

Parámetros de Clasificación

1	Resistencia de la roca sana	Ensayo de carga puntual	> 100 Kplcm ²	40 - 80 Kplcm ²	20 - 40 Kplcm ²	10 - 20 Kplcm ²	Compresión simple (Kplcm ²)			7
		C Simple	> 2.500 Kplcm ²	1.000-2.500 Kplcm ²	500-1.000 Kplcm ²	250-500 Kplcm ²	50-250	10 - 50	< 10	
Valoración			15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%			6
	Valoración		20	17	13	5	3			
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	0,05 - 0,2 m	< 0,05 m			5
	Valoración		20	15	10	8	5			
4	Estado de las diaclasas		Muy rugosas. Discontinuas. Sin separaciones. Bordes sanos y duros	Ligeramente rugosas. Abertura < 1 mm. Bordes duros	Ligeramente rugosas. Abertura < 1 mm. Bordes blandos	Espesor de folia o con relleno < 5 mm o abiertas 1-5 mm. Diaclasas continuas	Relleno blando > 5 mm o abertura > 5 mm. Diaclasas continuas			14
	Valoración		30	25	20	10	0			
5	Agua	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min.	10-25 litros/min.	25-125 litros/min.	> 125 litros/min.			12
		Relación Presión agua-Tensión princ. mayor	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5			
	Estado general		Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Gotando	Fluyendo			
	Valoración		15	10	7	4	0			

Corrección por la Orientación de las Diaclasas

Dirección y buzamiento		Muy Favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy Desfavorables	
Valoración para	Túneles	0	-2	-5	-10	-12	-2
	Orientaciones	0	-2	-7	-15	-25	
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60	

Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V	42
Calidad	Muy Buena	Buena	Medio	Mala	Muy Mala	Clase III
Valoración	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20	Calidad Media

Características

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 5 m de vano	6 meses con 5 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 min. Con 1 m de vano
Cohesión	> 4 Kplcm ²	3 - 4 Kplcm ²	2 - 3 Kplcm ²	1 - 2 Kplcm ²	< 1 Kplcm ²
Angulo de rozamiento	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	15°

Orientación de las Diaclasas

Dirección Perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20° cualquier dirección
Escrav. Con buzamiento		Escrav. Contra buzamiento		Buz. 45-90		
Buz. 45 - 90	Buz. 20-45	Buz. 45 - 90	Buz. 20 - 45	Buz. 45 - 90	Buz. 20 - 45	
Muy Favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy Desfavorable	Medio	Desfavorable



"ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA
DE LA CONVENCION, CUSCO"



**INGEOTECNIA
INGEOLAB**
Geociencias Aplicadas

Estudio Geotécnico con fines de Cimentación en Puente :
" CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE TIPO BAILEY EN EL TRAMO
COQUIMBO – PINTOBAMBA BAJA SOBRE RIO OCOBAMBA DEL DISTRITO DE
OCOBAMBA – LA CONVENCION - CUSCO"

N.	$R\alpha$ [Ohm]	$R\beta$ [Ohm]	$R\gamma$ [Ohm]	a [m]	$\rho\alpha$ [Ohm·m]	$\rho\beta$ [Ohm·m]	$\rho\gamma$ [Ohm·m]
1	2.83	4.00	6.00	2.00	3.56E+01	1.51E+02	1.13E+02
2	2.56	4.20	6.30	4.00	6.43E+01	3.17E+02	2.38E+02
3	2.22	4.10	5.80	6.00	8.37E+01	4.64E+02	3.28E+02
4	2.17	4.06	5.64	8.00	1.09E+02	6.12E+02	4.25E+02
5	2.14	4.02	5.53	10.00	1.34E+02	7.58E+02	5.21E+02
6	2.11	4.00	5.73	12.00	1.59E+02	9.05E+02	6.48E+02
7	2.06	3.95	5.51	14.00	1.81E+02	1.04E+03	7.27E+02
8	2.72	5.00	7.00	16.00	2.73E+02	1.51E+03	1.06E+03
9	3.64	5.48	7.62	18.00	4.12E+02	1.86E+03	1.29E+03
10	3.28	5.36	7.55	20.00	4.12E+02	2.02E+03	1.42E+03
11	4.18	6.00	8.00	22.00	5.78E+02	2.49E+03	1.66E+03
12	4.86	6.22	8.15	24.00	7.33E+02	2.81E+03	1.84E+03

Grafico bilogartimico

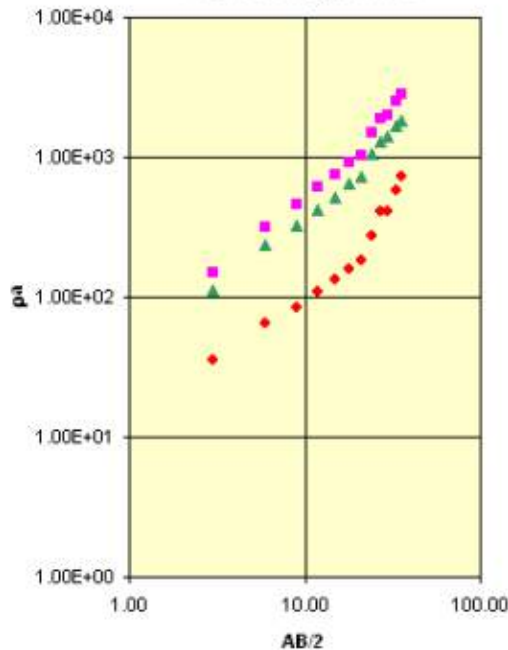
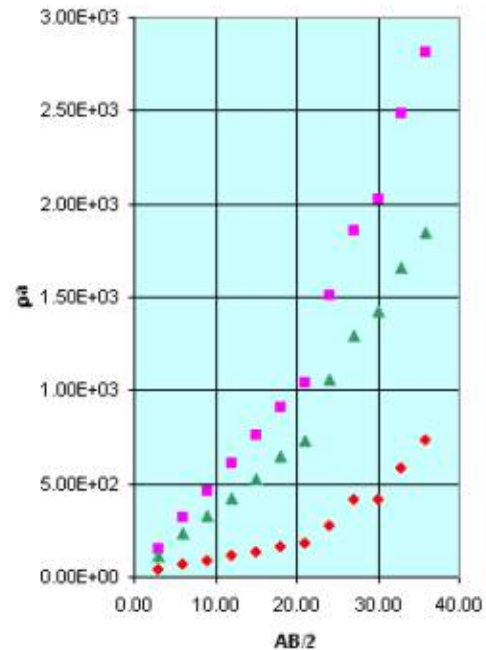


Grafico normale



● $\rho\alpha$ ■ $\rho\beta$ ▲ $\rho\gamma$

a = spaziatura elettrodi
R = resistenza
 ρ = resistività



PANEL FOTOGRAFICO



Vista de la margen izquierda del río Ocobamba



Acceso a la zona de estudio



Excavación de calicata en la margen derecha y se encontró roca identificada como pizarra



Excavación de calicata



Se observa la erosión mínima en la margen izquierda



Erosión en la margen derecha



**“ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCION, CUSCO**



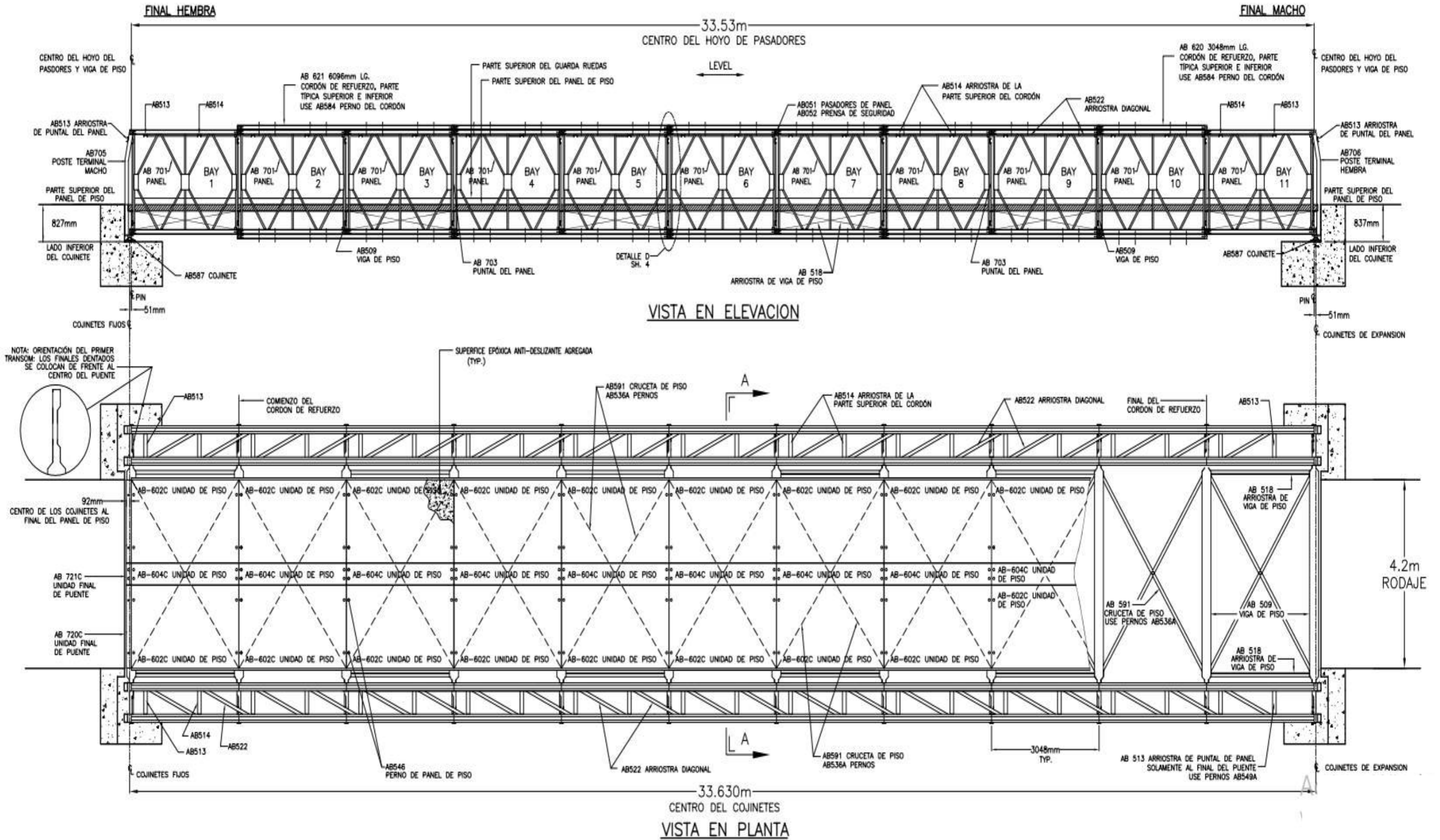
MATRIZ DE CONSISTENCIA

**TITULO: ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLÓGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO
DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCION, CUSCO.**

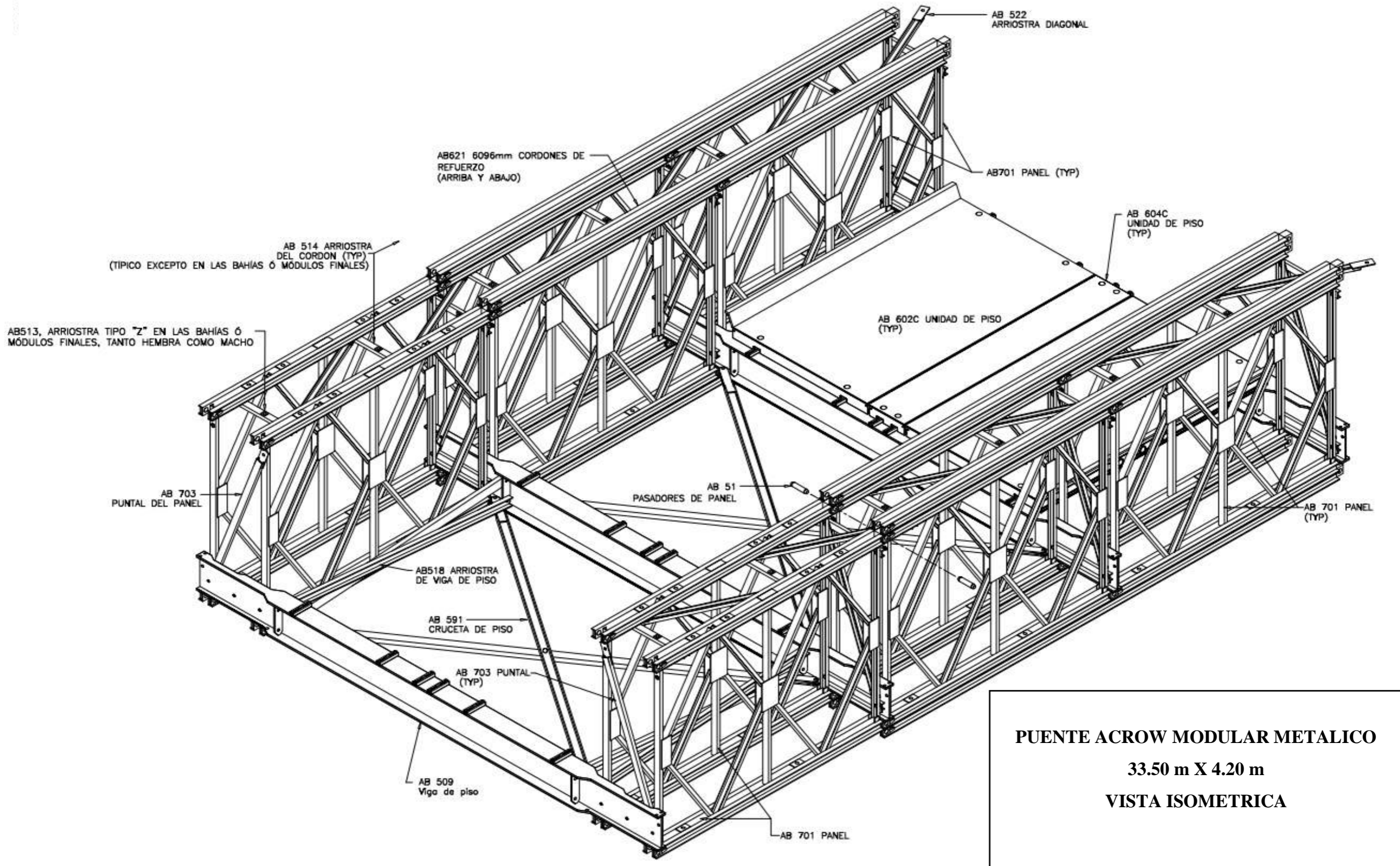
BACHILLER: SUTTA DAZA ALEX
BACHILLER: SUTTA DAZA WILFREDO

MARCO TEORICO	PROBLEMA	HIPOTESIS	OBEJETIVOS	VARIABLES	METODOLOGIA
MARCO REFERENCIAL	GENERAL	GENERAL	GENERAL	DEPENDIENTE	METODO CIENTIFICO
<ul style="list-style-type: none"> ✓ Geología de Los cuadrángulos de Quebrada Honda y Parobamba 26 r y 26 s. (Guido Salas A., Antenor Chávez V., y José Cuadros ✓ J. Bowles. (1981), Manual De Laboratorio De Suelos En Ingeniería Civil (Pág. 24-27). (México): Mc GRAW-HILL. ✓ J. Badillo, R. Rodríguez. (2005), Mecánica De Suelos, Tomo 1, Fundamentos De La Mecánica De Suelos (Pág. 129-145). (México): Limusa ✓ LA MECANICA DE SUELOS Y LAS CIMENTACIONES Prof. Dr. Jorge A. Capote Abreu 	<p align="center">¿Cuáles son las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas para el emplazamiento de los estribos del puente Coquimbo?</p>	<p>El sector donde se emplazará los estribos del puente Coquimbo, brinda las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas favorables por la presencia de un macizo rocoso en ambos márgenes.</p>	<p align="center">Determinar las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas de la zona donde se emplazará los estribos del puente Coquimbo.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Emplazamiento de los estribos del puente Coquimbo 	<ul style="list-style-type: none"> • Inductivo • Hipotético • Deductivo
MARCO CONCEPTUAL	ESPECIFICOS	ESPECIFICOS	ESPECIFICOS	INDEPENDIENTE	ETAPA DE CAMPO
<p>Ensayos de mecánica de suelos</p> <p align="center">LABORATORIO</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Preparación de muestras. ✓ Contenido de humedad. ✓ Granulometría. ✓ Clasificación de suelos. ✓ Límites de consistencia. <p align="center">ENSAYOOS IN SITU</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Pozos o Calicatas ✓ Técnicas de muestreo ✓ Descripción Visual de Suelos. ✓ Reconocimiento e identificación de rocas. 	<p>a) ¿Cuáles son las características geológicas, favorables para el emplazamiento de los estribos del puente Coquimbo?</p> <p>b) ¿Cuáles son las características geotécnicas, favorables para el emplazamiento de los estribos del puente Coquimbo?</p> <p>c) ¿Cuáles son las características hidrológicas, favorables para el emplazamiento de los estribos del puente Coquimbo?</p>	<p>a. Las características geológicas del terreno de fundación son favorables para la construcción de los estribos del puente.</p> <p>b. Las características geotécnicas son favorables para la construcción del puente.</p> <p>c. Las características hidrológicas son favorables para la construcción del puente.</p>	<p>a) Determinar las características geológicas del sector donde se emplazará los estribos del puente Coquimbo.</p> <p>b) Determinar las características geotécnicas del sector donde se emplazará los estribos del puente Coquimbo.</p> <p>c) Determinar las características hidrológicas del sector donde se emplazará los estribos del puente Coquimbo.</p>	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Geología. ✓ Geotecnia. ✓ Hidrología. 	<p align="center">ETAPA DE PRE-CAMPO</p> <ul style="list-style-type: none"> • Se realizará una exhaustiva revisión de la documentación existente relacionada a la cuenca Coquimbo, centrada principalmente en las investigaciones geológicas – geotécnicas e hidrológicas. • Reconocimiento del sector donde se emplazarán los estribos del puente Coquimbo, para la obtención de resultados previos. • Planificación del trabajo de campo. <p align="center">ETAPA DE CAMPO</p> <ul style="list-style-type: none"> • Preparar los equipos, instrumentos y material necesarios para realizar el trabajo en campo. • Se elaborarán los siguientes mapas, topográfico, geológico y geomorfológico a detalle. • Determinación de los aspectos de geodinámica externa, aspectos geotécnicos de la zona donde se emplazarán los estribos del puente Coquimbo. • Investigación e identificación de las zonas de canteras de materiales locales. <p align="center">ETAPA DE POST-CAMPO</p> <ul style="list-style-type: none"> • Preparación de los equipos de laboratorio y de gabinete. • Se realizarán ensayos de laboratorio que incluirán ensayos de mecánica de suelos, mecánica de rocas y de materiales. • Elaboración de planos.

VISTA EN PLANTA Y PERFIL DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE COQUIMBO

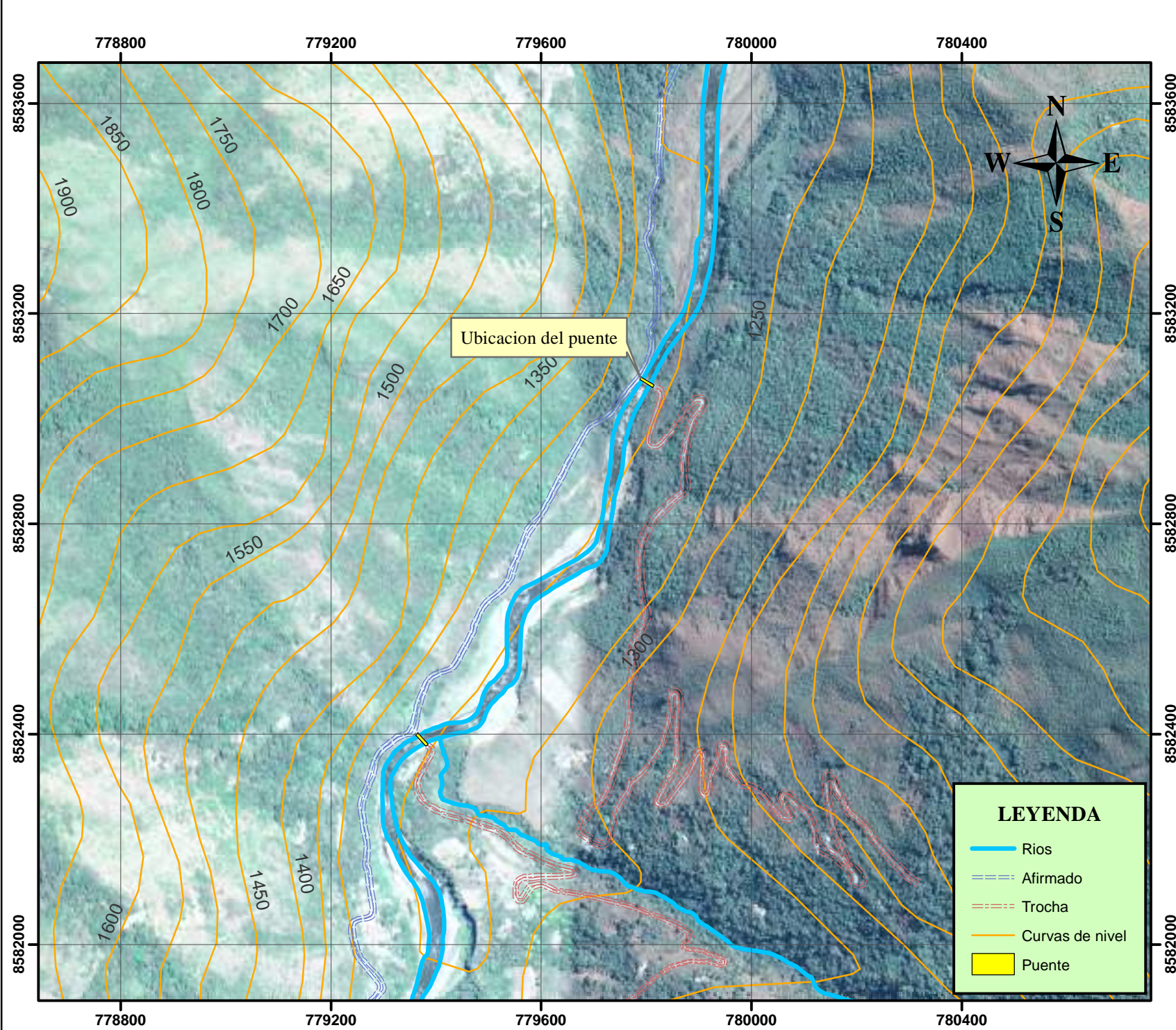


ESTRUCTURA DEL PUENTE COQUIMBO MODELO TIPO ACROW MODULAR METALICO



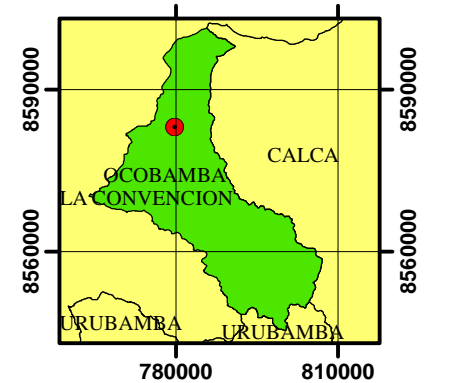
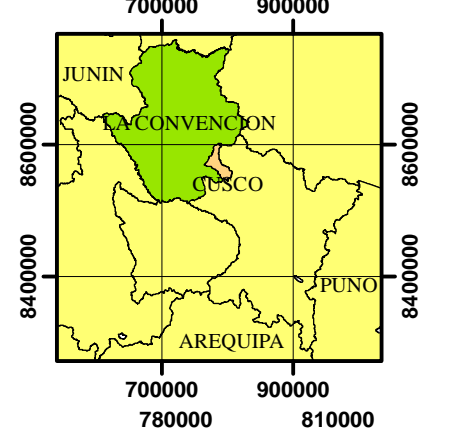
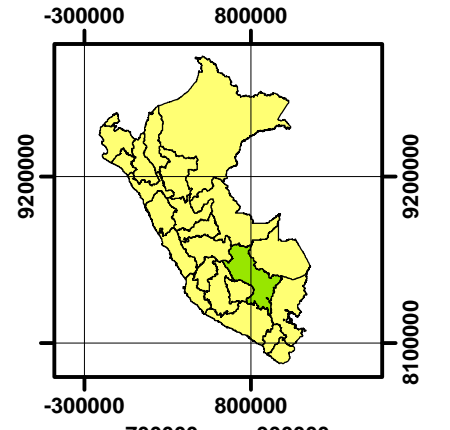
PUENTE ACROW MODULAR METALICO
33.50 m X 4.20 m
VISTA ISOMETRICA

PLANO DE UBICACION



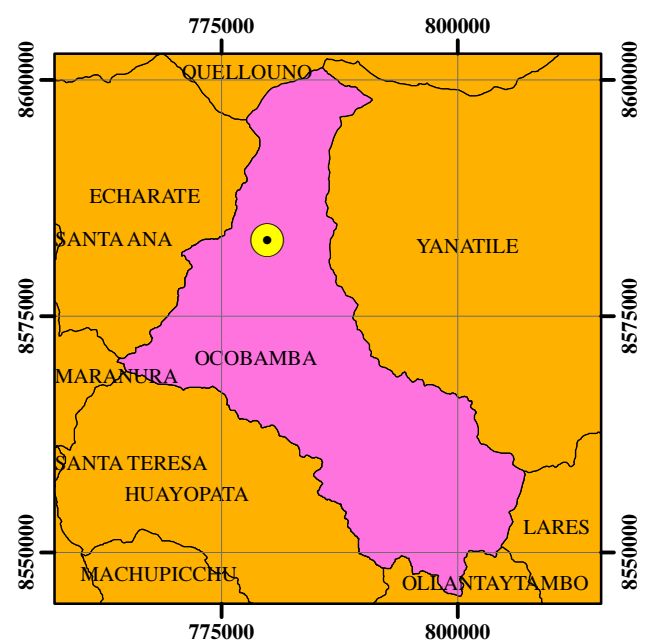
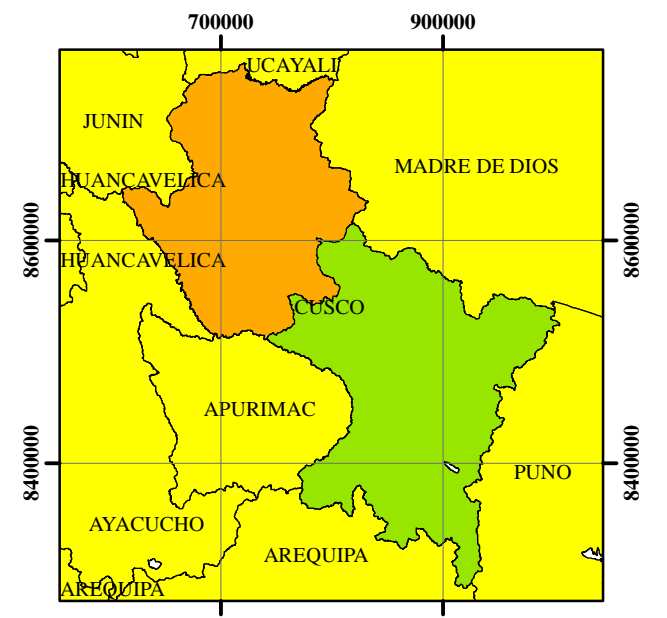
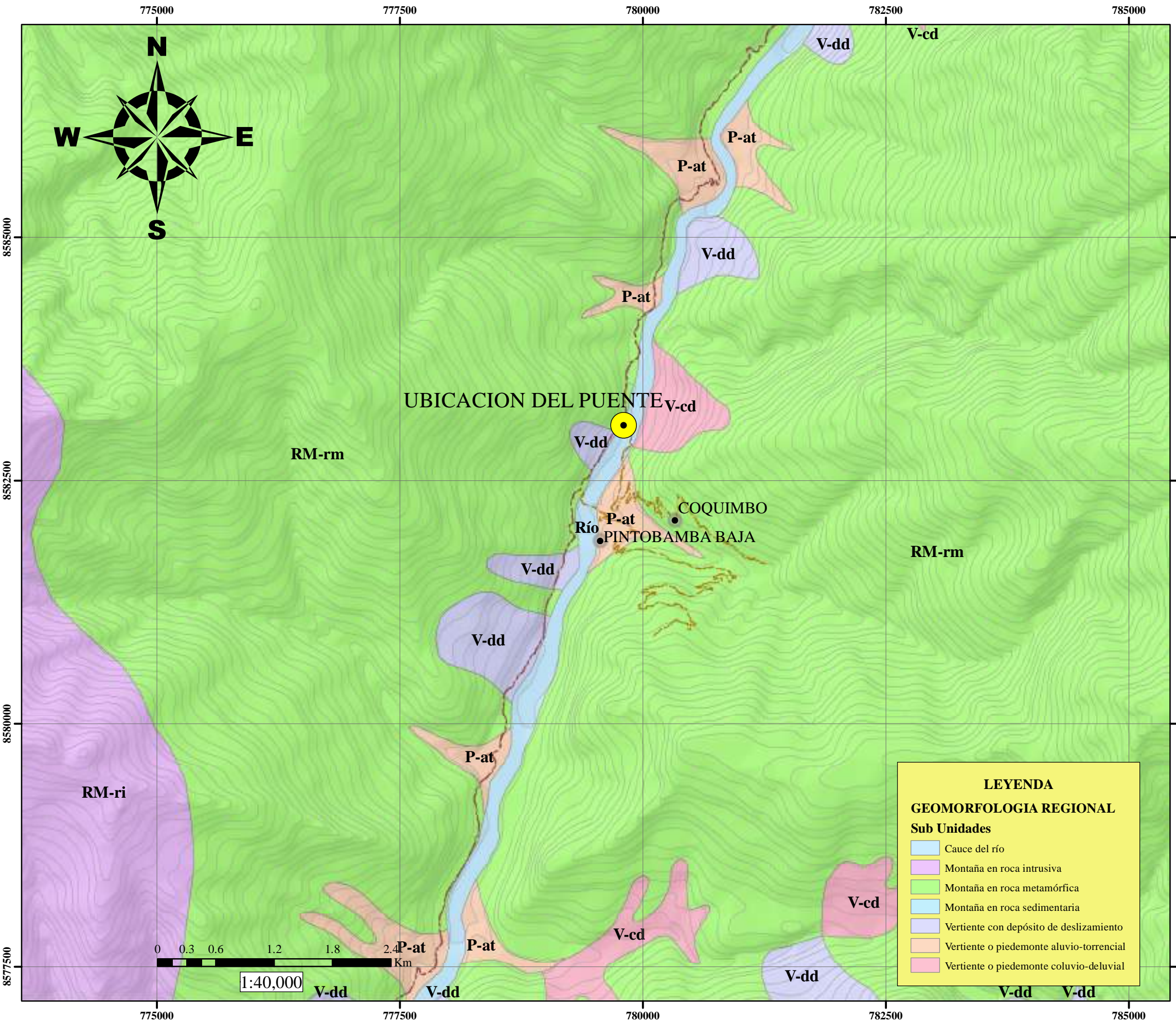
LEYENDA

- Rios
- Camino afirmado
- Trocha
- Curvas de nivel
- Puente



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA			
TESIS: ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCION, CUSCO			
UBICACION: DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: LA CONVENCION DISTRITO: OCOBAMBA		PLANO: UBICACION	
FUENTE:	REALIZADO POR: BACH. SUTTA DAZA ALEX BACH. SUTTA DAZA WILFREDO	LAMINA:	
PROPIA	REVISADO POR: MGR. ING. JOSEFINA ESCALANTE BIERREZ	P-01	
DATUM: WGS84	ZONA: 18 L	ESCALA: 1:25 000	FECHA: NOVIEMBRE, 2022

PLANO GEOMORFOLOGICO REGIONAL



SIMBOLOGIA

- Afirmado
- - - Carretera
- ~ Curvas de nivel
- Centros poblados
- Ubicacion del puente

LEYENDA

GEOMORFOLOGIA REGIONAL

Sub Unidades

- Cauce del río
- Montaña en roca intrusiva
- Montaña en roca metamórfica
- Montaña en roca sedimentaria
- Vertiente con depósito de deslizamiento
- Vertiente o piedemonte aluvio-torrencial
- Vertiente o piedemonte coluvio-deluvial

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
 FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA

TESIS: ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA COMVENCIÓN, CUSCO

UBICACION: PLANO: GEOMORFOLOGICO REGIONAL

DEPARTAMENTO: CUSCO
 PROVINCIA: LA COMVENCIÓN
 DISTRITO: OCOBAMBA

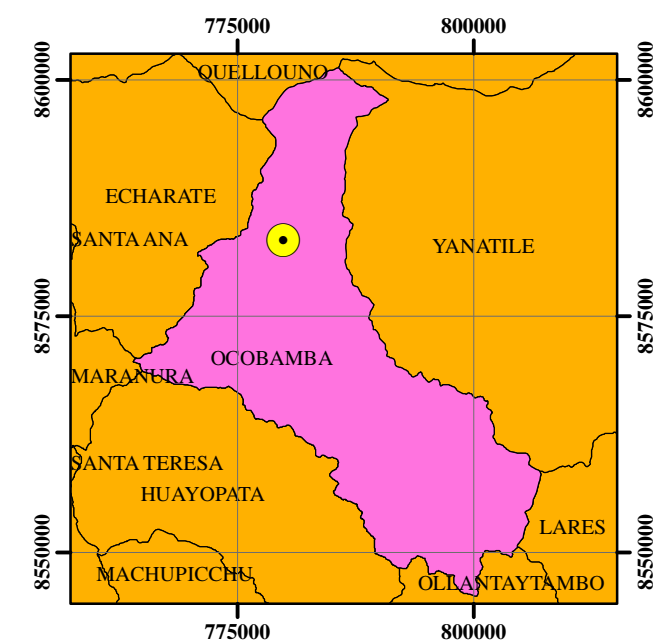
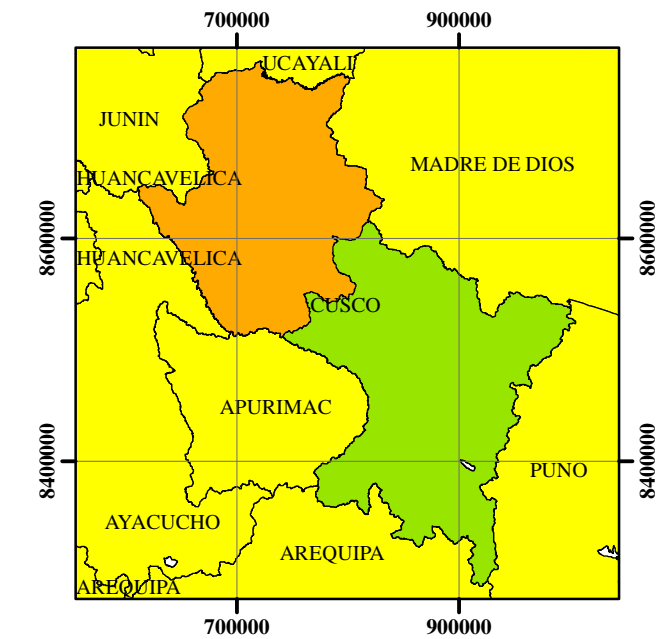
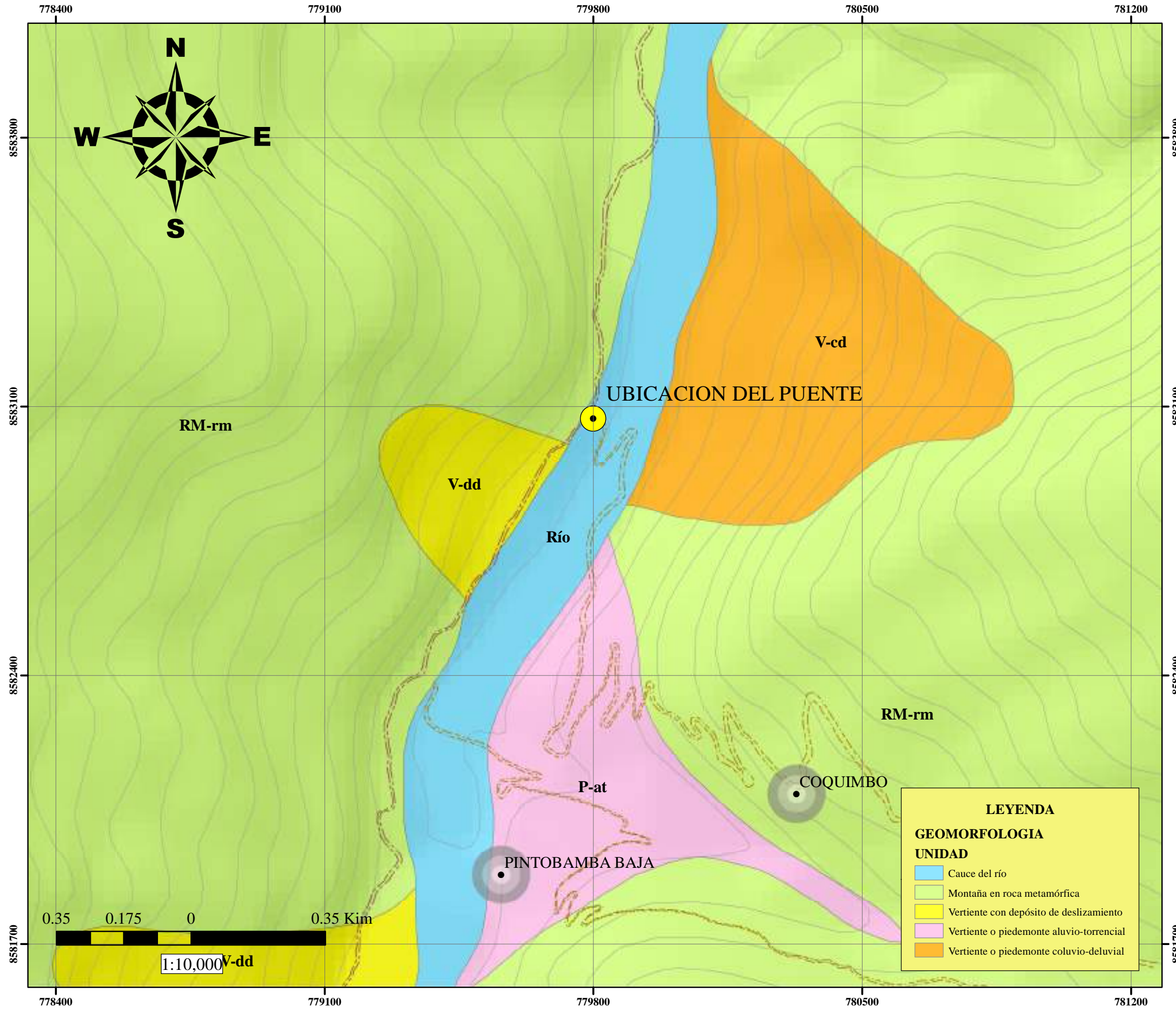
FUENTE: REALIZADO POR: BACH. SUTTA DAZA ALEX
 BACH. SUTTA DAZA WILFREDO

REVISADO POR: MGT. ING. JOSEFINA ESCALANTEGUTIERREZ

DATUM: WGS84
 ZONA: 18 L
 CUADRANTE: 26r-3
 ESCALA: 1:40 000
 FECHA: NOVIEMBRE, 2022

LAMINA: P-02

PLANO GEOMORFOLOGICO LOCAL



SIMBOLOGIA

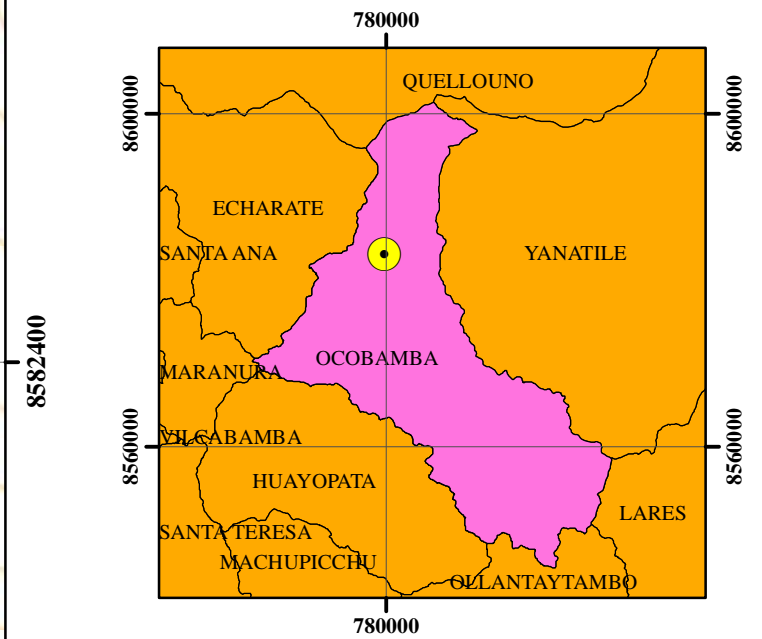
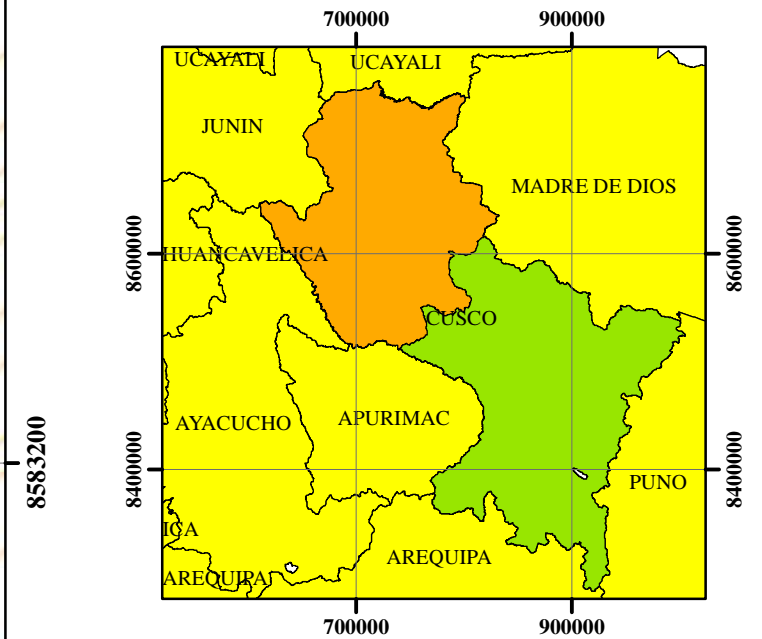
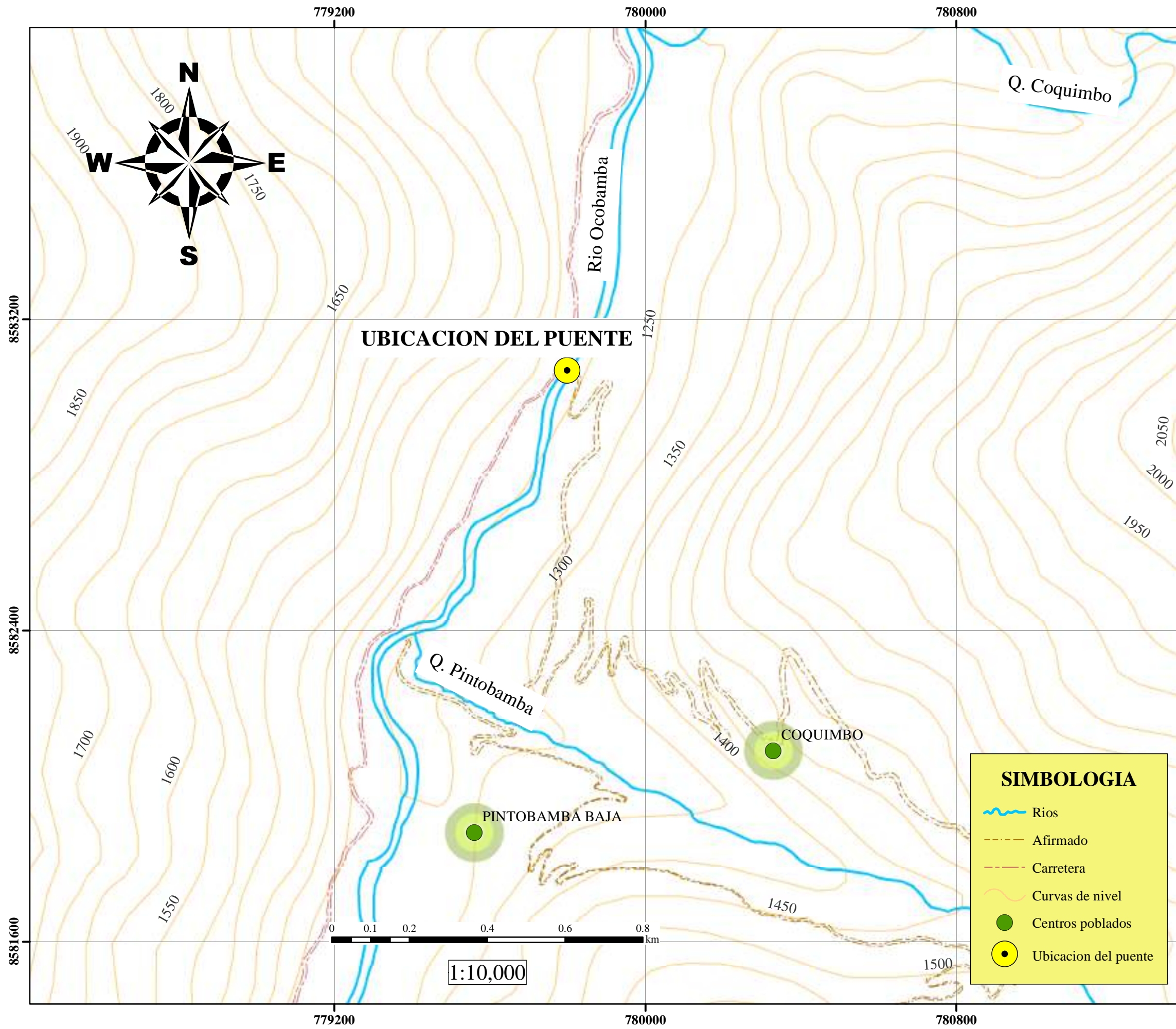
- Afirmado
- Carretera
- Curvas de nivel
- Centros poblados
- Ubicación del puente

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
 FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA

TESIS: ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCIÓN, CUSCO

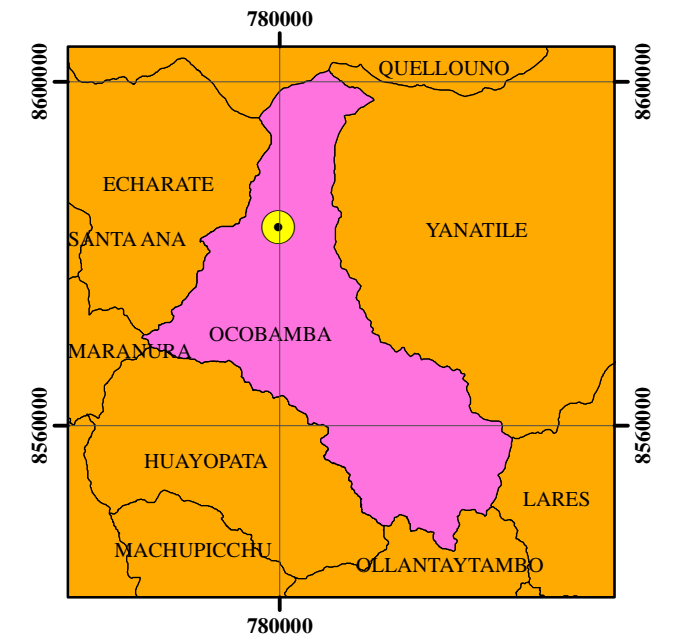
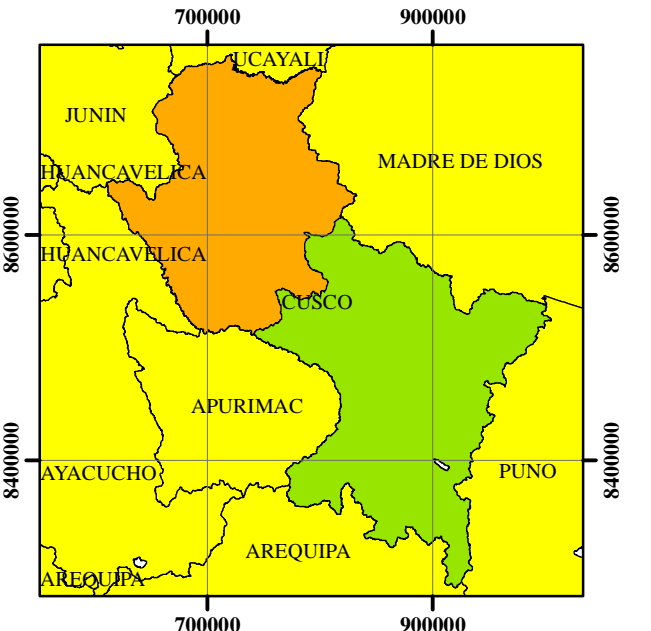
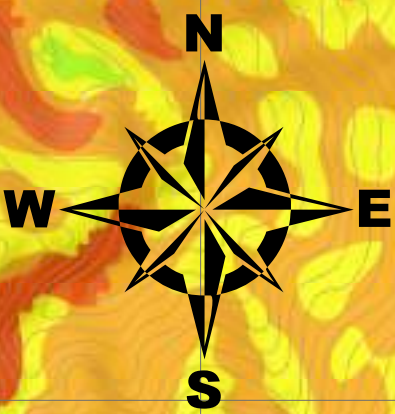
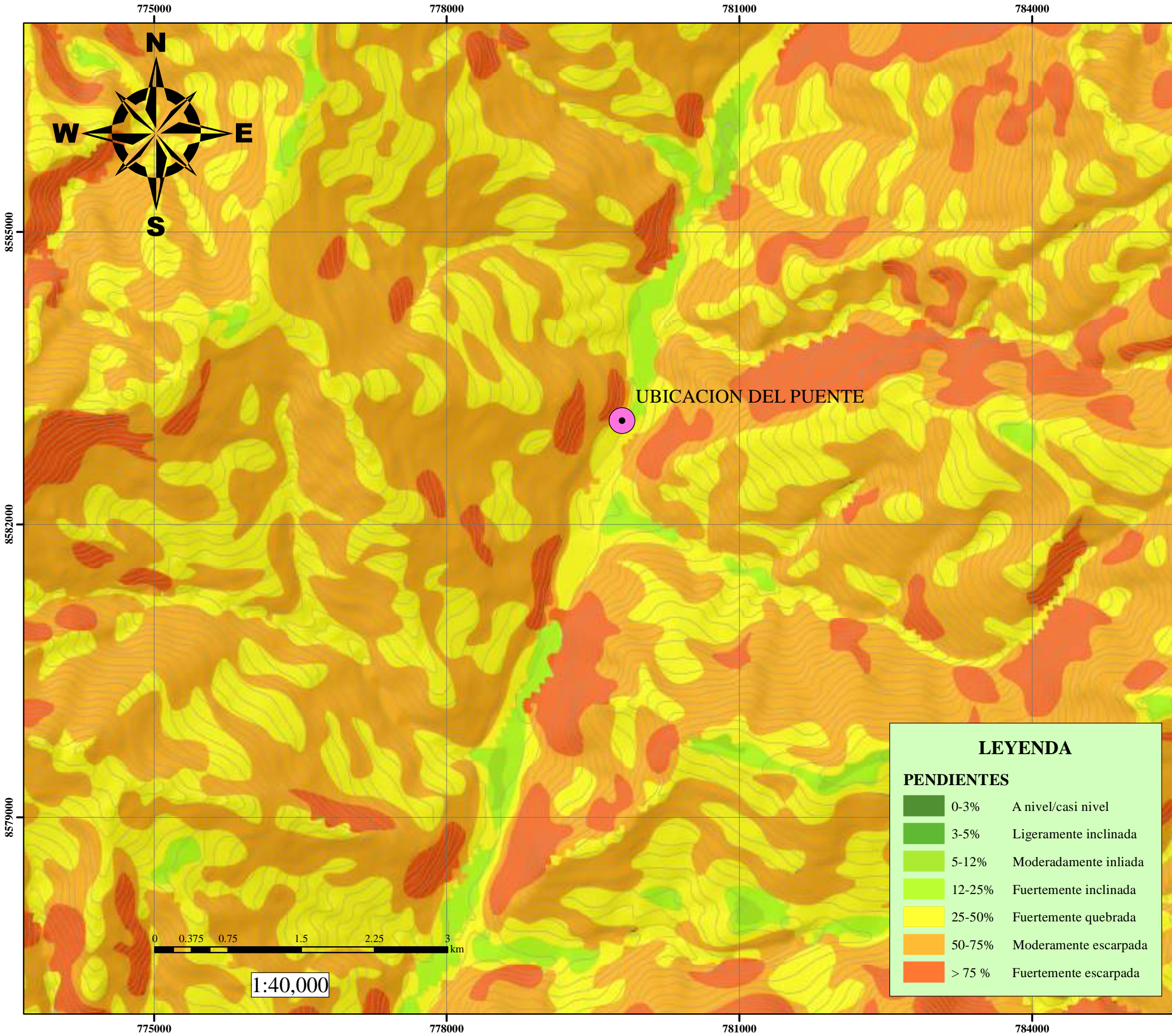
UBICACION DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: LA CONVENCIÓN DISTRITO: OCOBAMBA	PLANO: PLANO GEOMORFOLOGICO LOCAL	LAMINA: P-03
FUENTE: PROPIA	REALIZADO POR: BACH. SUTTA DAZA ALEX BACH. SUTTA DAZA WILFREDO	
	REVISADO POR: MGT. ING. JOSEFINA ESCALANTEGUTIERREZ	
DATUM: WGS84	ZONA: 18 L	CUADRANTE: 26r-3
	ESCALA: 1:10 000	FECHA: NOVIEMBRE, 2022

PLANO TOPOGRAFICO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA			
TESIS: ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRUCOS... PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCIÓN, CUSCO			
UBICACION: DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: LA CONVENCIÓN DISTRITO: OCOBAMBA	PLANO: PLANO TOPOGRAFICO		LAMINA: P-04
FUENTE: PROPIA	REALIZADO POR: BACH. SUTTA DAZA ALEX BACH. SUTTA DAZA WILFREDO	REVISADO POR: MGT. ING. JOSEFINA ESCALANTEGUTIERREZ	
DATUM: WGS84	ZONA: 18 L	CUADRANTE: 26-3	ESCALA: 1: 10 000 FECHA: NOVIEMBRE, 2022

PLANO DE PENDIENTES

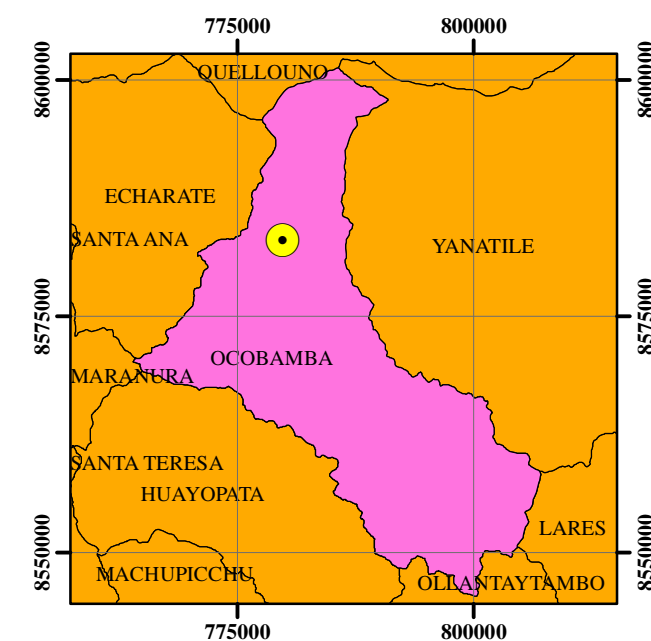
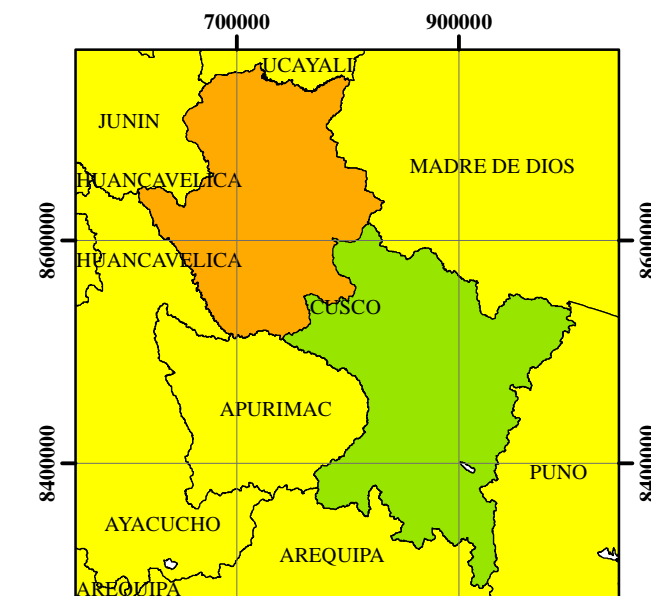
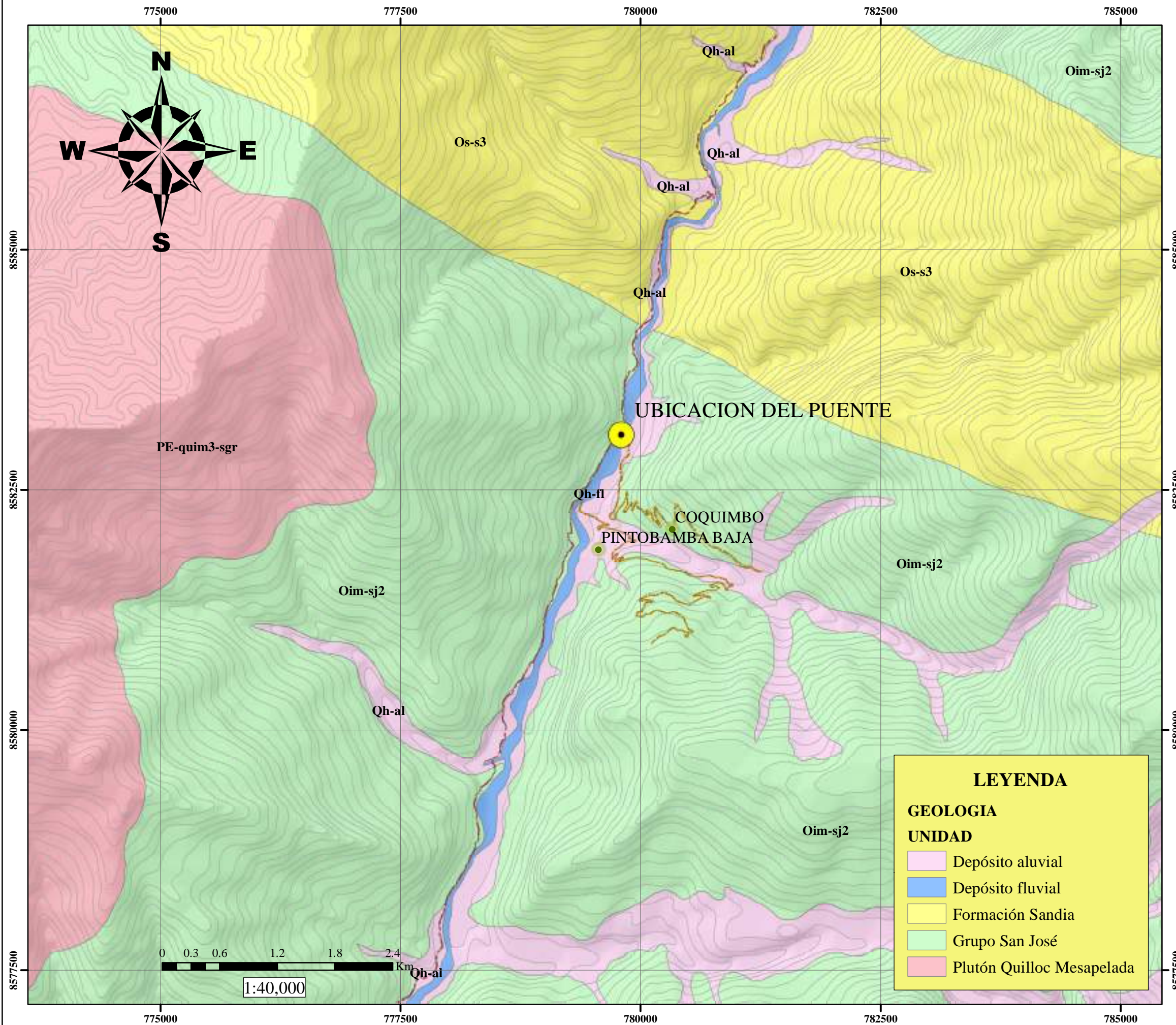


LEYENDA		
PENDIENTES		
	0-3%	A nivel/casi nivel
	3-5%	Ligeramente inclinada
	5-12%	Moderadamente inliada
	12-25%	Fuertemente inclinada
	25-50%	Fuertemente quebrada
	50-75%	Moderadamente escarpada
	> 75 %	Fuertemente escarpada

SIMBOLOGIA	
	Curvas de nivel
	Ubicacion del puente

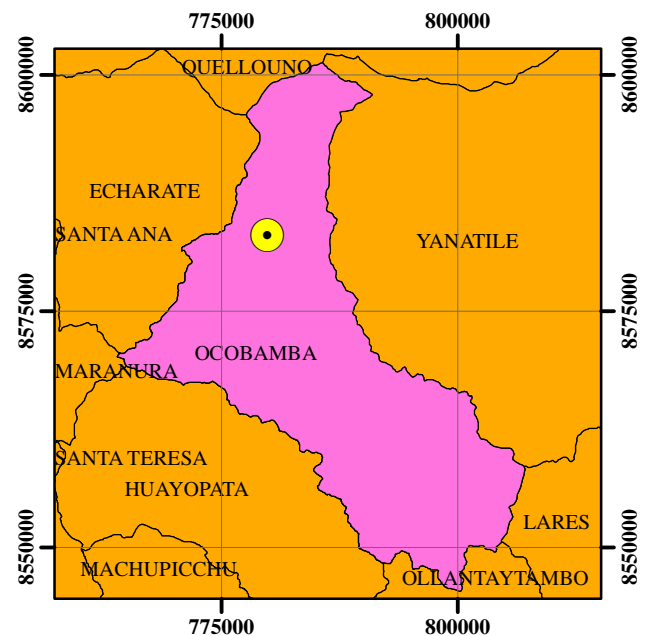
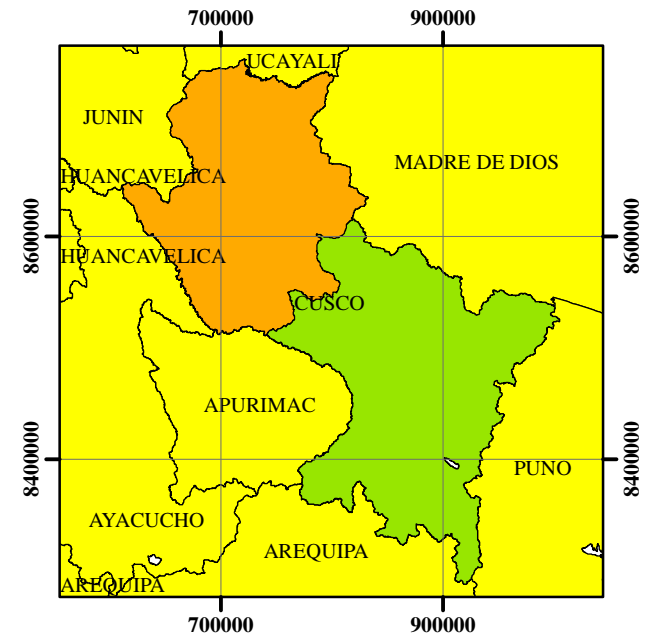
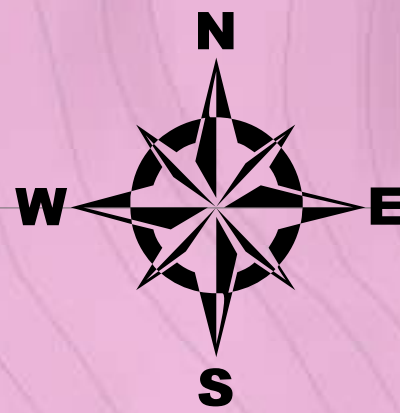
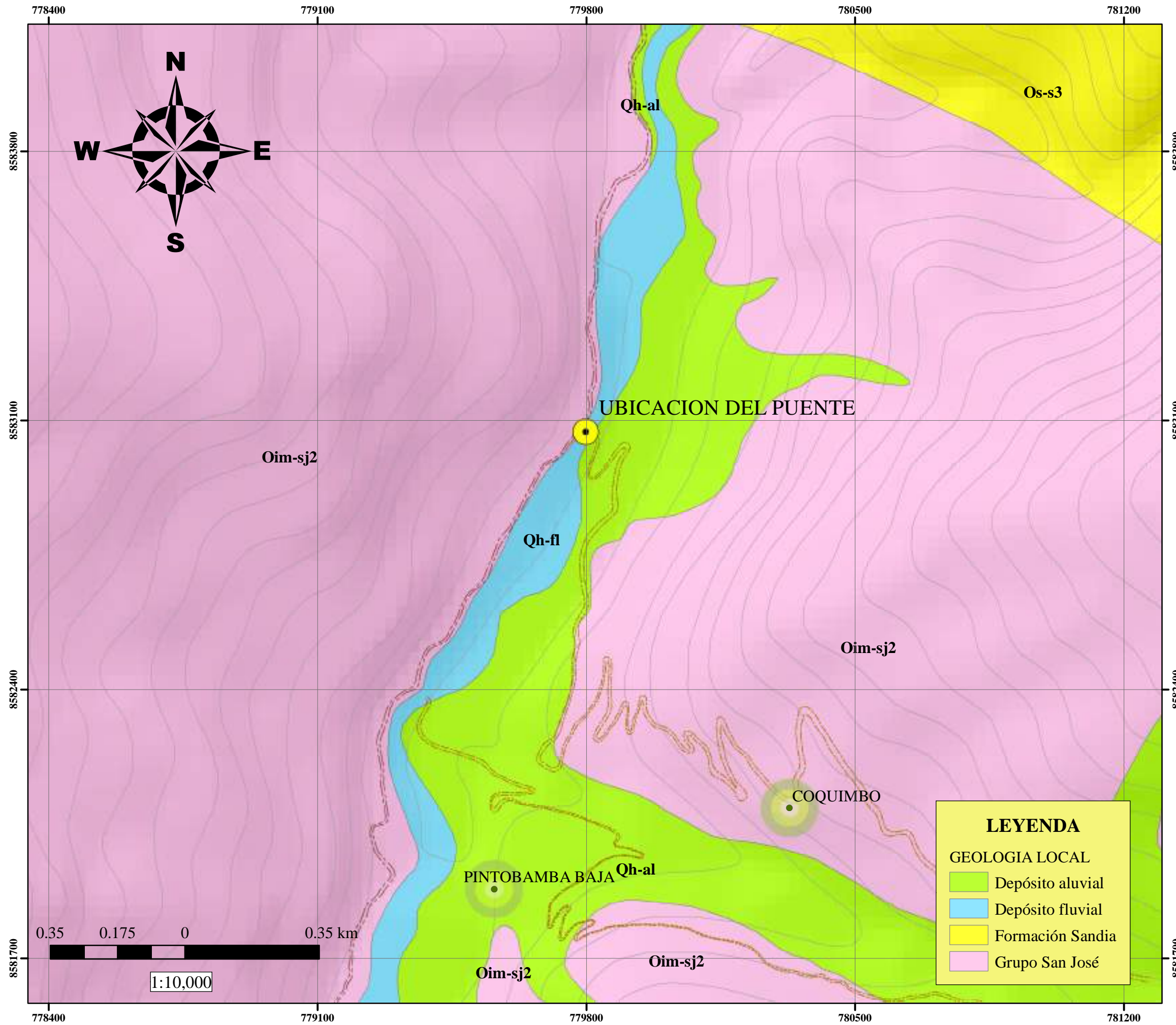
		UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA	
TESIS ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCION, CUSCO			
UBICACION DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: LA CONVENCION DISTRITO: OCOBAMBA		PLANO: PLANO DE PENDIENTES	
FUENTE: PROPIA		REALIZADO POR: BACH. SUTTA DAZA ALEX BACH. SUTTA DAZA WILFREDO	LAMINA: P-05
REVISADO POR: MGT. ING. JOSEFINA ESCALANTE GUTIERREZ		DATUM: WGS84 ZONA: 18 L CUADRANTE: 26c-3 ESCALA: 1:40 000 FECHA: NOVIEMBRE, 2022	

PLANO GEOLOGICO REGIONAL



<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABADEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA</p>			
<p>FESIS: ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCION, CUSCO</p>			
<p>UBICACION: DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: LA CONVENCION DISTRITO: OCOBAMBA</p>		<p>PLANO: GEOLOGICO REGIONAL</p>	
<p>FUENTE: PROPIA</p>		<p>REALIZADO POR: BACH. SUTTA DAZA ALEX BACH. SUTTA DAZA WILFREDO</p>	<p>LAMINA: P-06</p>
<p>REVISADO POR: MGT. ING. JOSEFINA ESCALANTEGUTIERREZ</p>	<p>DATUM: WGS84</p>	<p>ZONA: 18 L</p>	<p>CUADRANTE: 26r-3</p>
<p>ESCALA: 1:40 000</p>	<p>FECHA: NOVIEMBRE, 2022</p>		

PLANO GEOLOGICO LOCAL



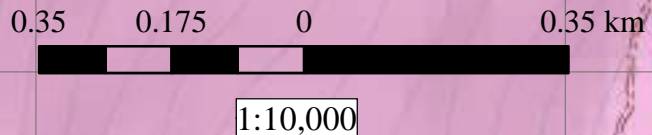
SIMBOLOGIA

- Afirmado
- Carretera
- Curvas de nivel
- Centros poblados
- Ubicación del puente

LEYENDA

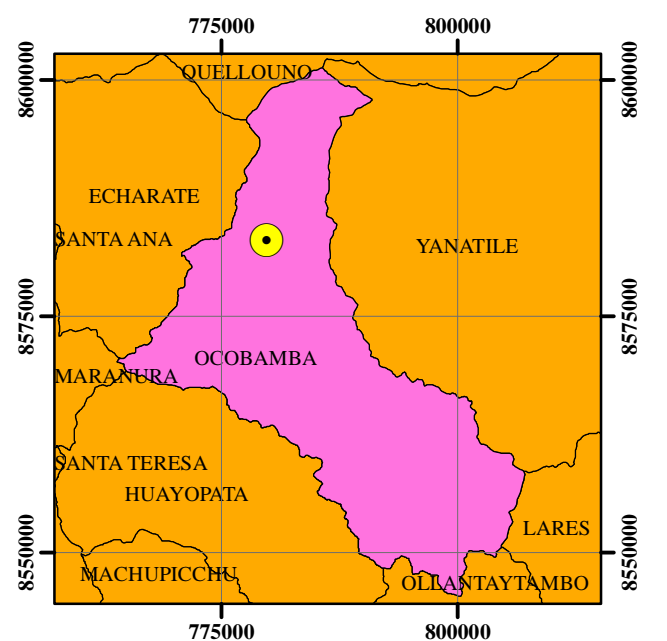
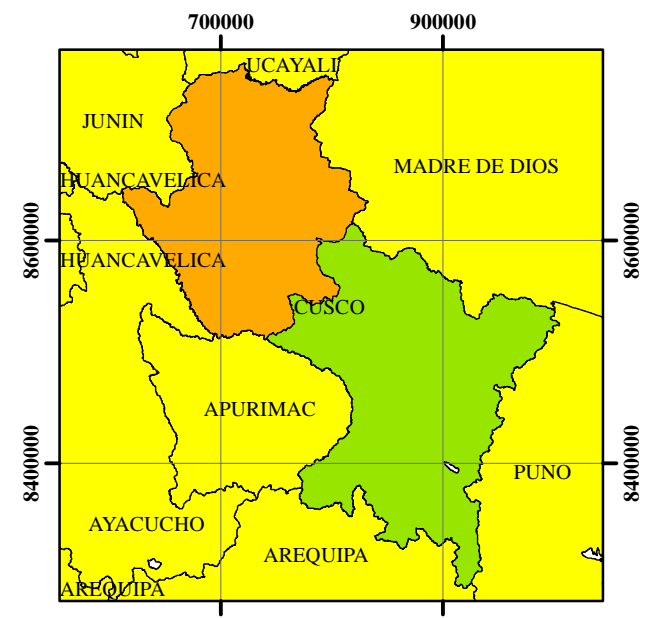
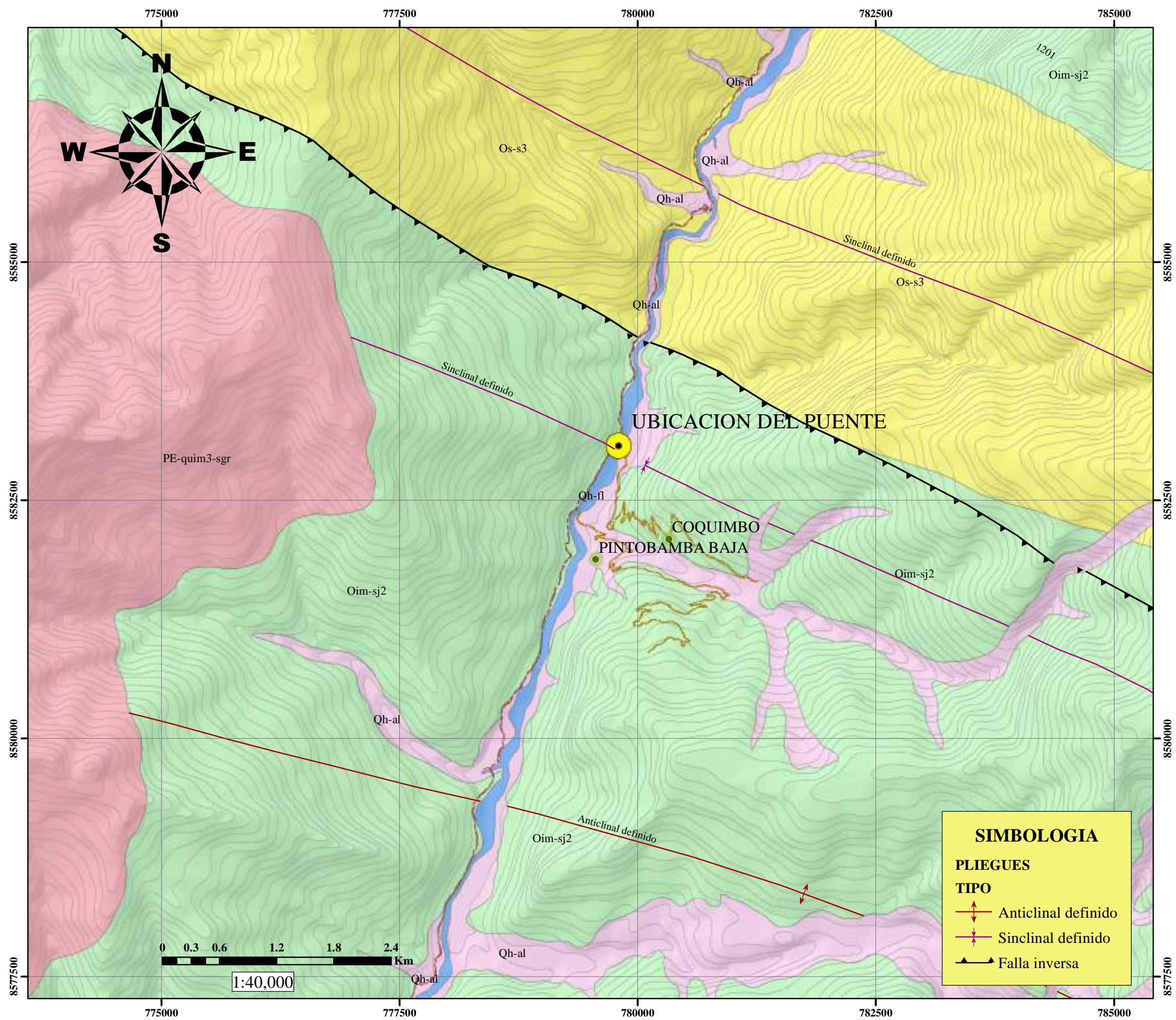
GEOLOGIA LOCAL

- Depósito aluvial
- Depósito fluvial
- Formación Sandia
- Grupo San José



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA		
TESIS: ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCIÓN, CUSCO		
UBICACIÓN: DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: LA CONVENCIÓN DISTRITO: OCOBAMBA	PLANO: PLANO GEOLOGICO LOCAL	
FUENTE: PROPIA	REALIZADO POR: BACH. SUTTA DAZA ALEX BACH. SUTTA DAZA WILFREDO	LAMINA: P-07
REVISADO POR: MGT. ING. JOSEFINA ESCALANTEGUTIERREZ	DATUM: WGS84	ZONA: 18 L
CUADRANTE: 26r-3	ESCALA: 1:10 000	FECHA: NOVIEMBRE, 2022

PLANO ESTRUCTURAL REGIONAL



SIMBOLOGIA

- Afirmado
- - - Carretera
- ~ Curvas de nivel
- Centros poblados
- Ubicacion del puente

SIMBOLOGIA

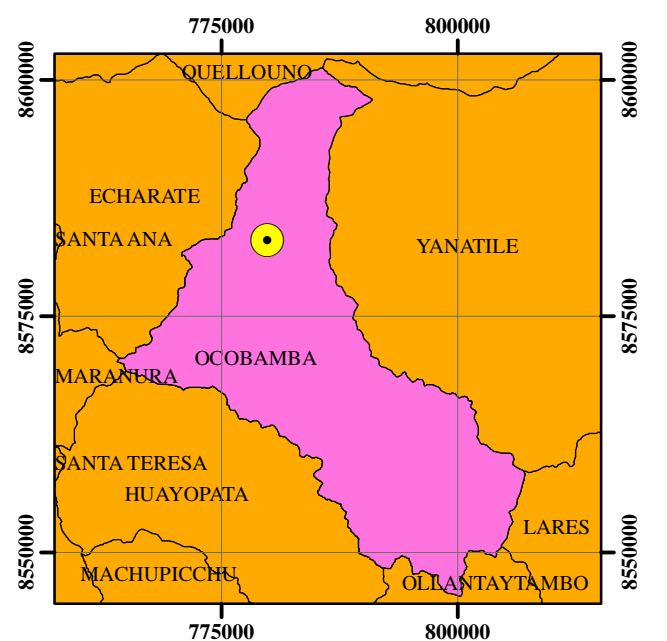
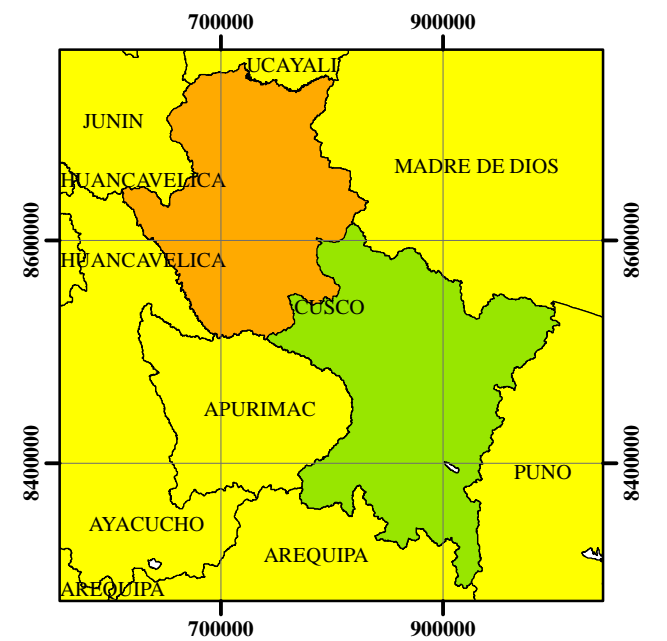
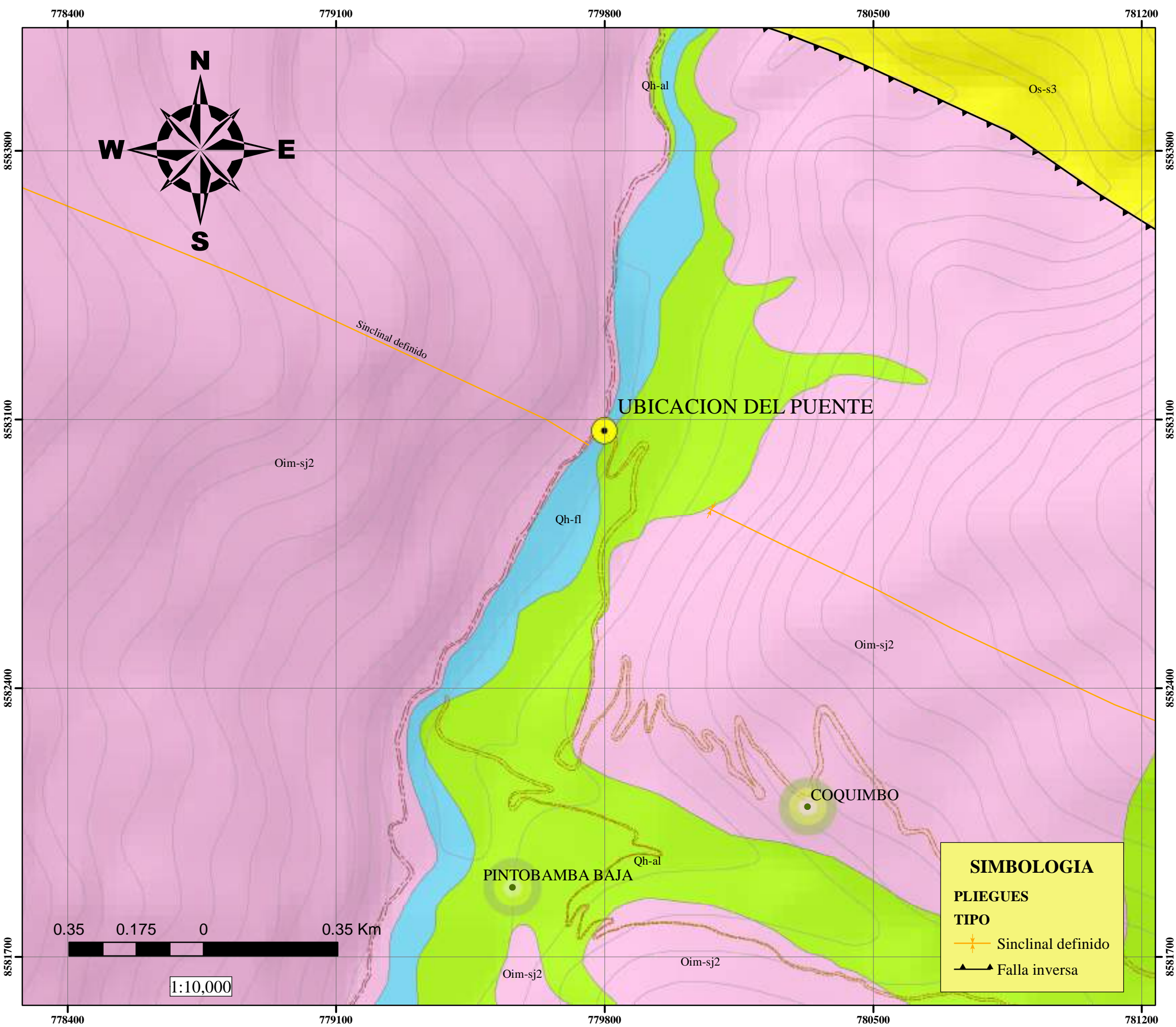
PLIEGUES

TIPO

- ↕ Anticlinal definido
- ↔ Sinclinal definido
- ▲ Falla inversa

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA			
TESIS: ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCIÓN, CUSCO			
UBICACION: DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: LA CONVENCIÓN DISTRITO: OCOBAMBA	PLANO: ESTRUCTURAL REGIONAL		
FUENTE: PROPIA	REALIZADO POR: BACH. SUTTA DAZA ALEX BACH. SUTTA DAZA WILFREDO	LAMINA: P-06	
REVISADO POR: MGT. ING. JOSEFINA ESCALANTEGUTIERREZ			
DATUM: WGS84	ZONA: 18 L	CUADRANTE: 26-3	ESCALA: 1:40 000
			FECHA: NOVIEMBRE, 2022

PLANO ESTRUCTURAL LOCAL



SIMBOLOGIA

- Afirmado
- - - Carretera
- ~ Curvas de nivel
- Centros poblados
- Ubicacion del puente

SIMBOLOGIA

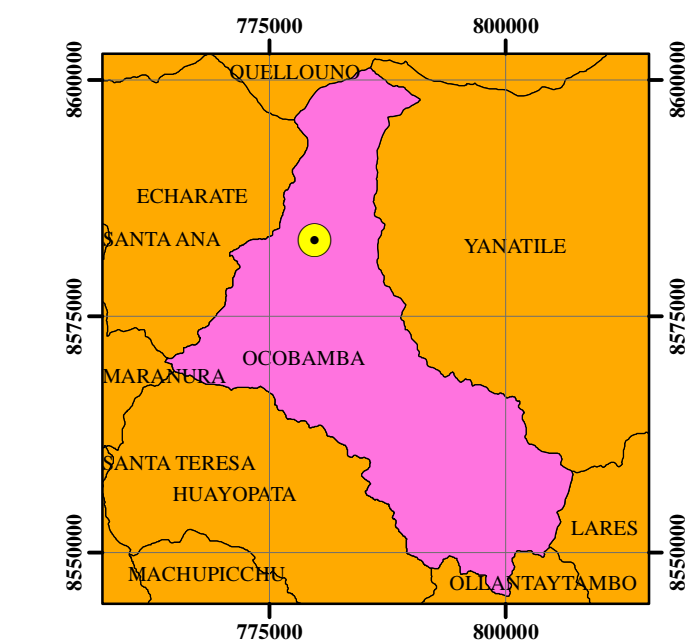
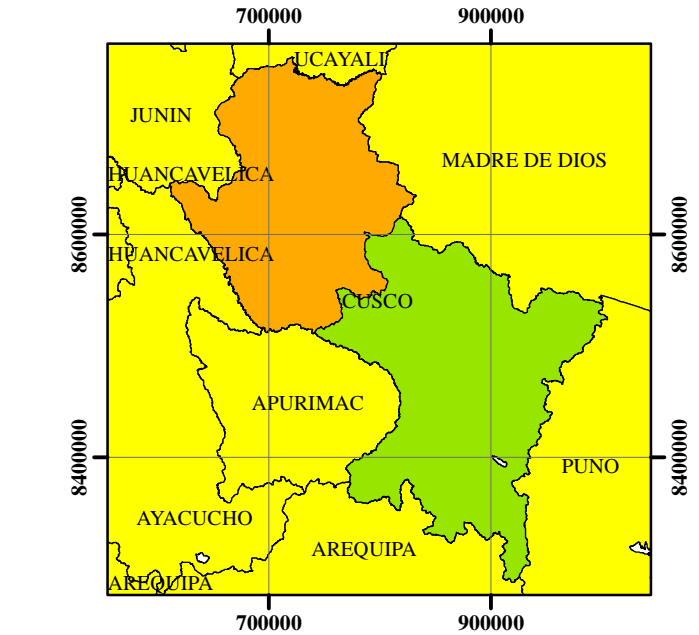
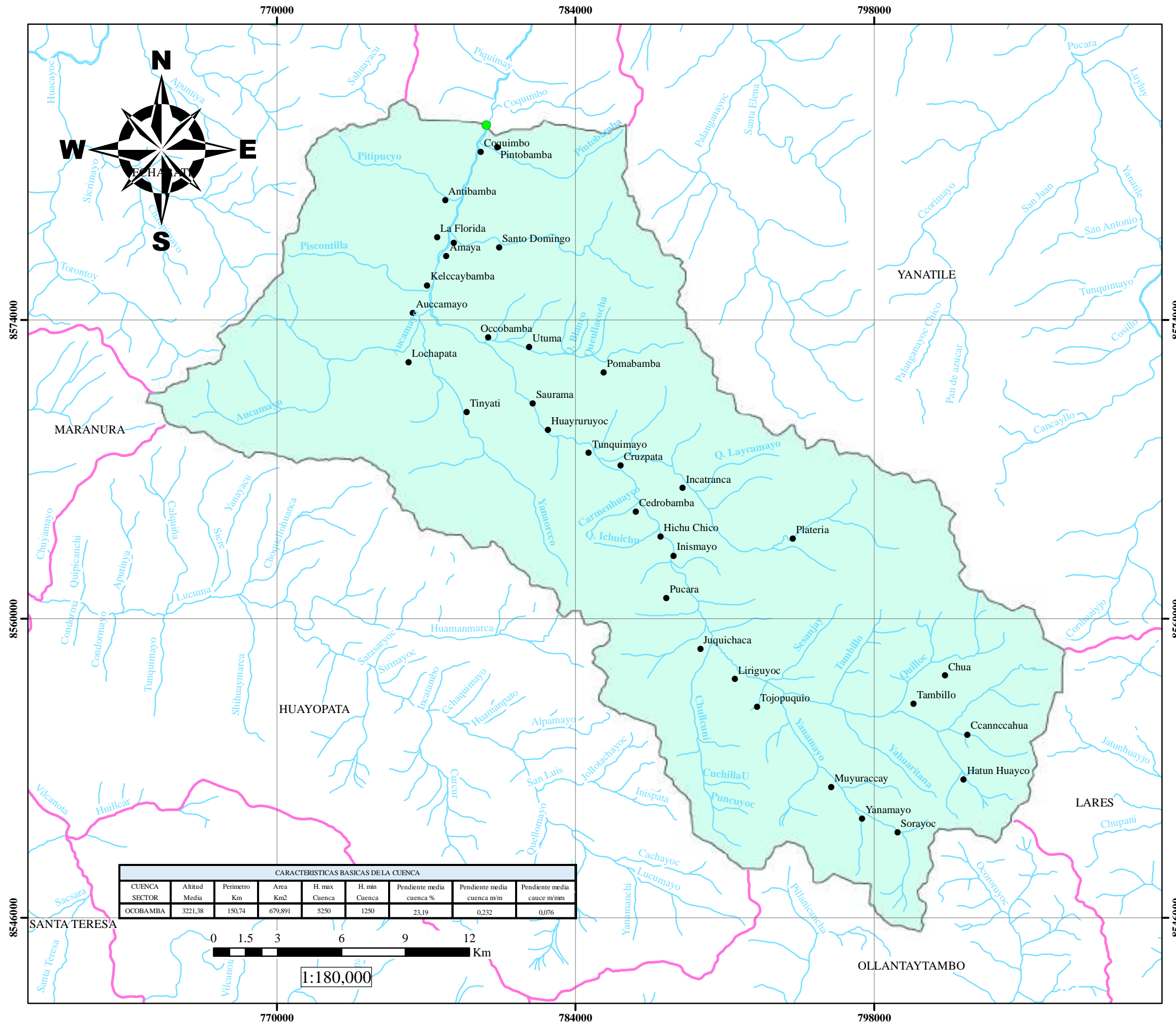
PLIEGUES

TIPO

- Sinclinal definido
- ▲ Falla inversa

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA				
TESIS: ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE Y COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCIÓN, CUSCO				
UBICACIÓN: DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: LA CONVENCIÓN DISTRITO: OCOBAMBA		PLANO: PLANO ESTRUCTURAL LOCAL		
FUENTE: PROPIA		REALIZADO POR: BACH. SUTTA DAZA ALEX BACH. SUTTA DAZA WILFREDO		LAMINA: P-09
REVISADO POR: MGT. ING. JOSEFINA ESCALANTEGUTIERREZ		DATUM: WGS84 ZONA: 18 L CUADRANTE: 26r-3 ESCALA: 1:10 000 FECHA: NOVIEMBRE, 2022		

PLANO HIDROLOGICO



SIMBOLOGIA

- Rios
- Limite distrital
- Centros poblados
- Punto de desfogue
- Cuenca Coquimbo

CARACTERISTICAS BASICAS DE LA CUENCA

CUENCA SECTOR	Altitud Media	Perimetro Km	Area Km ²	H. max Cuenca	H. min Cuenca	Pendiente media cuenca %	Pendiente media cuenca m/m	Pendiente media cauce m/mm
OCOBAMBA	3221,38	150,74	679,891	5250	1250	23,19	0,232	0,076



1:180,000

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
 FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINAS Y METALURGICA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA

TESIS: ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E HIDROLOGICO PARA LA CONSTRUCCION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COQUIMBO DEL DISTRITO DE OCOBAMBA, PROVINCIA DE LA CONVENCIÓN, CUSCO

UBICACIÓN: PLANO: HIDROLOGICO
 DEPARTAMENTO: CUSCO
 PROVINCIA: LA CONVENCIÓN
 DISTRITO: OCOBAMBA

FUENTE: REALIZADO POR: BACH. SUTTA DAZA ALEX
 BACH. SUTTA DAZA WILFREDO
 REVISADO POR: MGT. ING. JOSEFINA ESCALANTEGUTIERREZ
 PROPIA

LAMINA: P-11

DATUM: WGS84 ZONA: 18 L CUADRANTE: 26r-3 ESCALA: 1:180 000 FECHA: NOVIEMBRE, 2022