

Universidad Nacional
Federico Villarreal

Vicerrectorado de
INVESTIGACION

FACULTAD DE INGENIERÍA GEOGRÁFICA, AMBIENTAL Y ECOTURISMO

**“ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LAS QUEBRADAS EN EL
TRAMO PUENTE LOS ÁNGELES – PUENTE RICARDO PALMA CON FINES DE
MITIGACIÓN DE HUAYCOS”**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO AMBIENTAL

AUTORA

BETSY MILAGROS ARIAS CAMPOS

ASESOR

DR. ELIAS ALFONSO VALVERDE TORRES

JURADO

DR. NOÉ SABINO ZAMORA TALAVERANO

DR. MIGUEL ALVA VELÁSQUEZ

MG. BENIGNO PAULO GOMEZ ESCRIBA

ING. DANTE PEDRO SÁNCHEZ CARRERA

LIMA - PERU

2019

PENSAMIENTO

Tu tiempo es limitado, entonces no lo desperdicias viviendo la vida de otro. No se dejen atrapar por el dogma, que es vivir según los resultados del pensamiento de otros. No dejen que el ruido de las opiniones de los demás ahogue su propia voz interior. Y lo más importante, tengan el coraje de seguir a su corazón y a su intuición. (Steve Jobs)

DEDICATORIA

A Luz mi madre, por su amor infinito

A Raúl mi padre, por ejemplo de perseverancia

A José, Rony y Kevin mis hermanos, por su apoyo incondicional

Y a Leonarda mi tialu, que está en el cielo

AGRADECIMIENTO

En primer lugar a mi Universidad Nacional Federico Villarreal y a la facultad de Ingeniería Geográfica, Ambiental y Ecoturismo (FIGAE) mi más sincero agradecimiento por brindarme la formación académica necesaria para la formulación de esta investigación.

Agradecer al asesor Dr. Elías Alfonso Valverde Torres por su apoyo, paciencia y consejos que siempre me brindó desde que lo conocí, convirtiéndose en un gran maestro.

De igual manera agradecer a mis jurados los ingenieros Benigno Paulo Gómez Escriba, Dante Pedro Sánchez Carrera, Miguel Alva Velásquez y Noe Sabino Zamora Talaverano porque sus consejos fueron necesarios para la culminación de esta investigación.

Y finalmente gracias a Carlos Palacios por su permanente apoyo para culminar la presente investigación.

ÍNDICE

RESUMEN	xi
ABSTRACT.....	xii
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. DESCRIPCIÓN Y FORMULACIÓN PROBLEMA.....	2
1.1.1. Descripción del Problema	2
1.1.2. Formulación del Problema	3
1.2. ANTECEDENTES.....	4
1.3. OBJETIVOS	10
1.3.1. Objetivo General	10
1.3.2. Objetivos Específicos.....	10
1.4. JUSTIFICACIÓN	10
1.4.1. Importancia	10
II. MARCO TEORÍCO.....	11
2.1. BASES TEÓRICAS SOBRE EL TEMA DE INVESTIGACIÓN	11
2.1.1. Marco Legal	33
2.1.2. Marco Institucional	37
III. MÉTODO.....	39
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	39
3.2. ÁMBITO TEMPORAL Y ESPACIAL	39
3.2.1. Ámbito Temporal	39
3.2.2. Ámbito Espacial	39
3.3. VARIABLES	40
3.3.1. Variable Independiente	40
3.3.2. Variable Dependiente.....	40
3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	40
3.4.1. Demografía.....	41
3.4.2. Comunidades Campesinas	43
3.5. INSTRUMENTOS.....	43
3.6. PROCEDIMIENTOS	44
3.6.1. Topografía:.....	44
3.6.2. Geología- Geotecnia y Geomorfología	45
3.6.3. Hidrología	45
3.7. ANALISIS DE DATOS	64
3.7.1. Caracterización de la Zona de Estudio.....	64

IV.	RESULTADOS.....	73
4.1.	Resultados de la Caracterización	73
4.1.1.	Río Rímac (Tramo Puente los Angeles – Puente Ricardo Palma)	73
4.1.1.1.	Geología.....	73
4.1.1.2.	Geodinámica	75
4.1.1.3.	Hidrología	76
4.1.1.4.	Diseño Hidráulico	78
4.1.1.5.	Modelamiento Hidráulico:	78
4.1.1.6.	Estimación Profundidad de Socavación:.....	85
4.1.2.	Quebradas.....	85
4.1.2.1.	Delimitación de Cuencas.....	85
4.1.2.2.	Geología.....	86
4.1.2.3.	Geomorfología	86
4.1.2.4.	Hidrología	87
4.2.	Planteamientos de Obras para Mitigación.....	98
4.2.1.	Río Rímac (Tramo Puente los Angeles – Puente Ricardo Palma)	98
4.2.2.	Quebradas.....	98
V.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	111
5.1.	Discusión de Resultados	111
5.1.1.	Puente Los Ángeles.....	111
5.1.2.	Puente Santa Eulalia.....	111
5.1.3.	Puente Ricardo Palma	111
5.1.4.	Quebrada Chacrasana.....	112
5.1.5.	Quebrada Santa Maria.....	113
5.1.6.	Quebrada Quirio.....	114
5.1.7.	Quebrada Pedregal	116
5.1.8.	Quebrada Libertad.....	117
5.1.9.	Quebrada Carossio	119
5.1.10.	Quebrada Rayos del Sol.....	121
5.1.11.	Quebrada Buenos Aires.....	122
VI.	CONCLUSIONES	124
VII.	RECOMENDACIONES	130
VIII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131

IX. ANEXOS 135

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Viviendas arrasadas en la quebrada Pedregal	5
Figura 2. Precipitaciones pluviales diarias registradas en la estación Chosica en marzo del 2015 (SENAMHI 2015).....	7
Figura 3. Vista de las calles de Santa Eulalia	8
Figura 4. Vista de la descarga de la quebrada Chacrasana – vía carretera central.....	8
Figura 5. Vista de la descarga de la quebrada Quirio – vía carretera central.....	9
Figura 6. Clasificación del tamaño de los granos	11
Figura 7. Esquema de generación de un Huayco	13
Figura 8. Las cuatro regiones del Océano Pacífico en las que los científicos centran su atención para estudiar los vientos, las temperaturas de la superficie del mar y las precipitaciones	16
Figura 9. Tipos de Fluidos	17
Figura 10. Clasificación de flujos	20
Figura 11. Perfiles longitudinales del canal para diferentes tipos de flujo	21
Figura 12. Relación entre el esfuerzo cortante (τ) y la Tasa de deformación ($\dot{\gamma}^*$).....	23
Figura 13. Transporte de grandes bloques, debido al esfuerzo dispersivo.....	24
Figura 14. Pirámide de la Legislación Marco del Agua en el Perú.....	34
Figura 15. Población Proyectada - 2017	41
Figura 16. Población Según Residencia - 2007	42
Figura 17. Ubicación del puente Los Ángeles	65
Figura 18. Vista margen izquierdo y derecho del puente Los Ángeles.....	65
Figura 19. Ubicación del puente Santa Eulalia	66
Figura 20. Vista Margen Izquierdo y Derecho puente Santa Eulalia.....	66
Figura 21: Ubicación del puente Ricardo Palma	67
Figura 22. Vista puente Ricardo Palma	67
Figura 23. Vista aguas arriba de la quebrada – eje de la vía carretera central	69
Figura 24. Vista aguas arriba descarga Km.29+687.63	69
Figura 25. Vista aguas arriba de la quebrada - vía de la carretera central	70
Figura 26. Vista aguas arriba de la quebrada vía de la carretera central.....	70
Figura 27. Vista aguas arriba de la quebrada - vía de la carretera central	71
Figura 28. Vista aguas arriba de la quebrada – salida al río interrumpida por viviendas	71
Figura 29. Vista de intersección de la descarga de la quebrada Rayos de Sol.....	72
con la vía de la carretera central.....	72
Figura 30. Vista de intersección de los flujos de descarga de las quebradas con la carretera.....	72
Figura 34. Geología de las quebradas	86
Figura 35. Geomorfología en las quebradas	87
Figura 36: Precipitación Máxima 24 horas de las estaciones Chosica, Santa Eulalia, Santiago de Tuna y Matucana.....	91
Figura 37. Polígono de Thiessen – Cuenca Rímac	92

Figura 38. Polígono de Thiessen – Quebradas.....	92
Figura 39. Erosión en la margen derecha del río Rímac	102
Figura 40. Descarga de la quebrada Pedregal al río Rímac	104
Figura 41. Vista del recorrido de la descarga de la quebrada Carossio al río Rímac.....	107
Figura 42. Descarga de la quebrada Carossio al río Rímac	108
Figura 43. Descarga de la quebrada Corrales (Rayitos de Sol) al río Rímac	109

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de flujo de Escombros (Concentración).....	20
Tabla 2. Clasificación de flujo de Escombros (Vista Geológico).....	20
Tabla 3. Tipos de flujo de acuerdo a las características de la mezcla y del canal.....	21
Tabla 4. Ubicación de la zona de Investigación.....	40
Tabla 5. Variable Independiente	40
Tabla 6. Variable Dependiente.....	40
Tabla 7. Población y Tasa de Crecimiento Poblacional.....	41
Tabla 8. Población Según Área de Residencia 2007.....	42
Tabla 9. Comunidades Campesinas	43
Tabla 10. Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria.....	46
Tabla 11. Valores críticos d_{crit} para la prueba de Smirnov - Kolmogorov	49
Tabla 12. Ecuación Intensidad - Duración – Frecuencia	51
Tabla 13. Valores de n	53
Tabla 14. Coeficiente de escorrentía.....	53
Tabla 15. Relación de quebradas activas que afectaron a la plataforma de la vía –Margen derecha del río Rímac	68
Tabla 16. Estación Chosica - Descarga máxima diaria para diferentes periodos de retorno	77
Tabla 17. Caudal de diseño – Puentes.....	77
Tabla 22. Determinación de socavación - Puente a reemplazar en Santa Eulalia.....	85
Tabla 23. Relación de parámetros fisiográficos en ríos y quebradas	85
Tabla 24. Precipitación Máxima 24 horas	88
Tabla 25. Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria.....	93
Tabla 26. Prueba de bondad de ajuste.....	93
Tabla 27. Valores Probables de Precipitación máxima de 24 horas Según el ajuste de datos de registros históricos a diferentes funciones de probabilidad.....	94
Tabla 28. Ecuación Intensidad - Duración – Frecuencia	95
Tabla 29. Data de precipitación diaria en eventos de Huaycos en Chosica	96
Tabla 30. Relación de quebradas activadas que afectaron a la vía de la carretera central entre el puente Los Ángeles y puente Ricardo Palma.....	99
Tabla 31. Relación de alcantarillas, colectores, muros, sumideros.....	127
Tabla 32. Relación de puentes, alcantarillas, acueducto, muros	128
Tabla 33. Relación de puentes, protección ribereña	129
Tabla 34. Actividades complementarias en puentes	129

RESUMEN

La presente Investigación se realizó con información topográfica derivada de las cartas nacionales, se delimitó las quebradas, se ha analizado información geología, geotécnica, geomorfológica e Hidrológica correspondiente al tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo”.

Se elaboró las Alternativas para la Estabilización de las quebradas con fines de mitigación de corrientes de barro, analizando el comportamiento hidráulico y geotécnico de cada quebrada, y proponer la obra hidráulica con la finalidad de mitigar las corrientes de barro. Para cuyo efecto, se analizó a las quebradas considerando las lluvias extremas, los coeficientes de escorrentía, y área de la ocho (08) cuencas Chacrasana, Santa María, Quirio, Pedregal, Libertad, Carossio, Rayos de Sol y Buenos Aires; asimismo, se analizó las cuencas que transitan sobre los puentes Los Ángeles, Santa Eulalia y Ricardo Palma.

En ese contexto, se estimó para cada cuenca el caudal de diseño, y de acuerdo a su topografía y geotecnia, se propone estructuras de drenaje, estructuras de protección, obras de encauzamiento y limpieza en el cauce, según corresponda; afín de mitigar el impacto de los Huaycos.

Finalmente, se presentan las mencionadas estructuras y su presupuesto de obra correspondiente.

Palabras Clave: Estabilización, mitigación, coeficiente de escorrentía, cuenca, estructura, drenaje y protección.

ABSTRACT

The present investigation was carried out with topographical information derived from the national charts, delimited the streams, geology, geotechnical, geomorphological and hydrological information corresponding to the section "Puente Los Ángeles - Puente Ricardo". The Alternatives for the Stabilization of the streams were elaborated with the purpose of mitigating mud currents, analyzing the hydraulic and geotechnical behavior of each creek, and proposing the hydraulic work with the purpose of mitigating the mud currents. For which purpose, the streams were analyzed considering the extreme rains, runoff coefficients, and area of the eight (08) basins Chacrasana, Santa María, Quirio, Pedregal, Libertad, Carossio, Rayos de Sol and Buenos Aires; Likewise, the basins that travel over the Los Ángeles, Santa Eulalia and Ricardo Palma bridges were analyzed.

In this context, the design flow was estimated for each basin, and according to its topography and geotechnics, it is proposed drainage structures, protection structures, channeling and cleaning works in the channel, as appropriate; in order to mitigate the impact of the Huaycos.

Finally, the aforementioned structures and their corresponding work budget are presented.

Keywords: Stabilization, mitigation, runoff coefficient, basin, structure, drainage and protection.

I. INTRODUCCIÓN

La presente Investigación se desarrolló con información topográfica, geología, geotécnica, geomorfológica e Hidrológica correspondiente al tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo”.

Se elaboró las Alternativas para la Estabilización de las quebradas con fines de mitigación de Huaycos, el comportamiento hidráulico y geotécnico de cada quebrada, y plantear la obra hidráulica con la finalidad de mitigar los Huaycos; considerando que estos huaycos ocasionan pérdidas económicas, problemas sociales, y provocan el bloqueo de la carretera central, los mismos que causan problemas de abastecimiento de alimentos a la Ciudad de Lima, enfermedades y pérdidas económicas al Gobierno Central y el Gobierno Local.

Al respecto, en los puentes se elaboró el Levantamiento Topográfico, delimitación de cuencas, estudios de Geomorfología, Geología, Geodinámica, Hidrología, Diseño Hidráulico, Modelamiento Hidráulico, Coeficiente de Rugosidad y estimación de la Profundidad de Socavación.

También, para las quebradas se ha propuesto las siguientes soluciones, según corresponda: Quebrada Chacrasana – Sector 2: Se profundiza el canal existente y a través de una transición variar la sección trapezoidal existente a rectangular, cuyos lados de la canalización serán muros de concreto, se proyecta alcantarilla, se proyecta colector con aberturas a nivel de superficie, se eleva la rasante de la vía de la carretera central en 1.0m, Cruzando la vía de la carretera central se empalmará la alcantarilla al encauzamiento a través de muros de concreto; y como parte del trabajo de encauzamiento a la salida excluir material acumulado, reubicar el paradero, así como los postes de alumbrado público y semáforo que serán intervenidos; Quebrada Santa María (Yanacoto): Sustituir la estructura de drenaje, ampliando la sección hidráulica y orientarlo de acuerdo al encauzamiento y dirección de la quebrada, Proyectar defensas ribereñas margen derecha y reemplazar alcantarilla por insuficiencia hidráulica; Quebrada

Nicolás de Piérola (Quirio) – Sector 2: Profundizar el canal existente y reemplazar los muros de concreto existente, proyectar alcantarilla, proyectar colector tapado, empalmar con colector con tapa con aberturas a nivel de superficie hasta un tramo antes de la intersección con la carretera central, elevar la rasante de la vía de la carretera central en 1.0m, y se empalmará la alcantarilla al encauzamiento a través de muros de concreto; Quebrada San Antonio (Pedregal): Proyectar alcantarilla de 9.0mx2.5m para que el flujo de huaycos de quebrada Pedregal desemboque al río Rímac, Canalizar quebrada y proyectar muros de contención en ambas márgenes; Quebrada Libertad – Sector 2: Proyectar alcantarilla con rejillas, Continuar con colector con tapa a nivel de superficie, En el tramo de cruce con la carretera central, y el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.

Quebrada Juan Carossio – Sector 2: expropiación de viviendas ubicadas en la dirección del cauce, construcción de un badén de concreto armado en una longitud de 50 m en el cruce con la carretera Central; Quebrada Corrales (Rayos de Sol) – Sector 2: La proyección de un badén de concreto armado de 50 metros de longitud; Quebrada Buenos Aires – Sector 2: Construcción de alcantarilla con rejillas a nivel de la superficie, y colector con tapa a nivel de superficie que tendrá aberturas para ingreso del agua pluvial hasta el cruce con la carretera central.

1.1. DESCRIPCIÓN Y FORMULACIÓN PROBLEMA

1.1.1. Descripción del Problema

Los Huaycos son eventos geodinámicos recurrentes que en épocas de lluvias intensas transportan lodo y escombros por las quebradas que terminan desembocando en su cono de deyección, lo que representa un peligro constante por las construcciones existentes cercanas al evento. Esto sucede en las quebradas existentes en el tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo Palma”. Los huaycos que descienden por estas quebradas se depositan en todas estas,

lo que origina inundaciones en las viviendas, pistas, veredas; afectando a todo el tramo en investigación.

Cabe señalar, que las infraestructuras están expuestas a fenómenos como los huaycos que ocasionan pérdidas humanas y económicas; en tal sentido, se precisa que los huaycos se generan en zonas no preparadas, en las cuales no se dispone de ningún elemento de drenaje o protección, o estos están sub dimensionados o construidos sin sustento técnico. En el caso de la presente investigación, los sectores están expuestos al poder destructivo de los huaicos, quienes provocan entre otros daños en la infraestructura vial; asimismo, es destruido los servicios de saneamiento, abastecimiento de agua, infraestructuras eléctricas y telecomunicaciones, entre otros; dejando a la población del tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo Palma” y población que transita por el mencionado tramo aisladas, totalmente incomunicadas y desabastecidas.

Se sabe que en el tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo Palma”, la situación es crítica, las quebradas cruzan zonas pobladas, y estas tienen la sección hidráulica reducidas debido a la caída de material sobre las quebradas o cursos de agua.

1.1.2. Formulación del Problema

❖ Problema Principal

¿En qué medida las Alternativas para la Estabilización de las quebradas del Tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo Palma” evitará que se vea afectado por los huaycos?

❖ Problema Secundario

¿La caracterización de las quebradas ayudará a proponer medidas de mitigación para el tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo Palma”?

¿La identificación de medidas de mitigación disminuirán las pérdidas económicas en la zona de estudio?

1.2. ANTECEDENTES

En la zona de Chosica, el fenómeno de los huaycos agresivos tienen larga data, se tiene referencias desde los años 1909, 1915, 1925, 1926, 1936, 1939, 1950, 1952, 1954, 1955, 1959, 1967, 1972, 1976, 1983, 1985, 1987, 1989, 1992, 1997, 2003, 2007, 2012, 2015 de todos ellos los más catastróficos fueron los del año 1925-1926 y del año 1987. Estos huaycos han afectado significativamente en el tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo Palma”, tal como se detalla a continuación:

- Entre los años 1925 y 1970 hubieron intensas lluvias, se registraron record histórico de hasta 16 milímetros de precipitaciones, la cual ocasionaron huaycos (**Icochea, 2015**).
- El año 2008, presentó el Informe de Suficiencia para obtener el Título de Ingeniero Civil, el Bach. Andres Peña Contreras; la misma que lleva como Título **“Obras De Encauzamiento Para la Protección de la Universidad Nacional de Educación Quebrada Santo Domingo Alternativas de Solución”**; donde analiza entre otros el comportamiento de la quebrada Santo Domingo.
- En 1987, el 09 de marzo entre las 4:00 y 7:30 p.m., las quebradas Quirio, Pedregal y Corrales, se activaron lo que ocasionaron huaycos. (**RIIGEO, FIGMMG-UNMSM, 2012**). Las causas fueron principalmente naturales, relacionadas con precipitaciones pluviales intensas, la forma y pendiente de la cuenca y el material de las vertientes. Sin embargo, la gravedad de los daños es el resultado de una urbanización que, durante años, se desarrolló ignorando los peligros y sin ningún criterio de planificación urbana. La Carretera Central, la principal vía que enlaza Lima con el interior del país, quedó inhabilitado en un tramo de 2500 metros. Esto provocó desabastecimiento y aumento del

precio de los alimentos en Lima y en El Callao, pues la Carretera Central constituye la vía principal de abastecimiento de alimentos para la capital. El tránsito fue paralizado por 24 horas afectando a 600 camiones. (PREDES, 1987).

Figura 1. Viviendas arrasadas en la quebrada Pedregal



Fuente: (RIIGEO, FIGMMG-UNMSM), 2012.

- (Rocha, 2011). En 1998 se registró un Meganiño en el Hemisferio Sur. El evento principalmente afectó el caudal del río Rímac, ocasionando un incremento en el caudal de hasta $212 \text{ m}^3/\text{s}$, aproximadamente, transportando una gran cantidad de agua, piedras de hasta 1m de diámetro, lodo, provocando daños a las estructuras ubicadas a lo largo del río. Durante el evento, en un sector del distrito de Chosica, se originó el desborde del río en ambas márgenes. El agua, luego de rebasar y demoler la defensa de la margen izquierda corrió paralelamente al cauce del río y regresó a éste, destruyendo el muro de contención de aguas abajo, causando daños en las estructuras de las casas aledañas al río Rímac en el distrito de Chosica, entre ellas la más significativa fue la destrucción del antiguo puente colgante de Chosica ubicado a 500 metros aguas arriba de la bocatoma de la Central Hidroeléctrica de Huampaní.
- Los huaycos acontecidos en el Perú se han visto incrementados debido a la presencia de los Meganiños registrados en los años 1578, 1720, 1728, 1791, 1828, 1877-1878, 1891,

1925, 1926, 1983, 1998, originando pérdidas socioeconómicas significativas. **(Rocha, 2011).**

- En el 2012, el 5 de abril, a las 5:30 pm horas una intensa lluvia de más de 3 horas, entre los kilómetros 27 al 42 de la carretera central focalizada en las zonas de Chosica, Ricardo Palma y Chaclacayo, se activaron 11 quebradas lo que ocasionó huaycos, provocando destrucción de viviendas, redes de agua y desagüe, bloqueo de vías por el impacto de enormes rocas y barro que deterioraron vías, calles y tramos de carretera en los sectores La Ronda, Ramón Castilla, Señor de los Milagros, Virgen del Rosario, Nicolás de Piérola, California, Santo Domingo, Pablo Patrón, Clorinda Málaga, San Juan de Bellavista, Buenos Aires de Moyopampa, Pedregal, Las Parritas y San Juan. **(Zavala et al., 2012).**

- El lunes 23 de marzo del 2015, cerca de las 14.30 horas, se originaron intensas precipitaciones pluviales en los distritos de Chosica y Santa Eulalia, reactivándose las quebradas de la margen derecha del río Rímac y la quebrada Cashahuacra aportante por la margen derecha del río Santa Eulalia; que ocasionaron huaycos. **(INGEMMET Nuñez et.al, 2015).**

Se analizaron los datos proporcionados por SENAMHI en la estación Chosica para el 23 de marzo del 2015 que muestran que un pico de 18.3 mm el día del evento. (SENAMHI 2015).

Figura 2. Precipitaciones pluviales diarias registradas en la estación Chosica en marzo del 2015 (SENAMHI 2015)



Fuente: SENAMHI, 2015

- El año 2015, presentaron la Tesis para obtener el Título de Ing. Civil, los Bach. Jan Juliver Espir Nureña y Javier Alex Morales Leiva; la misma que lleva como Título **“Evaluación de Fenómenos Hidráulicos en el Canal Chaquin del Sistema de Riego del Valle de Viru Primer Tramo”**; donde proponen entre otros la construcción de muros, construcción de transiciones, y modificar la sección hidráulica.
- El año 2016, presentó la Tesis para obtener el Título de Ing. Civil, la Bach. Julissa Andrea Garavito Calle; la misma que lleva como Título **“Planeamiento de la Construcción de la Defensa Ribereña del Puente Tahuamanu utilizando Geoestructuras - Madre De Dios”**; donde propone la protección de los taludes adyacentes a los estribos del puente utilizando geoestructuras, además de actividades de reencauzamiento de las aguas del río Tahuamanu.
- El año 2016, presentó la Tesis para obtener el Título de Ingeniero Agrícola, la Bach. Rut Luzmila García Chaca; la misma que lleva como Título **“Alternativas Para la Estabilización de la Quebrada Cantuta II con Fines de Mitigación de Huaycos”**;

donde analiza Alternativas para la estabilización geomorfológica de la quebrada Cantuta II.

- El 15 de enero 2017, a las 2pm se presentaron precipitaciones que, ocasionaron huaycos que han afectado la carretera central. Se activaron 10 quebradas, las zonas más afectadas de Santa Eulalia son Mariano Melgar, José Santos Chocano y Buenos Aires.

Figura 3. Vista de las calles de Santa Eulalia



Fuente: Elaboración Propia, 2017

Figura 4. Vista de la descarga de la quebrada Chacrasana – vía carretera central



Acumulación del material de
huayco de la quebrada

Fuente: Elaboración Propia, 2017

Figura 5. Vista de la descarga de la quebrada Quirio – vía carretera central



Fuente: Elaboración Propia, 2017

- El año 2017, presentó la Tesis para obtener el Título de Ingeniero Constructor, el Bach. Drazen Zvonimir Pivalica Cisternas; la misma que lleva como Título **“Sistemas de Contención de Aluviones Para la Quebrada de Lo Cañas en la Comuna de la Florida”**; donde analiza el tipo de estructura de contención o disipación de aluviones adecuado para la quebrada de Lo Cañas, proponiendo entre otros captar el flujo a través de colectores aguas arriba.

- El año 2018, presentó la Tesis para obtener el Título de Ing. Hidráulico, el Bach. Byron Giácomo Trigoso Marín; la misma que lleva como Título **“Modelamiento Hidráulico de la Quebrada Calispuquio – Tramo Ciudad de Cajamarca – Ciudad Universitaria, con fines de Prevención de Inundaciones”**; donde propone profundizar el canal existente y reemplazar los muros de concreto existente, reparación de canal erosionado, limpieza de canal, construcción de muros, y amplificar la sección hidráulica del canal.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

- Elaborar Alternativas para la Estabilización de las quebradas con fines de mitigación de los huaycos en el tramo “Puente Los Ángeles – Ricardo Palma”.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Elaborar la Caracterización de las quebradas del tramo “Puente los Ángeles – Ricardo Palma”.
- Identificar medidas de mitigación de los huaycos en el tramo “Puente los Ángeles – Ricardo Palma”.

1.4. JUSTIFICACIÓN

El presente trabajo se justifica en la medida que, los huaycos que ocurren en el tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo Palma” causan pérdidas de vida, efecto de retroceso económico y productivo de la zona, daño e interrupción de la infraestructura vial, daño de viviendas, desabastecimiento de agua; asimismo trauma psicológico de la población, aparición de enfermedades.

1.4.1. Importancia

El estudio para estabilizar las quebradas es una herramienta de vital importancia para evaluar la capacidad que tiene los cauces de soportar un determinado caudal de avenida para evitar o disminuir los daños producidos por los Huaycos, de tal manera que se puedan proyectar estructuras para adecuar los cursos de aguas a su paso por las zonas urbanas e infraestructuras; en tal sentido, mediante las obras hidráulicas se mitigarán los impactos generados por los Huaycos.

II. MARCO TEORÍCO

2.1. BASES TEÓRICAS SOBRE EL TEMA DE INVESTIGACIÓN

Agua: El agua como componente, es el principal agente de transporte para los flujos de escombros debido a su propiedad de incluir tanto a las partículas gruesas y finas, así como envolver a todo el material que se presente en su camino. La densidad del agua (ρ_w) es muy cercana a 1000 Kg/m^3 Bravo (1903).

Partículas de Arcilla: La densidad de las partículas de arcilla es aproximadamente a 2650 Kg/m^3 . La consistencia de la arcilla seca es alta y cuando se encuentra húmeda es baja. La plasticidad del suelo depende del contenido de arcilla; a mayor cantidad de arcilla, mayor será la plasticidad. Por lo tanto, la presencia de gran cantidad de arcilla determina a un tipo de flujo de lodo (Trejo, 1988).

Granos: El grupo de granos incluye varios tipos de partículas consistiendo de mineral inerte y fragmentos de rocas el cual se diferencia apenas por sus tamaños. Como se muestra en la figura 6. Estos granos son compuestos por la desintegración física o mecánica de las rocas, pero conservan la estructura de sus rocas madres. Sus densidades generalmente varían entre los 2650 Kg/m^3 y 2750 Kg/m^3 (Trejo, 1988).

Figura 6. Clasificación del tamaño de los granos



Incremento del diámetro de partícula 

Fuente: International Society of Soil Scienc

Torrente: El torrente es una corriente natural de agua, cuyas crecidas son súbitas y violentas; sus pendientes, fuertes e irregulares, y que, por regla general, deposita de ciertas partes de su lecho de materiales transportados por las aguas, lo que causa de que estas divaguen en el momento de las crecidas (Trejo, 1988). Un torrente genera huayco, aluvión y su estudio es claramente geomorfológico (Tricart, 1961).

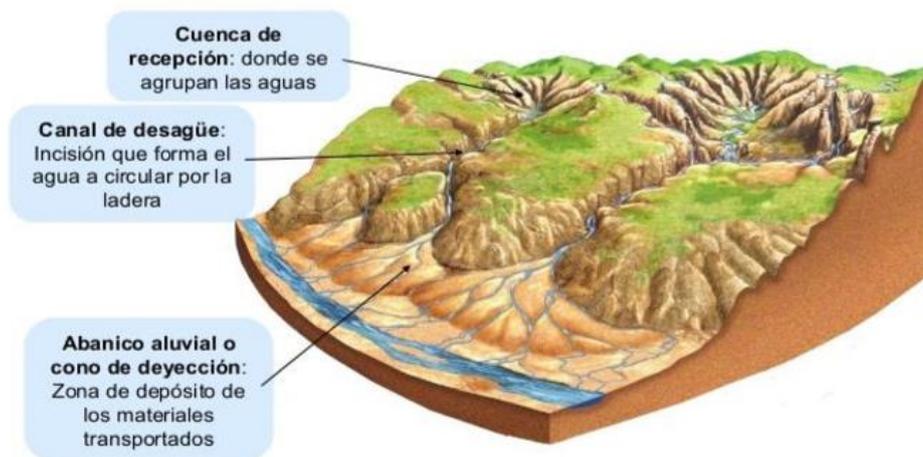
Corriente de aguas naturales: Las corrientes de agua naturales se diferencian en dos grupos: los ríos y los torrentes (García, 1962). Los ríos atraviesan en su recorrido valles anchos o llanuras aluviales de poca pendiente (no exceden el 1.5 %) e hidráulicamente, se encuentran en el régimen subcrítico (número de Froude < 1). Los torrentes fluyen a través de valles estrechos de pendientes irregulares y moderadas (mayor a 5%) e hidráulicamente, corresponden a un régimen supercrítico (número de Froude > 1).

Huayco: La Real Academia de la Lengua Española (RAE), afirma que Huayco se entiende como “Masa enorme de lodo y peñas que las lluvias torrenciales desprenden de las alturas de los Andes y que, al caer en los ríos, ocasionan su desbordamiento”. Bravo (1903), indica que se da el nombre de “huayco” en la sierra del Perú a la “masa de lodo y piedras que descienden violentamente por las quebradas secundarias de la cordillera y sus ramificaciones, demoliendo cuanto hallan en su paso; son originados por lluvias excesivas, las que comiendo la superficie toda de la localidad en que descuelguen arrastran enorme cantidad de arcilla y detritus, acarreando cuanta peña halla suelta”.

Mecanismos de los Huaycos: Para entender el mecanismo de estos fenómenos es necesario determinar 3 zonas de diferentes características en la cuenca de origen tal como se muestra en la figura 7:

1. Cuenca de recepción o zona de producción, el riesgo es alto ya que depende de las condiciones y evolución de la sub- cuenca, quebrada y valle siendo casi imposible la defensa en esta zona por predominar la erosión temprana.
2. Canal de escurrimiento, tiene mayores ventajas pero sus condiciones topográficas dentro del cauce son críticas.
3. Cono de Deyección, es la zona de mayor actividad y aporte del material arrastrado por el huayco.

Figura 7. Esquema de generación de un Huayco



Fuente: (Hernández, 2012)

Tipos de huaycos: Carhuayal (1992), indica que los huaycos se presentan: Según la frecuencia de su ocurrencia, son:

1. Periódicos: Cuando se originan normalmente en cada temporada de lluvias.
2. Ocasionales: Llamados también excepcionales, cuando se originan muy eventualmente, estando relacionado a lluvias también ocasionales.

Según naturaleza pueden ser:

- 1.- Huaycos de lodo (mudflows): Están constituidos en mayor proporción por lodo y en menor porcentaje de gravas y rocas medianas.

2. Huaycos de rocas (Debris flow): Poseen mayor porcentaje de rocas grandes y medianas en menor porcentaje de gravas y lodos

3. Huayco mixtos (Rocky Mudflow): Están constituido de lodo, gravas y rocas en igual porcentaje.

Estos tipos de huaycos que se presentan como proceso erosivo, son bases de desarrollo para otros procesos de erosión, y por lo tanto, su estudio requiere, a su vez, el examen de las otras formas de erosión que ocurren dentro de las cuencas torrenciales. Se han reconocido varias formas y procesos de erosión que tienen incidencia en los huaycos, siendo los más importantes:

a. Formas de erosión Fluvial: Son aquellas ligadas tanto a la acción erosiva que realizan los huaycos, propiamente dichos, como el escurrimiento hídrico no saturado en materiales sólidos, que ocurren en las quebradas luego de las avenidas torrenciales. Los procesos que resultan dependen del caudal y el material transportado por las corrientes de agua, así como la forma y constitución de los lechos de las quebradas. Se han identificado tres tipos de lechos, según predomine el material conformante: (1) ROCOSO, si el lecho está emplazado fundamentalmente en estrato rocoso; (2) ALUVIAL, si el lecho queda emplazado en materiales transportados por la corriente de agua y, (3) de alternancia ALUVIAL Y ROCOSA, cuya definición es implícita. Salvo causas específicas, la mayor erosión se efectúa en los lechos aluviales, que son puntos más críticos.

b. Proceso de Erosión en las Vertientes: Son los que ocurren en la superficie de las vertientes o laderas y son básicamente de dos categorías: las formas originadas por la esorrentía superficial o escurrimiento y, las que se generan por los movimientos en masa.

El escurrimiento difuso, es el primer proceso que ocurre por la esorrentía superficial de las aguas en las vertientes y, prácticamente abarca a toda cuenca; sin embargo, sólo en algunos lugares adquiere notable intensidad, arrastrando las partículas superficiales del suelo. Sus huellas perciben en el terreno por una serie de canalitos de pocos centímetros de profundidad

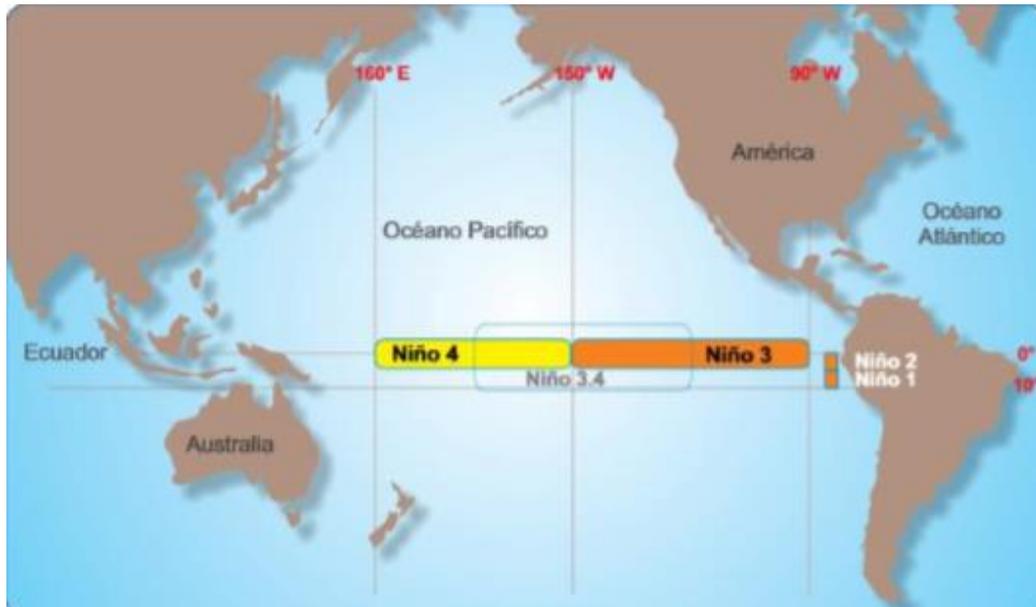
que entallan en la superficie y que gradan a veces a verdaderos surcos. Este proceso es particularmente importante cuando afecta a terrenos de buena potencialidad agrícola y se considera que puede ser fácilmente controlable con una buena cubierta vegetal o cultivos bien manejados.

Cuando el escurrimiento es concentrado, se tienen los abarrancamientos que consisten en la formación de cárcavas, las cuales pueden derivar a veces a formas de terreno muy erosionadas conocidas como “bad-lans” o tierras malas. Las cárcavas provienen de la agudización del escurrimiento difuso en terrenos fáciles y producen una importante carga de materiales hacia los lechos luego son evacuados por las lluvias torrenciales; su estabilización comprende tanto trabajos de reforestación como ciertas medidas de tipo ingenieril (drenaje).

Por último se tiene los movimientos de masa; se trata principalmente de pequeños derrumbes activos, cuyos nichos de desprendimiento miden unos 20 m. como máximo. Se presentan principalmente en las porciones intermedias del área, en taludes inestables, que se generan en su mayor parte por el corte de los lechos que alteran el perfil de equilibrio de las vertientes.

Fenómeno El Niño y los Huaycos: ROCHA (2007) determina que el Fenómeno El Niño (FEN) forma parte de un complejo cambio oceanográfico-atmosférico en el Océano Pacífico Ecuatorial. Los científicos han sectorizado la franja ecuatorial del Océano Pacífico en cuatro cuadrantes para centrar la atención en el proceso de la evolución de las temperaturas de la superficie del océano y en los vientos, (Figura 8). Para nuestra área de investigación nos interesa el cuadrante 1, porque es donde se presenta los efectos del fenómeno El Niño que afecta al país.

Figura 8. Las cuatro regiones del Océano Pacífico en las que los científicos centran su atención para estudiar los vientos, las temperaturas de la superficie del mar y las precipitaciones



Fuente: NOA

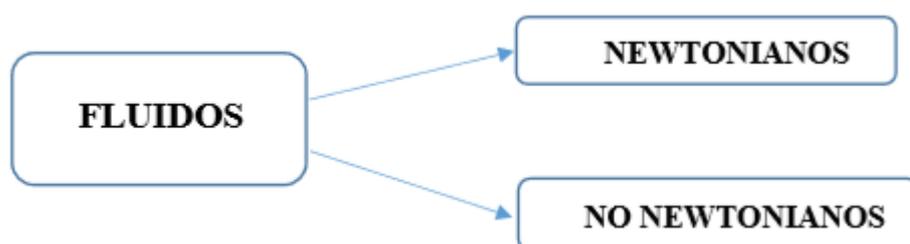
El clima es el conjunto de condiciones atmosféricas que determinan una región y en torno de las cuales se organiza la vida y las actividades económicas, por ello es que resulta evidente el gran impacto que puede producir dicha modificación climática. Frecuentemente el calentamiento del mar y del ambiente en la costa, por lo general en el norte se presenta más intensamente al comenzar el verano en el hemisferio sur, coincidiendo con la cercanía de la Navidad, lo que da origen a la Corriente de El Niño, que es diferente al Fenómeno de El Niño, que ocurre en cualquier época.

La presencia de estas aguas cálidas a lo largo de las costas peruanas, es un fenómeno recurrente que tiene una duración de varios meses. Ahora sabemos que este calentamiento marino-costero se acentúa cada cierto número de años, siendo una manifestación de los cambios que ocurren en las capas superficiales y sub superficiales del océano. Siendo estas características del fenómeno El Niño, sumado a otros factores, produce alta evaporación desde la superficie del mar, lo que origina fuertes e inusitadas lluvias que, a su vez, generan un notable aumento de los caudales de los ríos de la costa norte y centro peruano. Toda esta variación climática

constituye una amenaza seria para los grupos humanos y para sus propiedades e instalaciones. Durante el Fenómeno El Niño, se incrementa el número de magnitud de los destructivos torrentes de lodo, debido a las lluvias intensas que caen sobre las cuencas costeñas activando las fallas y debilidades de muchas quebradas y torrenteras, represando los ríos hacia los cuales descargan su flujo y creando lagunas nuevas y frágiles que amenazan a la población más abajo. Cada año se produce un gran número de huaycos con terribles y costosas consecuencias. A estas lamentables pérdidas, producto de la variación estacional, se le añadirían ahora los causados por fenómenos extremos, así como el dramático e irreversible proceso de desglaciación de los Andes Peruanos, que aumenta los caudales de los ríos y crea nuevos lagos en zonas inestables, poniendo en grave riesgo a las poblaciones. La ciudad de Lima es uno de los más afectados por este evento. Con frecuencia se producen en el distrito de Lurigancho-Chosica en la Intercuenca Medio Bajo Rímac, que forma parte de la cuenca del Río Rímac. Se tiene registro que en Lima los últimos huaycos que se formaron por el Fenómeno de El Niño fueron durante los años 1925-26, 1983, 1997-98. De los cuales los más catastróficos fueron en el 1925-26 que afectaron incluso a la central hidroeléctrica de Huampaní.

Tipos de Fluidos: Un fluido es un líquido que se distorsiona continuamente por esfuerzos cortantes, es decir, que ofrece pequeña, o nula resistencia a las fuerzas tangenciales, o cortantes, que se le aplican. Por ejemplo, voltear un vaso conteniendo de agua.

Figura 9. Tipos de Fluidos



Fuente: Propia

En términos muy generales, a los fluidos que presentan una resistencia muy pequeña, o nula, a ser deformados se les conoce como fluidos Newtonianos, en tanto, a los fluidos que presentan mayor resistencia se les llama fluidos no Newtonianos. En la hidráulica fluvial o en la ingeniería de ríos se estima este fluido como “agua limpia” y se trabaja con los conceptos de fluidos newtonianos; donde la relación entre esfuerzo cortante tasa de deformación (gradiente de velocidades) es lineal. Cuando el transporte de sólidos es tan grande y la densidad de la mezcla se incrementa por encima de la densidad del agua, las nociones de hidráulica fluvial se desvanecen y se introducen los conceptos de fluidos no – newtonianos. Desde un punto de vista hidráulico, esta rama se conoce como “Hidráulica Torrencial”. Los fluidos no-Newtonianos comprenden en general mezclas como barros, aceites lubricantes muy viscosos, fluidos orgánicos como la sangre, etc. Y se subdividen en 3 tipos: fluidos dilatantes, pseudoplásticos y tipo Bingham.

Flujo de Escombros: Según Hampton (1972), “De alguna forma de colapso en el talud trae como resultado los flujos de lodo y escombros. Los escombros que caen como un deslizamiento colectan humedad y se mueven a lo largo de la pendiente, éste se licua o se dilata conforme avanza, aumentando la movilidad del fluido”. Según Takahashi (1980) “Los flujos de lodo y escombros son flujos antiguos conformados por una mezcla viscosa y sedimentos de todos los tamaños con acumulaciones de cantos rodados que se vuelcan en el frente de la onda y forman lóbulos, detrás del cual siguen los granos más finos”. Según Iverson (1997), “Los flujos de lodo y escombros suceden cuando masas de sedimento pobremente graduadas, agitadas y saturadas con agua, caen precipitadamente por efecto de la atracción de la gravedad”. Es notorio que existen diversas definiciones sobre flujos de escombros, pero en resumen se trata de una mezcla de agua con sedimento que transita hacia aguas abajo, sobre una pendiente

pronunciada y que aumenta su volumen debido a rocas, arbustos y troncos que encuentra en su camino.

Clasificación de Flujo de Escombros: De la literatura existen distintos criterios para la clasificación de flujos de escombros. A continuación, citaremos a:

Costa (1988), Se basa en el tipo del mecanismo de material, el movimiento, y la concentración del sedimento. Esta clasificación se analiza básicamente en la banda de flujos de gravedad (mezclas de sedimento y agua) que fluyen a diversas tasas de concentraciones.

Los flujos de agua-sedimento pueden ser agrupados dentro de 3 bandas principales:

- Flujo Avenidas de agua (wáter flood).- Los flujos de corriente son flujos de agua y sedimento con bajas concentraciones de sedimento; el flujo se rige esencialmente como un fluido Newtoniano.

- Flujos Hiperconcentrados.- Está formado por una mezcla de partículas gruesas y agua predominando la primera. Se considera un flujo hiperconcentrado si la concentración volumétrica de sedimentos en el flujo cambia de 20% a 60%. No hay cohesión sino dispersión.

- Flujos de Detritos (derbis flow).- Los sólidos controlan este flujo turbulento, se puede dividir en dos fases: slurry (agua+finos) y sólida

La tabla de Costa es conveniente para identificar estos tipos de flujo tomando en cuenta la concentración. Clasifica también los flujos desde el punto de vista geológico. Las fuerzas internas del flujo, la granulometría y el comportamiento laminar o turbulento llega a ser tomado en cuenta también para caracterizar los diferentes tipos de flujo. Los huaycos según Costa tienen un comportamiento laminar. A continuación, se muestra las tablas de clasificación.

Tabla 1. Clasificación de flujo de Escombros (Concentración)

Flujo	Concentración de sedimentos	Densidad de los sólidos (g/cm^3)	τ_y (dn/cm^2)	Tipo de Fluido
Avenida de Agua	1-40% en peso 0.4-20% en volumen	1.01-1.33	0-100	Newtoniano
Flujo hiperconcentrado	40-70% en peso 20-47% en volumen	1.33-1.80	100-400	No Newtoniano
Flujo de escombros	70-90% en peso 47-775 en volumen	1.80-2.30	>400	Viscoplástico

Fuente: Costa, 1988

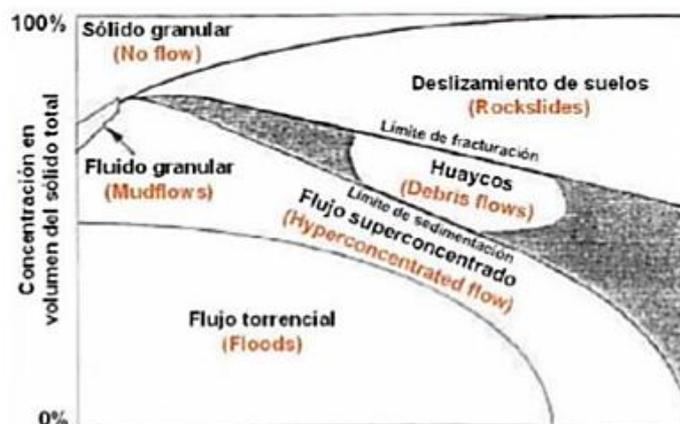
Tabla 2. Clasificación de flujo de Escombros (Vista Geológico)

Flujo	Mayor mecanismo de soporte de los sedimentos	Viscosidad (poise)	Perfil de concentración de sedimentos	Tipo de flujo predominante
Avenida de Agua	Fuerzas electrostática, turbulencia	0.01-20	No uniforme	Turbulento
Flujo hiperconcentrado	Empuje, esfuerzo dispersivo, turbulencia	20-200	No uniforme a uniforme	Turbulento a Laminar
Flujo de escombros	Cohesión, empuje, esfuerzo dispersivo, soporte estructural	>>200	Uniforme	Laminar

Fuente: Costa, 1988

Coussot (1997), clasifica los huaycos basándose en los parámetros la concentración y la granulometría del material sólido, tal como se ve en la figura 10. El flujo torrencial, flujo hiperconcentrado, así como también los deslizamientos de suelos llegan a ser contemplados dentro de ésta clasificación de flujos.

Figura 10. Clasificación de flujos



Fuente: Coussot (1997)

Jaime Suárez Díaz (2001), señala la existencia de tres tipos de flujos: Lodos, hiperconcentrados, y de detritos. Resumió los criterios generales en la siguiente tabla, donde determino el tipo de flujo que se va a presentar con base en las características de la mezcla y del canal.

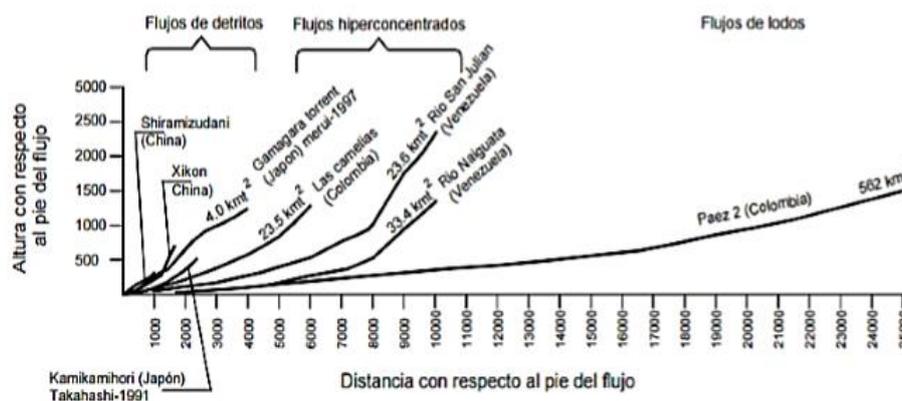
Tabla 3. Tipos de flujo de acuerdo a las características de la mezcla y del canal

Características de los sedimentos	Concentración de sedimentos de la mezcla (Kg/m ³)	Pendiente del canal				
		> 100% (45°)	100 a 50%	50 a 20%	20 a 10%	10 a 5%
Más del 20% del peso total de sedimentos son partículas finas (d<ASTM#200)	<90	Flujo hiperconcentrado		Flujo de lodo		
	>90	Flujo de lodo				
Menos del 20% del peso total de sedimentos son partículas finas (d<ASTM#200)	<300	Flujo hiperconcentrado				
	300 a 600	Flujo turbulento de detritos (Debris flow)	Flujo hiperconcentrado			
	600 a 900	Flujo turbulento de detritos (Debris flow)				
	>900	Flujo laminar de detritos				

Fuente: Suarez, 2001

Luego propuso una clasificación que muestra es de algunas avalanchas que está en función de los perfiles longitudinales de los canales característicos de cada tipo de flujo. Los flujos de detritos suceden generalmente en canales de gran pendiente y tiene una longitud de recorrido menor que los flujos hiperconcentrados y los flujos de lodo.

Figura 11. Perfiles longitudinales del canal para diferentes tipos de flujo

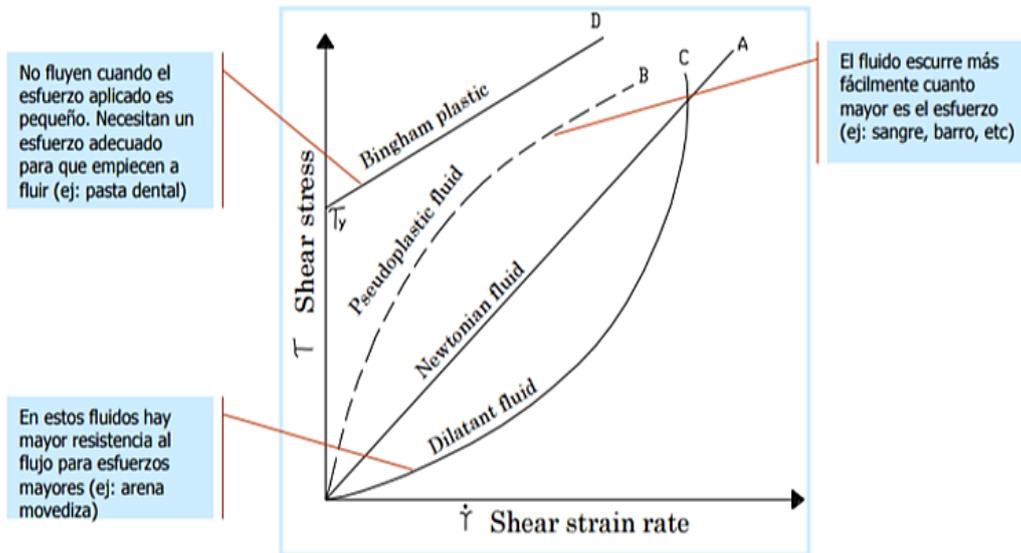


Fuente: Suarez, 2001

Los Huaycos como Flujo de Escombros: Castillo (2006), señala que los acontecimientos descritos en los huaycos, es un flujo de escombros y la forma de deposición y las características de movimientos han sido evaluadas por geólogos e ingenieros; y a la vez despertó el interés de autoridades relacionadas a la tarea de mitigación de desastres.

Hidráulica de Flujo de Escombros: Los huaycos no pueden ser tratados normalmente dentro del campo de la hidráulica fluvial, debido a las características de las concentraciones y diversidades de escombros que arrastran durante su recorrido. Castillo (2006) señala que la hidráulica de los flujos de escombros o hidráulica torrencial, es el estudio de las avenidas torrenciales en la cual el transporte de sólidos es tan grande que las nociones de hidráulica fluvial se desvanecen. La fase sólida influye en el flujo, es decir, no puede separarse el flujo de agua, por un lado, con sus ecuaciones de movimiento, y el transporte sólido por otro. Por ejemplo, en un flujo de escombros en Rusia, el caudal debido al agua de precipitación era de solamente $49 \text{ m}^3/\text{s}$. Después de recorrer 10 km y erosionar el cauce, el flujo logro una descarga máxima de $490 \text{ m}^3/\text{s}$, diez veces el flujo teórico. El caudal de lodo alcanzado es mucho mayor que en un flujo de agua sola (“agua limpia”) debido al aporte y transporte sólido. Para entender mejor este tipo de flujo se previamente se definirá los tipos de fluidos existentes.

Figura 12. Relación entre el esfuerzo cortante (τ) y la Tasa de deformación ($\dot{\gamma}^*$)

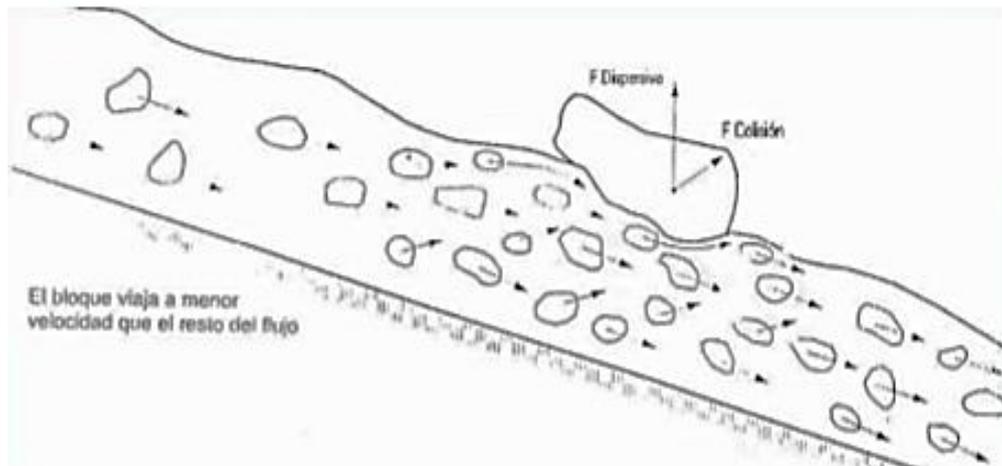


Fuente: Castillo, 2006

Conceptos Importantes del Mecanismo de Soporte de Partícula: La facilidad que tienen los flujos de escombros para transportar partículas gruesas de diversos tamaños y moverse a grandes distancias con pendientes pequeñas ha intrigado a muchos investigadores. El tamaño máximo de partículas que pueden ser movidas por un “slurry” o matriz es generalmente decenas de veces mayor que aquellas para agua limpia, y entre mayor sea la viscosidad efectiva del slurry y menor la velocidad del flujo, es mayor ésta relación. Para solucionar estas observaciones, se revisará los diversos mecanismos de soporte de partículas como se muestra a continuación.

Esfuerzo Dispersivo: Basado en el concepto de esfuerzo dispersivo por Bagnold (1954). El cual realizó experimentos con partículas cizallándose en un cilindro giratorio y observó que los esfuerzos de soporte de la partícula eran generados por el resultado de la colisión entre partículas. El esfuerzo normal fue llamado esfuerzo dispersivo.

Figura 13. Transporte de grandes bloques, debido al esfuerzo dispersivo



Fuente: Suarez, 2001

Fuerza Matricial: “Se observa que si una partícula suspendida en un flujo de lodo estacionario es empujada hacia abajo, tiende a hundirse un poco y quedarse en esa posición, sin retornar a la superficie o hundirse hasta el fondo” (Johnson, 1970) Según Hampton (1975) existe una red de partículas de arcilla floculadas a todo lo largo del fluido. La floculación es la resultante de fuerzas atractivas netas entre dos partículas de arcilla. La fuerza mínima requerida para romper esta red de partículas floculadas ha sido definida como la Fuerza matricial de Johnson.

Caudal del Flujo de Escombros: Para la estimación de los caudales máximos de los flujos de escombros existen 2 metodologías más usadas, la de JICA (Japan International Cooperation Agency) y la de O’Brien (2000).

1. Metodología JICA – Takahashi (1981) La metodología usada por JICA se basa en los desarrollos de Takahashi. El cual representa el volumen de lodo y escombros es igual a:

$$V_s = V_a \left[\frac{C_d}{C^* - C_d} \right]$$

Donde:

Vs: Volumen de detritos en m³

Va: Volumen de agua en m³

Cd: Densidad volumétrica del flujo de lodo y piedras

C*: Densidad volumétrica de sedimentos del lecho

Según (Montserrat, 2005) el caudal máximo de flujos detríticos propuesta por Takahashi (1978, 1981), la cual liga el caudal máximo del flujo detrítico con el caudal máximo líquido de la descarga. El Gobierno de Japón (Ministerio de la Construcción) propone este método para flujos detríticos donde el material proviene principalmente de la erosión del lecho (Ayala, 1996). Takahashi (1978, 1981) determina el caudal máximo de la corriente de detritos mediante la siguiente expresión:

$$Q_d = Q_0 P = Q_0 \frac{C^*}{(C^* - C_d)} \quad \text{(Ecuación 1)}$$

Donde:

Q_d : Representa el caudal máximo del flujo detrítico

Q₀ : El caudal máximo líquido

P : Corresponde a un coeficiente de amplificación,

C_d : Concentración volumétrica de sólidos

C* : La concentración máxima de los sólidos (o concentración de empaquetamiento).

Generalmente C* toma valores del orden del 65%. Y C_d se estima según la siguiente ecuación:

$$C_d = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{\tan \alpha}{(\tan \phi - \tan \alpha)}$$

Donde:

α corresponde al ángulo de inclinación del lecho, y φ al ángulo de fricción interna del material depositado (entre 30° y 40°). C_d es denominada por Takahashi (1981) como la concentración

de equilibrio del flujo, la cual se alcanza en condiciones estacionarias. Resultados obtenidos mediante esta ecuación muestran una buena correlación con datos experimentales (Takahashi, 1981).

Las otras ecuaciones aplicadas siguiendo el método de Takahashi, son las que permiten estimar el caudal máximo de lodos y piedras, y caudal máximo de material fino; como una función del caudal líquido. Siendo la siguiente de ecuación una variación de la Ecuación 1.

$$Q_t = \left[\left(1 + \frac{V_s}{V_a} \right) + \left(\frac{\rho - 1}{\sigma - \rho} \right) \right] * Q_p \quad \text{(Ecuación 2)}$$

Donde:

V_s (m³) es el volumen de detritos

V_a (m³) volumen del agua, ρ (t/m³) es la densidad del fluido de detritos

σ (t/m³) es la densidad del sedimento.

Q_p (m³/s) es el caudal líquido.

2. Metodología O'Brien (2000) Otra metodología empleada es la propuesta por O'Brien (2000) donde el hidrograma de flujo de detritos se estima a partir del hidrograma de flujo de agua multiplicado por un factor que es una función de la concentración volumétrica de detritos. La ecuación usada por O'Brien es la siguiente:

$$Q_t = BF * Q_l$$

$$BF = \frac{1}{1 - C_v}$$

Donde:

Q_t : Caudal total de flujo de detritos (m³/s)

Q_l : Caudal líquido (m³/s)

BF: Factor (Bulking Factor)

C_v : Concentración volumétrica de detritos.

Según la referencia de O'Brien (2000), para flujos de detritos el valor de C_v varía entre 0.20 (para flujos bajos) y 0.45 (para flujos altos).

Medidas Estructurales para el Control de Huaycos: Dentro de la alternativa para el control de huaycos se encuentran las medidas estructurales, son aquellas medidas tácticas o ingenieriles, que se encuentran orientadas a la construcción de obras o métodos manuales ejecutados por el hombre, con el objetivo de prevenir o mitigar los desastres ocasionados por el huayco. Dentro de las medidas se puede encontrar:

Medidas Alternativas para la Mitigación: Estas medidas básicamente tienen como objetivo principal controlar o mermar los efectos que producen los huaycos, para la protección de las zonas de deyección que generalmente son las comunidades cercanas a las quebradas activas. Y los cuales pueden ser:

a. Muros de Mampostería en Piedra: Los Muros de mampostería (piedra seca), sirven para detener la velocidad del agua y a la vez conseguir condiciones favorables para el establecimiento de la vegetación permanente o defender zonas críticas en donde no cabe ningún otro sistema de protección.

Martínez (1990,1992) da una interpretación geotécnica a la roca, como el elemento de los muros "Tipo Peruano", pircas o pilcas que sirvieron para desarrollar la ingeniería del antiguo Perú.

En las rocas, las diaclasas o fracturas propias de su origen presentan caras planas y llanas con diversas formas, desde un paralelepípedo hasta un cubo. Por lo tanto, sería las más adecuadas para ser empleadas la construcción de muro de mampostería en piedra o también llamados pircas.

Para la construcción es necesario la pirca seca sin mortero, que es altamente permeable por estar formada por bloques y fragmentos de rocas que dejan espacios vacíos del orden de 10% al 30 % en las mejores construidas. Estos conductos funcionan como drenes impidiendo la formación de presión por acumulación de agua en su lado posterior.

Las pircas se comportan como elemento asísmico. Durante el movimiento de la energía que transmite la onda sísmica es absorbida por las fuerzas de fricción generadas entre las caras de los bloques de los muros cuando entran en contacto. Esta es la razón por las que no han fallado en comparación de los muros de concreto de mayor superficie de fricción.

De acuerdo a las consideraciones y resultados de estudios anteriores, se deben evaluar las propuestas con alturas (0.5 a 10 m).

Según Martínez (1991), para la metodología del análisis, se detriminan los factores de seguridad para estabilidad de muros y que son:

- Hidrostático $FSH \geq 1.00$

$$FSH = \frac{d(G_s - 1) \times \cos \beta - \left\{ 0,25 \times \frac{V^2}{g} \right\} \times \cos \alpha \times \tan \phi}{\left\{ 0,25 \times \frac{V^2}{g} \right\} \times \sin \alpha + d(G_s - 1) \times \sin \beta} \geq 1$$

- Sísmico $FSH \geq 1.50$

- Deslizamiento $FSD \geq 2.00$

$$FSH = \frac{f(B_1 + B_2) \times G_s}{K_A \gamma_r \times H_e} \geq 2$$

- Por volteo $FSV \geq 3.00$

Momento Resistente (M_R) > Momento de Volteo (M_V)

$$FSV = \frac{M_R}{M_V} \geq 3$$

En los cálculos que se consideran los más importantes son:

- V = velocidad de Flujo del río y/o aluvión = 4 a 8 m/seg.
- G = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg²
- G_s = Peso específico de la granodiorita = 2.6 a 2.9 ton/m³
- Φ = Angulo de fricción interna = 20° a 45°
- β = Talud del parámetro = 5.72° a 14° (1/n: 1/10 a 1/4)
- α = Dirección del flujo con respecto a la normal del talud = 3.28° a 76°
- D = Diámetro medio de la roca = 0.30 a 2.00 m.
- $K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \Phi/2)$, coeficiente de empuje activo = 0.22 a 3.04.
- F = Coeficiente de fricción en la base del muro = $\text{tg } \Phi$ = 0.36 a 0.83.
- E = Empuje activo del relleno.
- γ_r = Peso volumétrico del relleno = 1.6 a 1.8 t/m³
- γ_p = Peso volumétrico de pirca = 1.58 a 1.64 t/m³ (sedimento de roca)

b. Diques de regulación en el cauce del Huayco: Los diques de regulación en el cauce son útiles para retener los sólidos que arrastra el flujo aluvional, disminuyendo la masa y velocidad del flujo huayco, al impedir la erosión de fondo del cauce.

Pueden ser construidos albañilería de piedra con solo un 5% en volumen de mortero añadido al volumen total, de esta manera se puede mejorar la resistencia y durabilidad

Disponen de un vertedero central para evitar socavación lateral de los apoyos en la sección. Es recomendable edificar los diques separados cada 25 o 50 metros, dependiendo el grado de riesgo que presenta la zona.

c. Dique de control de cárcavas: Los diques son barreras que cruzan un curso de agua, para controlar el nivel y velocidad del agua. De esta manera resiste el desgaste del fondo de las quebradas por efecto del arrastre ejercido por el agua. Además de retener los sólidos del

material que cae por la torrentera. No es necesario usar mortero como cementante de los bloques de rocas para la construcción de estas estructuras, lo que es importante es controlar los tamaños de roca a emplearse debiendo tener medidas aproximadas de 0.70 m en la base y de 0.3 en la corona. La sección transversal del muro de control debe contemplar talud aguas abajo, se debería suavizar el talud antes de la construcción. Así, se evitará su desmoronamiento y se favorecerá su estabilidad y la de los diques a construir. Se recomienda que la inclinación de dar al talud sea de 2:3.

El dique además contendrá un vertedero que orientará el flujo y elementos de protección de la base para evitar la erosión que se produciría por la caída del agua desde el vertedero. Se recomienda que el largo del vertedero sea de 2 m. y un alto de 0.5 m. La separación entre diques recomendable es de 50 m.

d. Barreras Dinámicas: Esta es una alternativa nueva, que viene siendo estudiada y ya fue aplicado en países europeos. Aquí en Sudamérica fue presentada en el Curso de Patología.

Geotécnica en el 2009 por el ingeniero Javier Gonzales Gallego. Y aunque quizás no pueda ser utilizada, más aún debe ser mencionada dentro de las medidas de mitigación contra efectos del huayco.

La barrera dinámica es el sistema de protección contra la caída de rocas, constituido por un obstáculo que se interpone a las posibles trayectorias de los desprendimientos, deteniendo los bloques y transformando la energía cinética que llevan dichos bloques en descenso, en un trabajo de deformación, sin que se produzcan importantes deterioros en la misma y acumulando los materiales componentes del desprendimiento. Las obras de protección de este tipo, se diseñan para soportar impactos de rocas de diferentes pesos, volúmenes, formas y velocidades. En general, estas estructuras han de ser diseñadas para soportar fuertes choques, en intervalos

de tiempo muy pequeños. Las rocas pequeñas que caen a gran velocidad, pueden causar efectos de similar magnitud, a los que ocasionan grandes bloques a pequeña velocidad. El proceso de detención de las rocas se produce por transformación de energía cinética en trabajo de deformación por elongación y desplazamiento de los componentes de la barrera dinámica.

Las partes básicas que constituyen estos sistemas son:

- Estructura de intercepción: el cual tiene la función de soportar el impacto directo de la masa, deformándose elástica y/o plásticamente, y transmitiendo los esfuerzos a través de los elementos de conexión, a la estructura de soporte y la cimentación.

- Estructura de soporte: Tiene la función de mantener en pie la estructura de intercepción, la cual no es rígida por naturaleza. Estará unida de forma directa a la estructura de intercepción o mediante elementos de conexión.

- Elementos de conexión: tienen como función transmitir los esfuerzos a la cimentación. Para controlar la deformación se situarán elementos dentro de la estructura. Aunque la normativa internacional, la cimentación no se considera parte de la barrera, sin embargo, para su diseño se han de tener en cuenta las solicitaciones, que ha de transmitir al suelo. En función del tipo de terreno en que se prevé realice la instalación, se podrá realizar una cimentación directa al terreno, mediante barras de anclaje y micro pilotes, mientras que el caso en que la instalación se realice sobre suelo o materiales sueltos, se deberá ejecutar un dado de reparto, de hormigón.

Medidas alternativas para la Prevención: Son alternativas que se pueden establecer para la protección de los conos de deyección antes que ocurra el huayco. Se toma el problema de raíz antes que comience a dejar los estragos que ocasiona. Y son los siguientes mecanismos:

- a. Andenes: Conjuntos de terrazas escalonadas construidas en las laderas de las montañas y rellenas con tierra de cultivo. Son los rasgos más típicos del paisaje alto andino. Las terrazas con superficies horizontales sostenidas por muros fueron hechas para estabilizar taludes,

reducir pendientes, disminuir la velocidad del flujo de las aguas a un régimen no erosivo. Por estos propósitos mencionados es posible que se pueda usar para tratar evitar la venida de un huayco, en este caso los andes tendrían como material más adecuado para la construcción las rocas bien cimentadas, que proporcionarían mayor estabilidad a las laderas.

b. Métodos mecánicos de drenaje: El sistema de drenaje tiene como premisa fundamental la de interceptar y conducir convenientemente las aguas, de modo que la erosión natural se reduzca, sin producir erosión acelerada y la posible ocurrencia de una avalancha o un huayco.

Los drenes, al interceptar las quebradas, ocasionan un escalonado, que actúa como disipador de energía del agua, al producirse el choque, con el consiguiente cambio en la dirección del movimiento. Tratándose de la parte superior de la quebrada, el caudal ha sido incrementado por la influencia de nuevas áreas, lo que conllevaría a un nuevo perfil del equilibrio para la misma.

(PRONAMACHCS, 1997) recomienda aplicar esta práctica en zonas climáticas semiáridas a sub húmedas; o en zonas húmedas con estaciones cerca marcadas; en pendientes de terreno cerca de los 30% de inclinación; en suelos con textura francas o moderadamente arcillosas, con buena permeabilidad. Esta práctica se debería aplicar en terrenos susceptibles a deslizamientos.

(Ho, 1991) afirma que las zanjas de infiltración se adaptan de baja o moderada precipitación, la que generalmente no excede de 800 mm anuales. Posibilita además una zona de recarga o “producción de agua” en beneficio de las zonas media y baja, lugares como en consecuencia se incrementan los manantiales o puquiales, tanto en número o como volumen de escurrimiento.

c. Reforestación: Esta medida implica un ordenamiento y planificación de las especies más adecuadas en relación a factores como actividad, suelos, precipitaciones, accesibilidad y labor de protección, manejo y aprovechamiento del suelo. La siembra árboles y arbustos proporcionan estabilidad al suelo.

2.1.1. Marco Legal

La Constitución Política del Perú Art. 66°, los Recursos Naturales, renovables y no renovables, son patrimonio de la Nación. El Estado es soberano en su aprovechamiento. Por Ley Orgánica se establecen las condiciones de su utilización y de su otorgamiento a particulares. La concesión otorga a su titular un derecho real, sujeto a dicha norma legal.

La Autoridad Nacional del Agua (ANA), del Ministerio de Agricultura y Riego, de acuerdo a la Ley N° 29338 - Ley de Recursos Hídricos, es la máxima autoridad técnica normativa del Sistema Nacional de Gestión de los Recursos Hídricos, el cual es parte del Sistema Nacional de Gestión Ambiental.

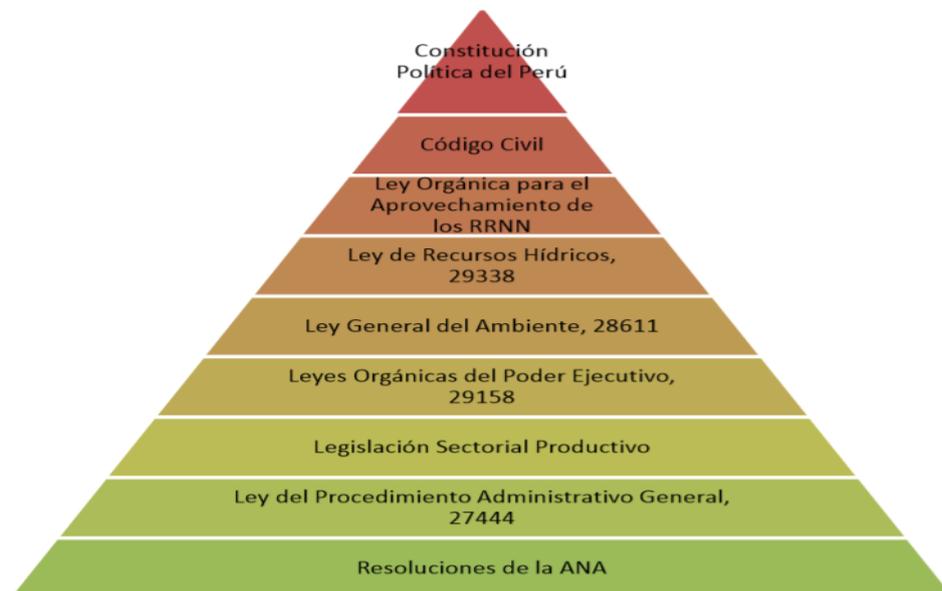
Provías Nacional, es un Proyecto Especial del Ministerio de Transportes y Comunicaciones creado mediante Decreto Supremo N° 033-2002-MTC del 12.Jul.2002. Asumió todos los derechos y obligaciones del Programa Rehabilitación de Transportes (PRT), Proyecto Especial Rehabilitación Infraestructura de Transportes (PERT) y del Ex Sistema Nacional de Mantenimiento de Carreteras (SINMAC); cuenta con autonomía técnica, administrativa y financiera; está encargado de la ejecución de proyectos de construcción, mejoramiento, rehabilitación y mantenimiento de la Red Vial Nacional, con el fin de brindar a los usuarios un medio de transporte eficiente y seguro, que contribuya a la integración económica y social del país.

Decreto Legislativo que crea el Sistema Nacional de Recursos Hídricos – DL N° 1081, La presente norma tiene por objeto articular el accionar del Estado para la gestión integrada y multisectorial de los recursos hídricos que comprende entre otras actividades la evaluación, valoración, disposición, asignación del uso y aprovechamiento multisectorial eficiente y sostenible del recurso agua, creando para tal efecto el Sistema Nacional de Recursos Hídricos. Esta norma deroga el DL N° 17752 Ley General de Aguas, DL N° 1081 ley que crea el Sistema

Nacional de Recurso Hídricos y el DL N° 1083 que fomenta el aprovechamiento eficiente y la conservación de los recursos Hídricos.

Ley de Recursos Hídricos- Ley N° 29338 y su Reglamento. La presente Ley regula el uso y gestión de los recursos hídricos. Abarca el agua superficial, subterránea, continental y los bienes asociados a esta. Se extiende al agua marítima y atmosférica en lo que resulte aplicable.

Figura 14. Pirámide de la Legislación Marco del Agua en el Perú



Fuente: Autoridad Nacional del Agua – ANA

Reglamento de Acondicionamiento Territorial y Desarrollo Urbano- DS N° 027 2003-VIVIENDA, Modificado por DS N° 012-2004-VIVIENDA, Constituye el marco normativo nacional para los procedimientos de los municipios en el ejercicio de sus competencias en planeamiento y gestión del acondicionamiento territorial y desarrollo urbano para garantizar la ocupación racional y sostenible del territorio, la armonía entre el ejercicio del derecho de propiedad y el interés social, la seguridad y estabilidad jurídica para la inversión inmobiliaria,

y entre otros alcances. Asimismo, detalla los mecanismos de planificación y zonificación, creando a su vez las denominadas unidades de gestión urbanística.

Reglamento de Zonificación Ecológica – Económica DS N° 087-2004-PCM, Mediante este decreto se aprueba el Reglamento de Zonificación Ecológica y Económica, cuya finalidad tiene orientar la toma de decisiones sobre los mejores usos del territorio, considerando las necesidades de la población que la habita y en armonía con el ambiente. Asimismo, constituye los procedimientos para la zonificación ecológica y económica, indicando las siguientes etapas: Etapa inicial, Etapa de proceso de formulación de la ZEE, Etapa de aprobación, Etapa de aplicación; y Etapa de monitoreo, evaluación y actualización.

Sobre Plan de Compensación y Reasentamiento Involuntario DL N° 1192, El presente Decreto Legislativo tiene por objeto constituir el régimen jurídico aplicable a los procesos de Adquisición y Expropiación de inmuebles, transferencia de bienes inmuebles de propiedad del Estado y liberación de Interferencias para la ejecución de Obras de Infraestructura de conformidad con lo dispuesto en el artículo N° 70 de la Constitución Política del Perú. Es de interés público primordial la Adquisición y Expropiación de inmuebles, transferencia de inmuebles de propiedad del Estado y liberación de Interferencias para la ejecución de Obras de Infraestructura.

DL N° 1330, Artículo 1. Modificación de artículos del Decreto Legislativo N° 1192.- Modifíquese los siguientes artículos 1, 4, 5, 6, 12, 13, 15, 16, 20, 27, 28, 29, 34, 35, 38, 39, 40, 43, 44, Segunda y Tercera Disposiciones Complementarias Finales del Decreto Legislativo N° 1192.

Ley General de Expropiaciones- Ley N° 27117 (20.May.1999), La Ley de Expropiaciones establece las disposiciones asociadas a la transferencia del derecho de propiedad a favor del Estado, incluyendo temas asociados al pago en efectivo de indemnizaciones, incluidas compensaciones por eventuales perjuicios. En su artículo 2° menciona que la expropiación consiste en la transferencia forzosa del derecho de propiedad privada, autorizada únicamente por Ley expresa del Congreso de la República a favor del Estado, a iniciativa del Poder Ejecutivo, Regiones o Gobiernos Locales; previo pago en efectivo de la indemnización justipreciada que incluya compensación por el eventual perjuicio. Asimismo, el artículo N° 15° se refiere a la indemnización justipreciada, la misma que, por un lado, integra el valor de la tasación comercial debidamente actualizado del bien que se expropia y por otro, la compensación que el sujeto activo de la expropiación debe abonar en caso de acreditarse fehacientemente daños y perjuicios para el sujeto pasivo originados inmediata, directa y exclusivamente por la naturaleza forzosa de la transferencia.

Reglamento Nacional de Tasaciones RM N° 126-2007-VIVIENDA, El Reglamento Nacional de Tasaciones del Perú, tiene por finalidad establecer los criterios, conceptos, definiciones y procedimientos técnicos normativos para formular la valuación de bienes inmuebles y muebles. Se entiende por tasación o valuación al procedimiento mediante el cual el perito valuador estudia el bien, analiza, dictamina sus cualidades y características en determinada fecha, para establecer la estimación del valor razonable y justo del bien de acuerdo a las normas del presente reglamento. Este reglamento alcanza a los bienes que pueden ser objeto de medida y cuyo valor puede determinarse aplicando métodos directos (comparación, costo), indirectos (renta, valor actual) u otros debidamente sustentados. Comprende a través de títulos especiales, normas para diferentes tipos de propiedades que pueden ser objeto de valuación en las condiciones mencionadas. Dichos títulos podrán contener elementos de bienes inmuebles y de

bienes muebles indistintamente. Conforme se presenten nuevos requerimientos y se completen los estudios técnicos del caso, este reglamento se ampliará con títulos referidos a diversos bienes o procedimientos evaluatorios. El campo de aplicación de este reglamento y la sujeción a sus normas alcanza a todo el territorio de la república. El uso de este reglamento es obligatorio en los casos en que se trate de practicar una valuación comercial o reglamentaria en la que el Estado interviene en alguna medida y para la ejecución de valuaciones reglamentarias que sean solicitadas por terceros. Para los efectos de la aplicación de las disposiciones y normas del presente reglamento en los procesos evaluatorios, se distingue con el nombre de tasación ó valuación reglamentaria, cuando los valores que se utilizan en la pericia corresponden a los aranceles o valores unitarios oficiales de terrenos y de edificación que son aprobados por los dispositivos legales correspondientes. Se denomina tasación o valuación comercial cuando los valores corresponden a los del libre mercado.

Directrices para la Elaboración y Aplicación de Planes de Compensación y Reasentamiento Involuntario Para Proyectos de Infraestructura de Transporte RD N° 007-2004-MTC/16, Tiene como finalidad uniformizar la presentación de los planes de compensación y reasentamiento involuntario para proyectos de infraestructura de transportes, estableciendo una estructura básica para su elaboración.

2.1.2. Marco Institucional

PLAN DE CONTINGENCIA ANTE INTENSAS LLUVIAS: El presente Plan de Contingencia será de aplicación directa en Lima Metropolitana (Cercado de Lima y sus 42 Distritos), en acción organiza con los Gobiernos Locales. La Municipalidad Metropolitana de Lima ha desarrollado el presente documento, con base en las disposiciones vigentes para la preparación y respuesta ante el impacto negativo previsto en caso de la ocurrencia de

inundaciones, en coordinación con los responsables del gobierno nacional, (aunque sin mucho éxito) en el marco de la descentralización, con la finalidad de minimizar impactos a consecuencia de la presencia de lluvias inusuales.

DISA IV LIMA ESTE: Ministerio de Salud DISA IV LIMA ESTE (CPCED): Plan de Contingencia – Lluvias 2015. Fenómeno de la Niña-DISA IV Lima Este / Centro de Prevención y Control de Emergencias y Desastres. Resolución Ministerial N° 768-2004/MINSA que aprueba la Directiva N° 040-2004OGDN/MINSA-V.01 Procedimiento para la Elaboración de Planes de Contingencia para Emergencias y Desastres Resolución Ministerial N° 517-2004/MINSA, que aprueba la Directiva N° 036-2004-OGDN/MINSA-V.01 que norma la Declaratoria de Alertas en Situaciones de Emergencias y Desastres.

III. MÉTODO

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El Tipo de Investigación es la “No Experimental”, dado que no manejamos deliberadamente las variables y me baso fundamentalmente en evaluar la topografía, hidráulica y geotécnica de las quebradas en el tramo Puente Los Ángeles – Puente Ricardo Palma, posteriormente se plantea las alternativas de solución considerando los niveles máximos de inundación y la socavación. Además, podemos considerar que esta investigación es de tipo “Descriptiva” porque elaboraremos medidas cuantificables y es “Aplicada” porque nuestro objetivo es estimar las obras de infraestructura que mitigaran el impacto de los Huaycos.

3.2. ÁMBITO TEMPORAL Y ESPACIAL

3.2.1. Ámbito Temporal

Se analizó la precipitación máxima 24 horas del año 1963 a la fecha. (*Ver Anexo 03: Análisis Hidrológico*).

3.2.2. Ámbito Espacial

La zona de Investigación, se ubica entre los puentes Los Ángeles y Ricardo Palma, de la carretera Central, la misma que se halla emplazada en el flanco occidental de la Cordillera Occidental de los Andes Peruanos, perteneciente a la Región Lima, estando delimitada por las siguientes coordenadas geográficas. (*Ver Anexo 01: Plano de Ubicación*).

Tabla 4. Ubicación de la zona de Investigación

Coordenadas UTM	Inicio	Fin	m.s.n.m.
NORTE	8676378	8681958	736
ESTE	0309906	0318958	990

Fuente: Elaboración Propia

3.3. VARIABLES

3.3.1. Variable Independiente

Tabla 5. Variable Independiente

Variable Independiente	Indicador
Coefficiente de escurrimiento	Adimensional
Precipitación	mm
Área de cuenca	km ²
Longitud del cauce principal	m
Pendiente de la Cuenca	Adimensional
Peso volumétrico del material de las quebradas	Tn/m ³

Fuente: Elaboración Propia

3.3.2. Variable Dependiente

Tabla 6. Variable Dependiente

Variable Dependiente	Indicador
Caudal	m ³ /s
Tirante del flujo	m
Profundidad de socavación	m

Fuente: Elaboración Propia

3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA

Se hizo el uso de fuentes de información secundaria que fue recabada del INEI, bibliotecas y municipalidades dependencias del Estado.

3.4.1. Demografía

❖ Población

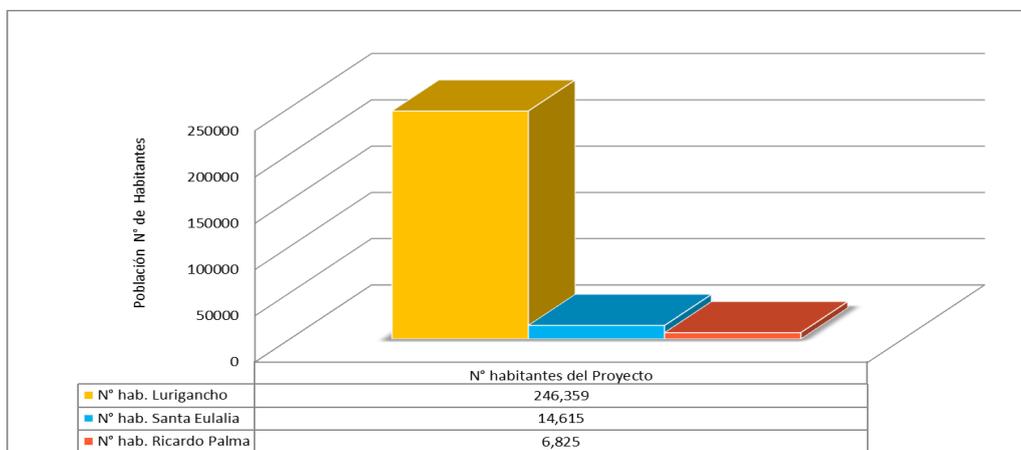
La población por departamento, provincia y distrito se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 7. Población y Tasa de Crecimiento Poblacional

Departamento/ Provincia/ Distrito	Población Total Censada		T.C.P. (%)	% de la Provincia	% de la región	Población Proy. 2017
	1993	2007				
DPTO. LIMA	6'386,308	8'445,211	2.02		100	10,315,108
PROV. LIMA	5'706,127	7'605,742	2.07	100	90.06	9,335,142
Lurigancho-Chosica	100,240	169,359	3.82	2.23	2.01	246,359
PROV. HUAROCHIRI	59,057	72,845	1.51	0.96	0.86	84,645
Santa Eulalia	6,747	10,591	3.27	0.14	0.13	14,615
Ricardo Palma	4,555	5,769	1.70	0.08	0.07	6,825
Total Distrital	111,542	185,719				267,799
Total Provincial	5,765,184	7,678,587				9,419,787

Fuente: INEI - Censos Nacionales 1993 – 2007

Figura 15. Población Proyectada - 2017



Fuente: INEI - Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda y proyectada al 2017

❖ Población según Área de Residencia

La población según Residencia en los 3 distritos del área de influencia se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 8. Población Según Área de Residencia 2007

Dpto.	Prov.	Distrito	Población 2007	Ámbitos			
				Urbana	%	Rural	%
Lima	Lima	Lurigancho-Chosica	169,359	169,359	100.00	0.00	0.00
	Huarochiri	Santa Eulalia	10,591	9,553	90.20	1,038	9.80
	Huarochiri	Ricardo Palma	5,769	4,920	85.28	849	14.72
TOTAL			185,719	183,832	98.98	1,887	1.02

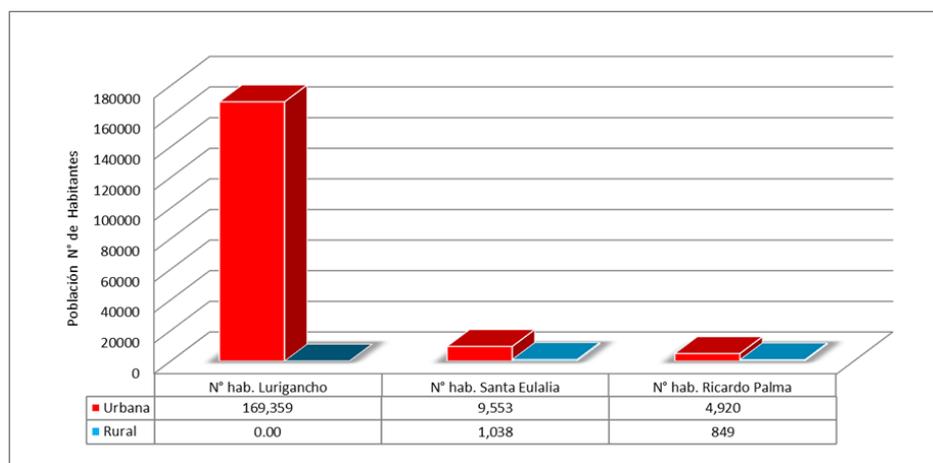
Fuente: INEI - Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda

Interpretación:

Se evidencia que el porcentaje de población urbana es mucho mayor, 98.98.1 % que la población rural 1.02 %.

La población según residencia en los 3 distritos se muestra en la siguiente figura:

Figura 16. Población Según Residencia - 2007



Fuente: INEI - Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda

Interpretación:

Se evidencia que el distrito de Lurigancho tiene 0 % de población rural, en los dos distritos restantes la población urbana es mayor que la rural.

3.4.2. Comunidades Campesinas

En el distrito de Lurigancho Chosica no existen comunidades campesinas registradas, así como en el distrito de Ricardo Palma, sin embargo, en el distrito de Santa Eulalia existen 2 comunidades campesinas, que se describen a continuación:

Tabla 9. Comunidades Campesinas

Región	Provincia	Distrito	Nombre	Partida	Nº de Familias
Lima	Huarochiri	Santa	San Jerónimo de Punan	-	42
		Eulalia	Santa Eulalia	-	S_/n

Fuente: COFOPRI – Ministerio de Vivienda–Directorio de com unidades campesinas del Perú 2009

3.5. INSTRUMENTOS

Para el cumplimiento de los objetivos de la presente investigación, se utilizaron los siguientes recursos, materiales y equipos:

- ❖ Computador personal donde se realizaron todos los análisis de la presente investigación.
- ❖ HEC-RAS (Hydrological Engineering Center – River Analysis System), es un programa de modelamiento hidráulico de análisis en quebradas y ríos, permite simular flujos en cauces para determinar los niveles del agua.
- ❖ HCANALES es un programa que nos facilita el diseño de canales y estructuras hidráulicas; asimismo, calcula el caudal que transporta un canal, quebrada o río. La solución a estos problemas requiere de cálculos mediante el uso de métodos numéricos.
- ❖ AutoCAD Civil 3D, es un dinámico programa que sirve para el cálculo y diseño de infraestructura, principalmente relacionada con el movimiento de tierras, topografía y redes de tuberías. Fundamentalmente, importa puntos desde un equipo topográfico, genera

superficies de terreno, genera reportes de movimiento de tierras, genera perfil longitudinal, genera secciones transversales, entre otros.

- ❖ AutoCAD, es un programa para diseñar, en el que se puede desarrollar todo tipo de diseños técnicos, se puede crear diseños de todo tipo en 2d y 3d, planos, objetos, cortes de objetos, etc.
- ❖ Photoshop, es un editor de imágenes y versátil.
- ❖ ArcGIS, es un sistema que permite recopilar, organizar, administrar, analizar, compartir y distribuir información geográfica.
- ❖ Microsoft Word 2013 que permite desarrollar procesamiento de textos. Software creado por la empresa Microsoft, y actualmente viene integrado en la suite ofimática Microsoft Office.

3.6. PROCEDIMIENTOS

3.6.1. Topografía:

La información topográfica se obtuvo de las cartas nacionales, realizado por el IGN, en las cuales se muestran las curvas topográficas y edificaciones de la zona de investigación.

Digitalización de Curvas: Las cartas fueron escaneadas, para trabajarlos en el programa Photoshop, donde se cambió el color de presentación (a colores blanco y negro) para realizar las líneas de contorno y empezar con la digitalización de todas las curvas de nivel de los puentes, de las quebradas y los cauces del torrente de agua en el programa ArcGIS

Delimitación de las Quebradas: Las curvas de nivel de las 08 quebradas fueron la herramienta principal para delimitar la microcuencas de cada quebrada, en el programa ArcGIS.

3.6.2. Geología- Geotecnia y Geomorfología

La información de geología y geotecnia se obtuvo de estudios cercanos a la zona de investigación y los mapas geológicos de la zona de Chosica, elaborados por el INGEMMET.

La información de geomorfología de los puentes y quebradas se obtuvo de la visita a campo a la zona de investigación.

3.6.3. Hidrología

La información hidrológica de la zona de investigación se obtiene de las estaciones meteorológicas registradas por SENAMHI.

Con esta información se determinó las precipitaciones máximas en 24 horas mensuales, permitiendo estimar los caudales máximos para diferentes tiempos de retorno.

Con la información de precipitaciones máximas en 24 horas, se prosiguió con el análisis de la data, tal como se describe a continuación:

Precipitación Máxima de Diseño: Con la información de los registros de precipitación máxima en 24 horas, análisis de frecuencias de los eventos hidrológicos máximos y la obtención de la distribución del mejor ajuste a los registros históricos, se procedió a calcular las alturas de precipitación extrema probable correspondiente a diferentes períodos de retorno, sobre cuya base se valoraron los caudales máximos.

Según la Guía de prácticas hidrológicas de la Organización Meteorológica Mundial – OMM, se recomienda multiplicar los datos pluviométricos por un factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria. Asumiendo que el caso de nuestras estaciones, son aquellas que se registran una vez al día, las precipitaciones deberán multiplicarse por un factor de 1.13, según la tabla siguiente

Tabla 10. Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria

Numero de observaciones / día	1	2	3 - 4	5 - 8	9 - 24	>24
Factor de ajuste	1.13	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00

Fuente: *Guía de prácticas hidrológicas – Volumen II: Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas - Tabla II.5.5 (OMM N°168 – 2011)*

Análisis de Frecuencia: El análisis de frecuencia consiste en aplicar las distribuciones de frecuencia a la serie de precipitaciones máximas.

Se han seleccionado las siguientes distribuciones, por ser las más usadas para determinar los caudales máximos.

- **Función de distribución Normal**

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también conocida como Campana de Gauss.

Esta distribución se define:

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

Donde:

f(x) = densidad de probabilidad

x = variable aleatoria

- **Función de distribución Log-Normal**

Esta distribución es una extensión de la distribución Normal, en donde los valores logarítmicos de una secuencia son considerados como normalmente distribuidos.

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma_y \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left[-\frac{(y - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right]; x > 0$$

Donde:

y = log(x)

$f(x)$ = densidad de probabilidad

x = variable aleatoria

μ = media de los logaritmos naturales de x

σ = desviación estándar de los logarítmicos naturales de x

e = base de los logaritmos naturales

- **Función de distribución Pearson III**

Esta distribución, es expresada a través de la siguiente fórmula:

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

Donde:

x = variable aleatoria Pearson tipo III

x_0 = origen de la variable x , parámetro de posición

β = parámetro de escala

γ = parámetro de forma

$\Gamma(\gamma)$ = función de gamma completa

- **Función de distribución Log-Pearson Tipo III**

Esta distribución ha sido una de las más utilizadas en hidrología. Como la mayoría de las variables hidrológicas son sesgadas.

$$f(x) = \frac{1}{(a < B) \left(\frac{x}{a}\right)^{B-1} \cdot e^{-(\ln(x/a)/a)}}$$

Donde:

a = parámetro de escala

b = parámetro de forma

y = límite inferior de la distribución

- **Función de distribución Gumbel**

Esta distribución Gumbel se deriva de otras distribuciones de tipo exponencial que convergen hacia una función exponencial a medida que la variable aleatoria (x) crece.

La función de densidad de probabilidad es:

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

Donde a y b son los parámetros de la función.

Los parámetros α y β , se estiman para muestras muy grandes, como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \quad \beta = \bar{x} - 0.45 \cdot S$$

Para muestras relativamente pequeñas, se tiene:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S} \quad \beta = \bar{x} - u_y / \alpha$$

Prueba de Bondad de Ajuste:

La prueba de bondad de ajuste Kolmogorov – Smirnov, considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P(x)$ de la función de probabilidades teórica, escogida $P_o(x)$ tal que:

$$D_n = \max(P(x) - P_o(x))$$

La prueba requiere que el valor D calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado d_{crit} para un nivel de probabilidad requerido.

El valor d_{crit} de la prueba debe ser obtenido de la Tabla 10, el cual está en función de a y n, pues depende del nivel de significancia y el número de datos.

Si el valor calculado Δ es menor que el d_{crit} la distribución escogida se debe aceptar.

Tabla 11. Valores críticos d_{crit} para la prueba de Smirnov - Kolmogorov

Tamaño de la muestra	a = 0.10	a = 0.05	a = 0.01
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
n grande	$\frac{1.22}{n^{1/2}}$	$\frac{1.36}{n^{1/2}}$	$\frac{1.63}{n^{1/2}}$

Fuente: Aparicio, 1993.

Intensidad de diseño: Se recurrió al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

A partir del modelo de Dyck Peschke (Guevara 1991), que estima la intensidad máxima horaria a partir de la precipitación máxima en 24 horas.

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

d = duración de lluvia en min

$P\Delta t$ = precipitación para una duración Δt

P24 = precipitación máxima en 24 horas (se asume que el dato P24 es una lluvia que ha durado 24 horas ya que resulta de un análisis estadístico de máximas)

Δt = duración requerida en minutos

Con las precipitaciones calculadas para cualquier duración, se calcula las intensidades respectivas según:

$$I = \frac{P}{t}$$

Dónde:

I = intensidad (mm/hr)

P = precipitación (mm)

Con los valores, se busca linealizar la ecuación que gobiernan los datos según:

$$Z + mY + nX + k = 0$$

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior se obtiene:

$$\text{Log (I)} = \text{Log (K)} + m \text{Log (T)} - n \text{Log (t)}$$

Donde:

$$Z = \text{Log (I)}$$

$$Y = \text{Log (T)}$$

$$X = \text{Log (t)}$$

Una vez linealizado se tiene los valores k, m y n, que se aplicaran a la formula y generara las nuevas curvas IDF.

Se ordena Las curvas de intensidad – duración – frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{10^k T^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (m/min)

K, m, n = factores característicos

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Tabla 12. Ecuación Intensidad - Duración – Frecuencia

Estación	Chosica	Santa Eulalia
Formulación	$I = \frac{10^{1.7996} T^{0.4483}}{t^{0.75}}$	$I = \frac{10^{2.1454} T^{0.2301}}{t^{0.75}}$

Fuente: Elaboración Propia

Tiempo de concentración: El tiempo de concentración es el tiempo requerido por una gota de agua, para fluir desde el punto más remoto en la cuenca hasta el punto de interés (Hidrología Aplicada - Ven Te Chow)

Para el presente estudio se han considerado las siguientes formulaciones para determinar el tiempo de concentración y de acuerdo a la calibración del modelo se utilizarán en las cuencas de interés.

Fórmula de Kirpich. -

$$t_c = 0.000325 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.77}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (hr)

L = longitud del cauce (Km)

S = pendiente del cauce (m/m)

Fórmula Bransy – Williams.-

$$t_c = 0.2433 L A^{-0.1} S^{-0.2}$$

Dónde:

t_c = tiempo de concentración (hr)

L = longitud del cauce (Km)

A = área de la cuenca (Km²)

S = pendiente del cauce (m/m)

Fórmula Temez. -

$$t_c = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (hr)

L = longitud del cauce (Km)

S = pendiente del cauce (m/m)

Fórmula de Kerby - Hathaway. -

$$t_c = 0.30 \left(\frac{0.67nL}{\sqrt{S}} \right)^{0.467}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (min)

L = longitud del cauce (pies)

S = pendiente del cauce (m/m)

Tabla 13. Valores de n

Tipo de superficie	n
Suelo liso impermeable	0.02
Suelo desnudo	0.10
Pastos pobres, cultivos en hileras o suelo desnudo algo rugoso	0.20
Pastizales	0.40
Bosques de frondosas	0.60
Bosques de coníferas o de frondosas con una capa densa de residuos orgánicos de césped	0.80

Fuente: Kerby – Hathaway

Caudal de diseño: Para calcular los caudales se utiliza el método de precipitación – escorrentía puesto que en la zona de proyecto no existe datos de caudales. Se determinará el caudal proveniente de datos pluviométricos considerando lo siguiente: Para cuencas menores o iguales a 3 Km², se empleará el “Método Racional”, el cual es un método aplicado en cuencas pequeñas por reunir todas las abstracciones en un solo parámetro “C” (coeficiente de escorrentía), además que la duración de la precipitación corresponde al tiempo de concentración, a continuación, se muestra las formulaciones para este método.

$$Q = 0.278 CIA$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía (ver siguiente tabla)

I = intensidad de precipitación máxima horaria (mm/hr)

A = área de la cuenca (Km²)

Tabla 14. Coeficiente de escorrentía

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente de terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		>50%	>20%	>5%	>1%	<1%
Vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente de terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		>50%	>20%	>5%	>1%	<1%
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.60
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos Vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, Gramina	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosque Densa Vegetación	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: "Hidrología", Edilberto Guevara y Humberto Cartaya.

g. Método Hidrograma Unitario: Para cuencas de áreas mayores a 3 Km² y menores a 50 Km², se utilizará el "Método del Hidrograma Triangular", que es el hidrograma de escorrentía directa en un intervalo de tiempo y que se genera uniformemente en el área de la cuenca.

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular utilizado por el SCS (Soil Conservation Service) donde expresa un caudal unitario de la siguiente manera:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_b}$$

Siendo:

A = área de la cuenca (Km²)

tb = tiempo base (hr)

qp = gasto pico unitario (m³/s/mm)

Del análisis de varios hidrogramas Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo pico se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67t_p$$

A su vez, el tiempo pico se expresa como:

$$t_p = \frac{de}{2} + t_r$$

Siendo:

tb = tiempo base (hr)

tp = tiempo pico (hr)

tr = tiempo de retardo (hr)

de = duración en exceso (hr)

Además, la duración en exceso con la que se tiene mayor caudal pico, a falta de mejores datos, se puede calcular aproximadamente para cuencas grandes, como:

$$de = 2\sqrt{t_c}$$

o bien, para cuencas pequeñas, como

$$de = t_c$$

Donde:

de = Duración en exceso, en hr.

Según Ven Te Chow, el tiempo de retraso en horas se determina mediante:

$$tr = 0.005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.064}$$

Donde:

L = Longitud del cauce en m.

S = Pendiente en %.

La precipitación efectiva en mm se determina a partir del método de los números de escurrimiento de la SCS, según la siguiente formulación:

$$Pe = \frac{\left[P - \frac{5080}{N} + 50.8 \right]^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2}$$

Finalmente, el caudal de diseño se determina multiplicando el gasto pico unitario y la precipitación efectiva.

$$Qd = Pe \times q_p$$

Los caudales así obtenidos en las microcuencas se muestran en el (*Anexo 03: Análisis Hidrológico*)

h. Coeficiente de rugosidad: Según Cowan (1956), el coeficiente de rugosidad “n” depende de 6 factores, cuya fórmula es la siguiente:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

Donde:

no: Valor básico correspondiente al material que compone el perímetro mojado en un canal recto.

n1: Corrección por irregularidades en la superficie de la sección mojada.

n2: Corrección por variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal.

n3: Corrección por obstrucciones.

n4: Factor de corrección por vegetación y condiciones de flujo.

m5: Corrección por cantidad de meandros

i. Estimación Profundidad de socavación: La profundidad de socavación se calculará en base al caudal de avenidas de 175, 500 años y el material de cauce.

Socavación General: La socavación general se ha estimado aplicando el Método de Lischtvan Lebediev

Lischtvan Lebediev: La máxima erosión del lecho ocasionada por el paso de las descargas máximas, en la sección de interés, fue evaluada haciendo uso la expresión propuesta por Lischtvan - Lebediev cuya expresión matemática es la siguiente:

$$V_e = 0.68\gamma d^{0.28} H_s^{x+1}$$

$$H_s = \left[\frac{aH_o^{5/3}}{0.60\gamma d^{1.18}} \right]^{1/x+1}$$

$$a = \frac{Q_d}{B_e H_m^{5/3} \mu}$$

La profundidad de socavación será

$$d_s = H_s - H_o$$

Qd(m3/s) = caudal de diseño

A (m2) = área del Modelamiento del Hec Ras

Ve (m/seg) = velocidad media de la erosión de fondo

Tr (años) = Tiempo de retorno

γ = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del agua (Ton/m3)

Ho (m) = tirante que corresponde a la profundidad a la que se desea evaluar la velocidad erosiva (antes de la erosión)

Hs (m) = profundidad de socavación (tirante incluida la profundidad de socavación)

Hm (m) = tirante promedio de la sección: Área=Be

x =exponente para material no cohesivo en función del diámetro característico

μ =coeficiente de contracción relacionado a la longitud libre entre apoyos y velocidad media del flujo.

Be(m) = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

ds (m) = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

Coeficiente "β":

Este factor (β) depende del periodo de retorno del evento hidrológico extremo según la siguiente expresión:

$$\beta = 0.8416 + 0.0334 \ln Tr$$

Coeficiente "μ"

El Coeficiente de Contracción (μ) tiene la siguiente expresión:

$$\mu = 1.00 - \frac{0.387}{L} \cdot U$$

Siendo U la velocidad media de aproximación del flujo y L, la longitud entre apoyos.

Socavación Local en Estribos

La determinación de la socavación local en los estribos es la máxima erosión generada por la obstrucción localizada que se manifiesta, se aplicó la Formula de Froehlich que calcula la socavación en estribos verticales.

$$S_l = y_a [2.27 K_1 K_2 \left(\frac{a'}{y_a} \right)^{0.43} F_r^{0.61} + 1.0]$$

$$F_r = \frac{V_e}{\sqrt{g y_a}}$$

$$a' = \max(S_i, S_d)$$

$$K_2 = \left(\frac{\theta_2}{90^\circ} \right)^{0.13}$$

Donde:

S_l = socavación

K_1 = factor de corrección por forma del estribo

K_2 = factor de corrección por ángulo de ataque (θ) del flujo contra el talud del estribo

a' = longitud del estribo proyectado perpendicular al flujo (m)

F_r = número de Froude del flujo de aproximación aguas arriba del estribo

Q_e = caudal obstruido por el estribo y el terraplén de acceso (m³/seg)

A_e = área de flujo de la sección transversal de aproximación obstruido por el terraplén (m²)

y_a = profundidad media de flujo en la planicie de inundación en las cercanías de la sección del puente (m)

j. Análisis de flujo de escombros: La ocurrencia de un flujo de escombros se describe como “un frente de rocas y piedras de diferentes tamaños envueltas en una mezcla que aparecen repentinamente a la salida de la quebrada, precedido por un ruido estrepitoso que llena el canal de un torrente de escombros cargado de barro y cantos rodados rechinando y triturándose conjuntamente”. (Johnson A.M., 1970).

El vaso colector de estos flujos de escombros, son las quebradas que se activan periódicamente debido a precipitaciones extraordinarias. En el Perú estos fenómenos se activan principalmente por la ocurrencia de precipitaciones intensas en zonas de poca o nula precipitación.

Estos flujos contienen alto porcentaje de sólidos y su movimiento es turbulento con gran poder destructivo.

- **Susceptibilidad:** La amenaza de producirse un flujo de escombros se basa en la susceptibilidad que presenta la quebrada, esto corresponde a susceptibilidad geológica (materiales susceptibles a desprenderse y deslizamientos activos), susceptibilidad topográfica (condiciones de pendiente, ancho y características de la quebrada) y la susceptibilidad hidrológica (evento activador como lluvias extraordinarias, deshielos, sismo); si alguna de las tres condiciones anteriores no se cumple, no existe amenaza de un flujo de escombros.

- **Determinación del tipo de flujo:** Se deben diferenciar tres tipos principales de flujo:

- Flujos de lodos.- consisten en altas concentraciones de partículas finas (limos y arcillas). De acuerdo a experimentos de Wan y Chien (1989), un fluido se convierte en una mezcla lechosa a una concentración de partículas finas de solamente 90 Kg/m^3 . A medida que la concentración de finos aumenta, la estructura de los sedimentos se flocula formándose una especie de cohesión de mezcla suelo-agua. Al formarse la mezcla lechosa o “slurry” de partículas finas y agua, el flujo se comporta como fluido Bingham. Estos flujos son descritos como flujos viscosos y se caracterizan por pulsos intermitentes; la deposición final del flujo viscoso mantiene la estructura dinámica de su movimiento creando filas de islas o dunas que son paralelas a la dirección del flujo, las cuales pueden tener forma de lengua. Durante la sedimentación no ocurre clasificación de los sedimentos y las partículas se mueven como una masa integral; la velocidad de deposición es muy pequeña.

- Flujos híper-concentrados. - está conformado por una mezcla de partículas gruesas y agua, predomina las partículas granulares (arena, gravas, cantos rodados y bloques) por lo tanto no

tiene cohesión. La concentración de los sedimentos (igual al volumen de sedimentos entre el volumen de sedimentos más agua) varía entre 20% y 60% en volumen, valor que corresponde a un peso específico de 2.0 Ton/m³ aprox.

- Flujos de detritos. - en este tipo de flujo los sedimentos controlan totalmente al flujo; el movimiento de los flujos detritos se puede relacionar generalmente con “flujo turbulento de granos”. Los flujos son no-viscosos y generalmente flujos turbulentos de dos fases; la fase líquida es un “slurry” consistente en agua y partículas finas y la base propiamente sólida son las partículas gruesas.

El cálculo de la capacidad de la corriente para el transporte de sedimentos requiere de información sobre las características hidráulicas del cauce y con las características geomorfológicas y de granulometría del cauce.

Considerando las condiciones geomorfológicas de las quebradas, cuyas pendientes fluctúan en promedio entre 16.0 a 42.8% en la parte alta de las quebradas, se calculará el caudal sólido de acarreo a partir de las siguientes ecuaciones, que involucran únicamente el caudal líquido y pendiente longitudinal del lecho.

La ecuación general es la siguiente:

$$Q_s = kS^m Q$$

Donde:

Q_s = Capacidad de transporte de sólidos

Q = Caudal líquido

k y m = coeficientes.

La ecuación anterior se puede expresar de forma adimensional:

$$C = kS^m$$

Donde:

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

Formula de Smart y Jaeggi (1983), a partir de 77 datos propios de laboratorio y de 137 de Meyer-Peter y Müller (1948) obtiene la expresión, recomendada para pendientes entre el 0.2% y 20%.

$$C=2.5S^{1.6}$$

Formula de Rickenmann (1991), integrando datos propios Rickenmann, 1990 y de Smart y Jaeggi (1983) y de Meyer-Peter y Müller (1948), ascendiendo en total a 252, recomienda la ecuación para pendientes entre el 0.1 % y 20%.

$$C=1.5S^{1.5}$$

Formula de Takahaschi (1991), modelo de generación general y flexible para crecidas en Japón; utilizada con alto grado de exactitud, para el estudio de arrastre de sólidos en las quebradas de Antofagasta en Chile, las cuales tienen un comportamiento muy similar a las cuencas costeras del área en estudio.

El modelo calibrado en laboratorio nos da una concentración volumétrica de sólidos a partir del ángulo de reposo de arrastre, además de considerar la pendiente del cauce de la quebrada. La estimación de la concentración volumétrica de sólidos se obtiene de la siguiente ecuación:

$$C_{d\infty} = \frac{\rho \theta}{(\rho_s - \rho)(1 - \phi \tan \theta)}$$

Donde:

- $C_{d\infty}$ = Concentración máxima.
- ρ = Densidad del agua (1 T/m³).
- ρ_s = Densidad de los sólidos (2,65 T/m³).
- θ = Angulo de inclinación del lecho.
- ϕ = Angulo de fricción interna de los sólidos.

Se adopta un valor de ϕ igual a 25°.

I. Diseño Hidráulico en estructuras de cruce en quebradas: A partir del cálculo estimado para cada quebrada bajo las condiciones actuales, se verificara la sección hidráulica de la estructura de cruce, donde se tuvo las siguientes condiciones de escurrimientos:

Las que corresponden a cauces con fuerte pendiente, donde las condiciones de entrada (hentrada < 1.2H), salida libre (hsalida > H) y sección parcialmente llena.

Las que por efecto de remanso debido a una estructura insuficiente aguas abajo, por pendiente reducida del canal de salida o por efecto de una corriente transversal, donde la condición de entrada (hentrada > 1.2H), condición de salida (hsalida > H) y sección llena de la corriente en el conducto de la alcantarilla.

En cauces anchos con escasa pendiente donde el tirante uniforme resulta mayor que el tirante crítico en la alcantarilla.

Se reformuló el cálculo hidráulico donde se pre dimensionó las estructuras con el caudal estimado, pendiente dada, considerando según las condiciones de diseño alcantarillas de sección rectangular:

Coefficiente de rugosidad:

$n = 0.015$ revestimiento de concreto

$n = 0.035$ revestimiento de mampostería

En los cauces se ha determinado el caudal hidrológico para un período de retorno de 71 años y de acuerdo a las condiciones de función hidráulica y topográfica, se diseñó alcantarillas.

Verificación de la sección hidráulica aplicando Teoría del Escorrimento Crítico

El flujo del agua en un tubo con salida libre y con pendiente suficiente para evitar el remanso, se basa en las teorías hidráulicas y están gobernadas por la velocidad crítica y la sección crítica.

La Energía total o carga de una corriente de agua puede considerarse por la energía potencial y energía cinética.

En una alcantarilla rectangular, si la profundidad del agua de llegada se mantiene constante antes de ingresar al conducto, la descarga máxima que puede pasar por la sección de la alcantarilla se puede expresar:

$$Q_d = by\sqrt{\frac{2}{3}gH}$$

Dónde:

Qd (m³/seg) : caudal de diseño

y (m) : tirante

H (m) : altura

Este resultado puede resumirse de la siguiente manera: la descarga máxima que puede pasar por la sección crítica de un canal rectangular, sin fricción, con carga hidráulica constante en la entrada, es la debida a la carga de velocidad crítica de 1/3 y una profundidad de 2/3 de la altura de la carga sobre el nivel del piso de la sección contraída.

m.- Cálculo de la capacidad hidráulica: Para el cálculo de la capacidad hidráulica se ha aplicado la fórmula de Manning (Qd)

Donde:

$$Q_d = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n}$$

Qm = Descarga máxima proyectada en m³/seg. (Proveniente de la capacidad máxima de la cuneta)

Qd = Descarga de diseño de la obra en m³/seg.

3.7. ANALISIS DE DATOS

3.7.1. Caracterización de la Zona de Estudio

En la zona de investigación se encuentra lo siguiente:

Puente Los Ángeles:

El puente existente sobre el río Rímac que se ubica en el Km. 27+300.00, en la ruta a la carretera central Red Vial Nacional PE-020. Debajo del vano de 20m del puente pasa el ferrocarril de la ruta Lima – Huancayo y debajo del vano de 40.0m pasa el río Rímac con un esviaje de 38°.

Figura 17. Ubicación del puente Los Ángeles



Fuente: google Earth

Figura 18. Vista margen izquierdo y derecho del puente Los Ángeles



Fuente: Elaboración Propia

Puente Santa Eulalia

El puente existente sobre el río Rímac que se ubica en el Km. 37+769.00, en la ruta a la carretera central.

Figura 19. Ubicación del puente Santa Eulalia



Fuente: google Earth

Figura 20. Vista Margen Izquierdo y Derecho puente Santa Eulalia



Fuente: Elaboración Propia

Puente Ricardo Palma

El puente existente sobre el río Rímac que se ubica en el Km. 38+310.00, en la ruta a la carretera central.

Figura 21: Ubicación del puente Ricardo Palma



Fuente: google Earth

Figura 22. Vista puente Ricardo Palma



Fuente: Elaboración Propia

Quebradas

De acuerdo a la información revisada en los antecedentes, las quebradas que se activaron por efecto de las máximas precipitaciones y que afectaron tramos de la vía en estudio a través de flujo de detritos (huaycos), son las siguientes:

Tabla 15. Relación de quebradas activas que afectaron a la plataforma de la vía – Margen derecha del río Rímac

N°	Nombre de Quebradas	9 marzo 1987	5 abril 2012	23 marzo 2015
1	Chacrasana	x	-	-
2	Santa María(Yanacoto)	x	-	-
3	Nicolás de Piérola(Quirio)	x	x	x
4	San Antonio (Pedregal Bajo)	x	x	x
5	La Libertad	x	-	-
6	Juan Carossio	x	x	x
7	Corrales (Rayos de Sol)	x	-	x
8	Buenos Aires de Moyopampa	-	x	-

Fuente: Elaboración Propia

➤ Quebrada Chacrasana

Esta quebrada cruza la carretera central en el Km. 27+915.00 aproximadamente; su cauce se encuentra poblada por varios asentamientos humanos y viviendas en la desembocadura donde cubren todo el abanico natural.

Figura 23. Vista aguas arriba de la quebrada – eje de la vía carretera central



Fuente: Elaboración Propia

➤ **Quebrada Santa María**

Esta quebrada cruza la carretera en el Km. 29+687.63 y en el Km. 30+000. Su cauce aguas arriba se encuentra poblada por varios asentamientos humanos en la desembocadura donde cubren todo el abanico natural; pero se encuentra encauzada.

Figura 24. Vista aguas arriba descarga Km.29+687.63



Fuente: Elaboración Propia

➤ Quebrada Quirio

Esta quebrada cruza la carretera central en el Km. 32+160.00 aproximadamente; su cauce se encuentra poblada por varios asentamientos humanos en la desembocadura donde cubren todo el abanico natural.

Figura 25. Vista aguas arriba de la quebrada - vía de la carretera central



Fuente: Elaboración Propia

➤ Quebrada Pedregal

Esta quebrada cruza la carretera central en el Km. 32+973.83 aproximadamente; su cauce se encuentra poblada por varios asentamientos humanos en la desembocadura donde cubren todo el abanico natural.

Figura 26. Vista aguas arriba de la quebrada vía de la carretera central



Fuente: Elaboración Propia

➤ Quebrada Libertad

Esta quebrada cruza la carretera central en el Km. 34+322.34 aproximadamente; ubicada en la margen derecha del río Rímac y hacia el oeste de la Central Hidroeléctrica Moyopampa.

Figura 27. Vista aguas arriba de la quebrada - vía de la carretera central



Fuente: Elaboración Propia

➤ Quebrada Carossio

Esta quebrada cruza la carretera central en el Km. 35+480.00 aproximadamente; su cauce se encuentra poblada por varios asentamientos humanos en la desembocadura donde cubren todo el abanico natural.

Figura 28. Vista aguas arriba de la quebrada – salida al río interrumpida por viviendas



Fuente: Elaboración Propia

➤ **Quebrada Rayos de Sol**

Esta quebrada cruza la carretera central en el Km. 36+262.74 aproximadamente; su cauce se encuentra poblada por varios asentamientos humanos.

Figura 29. Vista de intersección de la descarga de la quebrada Rayos de Sol con la vía de la carretera central



Fuente: Elaboración Propia

➤ **Quebrada Buenos Aires**

Esta quebrada cruza la carretera central en el Km. 36+833.50 aproximadamente; su cauce se encuentra poblada por varios asentamientos humanos y viviendas.

Figura 30. Vista de intersección de los flujos de descarga de las quebradas con la carretera



Fuente: Elaboración Propia

IV. RESULTADOS

4.1. Resultados de la Caracterización

4.1.1. Río Rímac (Tramo Puente los Angeles – Puente Ricardo Palma)

4.1.1.1. Geología

Se han diferenciado rocas ígneas, sedimentarias, cuyas edades van desde del Paleozoico Superior hasta el Cuaternario reciente afectadas por las diversas fases del ciclo geotectónico andino. Las rocas más antiguas están representadas por el Complejo Basal de la Costa, constituido por volcánicos andesíticos porfiríticos y de grano fino, entidad que en conjunto se considera de edad precambiana a paleozoico inferior, siendo las unidades estratigráficas (**Ver Anexo 02: Plano de Geología**) en la zona de investigación las siguientes:

Grupo Rímac: Esta unidad se encuentra distribuida ampliamente en el flanco Oeste de la Cordillera Occidental Andina en los cuadrángulos de Matucana y Huarochirí, llegando a la parte oriental de los cuadrángulos de Lurín y Chosica con un rumbo general NW-SE, habiéndose depositado en discordancia angular ya sea sobre el Grupo Casma o sobre una superficie de erosión labrada en el batolito.

En el valle del Rímac y en la parte alta del valle de Santa Eulalia así como en el valle del Chillón se encuentran las mejores exposiciones de este grupo siendo su relación clara con respecto al Batolito y al Grupo Casma que los cubre discordantemente. Más al norte se le encuentra fallada contra la Formación Arahua. Litológicamente está constituido de una gruesa secuencia masiva de volcánicos tobáceos y sedimentos clásticos que se pierden lenticularmente.

En la parte superior se tienen conglomerados con material volcánico, piroclásticos, areniscas conglomerádicas y limolitas rojas. En el techo se observan lavas fluidales con grandes

plagioclasas tabulares, luego lavas porfiríticas gris verdosas así como tobas blanco-rosadas masivas.

Batolito de la Costa: Con este nombre se ha designado a cuerpos masivos que en composición varían de tonalita a granodiorita y localmente a monzonita y granito; afloran extensamente en el área de Omas-Cumias; constituyendo una faja de afloramientos de orientación NO-SE, con 15 Km. de ancho aproximadamente.

Superunidad Paccho: Esta Superunidad ha sido reconocida en la parte Este del cuadrángulo de Chosica, donde se han determinado cuerpos de tonalita gradando a diorita, formando el margen oriental del batolito. Su emplazamiento debió ser inmediato o casi simultáneo con los gabros de la Superunidad Patap, aunque algunas dataciones locales resultan discrepantes; pues señalan edades terciarias en algunos plutones mapeados como Paccho, así por ejemplo tenemos que mientras COBBING et al. (1981) datan en aproximadamente 95 m.a. por K/Ar, MUKASA y TILTON reportan una edad de 39 m.a. para una muestra tomada entre las quebradas San Antonio y Negra en el valle de Santa Eulalia.

Depósitos Cuaternarios: En el área de entorno del emplazamiento de las zonas vulnerables, se han identificado los siguientes depósitos cuaternarios:

a) Depósitos Aluviales.- Estos depósitos están restringidos a franjas estrechas a ambos márgenes de los ríos, en los valles de Chancay, Chillón, Rímac, Lurín y Chilca.

Al Norte de Lima son observables desde la altura de Puente Piedra, extremo Sur de Carabayllo, aguas abajo hasta la garganta Márquez conformando las terrazas del mismo nombre estando constituidos predominantemente de material grueso compuesto de cantos y gravas subredondeadas en matriz arenosa, con materiales finos en forma subordinaria y en niveles más profundos.

Los depósitos más jóvenes incluidos dentro de estos aluviales recientes son materiales que se encuentran en el lecho actual de los ríos, los que en áreas planas y bajas de los valles pueden

alcanzar amplitud como la que se observa en la desembocadura del río Rímac (playa Márquez), y el río Lurín; así como al Sur-este de Carabaylo y en las proximidades de la garganta Márquez. Los materiales constituyentes son principalmente cantos y gravas subredondeadas con buena selección en algunos casos de matriz arenosa; se los puede considerar como depósitos fluvioaluviales; generalmente ofrecen condiciones desfavorables para la agricultura por ser muy pedregosos.

4.1.1.2. Geodinámica

En el área de investigación se halla emplazada el flanco occidental de la Cordillera Occidental de los Andes Peruanos, perteneciente a la Región Lima, la ocurrencia de fenómenos de geodinámica externa, es crítica en épocas de precipitación pluvial donde se reactiva la geodinámica externa y la afectación de la estructura vial por donde discurren las quebradas evaluadas es controlable, por lo cual requiere obras complementarias tendientes a disminuir la afectación vial, presentando una topografía agreste en el entorno de la ubicación de las zonas de vulnerabilidad y ondulada en el fondo del valle.

Geodinámica Externa: La geodinámica externa es un proceso exógeno, que se produce sobre la corteza terrestre y son procesos que afectan la topografía modelando el terreno con intervención de los procesos físico - químico, mecánico, etc. se debe considerar que para que se generen estos procesos se considera la energía que viene del exterior (Sol). Este concepto alude a todos aquellos fenómenos de transformación física y química que operan ininterrumpidamente en la parte superior o externa de la corteza terrestre modificando su morfología y estructura por lo que el paisaje observado no tiene un carácter estable e inmutable. A continuación, se detallan ciertos procesos que podrían tener relativa incidencia en la zona donde se desarrolla el proyecto carretero los que a continuación se detalla:

Inestabilidad de Taludes.- La inestabilidad de los taludes en material suelto, se ven manifiestas cuando se presenten fenómenos de deslizamientos ó derrumbes, de suelos o rocas, en la zona por donde se emplaza las zonas vulnerables, la inestabilidad está dada por la alteración de las rocas intrusivas pertenecientes al batolito de la costa y sedimentarias y volcánicas andesíticas presentes componentes del Segmento Rimac, las mismas que se depositan en las laderas de los cerros como material residual coluvial y por el material de arrastre depositado en la cuenca del rio Rímac que han formado terrazas a lo largo de su trayecto.

Las zonas de inestabilidad probable que se ubiquen a lo largo del tramo materia de la presente investigación, afectaran en forma puntual (quebradas que cruzan la carretera central, en épocas de precipitación pluvial se reactivan, generando intransitabilidad de la via), a lo largo del tramo materia del presente estudio, al no haber taludes altos de corte, la transitabilidad de la via es controlable, entre las principales causas para que se generen dichos fenómenos están: la pendiente de las laderas, la saturación del suelo con agua de precipitación pluvial que altera la cohesión del material afectando la estabilidad y se deslice sobre la carretera.

Las condiciones de estabilidad de un talud deviene en un problema complejo dada la dificultad de conocer todas las variables que inciden en un momento dado; una forma simplificada de procurar un acercamiento al problema, es identificando los factores que condicionan la estabilidad, así como los factores que desencadenan la inestabilidad del talud.

4.1.1.3. Hidrología

Para el análisis de frecuencia se aplicaron las funciones de distribución de probabilidad teórica Normal, Log-normal, Log-Pearson III y Gumbel, por ser las más usadas en Hidrología para el caso de eventos máximos. **Ver Anexo 03: Análisis Hidrológico**

Caudal Máximo Estación Chosica

Se determinó el Caudal máximo a partir de los datos obtenidos de la estación hidrométrica Chosica, ubicada aguas abajo de la confluencia de las subcuencas Santa Eulalia y San Mateo.

En la tabla 22, se presentan las descargas máximas obtenidas a partir del análisis hidrológico de los datos de registro de la Estación Chosica. (*Ver Anexo 03: Análisis Hidrológico*)

Tabla 16. Estación Chosica - Descarga máxima diaria para diferentes periodos de retorno

T (años)	Normal	Log Normal	Log Pearson III	Gumbel	Diseño
2	116.3	106.8	106.7	108.0	106.8
5	160.2	151.1	151.0	158.0	151.1
10	183.2	181.1	181.3	191.0	181.1
30	212.0	227.5	228.0	241.0	227.5
35	215.6	234.0	234.6	247.9	234.0
50	223.5	249.0	249.9	263.8	249.0
71	230.9	264.0	265.0	279.4	264.0
100	237.7	278.7	280.0	294.6	278.7
140	244.2	293.2	294.8	309.5	293.2
175	248.3	303.0	304.7	319.3	303.0
500	266.5	349.8	352.5	365.7	349.8

Fuente: Elaboración Propia

Según el análisis de frecuencia para la serie de caudales del río Rímac se ajusta mejor a la distribución Log Normal por presentar menor porcentaje de error que las otras distribuciones. *Ver*

Anexo 03: Análisis Hidrológico

Tabla 17. Caudal de diseño – Puentes

Puente	Progresiva	Área (Km ²)	%	Caudal (m ³ /seg)		
	(Km)			Tr = 100 años	Tr = 175 años	Tr=500 años
Los Ángeles	27+300.00	2391.14	100	278.7	303.0	349.8
Santa Eulalia	37+769.00	1075.78	46	128.2	139.4	160.9
Ricardo Palma	38+310.00	1227.77	54	150.5	163.6	188.9

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.4. Diseño Hidráulico

A partir del caudal de diseño **Ver Anexo 03: Análisis Hidrológico** y con la data de la información topográfica proporcionada, se procedió a realizar el modelamiento hidráulico de los ríos Rímac y Santa Eulalia, con el fin de determinar la sección hidráulica del puente y estimar la profundidad de socavación en los apoyos y pilares de la estructura.

4.1.1.5. Modelamiento Hidráulico:

Para la determinación de los parámetros hidráulicos se tuvieron las siguientes consideraciones:

Levantamiento topográfico

Como parte de la información básica para el modelamiento hidráulico, proporcionaron los levantamientos de los trabajos topográficos, con el objetivo de definir las características de la sección y pendiente del cauce. La información proporcionada es la siguiente:

- Puente Los Ángeles. - Plano de detalle en planta a escala 1:2000 con curvas de nivel cada 1m, abarcando 393.7m aguas arriba y 358.7m aguas abajo del eje del cauce del rio Rímac, en una superficie de drenaje que cubre el área de interés del cauce y la planicie de inundación.
- Puente Santa Eulalia. - Plano de detalle en planta a escala 1:2000 con curvas de nivel cada 1m, abarcando 375.6 m aguas arriba y 378.9m aguas abajo del eje del cauce del rio Santa Eulalia, en una superficie de drenaje que cubre el área de interés del cauce y la planicie de inundación.
- Puente Ricardo Palma. - Plano de detalle en planta a escala 1:2000 con curvas de nivel cada 1m, abarcando 376.9m aguas arriba y 378.7m aguas abajo del eje del cauce del rio Rímac, en una superficie de drenaje que cubre el área de interés del cauce y la planicie de inundación.
- Perfil longitudinal del eje del cauce del rio

- Secciones transversales del cauce cada 10m

i. Coeficiente de rugosidad

Tabla 18. Cálculo del Coeficiente de rugosidad– Punte Los Ángeles

DESCRIPCION				Margen Izquierda	cauce principal	Margen derecha
n ₀	Superficie del canal	Tierra	0,020	0.020		0.020
		Roca	0,025			
		Grava fina	0,024			
		Grava gruesa	0,028		0.028	
n ₁	Irregularidad	suave	0,000	0,000	0.000	0.000
		menor	0,005			
		moderada	0,010			
		severa	0,020			
n ₂	Variación de la sección	Gradual	0,000			
		Ocasional	0,005	0.005	0.005	0.005
		Frecuente	0.010-0.015			
n ₃	Efecto de la obstrucción	Despreciable	0,000			
		Menor	0.010-0.015	0.015	0.012	0.010
		Apreciable	0.020-0.030			
		Severo	0.040-0.060			
n ₄	Vegetación	Bajo	0.005-0.010	0.005	0,000	0.005
		medio	0.010-0.025			
		alto	0.025-0.050			
		muy alto				
m ₅	Intensidad de meandros	Menor	1	1.0	1.0	1.0
		Apreciable	1,15			
		Severo	1,3			
Valores de coeficientes de rugosidad				0,045	0,045	0,040

Fuente: Hidráulica de Tuberías y canales. Dr. Arturo Rocha

Figura 31. Lecho del cauce rio Rímac – Puente los Ángeles



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 19. Cálculo del Coeficiente de rugosidad – Puente Santa Eulalia

DESCRIPCION				Margen Izquierda	Cauce principal	Margen derecha
n ₀	Superficie del canal	Tierra	0,020			
		Roca	0,025			
		Grava fina	0,024			
		Grava gruesa	0,028	0.028	0.028	0.028
n ₁	Irregularidad	suave	0,000	0.000	0.000	0.000
		menor	0,005			
		moderada	0,010			
		severa	0,020			
n ₂	Variación de la sección	Gradual	0,000	0.000	0.000	0.000
		Ocasional	0,005			
		Frecuente	0.010-0.015			
n ₃	Efecto de la obstrucción	Despreciable	0,000			
		Menor	0.010-0.015	0.012	0.012	0.012
		Apreciable	0.020-0.030			
		Severo	0.040-0.060			
n ₄	Vegetación	Bajo	0.005-0.010	0.005	0.000	0.005
		medio	0.010-0.025			
		alto	0.025-0.050			
		muy alto				
m ₅	Intensidad de meandros	Menor	1	1.0	1.0	1.0
		Apreciable	1,15			
		Severo	1,3			
Valores de coeficientes de rugosidad				0,045	0,040	0,045

Fuente: Hidráulica de Tuberías y canales. Dr. Arturo Rocha

Figura 32. Lecho del cauce rio Santa Eulalia – Puente Santa Eulalia



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 20. Cálculo del Coeficiente de rugosidad – Puente Ricardo Palma

DESCRIPCION				Margen Izquierda	cauce principal	Margen derecha
n ₀	Superficie del canal	Tierra	0,020	0.020		0.020
		Roca	0,025			
		Grava fina	0,024			
		Grava gruesa	0,028		0,028	
n ₁	Irregularidad	suave	0,000	0,000	0,000	0,000
		menor	0,005			
		moderada	0,010			
		severa	0,020			
n ₂	Variación de la sección	Gradual	0,000			
		Ocasional	0,005	0.005	0.005	0.005
		Frecuente	0.010-0.015			
n ₃	Efecto de la obstrucción	Despreciable	0,000			
		Menor	0.010-0.015	0.010	0.012	0.010
		Apreciable	0.020-0.030			
		Severo	0.040-0.060			
n ₄	Vegetación	Bajo	0.005-0.010		0,005	
		medio	0.010-0.025	0.010		0.010
		alto	0.025-0.050			
		muy alto				
m	Intensidad de meandros	Menor	1	1.0	1.0	1.0
		Apreciable	1,15			
		Severo	1,3			
Valores de coeficientes de rugosidad				0,045	0,040	0,045

Fuente: Hidráulica de Tuberías y canales. Dr. Arturo Rocha

Figura 33. Lecho del cauce rio Rímac – Puente Ricardo Palma



Fuente: Elaboración Propia

Análisis Hidráulico

Del modelamiento hidráulico se tiene los siguientes resultados:

Tabla 21. Resumen de las características hidráulicas en la sección de Puente

Nombre Puente	Periodo de Retorno (años)	Q (m³/seg)	Luz mínima (m)	Velocidad (m/seg)	Tirante (m)	Borde Libre mínimo (m)
Los Ángeles	100	278.7	40.0	3.7	3.7	2.0
	175	303.0	40.0	3.9	3.8	2.0
Santa Eulalia	100	128.2	25.0	1.5	3.7	2.0
	175	139.4	25.0	1.6	3.8	2.0
	500	160.9	25.0	1.7	4.0	-
Ricardo Palma	100	150.5	60.0	4.4	2.6	2.0
	175	163.6	60.0	4.4	2.7	2.0

Fuente: Elaboración Propia

4.1.1.6. Estimación Profundidad de Socavación:

Para la estimación de la profundidad de socavación general y socavación local se aplicó La formulación de Lischtvan Lebediev y Frohelich; en la tabla 28, se presentan los resultados de la socavación potencial:

Tabla 22. Determinación de socavación - Puente a reemplazar en Santa Eulalia

Tipo de socavación	Tr	Caudal	Estribo izquierdo	Estribo derecho
	años	(m ³ /seg)	(msnm)	(msnm)
Socavación potencial	500	160.9	928.38	928.38

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2. Quebradas

4.1.2.1. Delimitación de Cuencas

En la siguiente tabla se presentan las características geomorfológicas de las cuencas identificadas en el estudio.

Tabla 23. Relación de parámetros fisiográficos en ríos y quebradas

CUENCA	NOMBRE	PROGRESIVA	COORDENADAS UTM		TIPO ESTRUCTURA	AREA	PERIMETRO CAUCE	LONGITUD DEL CAUCE	COTA SUPERIOR	COTA INFERIOR	PENDIENTE DEL CAUCE
			ESTE	NORTE							
		Km.				Km ²	Km.	Km.	(m.s.n.m.)	(m.s.n.m.)	(m/m)
C-01	Rimac	27+300.00	309904	8676387	Puente Los Angeles	2,391.14	299.13	88.34	4,840	710	0.05
Q-01	Chacrasana	27+915.00	310371	8676837	-	4.82	9.57	3.87	1,675	750	0.24
Q-02	Santa Maria	29+687.63	311698	8678020	Alcantarilla	3.66	10.00	3.82	1,800	750	0.27
Q-03	Quirio	32+160.00	313837	8679047	-	10.39	14.59	5.34	1,725	850	0.16
Q-04	Pedregal	32+973.83	314615	8679303	-	10.39	14.06	5.69	2,225	895	0.23
Q-05	Libertad	34+322.34			-	0.57	3.33	1.32	1,500	935	0.43
Q-06	Carossio	35+480.00	316348	8681050	-	0.58	3.13	2.27	1,650	910	0.33
Q-07	Rayos de Sol	36+262.74	317026	8681344	-	1.26	4.87	2.00	1,625	925	0.35
C-02	Santa Eulalia	37+769.00	318439	8681603	Puente Santa Eulalia	1,075.78	183.61	60.90	4,350	950	0.06
C-03	Rimac	38+310.00	318943	8681423	Puente Ricardo Palma	1,227.77	135.45	78.02	4,825	950	0.05

Fuente: Elaboración Propia

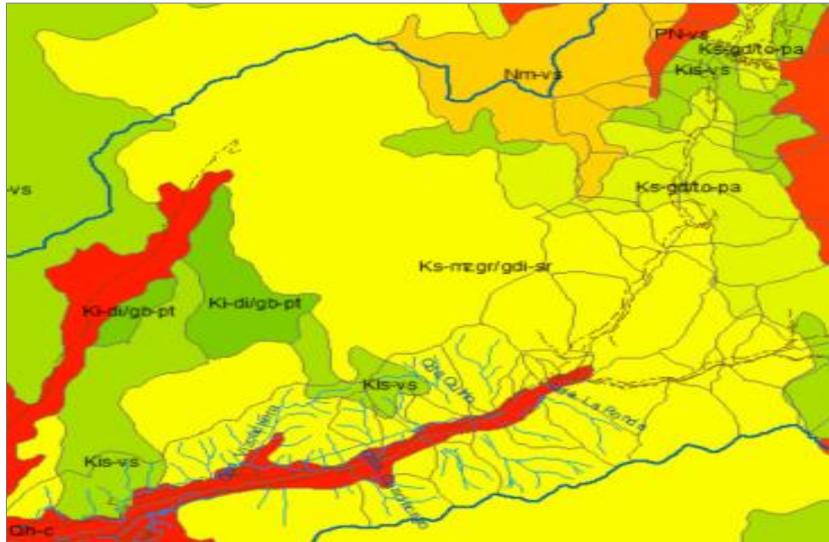
4.1.2.2. Geología

De acuerdo a las características geológicas, el área se compone de:

Kisv: cretáceo superior inferior, volcánico-sedimentario

Ks/ mzgr/gdi-sr: superunidades, Santa Rosa

Figura 34. Geología de las quebradas



Fuente: INGEMMET

Depósitos deluviales (Q-de).- Estos depósitos corresponden a acumulaciones de gravas, bolones y bloques de hasta 3,0 m de tamaño máximo y presentan matrices limosas.

Depósitos coluviales (Q-co).- Los depósitos coluviales consisten de gravas con bolonería y bloques subangulosos, de tamaño máximo 1,0 m. Presentan compacidad suelta con una matriz de arenas eólicas. Por otro lado, en el área del proyecto, las laderas presentan bolones y gravas dispersas de origen gravitacional.

4.1.2.3. Geomorfología

De acuerdo a la Geomorfología el área se compone de:

Landes: laderas sobre rocas intrusivas

Tabla 24. Precipitación Máxima 24 horas

Año	Cuenca baja rio Rímac		Cuenca Santa Eulalia		Cuenca alta rio Rímac
	Chosica	Santa Eulalia	Autisha	Santiago de Tuna	Matucana
	906msnm	959msnm	3431msnm	2908msnm	265msnm
	30.70mm	30.00mm	30.80mm	35.70mm	35.70mm
1963	-	0.3	-	-	15.90
1964	-	5.4	-	6.40	14.90
1965	-	1.2	-	26.70	17.10
1966	-	26.0	-	42.00	16.70
1967	-	29.8	-	78.10	12.80
1968	-	0.5	-	13.50	12.00
1969	-	10.6	-	25.10	12.00
1970	-	30.8	-	89.90	31.70
1971	-	14.5	-	36.20	23.30
1972	-	20.0	-	37.00	18.10
1973	-	19.2	-	49.70	25.20
1974	-	6.0	-	27.70	11.90
1975	-	14.5	-	24.00	10.80
1976	-	30.0	-	20.50	15.80
1977	-	8.0	-	42.10	35.20
1978	-	6.8	-	25.30	7.80
1979	-	10.0	-	31.10	12.30

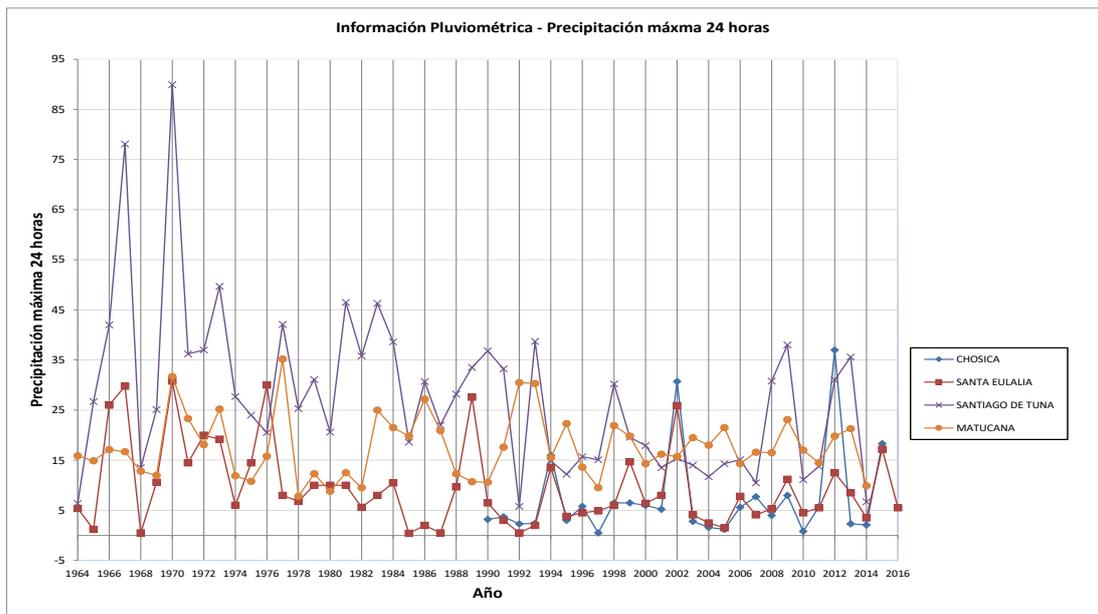
Año	Cuenca baja rio Rímac		Cuenca Santa Eulalia		Cuenca alta rio Rímac
	Chosica	Santa Eulalia	Autisha	Santiago de Tuna	Matucana
	906msnm	959msnm	3431msnm	2908msnm	265msnm
	30.70mm	30.00mm	30.80mm	35.70mm	35.70mm
1980	-	10.0	7.5	20.60	8.80
1981	-	10.0	13.7	46.50	12.50
1982	-	5.6	11.2	35.80	9.50
1983	-	8.0	7.1	46.30	25.00
1984	-	10.5	14.0	38.60	21.50
1985	-	0.4	6.4	18.60	19.80
1986	-	2.0	4.3	30.70	27.20
1987	-	0.5	11.6	22.00	20.90
1988	-	9.7	9.8	28.20	12.30
1989	4.1	27.6	20.3	33.50	10.70
1990	3.2	6.5	14.7	36.80	10.60
1991	3.7	3.0	29.7	33.20	17.60
1992	2.3	0.5	6.3	5.80	30.50
1993	2.4	2.0	23.3	38.70	30.30
1994	16.0	13.5	11.2	14.90	15.50
1995	3.0	3.8	9.3	12.20	22.30
1996	5.8	4.5	18.4	15.7	13.6

Año	Cuenca baja rio Rímac		Cuenca Santa Eulalia		Cuenca alta rio Rímac
	Chosica	Santa Eulalia	Autisha	Santiago de Tuna	Matucana
	906msnm	959msnm	3431msnm	2908msnm	265msnm
	30.70mm	30.00mm	30.80mm	35.70mm	35.70mm
1997	0.5	4.9	10.2	15.1	9.5
1998	6.5	6.0	22.2	30.2	21.9
1999	6.5	14.7	22.1	19.6	19.8
2000	6.0	6.4	9.5	17.9	14.3
2001	5.2	8.0	14.1	13.5	16.2
2002	30.7	25.9	16.4	15.4	15.7
2003	2.8	4.1	25.5	14.0	19.50
2004	1.6	2.5	14.4	11.7	19.5
2005	1.2	1.5	11.7	15.1	21.5
2006	5.6	7.8	30.8	15.1	14.3
2007	7.7	4.1	27.8	10.5	16.6
2008	4.0	5.3	16.9	30.8	16.5
2009	8.0	11.2	19.3	38.0	23.1
2010	0.8	4.5	19.6	11.1	17.0
2011	5.7	5.5	14.4	13.8	14.5
2012	37.0	12.5	21.3	31.0	19.8
2013	2.3	8.5	18.0	35.6	21.3

Año	Cuenca baja rio Rímac		Cuenca Santa Eulalia		Cuenca alta rio Rímac
	Chosica	Santa Eulalia	Autisha	Santiago de Tuna	Matucana
	906msnm	959msnm	3431msnm	2908msnm	265msnm
	30.70mm	30.00mm	30.80mm	35.70mm	35.70mm
2014	6.2	3.5	-	6.7	-
2015	18.3	17.2	-	-	-

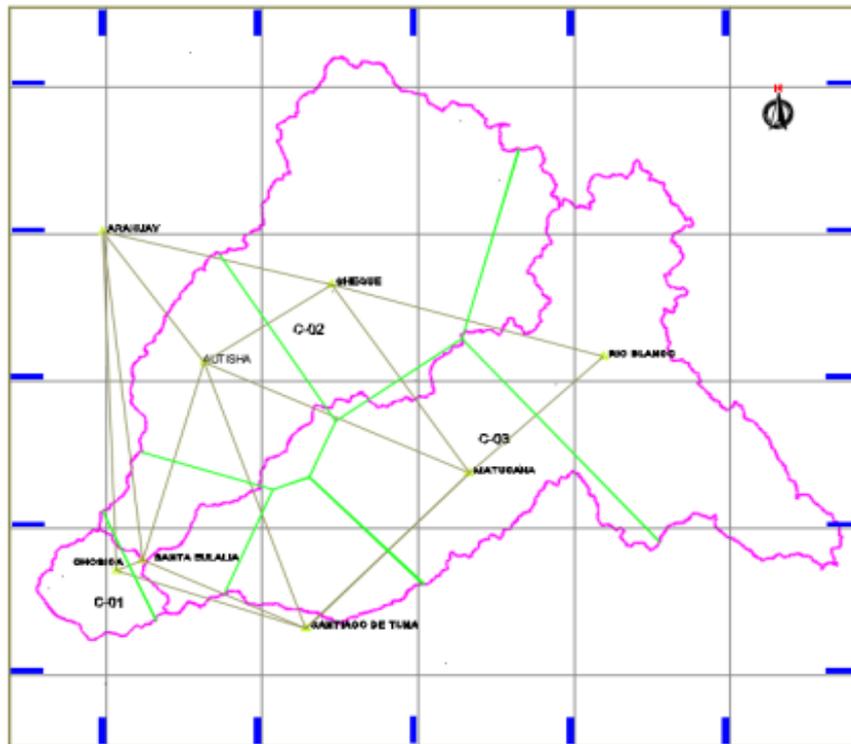
Fuente: SENAMHI

Figura 36: Precipitación Máxima 24 horas de las estaciones Chosica, Santa Eulalia, Santiago de Tuna y Matucana



Fuente: SENAMHI

Figura 37. Polígono de Thiessen – Cuenca Rímac



Fuente: Elaboración Propia

Figura 38. Polígono de Thiessen – Quebradas



Fuente: Elaboración Propia

Para el análisis de Información pluviométrica se ha considerado la estación Chosica y Santa Eulalia; por tener las mismas características meteorológicas y ser las más representativas para desarrollar el análisis hidrológico. **Ver Anexo 03: Análisis Hidrológico.**

Según la Guía de prácticas hidrológicas de la Organización Meteorológica Mundial – OMM, se recomienda multiplicar los datos pluviométricos por un factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria. Asumiendo que el caso de nuestras estaciones, son aquellas que se registran una vez al día, las precipitaciones deberán multiplicarse por un factor de 1.13, según la tabla siguiente.

Tabla 25. Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria

Numero de observaciones / día	1	2	3 - 4	5 - 8	9 - 24	>24
Factor de ajuste	1.13	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00

Fuente: Guía de prácticas hidrológicas – Volumen II: Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas - Tabla II.5.5 (OMM N°168 – 2011)

➤ Prueba de Bondad de ajuste

Se realizó la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov – Smirnov para determinar la distribución de frecuencia con mejor ajuste a los datos históricos de precipitación.

Tabla 26. Prueba de bondad de ajuste

Estación	Normal	Log normal	Pearson III	Log Pearson III	Gumbel
Chosica	0.2893	0.1069	0.1547	0.1039	0.2188
Santa Eulalia	0.1532	0.0856	0.0733	0.0585	0.0836

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27. Valores Probables de Precipitación máxima de 24 horas Según el ajuste de datos de registros históricos a diferentes funciones de probabilidad

T (años)	Estación Chosica	Estación Santa Eulalia
	1989-2015	1964-2015
2	5.1	8.4
5	11.7	17.9
10	18.3	24.6
30	32.0	34.2
35	34.3	35.4
50	40.0	38.2
71	46.3	40.8
100	53.0	43.1
140	60.2	45.4
175	65.3	46.8
500	93.6	52.7

Fuente: Elaboración Propia

El valor de Precipitación máxima en 24 horas con periodo de retorno de 30 años obtenidos para la estación Chosica y Santa Eulalia es el mínimo superior al máximo registrado.

➤ **Intensidad de diseño**

Se recurrió al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

Con las precipitaciones calculadas para cualquier duración, se calcula las intensidades respectivas

Se ordena Las curvas de intensidad – duración – frecuencia

Tabla 28. Ecuación Intensidad - Duración – Frecuencia

Estación	Chosica	Santa Eulalia
Formulación	$I = \frac{10^{1.7996T^{0.4483}}}{t^{0.75}}$	$I = \frac{10^{2.1454T^{0.2301}}}{t^{0.75}}$

Fuente: Elaboración Propia

En el **Anexo 03: Análisis Hidrológico.**, se muestran los cálculos realizados.

➤ **Data de Precipitación diaria en eventos de Huaycos en Chosica y Santa Eulalia**

La causa de que los flujos de detritos determinados han sido la acumulación de máximas precipitaciones entre Chosica y Santa Eulalia, registrando picos que sobrepasaron los depósitos coluvio-aluviales, las que se indican en la siguiente tabla:

Tabla 29. Data de precipitación diaria en eventos de Huaycos en Chosica

Año/mes/día		Cuenca baja rio Rímac		Cuenca Santa Eulalia	Cuenca alta rio Rímac	Cuenca alta rio Rímac
		Chosica	Santa Eulalia	Autisha	Santiago de Tuna	Matucana
Mes/año	día	906msnm	959msnm	3431msnm	3506msnm	2479msnm
marzo 1987	8	-	-	3.4	0.0	0.0
	9	-	-	11.6	0.7	4.5
	10	-	-	2.0	5.1	0.0
Abril 2012	4	-	8.3	0.0	0.0	0.0
	5	37.0	0.0	11.5	22.5	4.1
	6	-	1.5	0.9	0.0	0.9
	7	-	1.5	0.0	0.0	1.7
marzo 2015	17	4.1	0.5	1.8	8.5	1.8
	18	3.5	3.5	0.8	5.5	5.5
	19	7.0	3.2	0.0	18.7	7.7
	20	7.9	6.7	0.0	13.8	4.5
	21	0.5	5.5	0.0	17.0	2.9
	22	18.3	0.6	0.0	6.4	3.0
	23	0.0	17.0	0.0	22.7	6.5
	24	0.0	0.5	0.0	40.8	11.0
25	0.0	0.0	0.0	1.2	1.5	

Fuente: Elaboración Propia

➤ **Diseño Hidráulico en estructuras de cruce en quebradas**

A partir del cálculo estimado para cada quebrada bajo las condiciones actuales, se verificó la sección hidráulica de la estructura de cruce, donde se tuvo las siguientes condiciones de escurrimientos:

- Las que corresponden a cauces con fuerte pendiente, donde las condiciones de entrada (hentrada < 1.2H), salida libre (hsalida > H) y sección parcialmente llena.
- Las que por efecto de remanso debido a una estructura insuficiente aguas abajo, por pendiente reducida del canal de salida o por efecto de una corriente transversal, donde la condición de entrada (hentrada > 1.2H), condición de salida (hsalida > H) y sección llena de la corriente en el conducto de la alcantarilla.
- En cauces anchos con escasa pendiente donde el tirante uniforme resulta mayor que el tirante crítico en la alcantarilla.

Se reformuló el cálculo hidráulico donde se pre dimensionó las estructuras con el caudal estimado, pendiente dada, considerando según las condiciones de diseño alcantarillas de sección rectangular:

Coefficiente de rugosidad:

$n = 0.015$ revestimiento de concreto

$n = 0.035$ revestimiento de mampostería

En los cauces se ha determinado el caudal hidrológico para un período de retorno de 71 años y de acuerdo a las condiciones de función hidráulica y topográfica, se diseñó alcantarillas.

Verificación de la sección hidráulica aplicando Teoría del Esguerrimiento Crítico

El flujo del agua en un tubo con salida libre y con pendiente suficiente para evitar el remanso, se basa en las teorías hidráulicas y están gobernadas por la velocidad crítica y la sección crítica.

La Energía total o carga de una corriente de agua puede considerarse por la energía potencial y energía cinética.

En una alcantarilla rectangular, si la profundidad del agua de llegada se mantiene constante antes de ingresar al conducto, la descarga máxima que puede pasar por la sección de la alcantarilla.

Este resultado puede resumirse de la siguiente manera: la descarga máxima que puede pasar por la sección crítica de un canal rectangular, sin fricción, con carga hidráulica constante en la entrada, es la debida a la carga de velocidad crítica de $1/3$ y una profundidad de $2/3$ de la altura de la carga sobre el nivel del piso de la sección contraída.

Cumpléndose las dimensiones mínimas propuestas del diseño. Ver Anexo 03: Análisis Hidrológico.

4.2. Planteamientos de Obras para Mitigación

4.2.1. Río Rímac (Tramo Puente los Angeles – Puente Ricardo Palma)

- En el puente los Ángeles se dará mantenimiento a Muros de Protección tanto en el margen derecho y margen izquierdo (Aguas Arriba y Aguas Abajo)
- En el puente Santa Eulalia se reemplazará a Muros de Protección tanto en el margen derecho y margen izquierdo (Aguas Arriba y Aguas Abajo)
- En el Puente Ricardo Palma se dará mantenimiento a Muros de Protección del margen derecho (Aguas Arriba)

4.2.2. Quebradas

De acuerdo a las evaluaciones de Hidrología y Geología de las quebradas que se menciona en la siguiente tabla, se dará las siguientes propuestas de tratamiento en las quebradas en el sector 1 a nivel preventivo, se indican en los planos de diseño. En caso del sector 2, como propuesta al drenaje del flujo de las quebradas se dividió por tramos las actividades, las que se indican a continuación

Tabla 30. Relación de quebradas activadas que afectaron a la vía de la carretera central entre el puente Los Ángeles y puente Ricardo Palma

N°	Progresiva (Km)	Nombre de Quebradas
1	27+915.00	Chacrasana
2	29+687.63	Santa María(Yanacoto)
3	32+160.00	Nicolás de Piérola(Quirio)
4	32+973.83	San Antonio (Pedregal Bajo)
5	34+322.34	La Libertad
6	35+480.00	Juan Carossio
7	36+262.74	Corrales (Rayos de Sol)
8	36+833.50	Buenos Aires de Moyopampa

Fuente: Elaboración Propia

Quebrada Chacrasana – Sector 2

- Tramo 1: Profundizar el canal existente y a través de una transición modificar la sección trapezoidal existente a rectangular, cuyos lados de la canalización serán muros de concreto.
- Tramo2: Proyectar alcantarilla de sección 4.0mx2.5m cuyo cabezal de entrada será alero recto, que conectará a un colector que pasará por debajo de la calle existente.
- Tramo 3: Proyectar colector con aberturas a nivel de superficie hasta un tramo antes de la intersección de la carretera central, en donde se ampliará la sección a través de una transición hasta tener una luz de 9.0m la cual cruzará por debajo de la carretera central.

En los quiebres del recorrido en este tramo se están proyectando gradas que funcionarán como disipadores de energía.

- Tramo 4: Para que el nivel de fondo de la quebrada en la descarga al río Rímac este sobre el nivel máximo del río, se ha tenido que elevar la rasante de la vía de la carretera central en 1.0m (siendo la máxima altura de acuerdo a las indicaciones del área de trazo) y de la vía

de acceso. Con ello, la propuesta en el cruce con la carretera central es de una alcantarilla tipo marco de sección hidráulica de 9.0mx2.5m.

- Tramo 5: Cruzando la vía de la carretera central se empalmará la alcantarilla al encauzamiento a través de muros de concreto en ambos lados en una longitud de 40.0m, continuando con un emboquillado de 10.0m antes de descargar al río Rímac.

Como parte del trabajo de encauzamiento a la salida eliminar material acumulado, reubicar el paradero, así como los postes de alumbrado público y semáforo que serán intervenidos.

Notas:

- El proyecto de las Rutas de Lima, cruza la calle por donde se desplaza el flujo de la quebrada Chacrasana. Los planos alcanzados no proponen prevención o propuestas a las descargas de la quebrada: Se recomienda reevaluar el diseño en la intersección con la calle al acceso a Chacrasana.
- En el tramo 3, existen interferencias de postes y buzones y en el tramo 5 se tienen postes y semáforo, las que deberán ser considerados para su reubicación.
- En el sector 01 se recomienda rehabilitar totalmente las obras de infraestructura (diques).
- Establecer e implementar un sistema de Alerta Temprana que esté conectado con todos los distritos e Instituciones Técnico-Científicas.
- Señalizar las zonas de seguridad para casos de huayco.

Quebrada Santa María (Yanacoto)

La quebrada Santa María, se ubicada en la progresiva Km 29+687.63 de la carretera Central, el cauce de la quebrada cruza la carretera central en un ángulo de 45° aprox, hasta la entrega al río Rímac, el cual se encuentra a 200 m del eje de la vía, el efecto erosivo del río sobre la margen derecha al río Rímac podría comprometer la plataforma de la vía.

La solución propuesta establece reemplazar alcantarilla por insuficiencia hidráulica, con un puente de sección de 10.0mx5.0m, mejorar el alineamiento de acuerdo a la dirección del cauce aguas arriba para ello se reemplazará 40m del canal por muros en ambas márgenes para poder profundizar el fondo del cauce, desde el empalme con el canal existente hasta el puente proyectado, se proyectará defensa ribereña a la descarga de la quebrada al río Rímac, continuar la protección aguas arriba del río Rímac por la margen derecha en una longitud de 260.0m y también se proyectará un sumidero con rejillas transversal al acceso existente a la quebrada, la cual se ubicará a unos 450 m de la carretera central, respecto al puente de las alternativas a evaluar corresponderá al tipo de puente a proyectar.

- Reemplazar la estructura de drenaje ubicada en el Km. 29+687.63, ampliando la sección hidráulica y orientarlo de acuerdo al encauzamiento y dirección de la quebrada.
- Proyectar defensas ribereñas margen derecha, contigua a la salida de la descarga de la quebrada Santa María.
- Reemplazar alcantarilla por insuficiencia hidráulica por una de sección 2.0mx1.0m, ubicada en el acceso a unos 450 m de la carretera central y descargar al dren existente.
- Reemplazar muro existente y acueducto aguas arriba de la estructura existente.
- Encauzamiento aguas abajo de la estructura a reemplazar.

Notas

- Realizar limpieza en cauce de quebrada en ambos brazos de la quebrada para la remoción de material aluviónico y aumentar el número de diques disipadores de energía.
- Realizar descolmatación de cauce de quebrada para la remoción de material aluviónico.

Figura 39. Erosión en la margen derecha del río Rímac



Fuente: Municipalidad de Chosica

Quebrada Nicolás de Piérola (Quirio) – Sector 2

El curso del flujo de la quebrada se da por un encauzamiento a través de muros de contención, cruzando por una vía y canal de concreto tapada, continuando canalizada por una calle y cruzando la carretera central hasta descargar al río Rímac.

- Tramo 1: Profundizar el canal existente y reemplazar los muros de concreto existente
Proyectar alcantarilla de sección 5.0mx3.5m cuyo cabezal de entrada será alero inclinado que empalme al muro de concreto, el cual conectará al colector tapado proyectado.
- Tramo 2: Proyectar colector tapado, el cual cruzara por debajo del canal existente.
- Tramo 3: Empalmar con colector con tapa con aberturas a nivel de superficie hasta un tramo antes de la intersección con la carretera central, en donde se ampliará la sección a través de una transición hasta tener una luz hidráulica de 9.0m, la cual empalmará con la alcantarilla de marco a proyectar de 9.0m x3.5m.
- Tramo 4: Para que el nivel de fondo de la quebrada en la descarga al río Rímac este sobre el nivel máximo del río, se ha tenido que elevar la rasante de la vía de la carretera central en

1.0m (siendo la máxima altura de acuerdo a las indicaciones del área de trazo) y de la vía de acceso. Con ello, la propuesta en el cruce con la carretera central es de una alcantarilla tipo marco de sección hidráulica de 9.0m x 3.5m.

- Tramo 5: Cruzando la vía de la carretera central se empalmará la alcantarilla al encauzamiento a través de muros de concreto en ambos lados en una longitud de 69.80m, continuando con un emboquillado de 10.0m antes de descargar al río Rímac.

Notas:

- Se tienen interferencias de postes y buzones las que deberán ser considerados para su reubicación.
- En el sector 01 se recomienda rehabilitar totalmente las obras de infraestructura (diques); realizar limpieza en cauce de quebrada para la remoción de material aluviónico, realizar descolmatación de todos los diques de la quebrada.
- Rehabilitar totalmente las obras de infraestructura (diques) e implementar estructuras (diques) en la en los núcleos de las descargas de los aportantes de la quebrada con la finalidad de disminuir el volumen de flujo en la parte baja.
- Eliminar desmonte arrojado al final del cauce, donde se está generando cierre del cauce, la no eliminación de este desmonte, afectaría terriblemente en una próxima avenida a la carretera central y viviendas ubicadas en la Carretera Central.
- Establecer e implementar un sistema de Alerta Temprana que esté conectado con todos los distritos e Instituciones Técnico-Científicas.
- Señalizar las zonas de seguridad para casos de huayco.

Quebrada San Antonio (Pedregal)

- Proyectar alcantarilla de 9.0mx2.5m para que el flujo de huaycos de quebrada Pedregal desemboque al rio Rímac, para ello se deberá levantar la rasante en 2.0m ((siendo la máxima altura de acuerdo a las indicaciones del área de trazo).
- Canalizar quebrada en tramos que falta, en ambas márgenes para protección de las viviendas que están fuera del cauce.
- Proyectar muros de contención en ambas márgenes tanto aguas arriba como aguas abajo del puente a proyectar, las que deberán ser colindantes con los límites de las viviendas existentes.

Nota:

- Realizar limpieza en cauce de quebrada en el sector 1 para la remoción de material aluviónico y realizar descolmatación de todos los diques de la quebrada y rehabilitación de las mismas estructuras.
- Existen interferencias de postes y buzones, las que deberán ser considerados para su reubicación.

Figura 40. Descarga de la quebrada Pedregal al rio Rímac



Fuente: Municipalidad de Chosica

Quebrada Libertad – Sector 2

- Tramo 1: Proyectar alcantarilla con rejillas a nivel de la superficie con pendiente de fondo al centro de la alcantarilla, para descargar al colector.
- Tramo 2: Continuar con colector con tapa a nivel de superficie que tendrá aberturas para ingreso del agua pluvial hasta el cruce con la carretera central.
- Tramo 3: En el tramo de cruce con la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.
- Tramo 4: Continuar el colector cruzando la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.
- Tramo 5: La salida será mediante un cabezal con alero inclinado que descargara al rio. En este tramo se cruzará por unas propiedades.

Notas

- En el tramo 2, 3 y 4, existen interferencias de postes y buzones, las que deberán ser considerados para su reubicación.
- En el tramo 5, se cruzará por propiedades, requiriendo coordinaciones para su exposición.
- En el sector 1 se recomienda rehabilitar totalmente las obras de infraestructura (diques); realizar limpieza en cauce de quebrada para la remoción de material aluviónico, realizar descolmatación de todos los diques de la quebrada.
- En la microcuenca es necesario aumentar el número de diques disipadores de energía, ya que los 08 existentes han resultado insuficientes, de acuerdo a estudio especializado, asimismo, se necesita descolmatar los diques disipadores de energía existentes.
- Realizar estudio a detalle y especializado que permita delimitar con mayor precisión el área de influencia del cauce de la quebrada Libertad y diseñar e implementar canales

de coronación en ambas márgenes que conduzca de manera segura las escorrentías y flujos difusos de las laderas protegiendo así las viviendas que estén fuera del cauce.

- Reubicar cisterna de agua en zona segura alejado del cauce de la quebrada.
- Diseñar e implementar un sistema de drenaje de los flujos ocasionado en las avenidas en tiempos de lluvias.

Quebrada Juan Carossio – Sector 2

La quebrada Carossio, se ubicada en la progresiva Km 35+480.00, el curso de la quebrada se desplaza a través de la calle existente el cual está rodeado por casas a ambos lados de la vía hasta llegar a interceptar con la carretera Central, en ella el curso se desplaza por la misma carretera, debido a que esta se encuentra bloqueada por edificaciones (casas), no teniendo continuidad la quebrada.

La solución será captar el flujo a través de un colector aguas arriba en el inicio de la calle antes de la intersección con la carretera central; seguir con el colector en el eje de la calle hasta cruzar la vía de la carretera central con una alcantarilla tipo marco de 9.00x2.00, toda la estructura tendrá una longitud aproximada de 320m,

Para ello se considera la expropiación de viviendas ubicadas en la dirección del cauce (lado derecho de la carretera central).

La otra alternativa a evaluar sería la construcción de un badén de concreto armado en una longitud de 50 m en el cruce con la carretera Central. En esta solución también se considera la expropiación de viviendas.

Notas:

- Realizar desquinche en ambas laderas y banqueteo en ambas laderas de mayor desarrollo del suelo.

- Realizar limpieza en cauce de quebrada para la remoción de material aluviónico, considerar elaborar perfil longitudinal.
- En coordinación con el /ALA/ANA es necesario diseñar obras hidráulicas e implementar más diques disipadores de energía en la Microcuenca de la Quebrada Carossio, ya que los 4 existentes están colmatados y no son suficientes.
- Realizar un estudio especializado para delimitar el área de influencia del cauce de quebrada Carossio y canalizar quebrada con desembocadura hacia el río Rímac, en ambas márgenes del cauce, para protección de las viviendas que están fuera del cauce.

Figura 41. Vista del recorrido de la descarga de la quebrada Carossio al río Rímac



Fuente: Elaboración Propia

Figura 42. Descarga de la quebrada Carossio al río Rímac



Fuente: Municipalidad de Chosica

Quebrada Corrales (Rayos de Sol) – Sector 2

La quebrada Rayos de Sol, se ubicada en la progresiva Km 36+262.74, el curso de la quebrada se desplaza a través de una pendiente abrupta superior al 15 al 25%, el ancho de la quebrada es irregular, pasando a la altura de la carretera Central, con un ancho de 6.0 m, llegando descargar al río Rímac, en una longitud de 100 m., desde la carreta Central.

Una alternativa de la solución propuesta pasa por la proyección de un viaducto en falso túnel y otra alternativa sería la proyección de un badén de concreto armado de 50 metros de longitud.

Nota:

- En la microcuenca de la quebrada Corrales, es necesario diseñar e implementar diques disipadores de energía, ya que los 8 existentes fueron destruidos por la fuerza hidráulica del huayco del 23 de marzo de 2015.
- Realizar desquinche y banqueteo en ambas laderas de mayor desarrollo de suelos.

Figura 43. Descarga de la quebrada Corrales (Rayitos de Sol) al río Rímac



Fuente: Municipalidad de Chosica

Quebrada Buenos Aires – Sector 2

- Tramo 1: En el cruce de la vía es donde se recogerá las aguas pluviales/ huaycos de las cuatro quebradas de la parte alta que confluyen en la calle, donde se interceptan con una alcantarilla con rejillas a nivel de la superficie
- Tramo 2: Continuar con colector con tapa a nivel de superficie que tendrá aberturas para ingreso del agua pluvial hasta el cruce con la carretera central.
- Tramo 3: En el tramo de cruce con la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.
- Tramo 4: Continuar el colector cruzando la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.

Notas

- En el tramo 4, se cruzará muro de propiedad y dentro de la misma, por las que deberán ser considerados para su demolición y posterior reposición.
- Diseñar e implementar un sistema de drenaje de los flujos ocasionado en las avenidas en tiempos de lluvias.

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Discusión de Resultados

5.1.1. Puente Los Ángeles

La presente investigación, propone en el puente los Ángeles un mantenimiento a los Muros de Protección tanto en el margen derecho y margen izquierdo (Aguas Arriba y Aguas Abajo).

La Tesis presentada por la Bach. Julissa Andrea Garavito Calle; la misma que lleva como Título “PLANEAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA DEFENSA RIBEREÑA DEL PUENTE TAHUAMANU UTILIZANDO GEOESTRUCTURAS - MADRE DE DIOS”; señala entre otros que el problema es la socavación del estribo izquierdo del Puente Tahuamanu; para cuyo efecto, propone la utilización de geoestructuras, además de actividades de reencauzamiento de las aguas del río Tahuamanu.

5.1.2. Puente Santa Eulalia

En el puente Santa Eulalia se reemplazará a Muros de Protección tanto en el margen derecho y margen izquierdo (Aguas Arriba y Aguas Abajo)

La Tesis presentada por la Bach. Julissa Andrea Garavito Calle; la misma que lleva como Título “PLANEAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA DEFENSA RIBEREÑA DEL PUENTE TAHUAMANU UTILIZANDO GEOESTRUCTURAS - MADRE DE DIOS”; señala entre otros que el problema es la socavación del estribo izquierdo del Puente Tahuamanu; para cuyo efecto, propone la utilización de geoestructuras, además de actividades de reencauzamiento de las aguas del río Tahuamanu.

5.1.3. Puente Ricardo Palma

En el Puente Ricardo Palma se dará mantenimiento a Muros de Protección del margen derecho (Aguas Arriba)

La Tesis presentada por la Bach. Julissa Andrea Garavito Calle; la misma que lleva como Título “PLANEAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA DEFENSA RIBEREÑA DEL PUENTE TAHUAMANU UTILIZANDO GEOESTRUCTURAS - MADRE DE DIOS”; señala entre otros que el problema es la socavación del estribo izquierdo del Puente Tahuamanu; para cuyo efecto, propone la utilización de geoestructuras, además de actividades de reencauzamiento de las aguas del río Tahuamanu.

5.1.4. Quebrada Chacrasana

Se profundizara el canal existente y a través de una transición modificar la sección trapezoidal existente a rectangular, cuyos lados de la canalización serán muros de concreto, se proyecta alcantarilla, se proyecta colector con aberturas a nivel de superficie, se eleva la rasante de la vía de la carretera central en 1.0m, Cruzando la vía de la carretera central se empalmará la alcantarilla al encauzamiento a través de muros de concreto; y como parte del trabajo de encauzamiento a la salida eliminar material acumulado, reubicar el paradero, así como los postes de alumbrado público y semáforo que serán intervenidos.

La Tesis presentada por los Bach. Jan Juliver Espir Nureña y Javier Alex Morales Leiva; la misma que lleva como Título “EVALUACIÓN DE FENOMENOS HIDRAULICOS EN EL CANAL CHAQUIN DEL SISTEMA DE RIEGO DEL VALLE DE VIRU PRIMER TRAMO”; señala entre otros que el problema que se presenta es la formación de oleajes y fenómenos hidráulicos, observándose un flujo turbulento permanentemente desordenado con salpicaduras al borde de las paredes laterales del canal, y desbordes, obligando a reducir su caudal de conducción. En tal sentido, para dar solución a la problemática y recuperar al canal, propone alternativas de solución hidráulica, estas soluciones prácticas básicamente se refieren a modificar la sección hidráulica y colocar obstáculos.

Por lo expuesto, la propuesta de solución propuesta en la presente investigación correspondiente a la Quebrada Chacrasana sería la adecuada.

5.1.5. Quebrada Santa Maria

La quebrada Santa María, se ubicada en la progresiva Km 29+687.63 de la carretera Central, el cauce de la quebrada cruza la carretera central en un ángulo de 45° aprox, hasta la entrega al río Rímac, el cual se encuentra a 200 m del eje de la vía, el efecto erosivo del río sobre la margen derecha al río Rímac podría comprometer la plataforma de la vía.

La solución propuesta establece reemplazar alcantarilla por insuficiencia hidráulica, con un puente de sección de 10.0mx5.0m, mejorar el alineamiento de acuerdo a la dirección del cauce aguas arriba para ello se reemplazará 40m del canal por muros en ambas márgenes para poder profundizar el fondo del cauce, desde el empalme con el canal existente hasta el puente proyectado, se proyectará defensa ribereña a la descarga de la quebrada al río Rímac, continuar la protección aguas arriba del río Rímac por la margen derecha en una longitud de 260.0m y también se proyectará un sumidero con rejillas transversal al acceso existente a la quebrada, la cual se ubicará a unos 450 m de la carretera central, respecto al puente de las alternativas a evaluar corresponderá al tipo de puente a proyectar.

- Reemplazar la estructura de drenaje ubicada en el Km. 29+687.63, ampliando la sección hidráulica y orientarlo de acuerdo al encauzamiento y dirección de la quebrada.
- Proyectar defensas ribereñas margen derecha, contigua a la salida de la descarga de la quebrada Santa María.
- Reemplazar alcantarilla por insuficiencia hidráulica por una de sección 2.0mx1.0m, ubicada en el acceso a unos 450 m de la carretera central y descargar al dren existente.
- Reemplazar muro existente y acueducto aguas arriba de la estructura existente.
- Encauzamiento aguas abajo de la estructura a reemplazar.

Notas

Realizar limpieza en cauce de quebrada en ambos brazos de la quebrada para la remoción de material aluviónico y aumentar el número de diques disipadores de energía.

Realizar descolmatación de cauce de quebrada para la remoción de material aluviónico.

La Tesis presentada por los Bach. Jan Juliver Espir Nureña y Javier Alex Morales Leiva; la misma que lleva como Título “EVALUACIÓN DE FENOMENOS HIDRAULICOS EN EL CANAL CHAQUIN DEL SISTEMA DE RIEGO DEL VALLE DE VIRU PRIMER TRAMO”; señala entre otros que el problema que se presenta es la formación de oleajes y fenómenos hidráulicos, observándose un flujo turbulento permanentemente desordenado con salpicaduras al borde de las paredes laterales del canal, y desbordes ,obligando a reducir su caudal de conducción. En tal sentido, para dar solución a la problemática y recuperar al canal, propone alternativas de solución hidráulica, estas soluciones prácticas básicamente se refieren a modificar la sección hidráulica y colocar obstáculos.

En tal sentido, la solución formulada en la presente investigación correspondiente a la Quebrada Santa María se ajusta a los requerimientos exigidos en campo.

5.1.6. Quebrada Quirio

El curso del flujo de la quebrada se da por un encauzamiento a través de muros de contención, cruzando por una vía y canal de concreto tapada, continuando canalizada por una calle y cruzando la carretera central hasta descargar al río Rímac.

Tramo 1: Profundizar el canal existente y reemplazar los muros de concreto existente-

Proyectar alcantarilla de sección 5.0mx3.5m cuyo cabezal de entrada será alero inclinado que empalme al muro de concreto, el cual conectará al colector tapado proyectado.

Tramo 2: Proyectar colector tapado, el cual cruzara por debajo del canal existente.

Tramo 3: Empalmar con colector con tapa con aberturas a nivel de superficie hasta un tramo antes de la intersección con la carretera central, en donde se ampliará la sección a través de una transición hasta tener una luz hidráulica de 9.0m, la cual empalmará con la alcantarilla de marco a proyectar de 9.0m x3.5m.

Tramo 4: Para que el nivel de fondo de la quebrada en la descarga al río Rímac este sobre el nivel máximo del río, se ha tenido que elevar la rasante de la vía de la carretera central en 1.0m (siendo la máxima altura de acuerdo a las indicaciones del área de trazo) y de la vía de acceso. Con ello, la propuesta en el cruce con la carretera central es de una alcantarilla tipo marco de sección hidráulica de 9.0mx3.5m.

Tramo 5: Cruzando la vía de la carretera central se empalmará la alcantarilla al encauzamiento a través de muros de concreto en ambos lados en una longitud de 69.80m, continuando con un emboquillado de 10.0m antes de descargar al río Rímac.

Notas. –

Se tienen interferencias de postes y buzones las que deberán ser considerados para su reubicación.

En el sector 01 se recomienda rehabilitar totalmente las obras de infraestructura (diques); realizar limpieza en cauce de quebrada para la remoción de material aluviónico, realizar descolmatación de todos los diques de la quebrada.

Rehabilitar totalmente las obras de infraestructura (diques) e implementar estructuras (diques) en la en los núcleos de las descargas de los aportantes de la quebrada con la finalidad de disminuir el volumen de flujo en la parte baja.

Eliminar desmonte arrojado al final del cauce, donde se está generando cierre del cauce, la no eliminación de este desmonte, afectaría terriblemente en una próxima avenida a la carretera central y viviendas ubicadas en la Carretera Central.

Establecer e implementar un sistema de Alerta Temprana que esté conectado con todos los distritos e Instituciones Técnico-Científicas.

Señalizar las zonas de seguridad para casos de huayco.

La Tesis presentada por el Bach. Byron Giácomo Trigoso Marín; la misma que lleva como Título “MODELAMIENTO HIDRÁULICO DE LA QUEBRADA CALISPUQUIO – TRAMO CIUDAD DE CAJAMARCA – CIUDAD UNIVERSITARIA, CON FINES DE PREVENCIÓN DE INUNDACIONES”; señala que el problema que se presenta es la inundación de los sectores adyacentes a la quebrada Calispuquio debido a las máximas avenidas. En tal sentido, para dar solución propone profundizar el canal existente y reemplazar los muros de concreto existente, reparación de canal erosionado, limpieza de canal, construcción de muros, y amplificar la sección hidráulica del canal; para cuyo efecto, identifico las áreas inundables por una máxima avenida en la quebrada Calispuquio – tramo ciudad de Cajamarca – Ciudad Universitaria UNC mediante el uso de herramientas topográficas, cartográficas, hidrológicas e hidráulicas (modelamiento hidráulico), a través de distintos softwares.

En tal sentido, la propuesta de solución propuesta en la investigación en relación a la Quebrada Quirio garantizaría su control ante los eventos extraordinarios generados por las precipitaciones, en la parte alta de la microcuenca de la quebrada Quirio.

5.1.7. Quebrada Pedregal

Proyectar alcantarilla de 9.0mx2.5m para que el flujo de huaycos de quebrada Pedregal desemboque al río Rímac, para ello se deberá levantar la rasante en 2.0m ((siendo la máxima altura de acuerdo a las indicaciones del área de trazo).

Canalizar quebrada en tramos que falta, en ambas márgenes para protección de las viviendas que están fuera del cauce.

Proyectar muros de contención en ambas márgenes tanto aguas arriba como aguas abajo del puente a proyectar, las que deberán ser colindantes con los límites de las viviendas existentes.

Nota.

- Realizar limpieza en cauce de quebrada en el sector 1 para la remoción de material aluviónico y realizar descolmatación de todos los diques de la quebrada y rehabilitación de las mismas estructuras.

- Existen interferencias de postes y buzones, las que deberán ser considerados para su reubicación.

La Tesis presentada por el Bach. Edwin Medardo Castillo Altamirano; la misma que lleva como Título “EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE LOS DRENAJES TRANSVERSALES EN LA CARRETERA COCAHUAYCO – COCACHIMBA – BONGARÁ - AMAZONAS”; señala que el problema que se presenta es la inadecuada evacuación de las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales que cae sobre la superficie de rodadura de la infraestructura vial. En tal sentido, como parte de la solución se diseña entre otros alcantarillas como parte del sistema de drenaje de la carretera COCAHUAYCO – COCACHIMBA – BONGARÁ – AMAZONAS.

En ese contexto, del análisis comparativo de solución propuesto en la Tesis elaborada por el Bach. Edwin Medardo Castillo Altamirano, que lleva como Título “EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE LOS DRENAJES TRANSVERSALES EN LA CARRETERA COCAHUAYCO – COCACHIMBA – BONGARÁ - AMAZONAS”; y la propuesta de solución en la presente investigación son concordantes.

5.1.8. Quebrada Libertad

Tramo 1.- Proyectar alcantarilla con rejillas a nivel de la superficie con pendiente de fondo al centro de la alcantarilla, para descargar al colector.

Tramo 2.- Continuar con colector con tapa a nivel de superficie que tendrá aberturas para ingreso del agua pluvial hasta el cruce con la carretera central.

Tramo 3.- En el tramo de cruce con la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.

Tramo 4.- Continuar el colector cruzando la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.

Tramo 5.- La salida será mediante un cabezal con alero inclinado que descargara al rio. En este tramo se cruzará por unas propiedades.

Notas. -

- En el tramo 2, 3 y 4, existen interferencias de postes y buzones, las que deberán ser considerados para su reubicación.
- En el tramo 5, se cruzará por propiedades, requiriendo coordinaciones para su exposición.
- En el sector 1 se recomienda rehabilitar totalmente las obras de infraestructura (diques); realizar limpieza en cauce de quebrada para la remoción de material aluviónico, realizar descolmatación de todos los diques de la quebrada.
- En la microcuenca es necesario aumentar el número de diques disipadores de energía, ya que los 08 existentes han resultado insuficientes, de acuerdo a estudio especializado, asimismo, se necesita descolmatar los diques disipadores de energía existentes.
- Realizar estudio a detalle y especializado que permita delimitar con mayor precisión el área de influencia del cauce de la quebrada Libertad y diseñar e implementar canales de coronación en ambas márgenes que conduzca de manera segura las escorrentías y flujos difusos de las laderas protegiendo así las viviendas que estén fuera del cauce.
- Reubicar cisterna de agua en zona segura alejado del cauce de la quebrada.

- Diseñar e implementar un sistema de drenaje de los flujos ocasionado en las avenidas en tiempos de lluvias.

La Tesis presentada por el Ing. Roberto Narváez López; la misma que lleva como Título “VULNERABILIDAD GEOTÉCNICA DE LAS QUEBRADAS ARROYO SECO Y PUCA PUCA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO”; señala que el problema es que los Huaycos en la zona de estudio generan pérdidas económicas y expone la vida de los lugareños; en ese sentido, propone analizar de manera integral la vulnerabilidad a huaycos en la zona de estudio, y precisa que las autoridades deben oponerse a la construcción de viviendas cercanas a la Quebrada Arroyo Seco y Puca Puca, reubicar a las viviendas existentes, rehabilitar los muros diseñar un sistema de drenaje, entre otros. Por tanto, la solución propuesta en la presente investigación sería la adecuada para la quebrada La Libertad; toda vez, que lo propuesto por el Ing. Roberto Narváez López, en su Tesis que lleva como Título “VULNERABILIDAD GEOTÉCNICA DE LAS QUEBRADAS ARROYO SECO Y PUCA PUCA EN LA CIUDAD DE AYACUCHO” es concordante con mi propuesta.

5.1.9. Quebrada Carossio

La quebrada Carossio, se ubicada en la progresiva Km 35+480.00, el curso de la quebrada se desplaza a través de la calle existente el cual está rodeado por casas a ambos lados de la vía hasta llegar a interceptar con la carrerea Central, en ella el curso se desplaza por la misma carretera, debido a que esta se encuentra bloqueada por edificaciones (casas), no teniendo continuidad la quebrada.

La solución será captar el flujo a través de un colector aguas arriba en el inicio de la calle antes de la intersección con la carretera central; seguir con el colector en el eje de la calle hasta cruzar

la vía de la carretera central con una alcantarilla tipo marco de 9.00x2.00, toda la estructura tendrá una longitud aproximada de 320m,

Para ello se considera la expropiación de viviendas ubicadas en la dirección del cauce (lado derecho de la carretera central).

La otra alternativa a evaluar sería la construcción de un badén de concreto armado en una longitud de 50 m en el cruce con la carretera Central. En esta solución también se considera la expropiación de viviendas.

Notas. –

- Realizar desquinche en ambas laderas y banqueteo en ambas laderas de mayor desarrollo del suelo.
- Realizar limpieza en cauce de quebrada para la remoción de material aluviónico, considerar elaborar perfil longitudinal.
- En coordinación con el /ALA/ANA es necesario diseñar obras hidráulicas e implementar más diques disipadores de energía en la Microcuenca de la Quebrada Carossio, ya que los 4 existentes están colmatados y no son suficientes.
- Realizar un estudio especializado para delimitar el área de influencia del cauce de quebrada Carossio y canalizar quebrada con desembocadura hacia el río Rímac, en ambas márgenes del cauce, para protección de las viviendas que están fuera del cauce.

La Tesis presentada por el Bach. Drazen Zvonimir Pivalica Cisternas; la misma que lleva como Título “SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE ALUVIONES PARA LA QUEBRADA DE LO CAÑAS EN LA COMUNA DE LA FLORIDA”; señala que el problema es que la quebrada de Lo Cañas es un riesgo para la vida humana y la economía; en tal sentido, propone entre otros captar el flujo a través de colectores aguas arriba.

Por lo expuesto, la propuesta de solución para controlar los efectos del Huayco sobre la quebrada Carossio es concordante con lo indicado por el Bach. Drazen Zvonimir Pivalica Cisternas, en su tesis que lleva como Título “SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE ALUVIONES PARA LA QUEBRADA DE LO CAÑAS EN LA COMUNA DE LA FLORIDA”.

5.1.10. Quebrada Rayos del Sol

La quebrada Rayos de Sol, se ubicada en la progresiva Km 36+262.74, el curso de la quebrada se desplaza a través de una pendiente abrupta superior al 15 al 25%, el ancho de la quebrada es irregular, pasando a la altura de la carretera Central, con un ancho de 6.0 m, llegando descargar al rio Rímac, en una longitud de 100 m., desde la carreta Central.

Una alternativa de la solución propuesta pasa por la proyección de un viaducto en falso túnel y otra alternativa sería la proyección de un badén de concreto armado de 50 metros de longitud.

Nota. -

- En la microcuenca de la quebrada Corrales, es necesario diseñar e implementar diques disipadores de energía, ya que los 8 existentes fueron destruidos por la fuerza hidráulica del huayco del 23 de marzo de 2015.

- Realizar desquinche y banqueteo en ambas laderas de mayor desarrollo de suelos.

La Tesis presentada por el Bach. Andres Peña Contreras; la misma que lleva como Título “OBRAS DE ENCAUZAMIENTO PARA LA PROTECCIÓN DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE EDUCACIÓN QUEBRADA SANTO DOMINGO ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN”; señala que el problema es que la quebrada Santo Domingo es un peligro cuando hay en la parte alta de la microcuenca altas precipitaciones pluviales; para

cuyo efecto propone la construcción de un viaducto que va desde el badén existente de la Av. Guzman y Valle hasta el río Rímac.

En tal sentido, luego de analizar el Informe de Suficiencia para obtener el Título de Ingeniero Civil, que lleva como Título “OBRAS DE ENCAUZAMIENTO PARA LA PROTECCIÓN DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE EDUCACIÓN QUEBRADA SANTO DOMINGO ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN”, concluyo que mi propuesta de solución sería la más adecuada; considerando que propone una solución concordante a las condiciones de la Zona Quebrada Rayos del Sol.

5.1.11. Quebrada Buenos Aires

Tramo 1.-

En el cruce de la vía es donde se recogerá las aguas pluviales/ huaycos de las cuatro quebradas de la parte alta que confluyen en la calle, donde se interceptan con una alcantarilla con rejillas a nivel de la superficie

•Tramo 2.-

Continuar con colector con tapa a nivel de superficie que tendrá aberturas para ingreso del agua pluvial hasta el cruce con la carretera central.

•Tramo 3.-

En el tramo de cruce con la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.

•Tramo 4.-

Continuar el colector cruzando la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.

Notas. -

- En el tramo 4, se cruzará muro de propiedad y dentro de la misma, por las que deberán ser considerados para su demolición y posterior reposición.

- Diseñar e implementar un sistema de drenaje de los flujos ocasionado en las avenidas en tiempos de lluvias.

La Tesis presentada por la Bach. Rut Luzmila Garcia Chaca; la misma que lleva como Título “ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LA QUEBRADA CANTUTA II CON FINES DE MITIGACIÓN DE HUAYCOS”; señala que los huaycos que descienden por la quebrada Cantuta II se depositan en las instalaciones de la universidad, lo que ocasiona inundaciones en aulas, pistas, veredas; afectando a la institución con la suspensión de labores académicas hasta que cese el riesgo de que suceda otro evento; para cuyo efecto, propone un sistema de drenaje conformado zanjas de drenaje, camas de gravas y diques de piedra.

Por tanto, las ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LA QUEBRADA CANTUTA II CON FINES DE MITIGACIÓN DE HUAYCOS, propuestas por la Bach. Rut Luzmila Garcia Chaca; validarían mi propuesta de investigación en la Quebrada Buenos Aires; toda vez, que son soluciones semejantes e integrales.

VI. CONCLUSIONES

- ❖ Las alternativas propuestas en las quebradas y los puentes correspondientes a la Estabilización de las quebradas del Tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo Palma” mitigaran los impactos generados por los huaycos.
- ❖ La Caracterización de las quebradas del tramo “Puente los Ángeles – Ricardo Palma”, fue una herramienta necesaria e importante para proponer las medidas de mitigación que generan los huaycos.
- ❖ Se ha identificado las medidas de mitigación que disminuirán las pérdidas económicas en el Tramo “Puente Los Ángeles – Puente Ricardo Palma”, los mismos que consisten en implementar con obras de arte, previa evaluación hidráulica.
- ❖ La cuantificación de las descargas de diseño para las obras de drenaje propuestas, se ha efectuado en base a los registros de precipitaciones máximas en 24 horas mediante relaciones precipitación-escorrentía. Se utilizó los registros históricos de la Estación Meteorológica de Chosica y Santa Eulalia, cercanas a la zona de estudio.
- ❖ El análisis estadístico establece que la distribución Log Pearson, es la que mejor se ajusta satisfactoriamente a los datos de la muestra, resultado de la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov – Smirnov tanto para la estación pluviométrica de Chosica como de Santa Eulalia.
- ❖ En el tramo se evaluaron (07) quebradas de cuencas con superficies entre 0.57 Km² y 10.39Km², identificadas en la carta nacional; siendo las quebradas evaluadas y analizadas:

Chacrasana, Santa María, Quirio, Pedregal, La Libertad, Carossio y Rayos de Sol; que para el caudal de diseño se consideró la determinación de caudal líquido más sólidos de arrastre y material flotante; para ello se consideró las márgenes de seguridad para esa eventualidad. En referencia a la quebrada Buenos Aires, existen 4 formaciones de quebradas de área de cuenca menores a 0.05 Km² que por encontrarse en el lugar de Buenos Aires – Moyopampa, se le denominó quebradas Buenos Aires.

- ❖ El caudal hidrológico en las quebradas de cuencas menores, se obtuvo mediante el Método Racional e Hidrograma Unitario; a ello, se sumó el caudal de aporte sólido, obteniéndose el caudal de diseño. Con el caudal determinado y las características topográficas y geomorfológicas de la cuenca, se determinaron las secciones hidráulicas de las obras de drenaje transversal, las cuales se indican en el anexo 03
- ❖ Para afrontar al fenómeno de flujo de detritos en el área de influencia de las quebradas evaluadas, en las zonas considerados de alto riesgo por la ubicación de viviendas, población y vías de comunicación (carretera central, vías de acceso y trochas); para ello, se ha propuesto estructuras para la prevención en dos sectores: primer sector de retención que corresponde a la proyección de diques de contención en los tributarios de los aportantes al cauce principal y en el segundo sector obras de drenaje para discurrir el flujo hacia la descarga al río Rímac.
- ❖ En todos los cauces de las quebradas deberán realizar limpieza en el cauce y sus aportantes para la remoción de material aluviónico, así como realizar la descolmatación de todos los diques de la quebrada existente.

- ❖ El período de retorno para establecer la sección hidráulica del puente sobre el río Santa Eulalia se ha obtenido en base al criterio de fijación del riesgo admisible (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje - Setiembre 2009 y el Manual de Puentes) y en función a la vida útil de la obra (50 años), obteniéndose un tiempo de retorno equivalente a 175 años.
- ❖ El período de retorno para la estimación de la socavación en donde se apoyará la cimentación del puente se ha considerado en 500 años, siguiendo la recomendación del Manual de Puentes que establece un estándar hidráulico mayor al obtenido en el cálculo de la sección hidráulica.
- ❖ La socavación general se ha obtenido mediante el Método de Lischtvan Lebediev, dado que considera la contracción del puente y las características granulométricas del lecho y para la determinación de la socavación local en los estribos se ha obtenido mediante el Método de Froehlich.
- ❖ Se ha diseñado las obras mediante las cuales se mitigarán los efectos de los huaycos en el tramo “Puente los Ángeles – Ricardo Palma”. Ver Anexo 04: Fichas Técnicas. Ver siguientes tablas

Tabla 31. Relación de alcantarillas, colectores, muros, sumideros

PROGRESIVA REFERENCIAL (Km)	CRUCE QUEBRADA	Condición		Relación de estructura a reemplazar/ proyectar				
		Inicial	Final	Alcantarilla	Colector	muros ambas margenes		Sumidero
						aguas arriba	aguas abajo	
27+915.00	Chacrasana	-	alcantarilla, colector	3.0mx2.5m 9.0mx2.5m	3.0mx2.5m	80.0mx6.0m	45.0mx6.0m	-
32+160.00	Quirio	-	alcantarilla, colector	9.0mx3.5m	5.0mx3.5m	80.0mx6.0m	70.0mx6.0m	
34+322.34	Libertad	-	Sumidero, alcantarilla, colector	3.0mx2.0m	3.0mx2.0m	-	-	8.2mx2.0m
35+480.00	Carossio	-	Alcantarilla, colector.	9.0mx2.0m	3.0mx2.0m	-	-	-
36+833.50	Buenos aires	Alcantarilla	Sumidero, colector, alcantarilla,	3.0mx2.0m	3.0mx2.0m	-	-	5.2mx2.0m

Fuente: Propia

Tabla 32. Relación de puentes, alcantarillas, acueducto, muros

PROGRESIVA REFERENCIAL (Km)	CRUCE QUEBRADA	Condición		Relación de estructuras a reemplazar/ proyectar					
		Inicial	Final	Puente	Alcantarilla	Acueducto	muros ambas margenes		Muro rio Rimac
							aguas arriba	aguas abajo	
29+687.63	Santa María	Alcantarilla	Puente	10.0mx5.0m	-	15.0m	40.0mx7.0m	10.0mx7.0m	-
				-	-	-	-	-	-
-	Santa María	Alcantarilla	Alcantarilla		2.0mx1.0m		-	-	260.0mx7.0m
30+000.00	Santa María	Alcantarilla	Mantiene	-	-	-	-		
32+973.83	Pedregal	-	Alcantarilla	-	9.0mx2.5m	-	85.0mx4.0m	180.0mx4.0m	-

Fuente: Propia

Sobre uno de los brazos de la cuenca de Santa María que es cruzada en el Km. 30+000, se deberá considerar limpieza del cauce aguas arriba, así como del conducto de la alcantarilla existente.

Tabla 33. Relación de puentes, protección ribereña

PROGRESIVA REFERENCIAL (Km)	CRUCE RIO	Condición		Luz Hidráulica (m)	PROTECCION MARGEN DERECHA		PROTECCION MARGEN IZQUIERDA	
		Inicial	Final		aguas arriba	aguas abajo	aguas arriba	aguas abajo
37+769.00	Santa Eulalia	Puente	Reemplazar	25.0m	7.0mx 100.0m	7.0mx50.0m	7.0mx 100.0m	7.0mx50.0m

Fuente: Propia

Tabla 34. Actividades complementarias en puentes

PROGRESIVA REFERENCIAL (Km)	CRUCE RIO	Condición		pilar	PROTECCION MARGEN DERECHA		PROTECCION MARGEN IZQUIERDA	
		Inicial	Final		Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
27+300.00	Los Ángeles	Puente	Mantiene	Protección	7.0mx 225.0m	7.0mx150.0m	7.0mx 225.0m	7.0mx150.0m
38+310.00	Ricardo Palma	Puente	Mantiene	-	7.0mx 126.5m	-	-	-

Fuente: Propia

VII. RECOMENDACIONES

- ❖ En el sector 01 se recomienda rehabilitar totalmente las obras de infraestructura (diques).
- ❖ Diseñar e implementar un plan integral de manejo de microcuencas que involucre acciones de forestación en laderas, desquinche y banqueteo.
- ❖ Realizar control en cuanto a la ocupación informal del territorio, conformando redes urbanas promovidas por el gobierno local, y redes de faenas ciudadanas.
- ❖ Establecer vínculos de coordinación con ALA/ANA/MINAG, para la determinación de la faja marginal a través de dispositivos normativos que indiquen dimensión del área intangible.
- ❖ Establecer e implementar un sistema de Alerta Temprana que esté conectado con todos los distritos e Instituciones técnico-científicas.
- ❖ Señalizar las zonas de seguridad para casos de huayco.
- ❖ Establecer vínculos de coordinación con la sociedad civil e instituciones públicas en el marco del proceso de preparación para la respuesta.
- ❖ Establecer redes urbanas para control territorial y faenas ciudadanas.
- ❖ Las municipalidades distritales, provinciales y regionales deben impulsar a la población para realizar obras conjuntas de prevención; así como evitar que se sigan construyendo viviendas en el mismo cauce de las quebradas, y prohibir arrojar basura o desmonte al río.
- ❖ El trabajo de los puentes se recomienda realizarlos durante los meses de junio a octubre, siendo éstos los meses de estiaje donde el río tiene caudales mínimos de los puentes Los Ángeles, Santa Eulalia y Ricardo Palma

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BRAVO, J (1903).** Los Huaycos. Vol. Informe Memorias Sociedad de Ingenieros del Perú.
Vol. V. Lima, Perú
- CARHUAYAL RAMIREZ, RF (1992).** Estudio de Método de corrección de Drenaje para evitar los Huaycos y su aplicación en la Quebrada Pedregal – Chosica. Tesis Ing. Civil. Lima, Perú. UNI.
- CASTILLO ALTAMIRANO, E. (2017).** Evaluación Hidrológica E Hidráulica De Los Drenajes Transversales En La Carretera Cocahuayco – Cocachimba – Bongará - Amazonas. Ingeniero Civil. Universidad Nacional De Cajamarca.
- CASTILLO, L (2006).** “Aplicación de un Modelo Numérico de flujos de escombros y lodo en una quebrada en el Perú”. Tesis Ing. Civil. Lima, Perú. UNI.
- COSTA, J.E, 1988,** Diferenciación reológica, geomorfológica y sedimentológica de las inundaciones de agua, flujos hiperconcentrados y flujos de escombros, en Baker, V.R., Kochel, R.C., Patton, P.C. (eds.), Geomorfología de inundaciones: Nueva York, Wiley.
- COTRINA, L (1982).** Huaycos y desbordes del Río Rímac. Tesis Ing. Civil. Lima, Perú. UNI.
- ESPIR NUREÑA, J. y MORALES LEIVA, J. (2015).** Evaluación De Fenómenos Hidráulicos En El Canal Chaquin Del Sistema De Riego Del Valle De Viru Primer Tramo. Título Profesional De Ingeniero Civil. Universidad Privada Antenor Orrego.
- GARAVITO CALLE, J. (2016).** Planeamiento De La Construcción De La Defensa Ribereña Del Puente Tahuamanu Utilizando Geoestructuras - Madre De Dios. Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica Del Perú.

GARCIA CHACA, R. (2016). Alternativas Para La Estabilización De La Quebrada Cantuta II Con Fines De Mitigación De Huaycos. Ingeniero Agrícola. Universidad Nacional Agraria La Molina.

GARCIA, J (1962). Principios de Hidráulica torrenciales. Escuela Superior de Montes.

INGEMMET (2015). Núñez et.al. Informe Técnico N° A 6680. Evaluación Geodinámica de los Flujos de detritos del 23/03/2015 entre las quebradas Rayos de Sol (Chosica) y Cashahuacra (Santa Eulalia).

HAMPTON, M. A. 1972. El papel del flujo de residuos subacuáticos en la generación de corrientes de turbidez. Diario de petrología sedimentaria.

HERNANDEZ, J (2012). Riesgos Geológicos Externos. Recuperado en septiembre 16,2015 de: <http://es.slideshare.net/Alberkar/riesgos-geologicos-externos-2012>

IVERSON, R.M. (1997 “La física de los flujos de escombros”. Reseñas de geofísica.

LA LAINA PORTO, RUBEN (1991). Hidrología Ambiental. Colecao Aberh de Recursos Hídricos. Brasil.

MARTINEZ, A (2013). Geotecnia de los Huaycos en Chosica. Vol I y II. Lima, Perú

MINISTERIO DEL AMBIENTE – REPÚBLICA DEL PERU (2011). Ley N° 29664, que crea el Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres (SINAGERD).

MINISTERIO DEL AMBIENTE – REPÚBLICA DEL PERU (2011). Decreto Supremo N° 048-2011-PCM que crea el Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres (SINAGERD).

NARVÁEZ LÓPEZ, R. (2012). Vulnerabilidad Geotécnica de Las Quebradas Arroyo Seco Y Puca Puca en La Ciudad De Ayacucho. Maestro en Ciencias en Ingeniería Geotécnica. Universidad Nacional De Ingeniería.

O'BRIEN J.S & PIERRE Y JULIEN. (1988). Laboratory Analysis of Mudflow Properties. Journal of Hydraulic Engineering, Vol 114, N° 8, ASCE.

PEÑA CONTRERAS, A. (2008). Obras De Encauzamiento Para la Protección de la Universidad Nacional de Educación Quebrada Santo Domingo Alternativas de Solución. Ingeniero Civil. Universidad Nacional De Ingeniería.

PHILIPPE COUSSOT, (1997). Mudflow Rheology and Dynamics, International Association for Hydraulic Research. Ediciones A.A Balkema- Rotterdam.

PIVALICA ÁLVAREZ, D. (2017). Sistemas de Contención De Aluviones para La Quebrada de lo Cañas en la Comuna de la Florida. Ingeniero Constructor. Universidad Andrés Bello.

PRONAMACHCS (1988). Impacto de la Conservación de suelos y aguas en la sierra peruana. Lima- Perú.

ROCHA, A (2011). El Impacto del Fenómeno de El Niño en Zonas Urbanas.

ROJAS CABALLERO, DAVID ROLANDO (2013.) Compendio de Geología General.

SUAREZ, J (2001). Control de Erosión en Zonas Tropicales. Bucaramanga – Colombia.

TAKAHASHI T. (1980). “Flujo de escombros” Asociación Internacional para la Investigación Hidráulica.

TREJO, V (1988). Estudio Hidrogeodinámico del Huayco con el fin de Mitigar sus efectos, Cuenca Río Rímac- micro cuenca Malata. Tesis Ing. Agrícola. Lima, Perú. UNALM.

TRICART, J. (1961). Movimiento del Agua sobre la vertiente y los problemas geomorfológicos. Ciclo de Conferencias, Lgga-1 UNI.

TRIGOSO MARÍN, B. (2018). Modelamiento Hidráulico de la Quebrada Calispuquio – Tramo Ciudad De Cajamarca – Ciudad Universitaria, Con Fines De Prevención De Inundaciones. Ingeniero Hidráulico. Universidad Nacional De Cajamarca.

VASQUEZ (2012). Cosecha de Agua de lluvia en laderas Semiaridas de la sierra y su impacto en el proceso de Desertification y cambio Climático. Libro UNALM- Lima, Perú

VILLÓN BEJAR, MAXIMO (2005). Hidrología General.

IX. ANEXOS

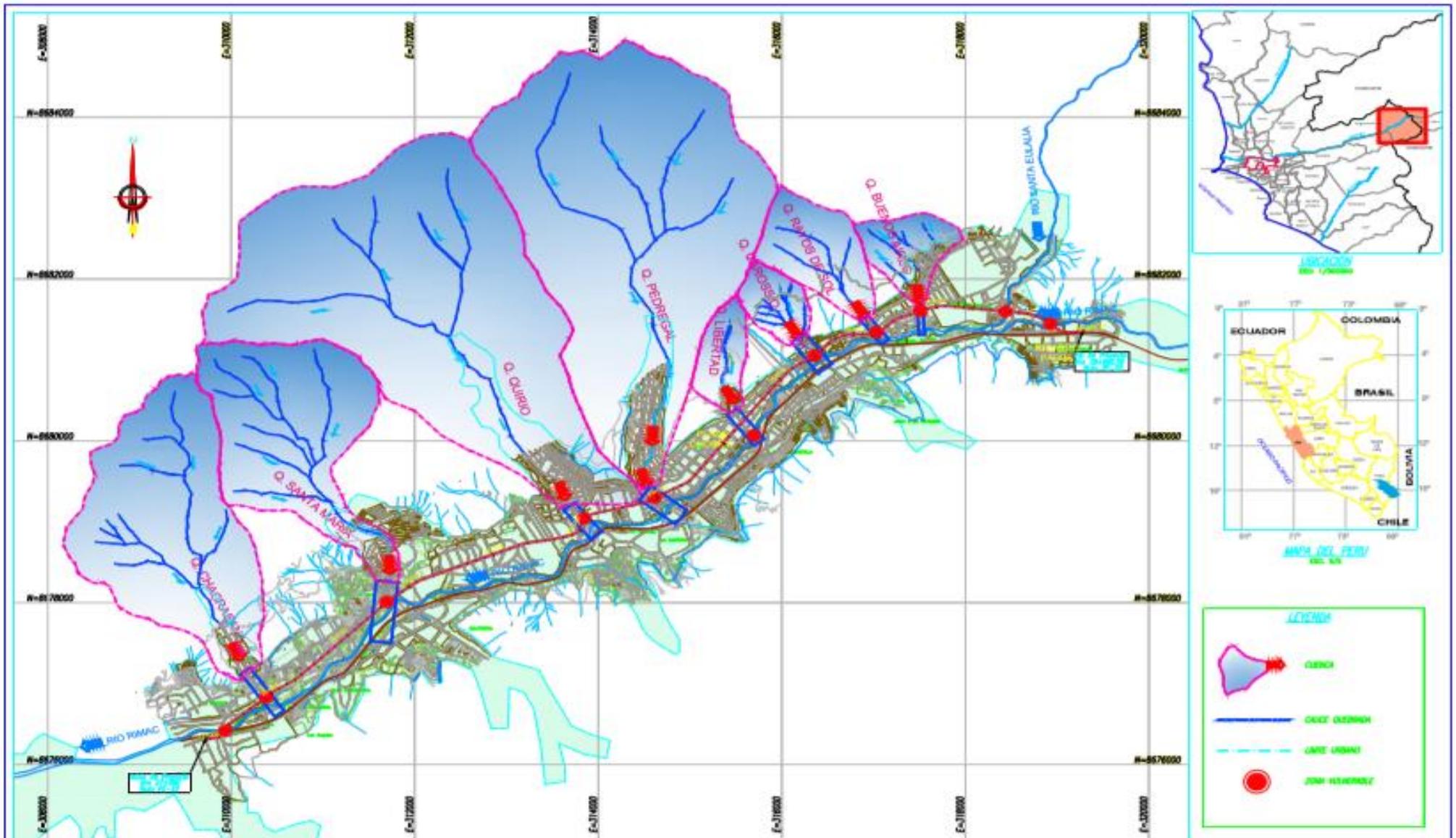
Anexo 01: Plano de Ubicación

Anexo 02: Plano de Geología

Anexo 03: Análisis Hidrológico

Anexo 04: Plano de Inventario de Zonas Inestable

Anexo 05: Fichas Técnicas



Universidad Nacional
Federico Villarreal



Facultad de Ingeniería Geográfica,
Ambiental y Ecológico

Autores:	Dr. E. Marcelo Tena
Revisor:	Dr. Alvar Cordero

FECHA	
Elaboración	
Revisión	
Aprobación	

ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN DE LAS CUENCAS EN EL
TRAMO PUENTE LOS ANGELES - PUENTE RICARDO FILM
CON FINES DE MITIGACIÓN DE RIESGOS

ESCALA HOJA A:	1:50000	ESCALA HOJA B:	1:50000
UBICACIÓN			

ANÁLISIS HIDROLÓGICO

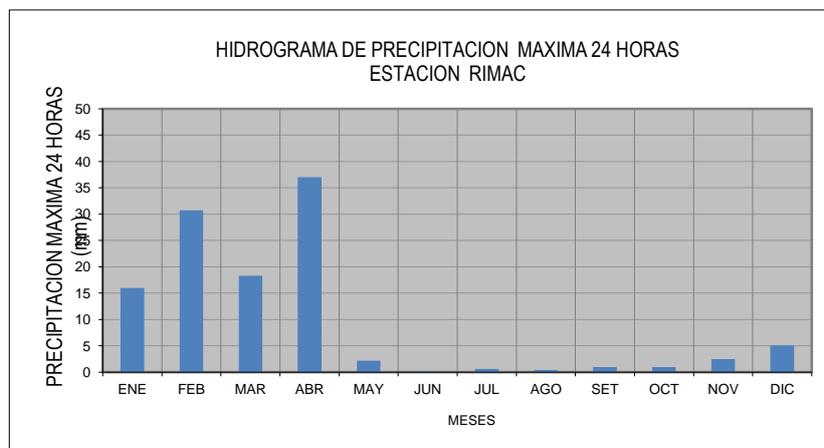
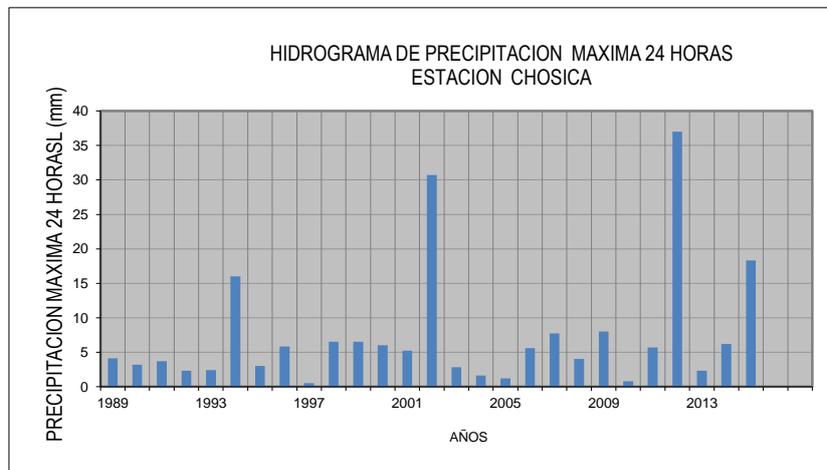
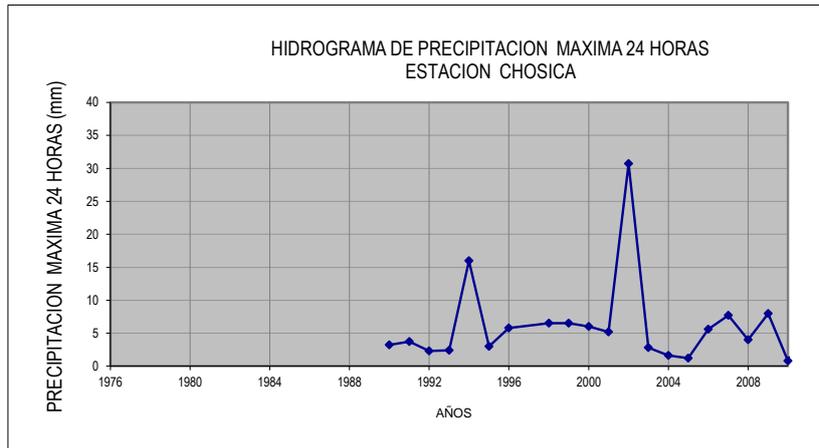
DATOS DE PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS – Estación Chosica

Código Chosica/151209/DZ-04
 Latitud 6° 37' S
 Longitud 76° 41' W
 Altitud 906 msnm

Vertiente: Pacífico
 Cuenca Hidrográfica: Rimac
 Periodo de registro: 1989-2015

Dpto Lima
 Prov Lima
 Dist Lurigancho

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Pmax
1989	0.0	0.0	4.1	0.0	0.8	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.1
1990	2.8	0.0	2.2	0.0	0.8	0.1	0.0	0.0	0.0	0.2	1.0	3.2	3.2
1991	0.2	2.0	3.7	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.5	3.7
1992	0.3	2.3	0.6	0.3	0.8	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	1.0	2.3
1993	0.0	0.8	1.8	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	1.2	1.2	2.4
1994	16.0	2.5	3.0	1.8	0.4	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.4	1.5	16.0
1995	3.0	0.5	2.5	1.2	2.2	0.0	0.0	0.0	0.5	0.3	1.4	0.0	3.0
1996	5.0	5.0	5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	5.8
1997	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
1998	0.0	6.5	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.5
1999	3.5	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.5
2000	6.0	4.5	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0
2001	5.2	5.0	3.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	5.2
2002	1.0	30.7	1.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	30.7
2003	1.5	2.5	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	2.8
2004	0.8	0.5	0.7	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	1.6
2005	1.2	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.2
2006	5.6	4.0	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	5.6
2007	2.2	3.0	1.8	7.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.7
2008	3.6	4.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0
2009	3.0	6.6	8.0	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0
2010	0.0	0.3	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8
2011	4.7	5.7	1.0	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	5.1	5.7
2012	6.4	9.6	2.1	37.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.5	0.0	37.0
2013	0.0	2.3	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	2.3
2014	1.4	1.5	6.2	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	6.2
2015	1.2	9.5	18.3	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.3
PROM.	2.8	4.3	3.1	2.1	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.3	0.9	7.3
DS. STD.	3.3	5.8	3.6	7.0	0.5	0.0	0.1	0.1	0.2	0.3	0.6	1.3	8.5
MAX.	16.0	30.7	18.3	37.0	2.2	0.1	0.6	0.4	1.0	1.0	2.5	5.1	37.0
MIN.	2.8	4.3	3.1	2.1	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.3	0.9	7.3



PRECIPITACION

MAXIMA 24 HORAS – Estación Chosica

Latitud 11°55'00"S
Longitud 76°41'00"W
Altitud 906msnm

N° de datos	AÑO	PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS		
		MES	P _{max} (mm)	P _{corregido} (mm)
1	1989	MARZO	4.1	4.6
2	1990	DICIEMBRE	3.2	3.6
3	1991	MARZO	3.7	4.2
4	1992	FEBRERO	2.3	2.6
5	1993	ABRIL	2.4	2.7
6	1994	ENERO	16.0	18.1
7	1995	ENERO	3.0	3.4
8	1996	MARZO	5.8	6.6
9	1997	ENERO	0.5	0.6
10	1998	FEBRERO	6.5	7.3
11	1999	FEBRERO	6.5	7.3
12	2000	ENERO	6.0	6.8
13	2001	ENERO	5.2	5.9
14	2002	FEBRERO	30.7	34.7
15	2003	DICIEMBRE	2.8	3.2
16	2004	DICIEMBRE	1.6	1.8
17	2005	ENERO	1.2	1.4
18	2006	ENERO	5.6	6.3
19	2007	ABRIL	7.7	8.7
20	2008	FEBRERO	4.0	4.5
21	2009	MARZO	8.0	9.0
22	2010	MARZO	0.8	0.9
23	2011	FEBRERO	5.7	6.4
24	2012	ABRIL	37.0	41.8
25	2013	FEBRERO	2.3	2.6
26	2014	ENERO	6.2	7.0
27	2015	MARZO	18.3	20.7

La Precipitación Máxima se da en año 2002 (febrero), con una lectura máxima de 30.7 mm de una banda de datos equivalente a 27 años.

CALCULO ESTADISTICO – Estación Chosica

AÑO	P	Log P
1989	4.6	0.666
1990	3.6	0.558
1991	4.2	0.621
1992	2.6	0.415
1993	2.7	0.433
1994	18.1	1.257
1995	3.4	0.530
1996	6.6	0.817
1997	0.6	-0.248
1998	7.3	0.866
1999	7.3	0.866
2000	6.8	0.831
2001	5.9	0.769
2002	34.7	1.540
2003	3.2	0.500
2004	1.8	0.257
2005	1.4	0.132
2006	6.3	0.801
2007	8.7	0.940
2008	4.5	0.655
2009	9.0	0.956
2010	0.9	-0.044
2011	6.4	0.809
2012	41.8	1.621
2013	2.6	0.415
2014	7.0	0.845
2015	20.7	1.316
$\mu =$	8.25	0.708
Var=	96.51	
$\sigma =$	9.824	0.430
c.a. =	2.481	0.050
k =		0.008
n =	27	

Leyenda.-

μ = media
 Var= varianza
 σ = desviacion estandar
 c.a. = coeficiente de sesgo

Distribución Normal

T (años)	P	w	z	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	8.2
5	0.2000	1.794	0.841	16.5
10	0.1000	2.146	1.282	20.8
30	0.0333	2.608	1.834	26.3
35	0.0286	2.667	1.903	26.9
50	0.0200	2.797	2.054	28.4
71	0.0141	2.920	2.195	29.8
100	0.0100	3.035	2.327	31.1
140	0.0071	3.144	2.450	32.3
500	0.0020	3.526	2.879	36.5

Distribución Log Normal

T (años)	P	w	z	Log P	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	0.708	5.1
5	0.2000	1.794	0.841	1.070	11.7
10	0.1000	2.146	1.282	1.259	18.2
30	0.0333	2.608	1.834	1.497	31.4
35	0.0286	2.667	1.903	1.526	33.6
50	0.0200	2.797	2.054	1.591	39.0
71	0.0141	2.920	2.195	1.652	44.9
100	0.0100	3.035	2.327	1.708	51.1
140	0.0071	3.144	2.450	1.761	57.7
500	0.0020	3.526	2.879	1.945	88.2

Distribución Log Pearson III

T (años)	P	w	z	K _T	Log P	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.00	-0.008	0.705	5.1
5	0.2000	1.794	0.84	0.839	1.069	11.7
10	0.1000	2.146	1.28	1.287	1.261	18.3
30	0.0333	2.608	1.83	1.854	1.505	32.0
35	0.0286	2.667	1.90	1.924	1.535	34.3
50	0.0200	2.797	2.05	2.081	1.603	40.0
71	0.0141	2.920	2.20	2.227	1.665	46.3
100	0.0100	3.035	2.33	2.363	1.724	53.0
140	0.0071	3.144	2.45	2.492	1.779	60.2
500	0.0020	3.526	2.88	2.939	1.971	93.6

Distribución Extrema Tipo I- Gumbel

T (años)	$y = \ln(\ln(T/(T-1)))$	yn	S _n	K _i = $-(y+yn)/S_n$	P(mm)
2	-0.3665	0.5332	1.1005	-0.15	6.8
5	-1.4999	0.5332	1.1005	0.88	16.9
10	-2.2504	0.5332	1.1005	1.56	23.6
30	-3.3843	0.5332	1.1005	2.59	33.7
35	-3.5409	0.5332	1.1005	2.73	35.1
50	-3.9019	0.533	1.1005	3.06	38.3
71	-4.2556	0.533	1.1005	3.38	41.5
100	-4.6001	0.533	1.1005	3.70	44.6
140	-4.9381	0.533	1.1005	4.00	47.6
500	-6.2136	0.533	1.1005	5.16	59.0

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE – PRUEBA DE KOLMOGOROV SMIRNOV– Estación Chosica

N	x_m	logX	lnx	$F_o(x_m)$	DISTRIB. NORMAL			DISTRIB. LOG NORMAL			
					$Z=(x-X)/S$	$F(x_m)$	$ F_o(x_m)-F(x_m) $	$y =Ln(x_o)$	$Z=(y-Y)/S_Y$	$F(y_m)$	$ F_o(y_m)-F(y_m) $
1	41.8	1.62	3.73	0.964286	3.416242	0.99968254	0.03540	3.7331	2.1244	0.983180	0.01889
2	34.7	1.54	3.55	0.928571	2.691584	0.99644432	0.06787	3.5465	1.9357	0.973549	0.04498
3	20.7	1.32	3.03	0.892857	1.265275	0.89711356	0.00426	3.0291	1.4129	0.921153	0.02830
4	18.1	1.26	2.89	0.857143	1.000717	0.84151824	0.01562	2.8948	1.2771	0.899223	0.04208
5	9.0	0.96	2.20	0.821429	0.080517	0.53208715	0.28934	2.2017	0.5766	0.717906	0.10352
6	8.7	0.94	2.16	0.785714	0.046010	0.51834886	0.26737	2.1634	0.5380	0.704713	0.08100
7	7.3	0.87	1.99	0.750000	-0.092020	0.46334108	0.28666	1.9940	0.3668	0.643112	0.10689
8	7.3	0.87	1.99	0.714286	-0.092020	0.46334108	0.25094	1.9940	0.3668	0.643112	0.07117
9	7.0	0.85	1.95	0.678571	-0.126527	0.4496572	0.22891	1.9468	0.3190	0.625150	0.05342
10	6.8	0.83	1.91	0.642857	-0.149532	0.44056675	0.20229	1.9140	0.2859	0.612522	0.03034
11	6.6	0.82	1.88	0.607143	-0.172537	0.43150751	0.17564	1.8801	0.2516	0.599339	0.00780
12	6.4	0.81	1.86	0.571429	-0.184040	0.42699106	0.14444	1.8627	0.2341	0.592531	0.02110
13	6.3	0.80	1.84	0.535714	-0.195542	0.42248415	0.11323	1.8450	0.2162	0.585573	0.04986
14	5.9	0.77	1.77	0.500000	-0.241552	0.40456349	0.09544	1.7709	0.1413	0.556175	0.05618
15	4.6	0.67	1.53	0.464286	-0.368080	0.35640683	0.10788	1.5332	-0.0989	0.460603	0.00368
16	4.5	0.66	1.51	0.428571	-0.379582	0.35212771	0.07644	1.5085	-0.1239	0.450709	0.02214
17	4.2	0.62	1.43	0.392857	-0.414090	0.33940413	0.05345	1.4306	-0.2027	0.419701	0.02684
18	3.6	0.56	1.29	0.357143	-0.471602	0.31860531	0.03854	1.2854	-0.3494	0.363402	0.00626
19	3.4	0.53	1.22	0.321429	-0.494607	0.31043865	0.01099	1.2208	-0.4146	0.339216	0.01779
20	3.2	0.50	1.15	0.285714	-0.517612	0.30236437	0.01665	1.1518	-0.4843	0.314076	0.02836
21	2.7	0.43	1.00	0.250000	-0.563622	0.28650558	0.03651	0.9977	-0.6401	0.261049	0.01105
22	2.6	0.41	0.96	0.214286	-0.575125	0.28260343	0.06832	0.9551	-0.6831	0.247263	0.03298
23	2.6	0.41	0.96	0.178571	-0.575125	0.28260343	0.10403	0.9551	-0.6831	0.247263	0.06869
24	1.8	0.26	0.59	0.142857	-0.655642	0.25602714	0.11317	0.5922	-1.0499	0.146886	0.00403
25	1.4	0.13	0.30	0.107143	-0.701652	0.241448	0.13431	0.3045	-1.3406	0.090022	0.01712
26	0.9	-0.04	-0.10	0.071429	-0.747662	0.22733193	0.15590	-0.1009	-1.7504	0.040026	0.03140
27	0.6	-0.25	-0.57	0.035714	-0.782170	0.21705739	0.18134	-0.5709	-2.2254	0.013028	0.02269

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE – PRUEBA DE KOLMOGOROV SMIRNOV– Estación Chosica

N	x _m	DISTRIB. PEARSON III							DISTRIB. LOG PEARSON III						
		K	Auxiliar 1	z	Auxiliar 2	w	F(y _m)	F _o (y _m)-F(y _m)	K	Auxiliar 1	z	Auxiliar 2	w	F(y _m)	F _o (y _m)-F(y _m)
1	41.8	3.4162	0.000	2.1923881	-0.0002	2.9171	0.985801	0.02152	2.1244	0.0002	2.0964	-0.0005	2.8333	0.981938	0.01765
2	34.7	2.6916	0.000	1.9365111	0.0000	2.6957	0.973572	0.04500	1.9357	0.0003	1.9140	0.0000	2.6764	0.972166	0.04359
3	20.7	1.2653	0.000	1.3033191	0.0000	2.1636	0.903737	0.01088	1.4129	0.0001	1.4050	-0.0005	2.2469	0.919883	0.02703
4	18.1	1.0007	0.000	1.1553667	-0.0007	2.0427	0.875867	0.01872	1.2771	0.0001	1.2723	0.0000	2.1383	0.898334	0.04119
5	9.0	0.0805	0.000	0.4839467	0.0000	1.5220	0.685954	0.13547	0.5766	0.0000	0.5822	-0.0007	1.5949	0.719673	0.10176
6	8.7	0.0460	0.000	0.4509281	0.0000	1.4975	0.674151	0.11156	0.5380	0.0000	0.5439	-0.0008	1.5660	0.706607	0.07911
7	7.3	-0.0920	0.000	0.3093716	0.0007	1.3947	0.621924	0.12808	0.3668	0.0000	0.3740	0.0005	1.4414	0.646136	0.10386
8	7.3	-0.0920	0.000	0.3093043	0.0006	1.3946	0.621860	0.09243	0.3668	0.0000	0.3740	0.0004	1.4414	0.646107	0.06818
9	7.0	-0.1265	0.000	0.270896	0.0005	1.3669	0.607108	0.07146	0.3190	0.0000	0.3265	0.0003	1.4068	0.628262	0.05031
10	6.8	-0.1495	0.000	0.2446317	0.0005	1.3482	0.596976	0.04588	0.2859	0.0000	0.2935	0.0003	1.3831	0.615737	0.02712
11	6.6	-0.1725	0.000	0.2177871	0.0006	1.3291	0.586578	0.02057	0.2516	0.0000	0.2594	0.0004	1.3587	0.602675	0.00447
12	6.4	-0.1840	0.000	0.2040465	0.0005	1.3193	0.581189	0.00976	0.2341	0.0000	0.2419	0.0004	1.3462	0.595890	0.02446
13	6.3	-0.1955	0.000	0.1900804	0.0004	1.3094	0.575662	0.03995	0.2162	0.0000	0.2241	0.0003	1.3334	0.588924	0.05321
14	5.9	-0.2416	0.000	0.1329242	0.0005	1.2693	0.553185	0.05318	0.1413	0.0002	0.1496	0.0005	1.2810	0.559769	0.05977
15	4.6	-0.3681	0.000	-0.043502	0.0007	1.1484	0.482866	0.01858	-0.0989	0.0010	-0.0897	0.0000	1.1170	0.464130	0.00016
16	4.5	-0.3796	0.000	-0.061156	0.0005	1.1365	0.475740	0.04717	-0.1239	0.0010	-0.1147	0.0009	1.1010	0.454507	0.02594
17	4.2	-0.4141	0.000	-0.116087	0.0005	1.0998	0.453801	0.06094	-0.2027	0.0000	-0.1947	0.0010	1.0485	0.422861	0.03000
18	3.6	-0.4716	0.000	-0.215185	0.0005	1.0348	0.414592	0.05745	-0.3494	0.0007	-0.3414	0.0003	0.9543	0.365742	0.00860
19	3.4	-0.4946	0.001	-0.257355	0.0006	1.0078	0.398187	0.07676	-0.4146	0.0000	-0.4077	0.0000	0.9128	0.340695	0.01927
20	3.2	-0.5176	0.000	-0.303918	0.0007	0.9781	0.380212	0.09450	-0.4843	0.0000	-0.4780	0.0001	0.8699	0.314991	0.02928
21	2.7	-0.5636	0.000	-0.402226	-0.0004	0.9159	0.342580	0.09258	-0.6401	0.0007	-0.6345	0.0008	0.7775	0.260875	0.01088
22	2.6	-0.5751	0.000	-0.428632	-0.0010	0.8993	0.332602	0.11832	-0.6831	0.0000	-0.6787	0.0009	0.7522	0.246425	0.03214
23	2.6	-0.5751	0.001	-0.427733	0.0000	0.9004	0.333292	0.15472	-0.6831	0.0000	-0.6787	0.0007	0.7521	0.246354	0.06778
24	1.8	-0.6556	0.001	-0.645885	0.0003	0.7708	0.256978	0.11412	-1.0499	0.0000	-1.0509	0.0002	0.5517	0.141160	0.00170
25	1.4	-0.7017	0.001	-0.811052	0.0007	0.6781	0.205373	0.09823	-1.3406	0.0000	-1.3475	0.0009	0.4105	0.080807	0.02634
26	0.9	-0.7477	0.000	-1.045046	0.0000	0.5545	0.142520	0.07109	-1.7504	0.0000	-1.7681	0.0000	0.2367	0.027635	0.04379
27	0.6	-0.7822	0.000	-1.351063	0.0007	0.4088	0.080169	0.04445	-2.2254	0.0001	-2.2594	-0.0001	0.0718	0.002572	0.03314

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE – PRUEBA DE KOLMOGOROV SMIRNOV– Estación Chosica

N	x_m	DISTRIB. GUMBEL			
		K	T	$F(x_m)$	$ F_o(x_m)-F(x_m) $
1	41.8	3.4162	142.9092	0.9930	0.02872
2	34.7	2.6916	56.7225	0.9824	0.05380
3	20.7	1.2653	9.5340	0.8951	0.00226
4	18.1	1.0007	6.9410	0.8559	0.00121
5	9.0	0.0805	2.5168	0.6027	0.21876
6	8.7	0.0460	2.4332	0.5890	0.19669
7	7.3	-0.0920	2.1351	0.5316	0.21837
8	7.3	-0.0920	2.1351	0.5316	0.18265
9	7.0	-0.1265	2.0689	0.5166	0.16192
10	6.8	-0.1495	2.0265	0.5065	0.13632
11	6.6	-0.1725	1.9854	0.4963	0.11082
12	6.4	-0.1840	1.9653	0.4912	0.08025
13	6.3	-0.1955	1.9456	0.4860	0.04970
14	5.9	-0.2416	1.8697	0.4652	0.03484
15	4.6	-0.3681	1.6849	0.4065	0.05780
16	4.5	-0.3796	1.6697	0.4011	0.02749
17	4.2	-0.4141	1.6256	0.3848	0.00802
18	3.6	-0.4716	1.5569	0.3577	0.00056
19	3.4	-0.4946	1.5311	0.3469	0.02544
20	3.2	-0.5176	1.5061	0.3360	0.05032
21	2.7	-0.5636	1.4588	0.3145	0.06449
22	2.6	-0.5751	1.4474	0.3091	0.09484
23	2.6	-0.5751	1.4474	0.3091	0.13055
24	1.8	-0.6556	1.3737	0.2721	0.12920
25	1.4	-0.7017	1.3358	0.2514	0.14422
26	0.9	-0.7477	1.3006	0.2311	0.15970
27	0.6	-0.7822	1.2760	0.2163	0.18059

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE – PRUEBA DE KOLMOGOROV SMIRNOV– Estación Chosica

	X	logX	lnx
Promedio X :	8.25	0.71	1.63
Desv. Estándar S :	9.82	0.43	0.99
Coef. Asimetría Cs :	2.481	0.050	0.050
Número de datos n :	27	27	27
α :	0.05	0.05	0.05
$\Delta_{\text{crítico}}$:	0.25519	0.25519	0.25519

$\Delta_{\text{máx}}$	0.28934	1.631
$\Delta_{\text{crítico}} > \Delta_{\text{máx}}$	No se ajusta	0.990
		0.050

$\Delta_{\text{máx}}$	0.10689
$\Delta_{\text{crítico}} > \Delta_{\text{máx}}$	Si se ajusta

RESUMEN DE RESULTADOS

ESTADÍSTICO	FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN				
	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	LOG PEARSON III	GUMBEL
K-S					
$D_{(N)}$	0.2893	0.1069	0.1547	0.1039	0.2188

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN SELECCIONADA : **LOG PEARSON III**

RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LAS DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS – Estación Chosica

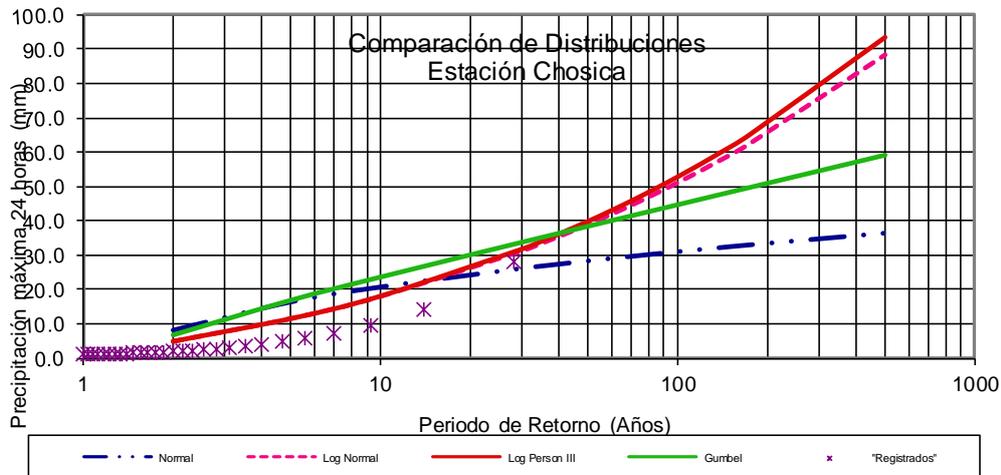
Normales

Media Aritmética	=	8.2
Desviación Estándar	=	9.8
Coefficiente de Asimetría	=	2.48
Numero de datos	=	27
Variación del Coef. de Asimetría	=	0.2
Desv. Est. Coef. de Asimetría	=	0.47

Logarítmica

Media Aritmética	=	0.7
Desviación Estándar	=	0.43
Varianza	=	
Coefficiente de Asimetría	=	0.050
Numero de datos	=	27
Variación del Coef. de Asimetría	=	0.22
D.S. Coef As	=	0.47
k	=	0.01

T (años)	Normal	Log Normal	Log Pearson III	Gumbel	Diseño
2	8.2	5.1	5.1	6.8	5.1
5	16.5	11.7	11.7	16.9	11.7
10	20.8	18.2	18.3	23.6	18.3
30	26.3	31.4	32.0	33.7	32.0
35	26.9	33.6	34.3	35.1	34.3
50	28.4	39.0	40.0	38.3	40.0
71	29.8	44.9	46.3	41.5	46.3
100	31.1	51.1	53.0	44.6	53.0
140	32.3	57.7	60.2	47.6	60.2
175	33.1	62.4	65.3	49.6	65.3
500	36.5	88.2	93.6	59.0	93.6



Determinación de Intensidad de diseño – Estación Chosica

Precipitación de diseño

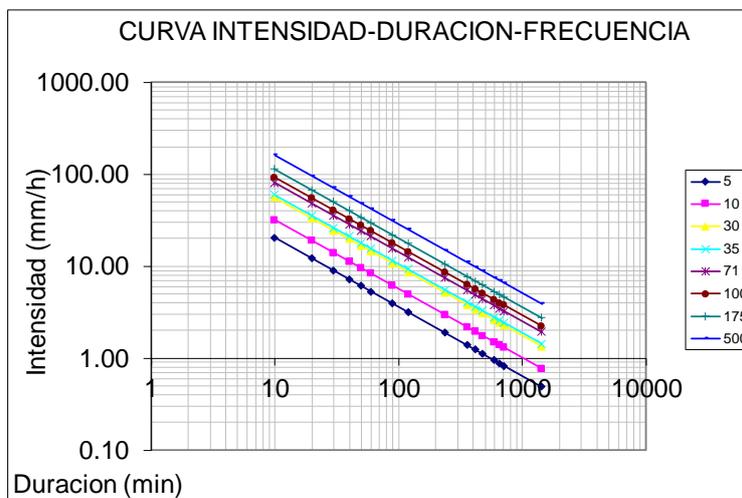
Método Dick Peschke (Guevara 1991)

ESTACION: Chosica									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	5	10	30	35	71	100	175	500
0.17	10	3.38	5.28	9.24	9.90	13.37	15.30	18.85	27.02
0.33	20	4.02	6.28	10.99	11.78	15.89	18.19	22.42	32.13
0.50	30	4.45	6.95	12.16	13.03	17.59	20.14	24.81	35.56
0.67	40	4.78	7.47	13.06	14.00	18.90	21.64	26.66	38.21
0.83	50	5.05	7.90	13.81	14.81	19.99	22.88	28.19	40.40
1.00	60	5.29	8.27	14.46	15.50	20.92	23.95	29.50	42.29
1.50	90	5.85	9.15	16.00	17.15	23.15	26.50	32.65	46.80
2.00	120	6.29	9.83	17.19	18.43	24.88	28.48	35.08	50.29
4.00	240	7.48	11.69	20.45	21.92	29.58	33.86	41.72	59.81
6.00	360	8.27	12.94	22.63	24.25	32.74	37.48	46.17	66.19
7.00	420	8.60	13.45	23.52	25.21	34.03	38.95	47.99	68.79
8.00	480	8.89	13.90	24.31	26.06	35.18	40.27	49.62	71.12
10.00	600	9.40	14.70	25.71	27.56	37.20	42.58	52.46	75.20
11.00	660	9.63	15.06	26.33	28.22	38.10	43.61	53.73	77.01
12.00	720	9.84	15.39	26.91	28.84	38.93	44.57	54.91	78.71
24.00	1440	11.70	18.30	32.00	34.30	46.30	53.00	65.30	93.60

Intensidad de Diseño

ESTACION: Chosica									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	5	10	30	35	71	100	175	500
0.17	10	20.26	31.70	55.43	59.41	80.19	91.80	113.10	162.12
0.33	20	12.05	18.85	32.96	35.33	47.68	54.58	67.25	96.40
0.50	30	8.89	13.90	24.31	26.06	35.18	40.27	49.62	71.12
0.67	40	7.16	11.21	19.60	21.00	28.35	32.46	39.99	57.32
0.83	50	6.06	9.48	16.58	17.77	23.98	27.45	33.83	48.49
1.00	60	5.29	8.27	14.46	15.50	20.92	23.95	29.50	42.29
1.50	90	3.90	6.10	10.67	11.43	15.43	17.67	21.77	31.20
2.00	120	3.14	4.92	8.60	9.21	12.44	14.24	17.54	25.14
4.00	240	1.87	2.92	5.11	5.48	7.40	8.47	10.43	14.95
6.00	360	1.38	2.16	3.77	4.04	5.46	6.25	7.70	11.03
7.00	420	1.23	1.92	3.36	3.60	4.86	5.56	6.86	9.83
8.00	480	1.11	1.74	3.04	3.26	4.40	5.03	6.20	8.89
10.00	600	0.94	1.47	2.57	2.76	3.72	4.26	5.25	7.52
11.00	660	0.88	1.37	2.39	2.57	3.46	3.96	4.88	7.00
12.00	720	0.82	1.28	2.24	2.40	3.24	3.71	4.58	6.56
24.00	1440	0.49	0.76	1.33	1.43	1.93	2.21	2.72	3.90

Curva Intensidad – Duración - Frecuencia



Intensidad de diseño (según formula deducida)

$$I = \frac{10^k T^m}{t^n}$$

Donde:

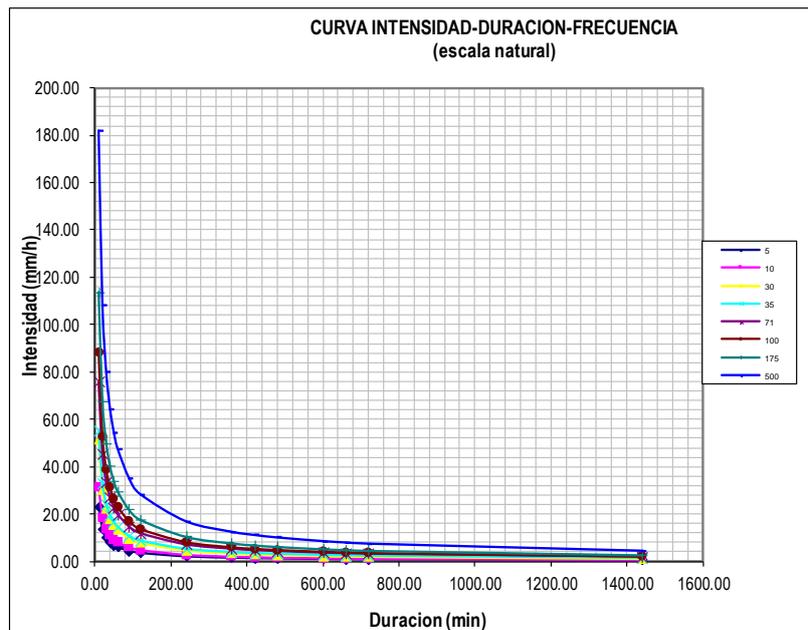
I: Intensidad máxima (mm/h)

T: Período de retorno en años

t: Duración de la precipitación (min)

ESTACION: Chosica									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	5	10	30	35	71	100	175	500
0.17	10.00	23.07	31.47	51.51	55.19	75.79	88.37	113.57	181.84
0.33	20.00	13.72	18.72	30.63	32.82	45.07	52.55	67.53	108.12
0.50	30.00	10.12	13.81	22.60	24.21	33.25	38.77	49.82	79.77
0.67	40.00	8.16	11.13	18.21	19.51	26.80	31.24	40.15	64.29
0.83	50.00	6.90	9.41	15.40	16.51	22.67	26.43	33.97	54.38
1.00	60.00	6.02	8.21	13.44	14.40	19.77	23.05	29.62	47.43
1.50	90.00	4.44	6.06	9.91	10.62	14.59	17.01	21.86	34.99
2.00	120.00	3.58	4.88	7.99	8.56	11.76	13.71	17.62	28.20
4.00	240.00	2.13	2.90	4.75	5.09	6.99	8.15	10.47	16.77
6.00	360.00	1.57	2.14	3.50	3.76	5.16	6.01	7.73	12.37
7.00	420.00	1.40	1.91	3.12	3.35	4.59	5.36	6.88	11.02
8.00	480.00	1.26	1.73	2.82	3.03	4.16	4.85	6.23	9.97
10.00	600.00	1.07	1.46	2.39	2.56	3.52	4.10	5.27	8.43
11.00	660.00	1.00	1.36	2.22	2.38	3.27	3.82	4.90	7.85
12.00	720.00	0.93	1.27	2.08	2.23	3.07	3.58	4.59	7.36
24.00	1440.00	0.55	0.76	1.24	1.33	1.82	2.13	2.73	4.37

INTENSIDADES (SEGÚN FORMULA DEDUCIDA)



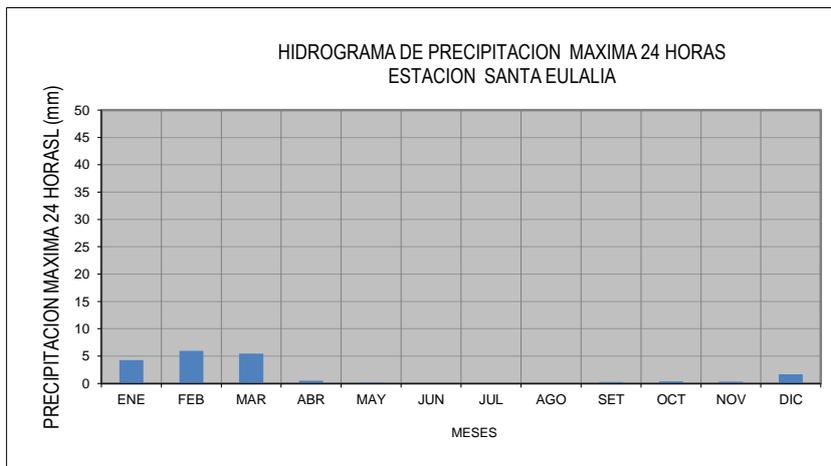
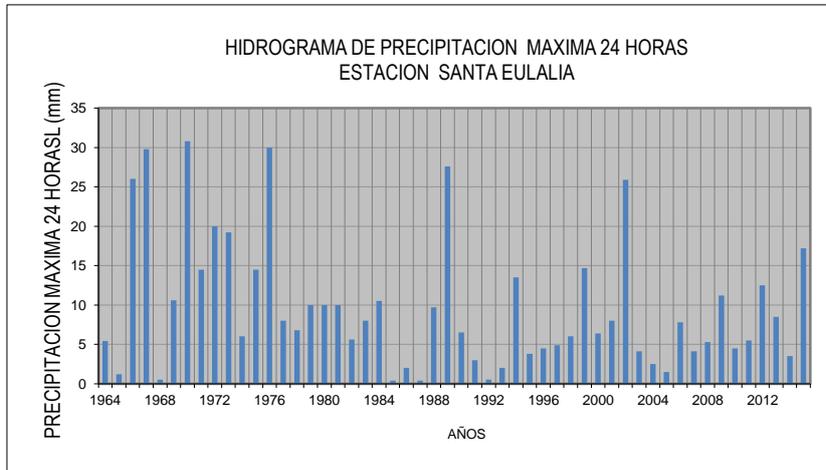
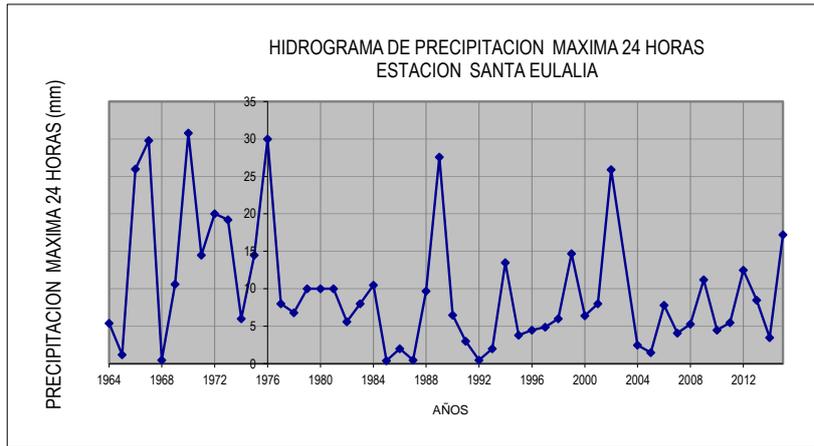
DATOS DE PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS – Estación Santa Eulalia

Código Santa Eulalia/155213/DZ-04
 Latitud 11° 55' S
 Longitud 76° 40' W
 Altitud 934 msnm

Vertiente: Pacífico
 Cuenca Hidrográfica: Rimac
 Periodo de registro: 1964-2015

Dpto Lima
 Prov Huarochiri
 Dist Santa Eulalia

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Pmax
1964	1.3	5.4	4.1	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.4
1965	0.0	0.0	0.0	0.2	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	0.6	1.2	1.2
1966	26.0	0.3	25.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	10.2	0.0	0.0	26.0
1967	10.5	29.8	26.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.2	0.0	0.2	29.8
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
1969	6.0	2.8	10.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.9	5.0	10.6
1970	30.8	5.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	1.5	1.5	0.0	30.8
1971	0.0	13.0	14.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.6	14.5
1972	6.8	10.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	20.0
1973	19.2	0.0	12.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.5	0.0	5.0	19.2
1974	3.0	5.8	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	6.0
1975	2.8	8.8	14.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	3.5	14.5
1976	3.0	30.0	5.2	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.3	30.0
1977	5.0	5.3	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0
1978	5.0	0.0	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.8
1979	0.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0
1980	0.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0
1981	1.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	10.0
1982	0.0	5.2	2.5	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	5.6
1983	0.0	0.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0
1984	0.0	10.5	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.5
1985	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.4
1986	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	2.0	2.0
1987	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4
1988	9.7	4.5	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	9.7
1989	4.3	27.6	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.6
1990	3.0	0.0	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	3.0	6.5
1991	0.0	1.5	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0
1992	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
1993	0.5	1.6	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0
1994	13.5	2.9	0.0	0.0	3.9	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	0.7	13.5
1995	3.8	0.0	2.5	0.5	0.4	0.0	0.0	0.0	0.2	0.7	1.3	0.0	3.8
1996	3.0	4.5	4.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	4.5
1997	2.2	2.6	0.4	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.6	0.6	4.9	4.9
1998	6.0	5.3	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	2.2	6.0
1999	3.7	14.7	0.5	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.1	0.0	0.8	14.7
2000	6.4	3.8	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	6.4
2001	8.0	7.6	3.7	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	1.0	0.0	8.0
2002	0.7	25.9	1.1	0.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.2	0.5	25.9
2003	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.1	4.1
2004	0.0	2.5	2.4	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	1.8	2.5
2005	1.2	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	1.5
2006	6.3	7.8	4.6	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.5	2.7	7.8
2007	2.8	2.8	2.7	4.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	1.0	4.1
2008	3.0	3.5	5.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.8	5.3
2009	4.4	11.2	4.3	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	0.6	1.1	11.2
2010	4.5	0.7	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.6	0.0	3.0	4.5
2011	5.0	5.5	2.1	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	5.0	5.5
2012	0.0	12.5	3.1	8.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	0.5	1.5	12.5
2013	0.0	4.2	1.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.5	8.5
2014	3.5	2.2	1.2	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	1.3	3.5
2015	2.0	4.7	17.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	17.2
PROM.	4.2	5.8	5.3	0.5	0.1	0.0	0.0	0.0	0.3	0.4	0.3	1.7	9.7
DS. STD.	6.2	7.6	6.2	1.3	0.6	0.0	0.0	0.3	1.4	1.4	0.5	2.0	8.2
MAX.	30.8	30.0	26.0	8.3	3.9	0.2	0.0	2.0	10.0	10.2	2.5	8.5	30.8
MIN.	4.2	5.8	5.3	0.5	0.1	0.0	0.0	0.0	0.3	0.4	0.3	1.7	9.7



PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS – Estación Santa Eulalia

Latitud 11°55'00"S
 Longitud 76°40'00"W
 Altitud 934msnm

N° de datos	AÑO	PRECIPITACION MAXIMA 24 HORAS		
		MES	P _{max} (mm)	P _{corregido} (mm)
1	1964	FEBRERO	5.4	6.1
2	1965	DICIEMBRE	1.2	1.4
3	1966	ENERO	26.0	29.4
4	1967	FEBRERO	29.8	33.7
5	1968	MAYO	0.5	0.6
6	1969	MARZO	10.6	12.0
7	1970	ENERO	30.8	34.8
8	1971	MARZO	14.5	16.4
9	1972	MARZO	20.0	22.6
10	1973	ENERO	19.2	21.7
11	1974	MARZO	6.0	6.8
12	1975	MARZO	14.5	16.4
13	1976	FEBRERO	30.0	33.9
14	1977	MARZO	8.0	9.0
15	1978	MARZO	6.8	7.7
16	1979	MARZO	10.0	11.3
17	1980	MARZO	10.0	11.3
18	1981	FEBRERO	10.0	11.3
19	1982	DICIEMBRE	5.6	6.3
20	1983	MARZO	8.0	9.0
21	1984	FEBRERO	10.5	11.9
22	1985	DICIEMBRE	0.4	0.5
23	1986	DICIEMBRE	2.0	2.3
24	1987	ABRIL	0.4	0.5
25	1988	ENERO	9.7	11.0
26	1989	FEBRERO	27.6	31.2
27	1990	MARZO	6.5	7.3
28	1991	MARZO	3.0	3.4
29	1992	FEBRERO	0.5	0.6
30	1993	MARZO	2.0	2.3
31	1994	ENERO	13.5	15.3
32	1995	ENERO	3.8	4.3
33	1996	FEBRERO	4.5	5.1
34	1997	DICIEMBRE	4.9	5.5
35	1998	ENERO	6.0	6.8
36	1999	FEBRERO	14.7	16.6
37	2000	ENERO	6.4	7.2
38	2001	ENERO	8.0	9.0
39	2002	FEBRERO	25.9	29.3
40	2003	DICIEMBRE	4.1	4.6
41	2004	FEBRERO	2.5	2.8
42	2005	FEBRERO	1.5	1.7
43	2006	FEBRERO	7.8	8.8
44	2007	ABRIL	4.1	4.6
45	2008	MARZO	5.3	6.0
46	2009	FEBRERO	11.2	12.7
47	2010	ENERO	4.5	5.1
48	2011	FEBRERO	5.5	6.2
49	2012	FEBRERO	12.5	14.1
50	2013	DICIEMBRE	8.5	9.6
51	2014	ENERO	3.5	4.0
52	2015	MARZO	17.2	19.4

La Precipitación Máxima se da en año 1976 (febrero), con una lectura máxima de 30.0 mm de una banda de datos equivalente a 52 años.

CALCULO ESTADISTICO – Estación Santa Eulalia

AÑO	P	Log P
1964	6.1	0.785
1965	1.4	0.132
1966	29.4	1.468
1967	33.7	1.527
1968	0.6	-0.248
1969	12.0	1.078
1970	34.8	1.542
1971	16.4	1.214
1972	22.6	1.354
1973	21.7	1.336
1974	6.8	0.831
1975	16.4	1.214
1976	33.9	1.530
1977	9.0	0.956
1978	7.7	0.886
1979	11.3	1.053
1980	11.3	1.053
1981	11.3	1.053
1982	6.3	0.801
1983	9.0	0.956
1984	11.9	1.074
1985	0.5	-0.345
1986	2.3	0.354
1987	0.5	-0.345
1988	11.0	1.040
1989	31.2	1.494
1990	7.3	0.866
1991	3.4	0.530
1992	0.6	-0.248
1993	2.3	0.354
1994	15.3	1.183
1995	4.3	0.633
1996	5.1	0.706
1997	5.5	0.743
1998	6.8	0.831
1999	16.6	1.220
2000	7.2	0.859
2001	9.0	0.956
2002	29.3	1.466
2003	4.6	0.666
2004	2.8	0.451
2005	1.7	0.229
2006	8.8	0.945
2007	4.6	0.666
2008	6.0	0.777
2009	12.7	1.102
2010	5.1	0.706
2011	6.2	0.793
2012	14.1	1.150
2013	9.6	0.982
2014	4.0	0.597
2015	19.4	1.289
$\mu =$	10.98	0.851
Var=	87.95	
$\sigma =$	9.378	0.473
c.a. =	1.254	-0.920
k =		-0.153
n =	52	

Leyenda.-

μ = media
 Var= varianza
 σ = desviacion estandar
 c.a. = coeficiente de sesgo

Distribución Normal

T (años)	P	w	z	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	11.0
5	0.2000	1.794	0.841	18.9
10	0.1000	2.146	1.282	23.0
30	0.0333	2.608	1.834	28.2
35	0.0286	2.667	1.903	28.8
50	0.0200	2.797	2.054	30.2
71	0.0141	2.920	2.195	31.6
100	0.0100	3.035	2.327	32.8
140	0.0071	3.144	2.450	34.0
175	0.0057	3.214	2.530	34.7
500	0.0020	3.526	2.879	38.0

Distribución Log Normal

T (años)	P	w	z	Log P	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	0.851	7.1
5	0.2000	1.794	0.841	1.249	17.7
10	0.1000	2.146	1.282	1.458	28.7
30	0.0333	2.608	1.834	1.719	52.4
35	0.0286	2.667	1.903	1.751	56.4
50	0.0200	2.797	2.054	1.823	66.5
71	0.0141	2.920	2.195	1.890	77.6
100	0.0100	3.035	2.327	1.952	89.5
140	0.0071	3.144	2.450	2.011	102.5
175	0.0057	3.214	2.530	2.048	111.7
500	0.0020	3.526	2.879	2.213	163.3

Distribución Log Pearson III

T (años)	P	w	z	KT	Log P	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.00	0.150	0.922	8.4
5	0.2000	1.794	0.84	0.851	1.254	17.9
10	0.1000	2.146	1.28	1.142	1.392	24.6
30	0.0333	2.608	1.83	1.443	1.534	34.2
35	0.0286	2.667	1.90	1.476	1.549	35.4
50	0.0200	2.797	2.05	1.545	1.582	38.2
71	0.0141	2.920	2.20	1.604	1.610	40.8
100	0.0100	3.035	2.33	1.657	1.635	43.1
140	0.0071	3.144	2.45	1.703	1.657	45.4
175	0.0057	3.214	2.53	1.731	1.670	46.8
500	0.0020	3.526	2.88	1.841	1.722	52.7

Distribución Extrema Tipo I- Gumbel

T (años)	$y = \ln(\ln(T/(T-1)))$	yn	Sn	$Ki = -(y+yn)/Sn$	P(mm)
2	-0.3665	0.5493	1.1638	-0.16	9.5
5	-1.4999	0.5493	1.1638	0.82	18.6
10	-2.2504	0.5493	1.1638	1.46	24.7
30	-3.3843	0.5493	1.1638	2.44	33.8
35	-3.5409	0.5493	1.1638	2.57	35.1
50	-3.9019	0.549	1.1638	2.88	38.0
71	-4.2556	0.549	1.1638	3.18	40.9
100	-4.6001	0.549	1.1638	3.48	43.6
140	-4.9381	0.549	1.1638	3.77	46.4
175	-5.1619	0.549	1.1638	3.96	48.2
500	-6.2136	0.549	1.1638	4.87	56.6

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE – PRUEBA DE KOLMOGOROV SMIRNOV– Estación Santa Eulalia

N	x _n	logX	lnx	F _n (x _n)	DISTRIB. NORMAL			DISTRIB. LOG NORMAL			DISTRIB. PEARSON III				DISTRIB. LOG PEARSON III				DISTRIB. GUMBEL										
					Z=(x-X)/S	F(x _n)	F _n (x _n)-F(x _n)	y=Ln(x)	Z=(y-Y)/S _y	F(y _n)	F _n (y _n)-F(y _n)	K	Auxiliar 1	z	Auxiliar 2	w	F(y _n)	F _n (y _n)-F(y _n)	K	Auxiliar 1	z	Auxiliar 2	w	F(y _n)	F _n (y _n)-F(y _n)	K	T	F(x _n)	F _n (x _n)-F(x _n)
1	34.8	1.54	3.55	0.981132	2.540050	0.99445817	0.013333	3.5497	1.4595	0.927786	0.05335	2.5401	0.000	1.9971255	0.0000	2.7479	0.977071	0.00406	1.4595	0.0000	1.8679	0.0000	2.6368	0.969084	0.01205	2.5401	46.7925	0.9786	0.00250
2	33.9	1.53	3.52	0.962264	2.443657	0.99273038	0.03047	3.5234	1.4353	0.924406	0.03786	2.4437	0.000	1.9456511	0.0000	2.7035	0.974126	0.01186	1.4353	0.0000	1.8178	0.0000	2.5940	0.965418	0.00315	2.4437	41.4095	0.9759	0.01359
3	33.7	1.53	3.52	0.943396	2.419559	0.99223033	0.04883	3.5167	1.4292	0.923528	0.01987	2.4196	0.000	1.9326548	0.0000	2.6924	0.973335	0.02994	1.4292	0.0000	1.8052	0.0000	2.5833	0.964445	0.02105	2.4196	40.1646	0.9751	0.03171
4	31.2	1.49	3.44	0.924528	2.154478	0.98439865	0.05987	3.4400	1.3588	0.912898	0.01163	2.1545	0.000	1.7861352	0.0000	2.5671	0.962929	0.03840	1.3588	0.0000	1.6657	0.0000	2.4650	0.952079	0.02755	2.1545	28.7341	0.9652	0.04067
5	29.4	1.47	3.38	0.905660	1.961692	0.97510081	0.06944	3.3803	1.3040	0.903884	0.00178	1.9617	0.000	1.6751779	0.0000	2.4730	0.953015	0.04735	1.3040	0.0000	1.5626	0.0000	2.3784	0.940886	0.03523	1.9617	22.5506	0.9557	0.04999
6	29.3	1.47	3.38	0.886792	1.949643	0.97439064	0.08760	3.3765	1.3005	0.903280	0.01649	1.9496	0.000	1.6681112	0.0000	2.4671	0.952318	0.06553	1.3005	0.0000	1.5561	0.0000	2.3729	0.940117	0.05332	1.9496	22.2126	0.9550	0.06819
7	22.6	1.35	3.12	0.867925	1.238744	0.89227979	0.02436	3.1179	1.0632	0.856155	0.01177	1.2387	0.000	1.2191201	0.0000	2.0950	0.888577	0.02065	1.0632	0.0000	1.1547	0.0010	2.0436	0.876081	0.00816	1.2387	9.2324	0.8917	0.02376
8	21.7	1.34	3.08	0.849057	1.142351	0.87334585	0.02429	3.0771	1.0257	0.847492	0.00156	1.1424	0.000	1.1527345	0.0000	2.0412	0.875474	0.02642	1.0257	0.0000	1.0968	0.0000	1.9961	0.863617	0.01456	1.1424	8.2193	0.8783	0.02928
9	19.4	1.29	2.97	0.830189	0.901368	0.81630364	0.01389	2.9671	0.9248	0.822458	0.00773	0.9014	0.000	0.9794429	0.0000	1.9026	0.836333	0.00614	0.9248	0.0000	0.9466	0.0000	1.8766	0.828090	0.00210	0.9014	6.1737	0.8380	0.00783
10	16.6	1.22	2.81	0.811321	0.600140	0.72579339	0.08553	2.8101	0.7806	0.782487	0.02883	0.6001	0.000	0.7463562	0.0000	1.7204	0.772349	0.03897	0.7806	0.0000	0.7455	0.0000	1.7198	0.772103	0.03922	0.6001	4.3672	0.7710	0.04030
11	16.4	1.21	2.80	0.792453	0.576041	0.71770637	0.07475	2.7964	0.7680	0.778770	0.01368	0.5760	0.000	0.7268089	0.0000	1.7054	0.766410	0.02604	0.7680	0.0000	0.7287	0.0000	1.7068	0.766981	0.02547	0.5760	4.2508	0.7648	0.02770
12	16.4	1.21	2.80	0.773585	0.576041	0.71770637	0.05588	2.7964	0.7680	0.778770	0.00519	0.5760	0.000	0.7268089	0.0000	1.7054	0.766410	0.00718	0.7680	0.0000	0.7275	0.0000	1.7059	0.766623	0.00696	0.5760	4.2508	0.7648	0.00883
13	15.3	1.18	2.72	0.754717	0.455550	0.67564319	0.07907	2.7249	0.7025	0.758803	0.00409	0.4555	0.000	0.6268385	0.0000	1.6291	0.734729	0.01999	0.7025	0.0000	0.6423	0.0000	1.6408	0.739769	0.01495	0.4555	3.7207	0.7312	0.02349
14	14.1	1.15	2.65	0.735849	0.335059	0.63120957	0.10464	2.6479	0.6318	0.736249	0.00400	0.3351	0.000	0.5228707	0.0000	1.5509	0.699608	0.03624	0.6318	-0.0001	0.5519	0.0000	1.5727	0.709634	0.02621	0.3351	3.2676	0.6940	0.04189
15	12.7	1.10	2.54	0.716981	0.178420	0.57080338	0.14618	2.5381	0.5310	0.702302	0.01468	0.1784	0.000	0.3810279	-0.0002	1.4461	0.648514	0.06847	0.5310	-0.0002	0.4278	0.0000	1.4805	0.665751	0.05123	0.1784	2.7761	0.6398	0.07720
16	12.0	1.08	2.48	0.698113	0.106125	0.54225844	0.15585	2.4831	0.4805	0.684563	0.01355	0.1061	0.000	0.3127344	0.0002	1.3968	0.622991	0.07512	0.4805	0.0000	0.3678	0.0000	1.4365	0.643639	0.05447	0.1061	2.5814	0.6126	0.08550
17	11.9	1.07	2.47	0.679245	0.094076	0.53747558	0.14177	2.4736	0.4718	0.681464	0.00222	0.0941	0.000	0.3011646	0.0000	1.3883	0.618520	0.06072	0.4718	0.0000	0.3575	0.0000	1.4291	0.639808	0.03944	0.0941	2.5507	0.6080	0.07129
18	11.3	1.05	2.42	0.660377	0.033830	0.51349375	0.14688	2.4248	0.4270	0.665316	0.00494	0.0338	0.000	0.2424767	0.0000	1.3463	0.595951	0.06443	0.4270	0.0000	0.3052	0.0000	1.3912	0.620075	0.04030	0.0338	2.4046	0.5841	0.07625
19	11.3	1.05	2.42	0.641509	0.033830	0.51349375	0.12802	2.4248	0.4270	0.665316	0.02381	0.0338	0.000	0.2424767	0.0000	1.3463	0.595951	0.04556	0.4270	0.0000	0.3052	0.0000	1.3912	0.620075	0.02143	0.0338	2.4046	0.5841	0.05738
20	11.3	1.05	2.42	0.622642	0.033830	0.51349375	0.10915	2.4248	0.4270	0.665316	0.04267	0.0338	0.000	0.2424767	0.0000	1.3463	0.595951	0.02669	0.4270	0.0000	0.3052	0.0000	1.3912	0.620075	0.00257	0.0338	2.4046	0.5841	0.03851
21	11.0	1.04	2.39	0.603774	-0.002317	0.4990756	0.10470	2.3943	0.3991	0.655076	0.05130	-0.0023	0.000	0.2065663	0.0000	1.3208	0.581972	0.02180	0.3991	0.0000	0.2731	0.0000	1.3681	0.607763	0.00399	-0.0023	2.3224	0.5694	0.03435
22	9.6	0.98	2.26	0.584906	-0.146907	0.44160281	0.14330	2.2623	0.2779	0.609437	0.02453	-0.1469	0.000	0.0571845	0.0000	1.2165	0.522855	0.06205	0.2779	0.0000	0.1374	0.0000	1.2721	0.554743	0.03016	-0.1469	2.0312	0.5077	0.07721
23	9.0	0.96	2.20	0.566038	-0.207152	0.41794541	0.14809	2.2017	0.2222	0.587925	0.02189	-0.2072	0.000	-0.00801	0.0000	1.1720	0.496788	0.06925	0.2222	0.0000	0.0770	0.0000	1.2302	0.530760	0.03528	-0.2072	1.9260	0.4808	0.08525
24	9.0	0.96	2.20	0.547170	-0.207152	0.41794541	0.12922	2.2017	0.2222	0.587925	0.04076	-0.2072	0.000	-0.007902	0.0000	1.1720	0.496832	0.05034	0.2222	0.0000	0.0770	0.0000	1.2302	0.530760	0.01641	-0.2072	1.9260	0.4808	0.06638
25	9.0	0.96	2.20	0.528302	-0.207152	0.41794541	0.11036	2.2017	0.2222	0.587925	0.05962	-0.2072	0.000	-0.00801	0.0000	1.1720	0.496788	0.03151	0.2222	0.0000	0.0770	0.0000	1.2302	0.530760	0.00246	-0.2072	1.9260	0.4808	0.04752
26	8.8	0.95	2.18	0.509434	-0.231251	0.40856002	0.10087	2.1763	0.1990	0.578958	0.06942	-0.2313	0.000	-0.034626	0.0000	1.1539	0.486137	0.02330	0.1990	0.0000	0.0521	0.0000	1.2130	0.520837	0.01140	-0.2313	1.8863	0.4699	0.03958
27	7.7	0.89	2.04	0.490566	-0.351742	0.36251586	0.12805	2.0391	0.0730	0.529116	0.03855	-0.3517	0.000	-0.172529	0.0000	1.0623	0.431205	0.05936	0.0730	0.0008	-0.0785	0.0008	1.1250	0.468903	0.02166	-0.3517	1.7069	0.4141	0.07643
28	7.3	0.87	1.99	0.471698	-0.387889	0.34904892	0.12265	1.9940	0.0316	0.512618	0.04092	-0.3879	0.000	-0.215661	0.0000	1.0342	0.414214	0.05748	0.0316	0.0009	-0.1206	0.0000	1.0965	0.451828	0.01987	-0.3879	1.6589	0.3972	0.07452
29	7.2	0.86	1.98	0.452830	-0.399939	0.34460088	0.10823	1.9785	0.0174	0.506943	0.05411	-0.3999	0.000	-0.230229	0.0000	1.0248	0.408506	0.04432	0.0174	0.0008	-0.1351	0.0000	1.0869	0.446071	0.00676	-0.3999	1.6434	0.3915	0.06133
30	6.8	0.83	1.91	0.433962	-0.448135	0.32702784	0.10693	1.9140	-0.0418	0.483317	0.04935	-0.4481	0.000	-0.289333	0.0000	0.9869	0.385537	0.04843	-0.0418	-0.0003	-0.1951	0.0000	1.0476	0.422300	0.01166	-0.4481	1.5842	0.3688	0.06518
31	6.8	0.83	1.91	0.415094	-0.448135	0.32702784	0.08807	1.9140	-0.0418	0.483317	0.06822	-0.4481	0.000	-0.289333	0.0000	0.9869	0.385537	0.02956	-0.0418	-0.0003	-0.1952	0.0000	1.0476	0.422290	0.00720	-0.4481	1.5842	0.3688	0.04632
32	6.3	0.80	1.84	0.396226	-0.496332	0.30983022	0.08640	1.8450	-0.1052	0.458127	0.06190	-0.4963	0.000	-0.350251	0.0000	0.9485	0.362237	0.03399	-0.1052	0.0000	-0.2568	0.0000	1.0077	0.398169	0.00194	-0.4963	1.5292	0.3461	0.05017
33	6.2	0.79	1.83	0.377358	-0.508381	0.30559316	0.07177	1.8270	-0.1217	0.451572	0.07421	-0.5084	0.000	-0.365376	-0.0001	0.9388	0.356376	0.02098	-0.1217	0.0009	-0.2719	0.0000	0.9981	0.392313	0.01495	-0.5084	1.5160	0.3404	0.03698
34	6.1	0.79	1.81	0.358491	-0.520430	0.30138198	0.05711	1.8086	-0.1385	0.444910	0.08642	-0.5204	0.000	-0.381338	0.0000	0.9290	0.350502	0.00799	-0.1385	0.0008	-0.2882	0.0000	0.9877	0.385984	0.02749	-0.5204	1.5031	0.3347	0.02378
35	6.0	0.78																											

RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LAS DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS – Estación Santa Eulalia

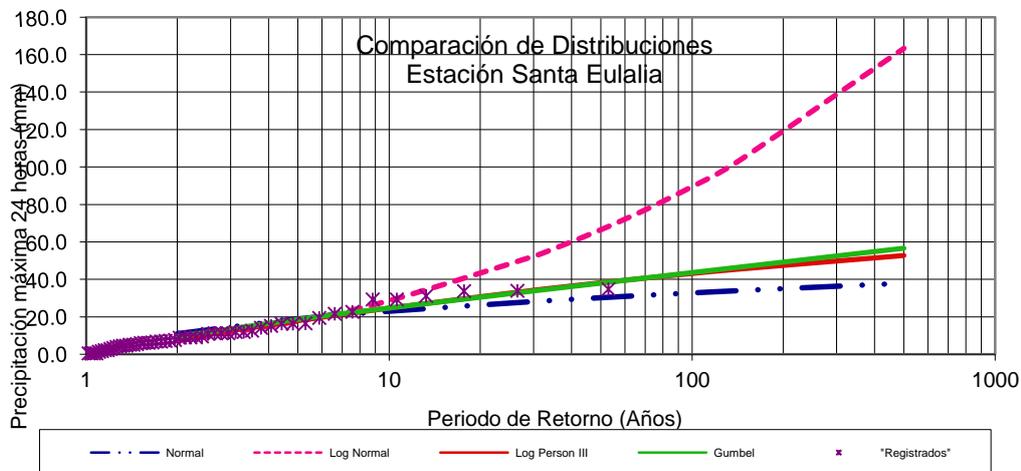
Normales

Media Aritmética	=	11.0
Desviación Estándar	=	9.4
Coeficiente de Asimetría	=	1.25
Numero de datos	=	52
Variación del Coef. de Asimetría	=	0.1
Desv. Est. Coef. de Asimetría	=	0.34

Logarítmica

Media Aritmética	=	0.9
Desviación Estándar	=	0.47
Varianza	=	
Coeficiente de Asimetría	=	-0.920
Numero de datos	=	52
Variación del Coef. de Asimetría	=	0.12
D.S. Coef As	=	0.34
k	=	-0.15

T (años)	Normal	Log Normal	Log Pearson III	Gumbel	Diseño
2	11.0	7.1	8.4	9.5	8.4
5	18.9	17.7	17.9	18.6	17.9
10	23.0	28.7	24.6	24.7	24.6
30	28.2	52.4	34.2	33.8	34.2
35	28.8	56.4	35.4	35.1	35.4
50	30.2	66.5	38.2	38.0	38.2
71	31.6	77.6	40.8	40.9	40.8
100	32.8	89.5	43.1	43.6	43.1
140	34.0	102.5	45.4	46.4	45.4
175	34.7	111.7	46.8	48.2	46.8
500	38.0	163.3	52.7	56.6	52.7



Determinación de Intensidad de diseño

ESTACION: Santa Eulalia									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	5	10	30	35	71	100	175	500
0.17	10	5.17	7.10	9.87	10.22	11.78	12.44	13.51	15.21
0.33	20	6.14	8.45	11.74	12.15	14.01	14.80	16.07	18.09
0.50	30	6.80	9.35	12.99	13.45	15.50	16.37	17.78	20.02
0.67	40	7.31	10.04	13.96	14.45	16.66	17.60	19.11	21.51
0.83	50	7.73	10.62	14.76	15.28	17.61	18.60	20.20	22.75
1.00	60	8.09	11.11	15.45	15.99	18.43	19.47	21.14	23.81
1.50	90	8.95	12.30	17.10	17.70	20.40	21.55	23.40	26.35
2.00	120	9.62	13.22	18.38	19.02	21.92	23.16	25.14	28.31
4.00	240	11.44	15.72	21.85	22.62	26.07	27.54	29.90	33.67
6.00	360	12.66	17.39	24.18	25.03	28.85	30.48	33.09	37.26
7.00	420	13.15	18.08	25.13	26.02	29.98	31.67	34.39	38.73
8.00	480	13.60	18.69	25.99	26.90	31.00	32.75	35.56	40.04
10.00	600	14.38	19.76	27.48	28.44	32.78	34.63	37.60	42.34
11.00	660	14.73	20.24	28.14	29.13	33.57	35.46	38.51	43.36
12.00	720	15.05	20.69	28.76	29.77	34.31	36.24	39.35	44.32
24.00	1440	17.90	24.60	34.20	35.40	40.80	43.10	46.80	52.70

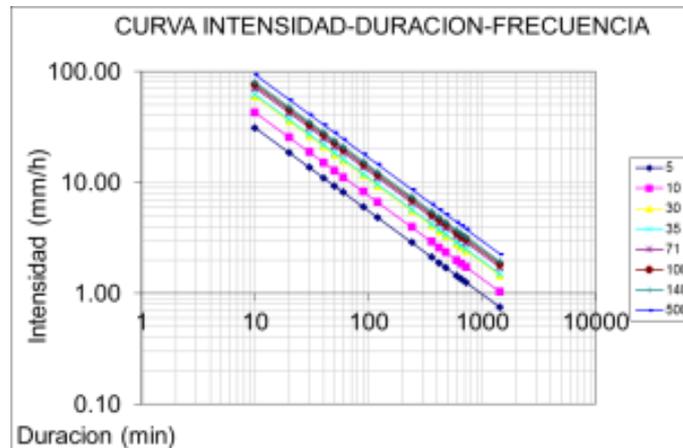
Precipitación de diseño

Método Dick Peschke (Guevara 1991)

Intensidad de Diseño

ESTACION: Santa Eulalia									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	5	10	30	35	71	100	175	500
0.17	10	31.00	42.61	59.24	61.31	70.67	74.65	81.06	91.28
0.33	20	18.43	25.34	35.22	36.46	42.02	44.39	48.20	54.27
0.50	30	13.60	18.69	25.99	26.90	31.00	32.75	35.56	40.04
0.67	40	10.96	15.06	20.94	21.68	24.98	26.39	28.66	32.27
0.83	50	9.27	12.74	17.72	18.34	21.13	22.33	24.24	27.30
1.00	60	8.09	11.11	15.45	15.99	18.43	19.47	21.14	23.81
1.50	90	5.97	8.20	11.40	11.80	13.60	14.37	15.60	17.57
2.00	120	4.81	6.61	9.19	9.51	10.96	11.58	12.57	14.16
4.00	240	2.86	3.93	5.46	5.65	6.52	6.88	7.48	8.42
6.00	360	2.11	2.90	4.03	4.17	4.81	5.08	5.52	6.21
7.00	420	1.88	2.58	3.59	3.72	4.28	4.52	4.91	5.53
8.00	480	1.70	2.34	3.25	3.36	3.88	4.09	4.45	5.01
10.00	600	1.44	1.98	2.75	2.84	3.28	3.46	3.76	4.23
11.00	660	1.34	1.84	2.56	2.65	3.05	3.22	3.50	3.94
12.00	720	1.25	1.72	2.40	2.48	2.86	3.02	3.28	3.69
24.00	1440	0.75	1.03	1.43	1.48	1.70	1.80	1.95	2.20

Curva Intensidad – Duración - Frecuencia



Intensidad de diseño (según fórmula deducida)

$$I = \frac{10^k T^m}{t^n}$$

Donde:

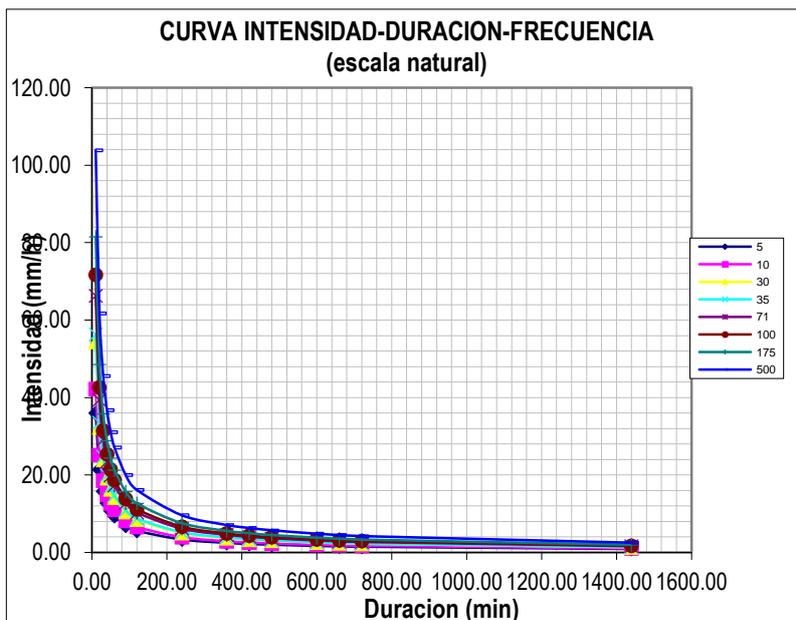
I: Intensidad máxima (mm/h)

T: Período de retorno en años

t: Duración de la precipitación (min)

ESTACION: Santa Eulalia									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	5	10	30	35	71	100	175	500
0.17	10.00	35.99	42.22	54.36	56.32	66.28	71.71	81.56	103.85
0.33	20.00	21.40	25.10	32.32	33.49	39.41	42.64	48.50	61.75
0.50	30.00	15.79	18.52	23.85	24.71	29.07	31.46	35.78	45.56
0.67	40.00	12.73	14.93	19.22	19.91	23.43	25.35	28.84	36.72
0.83	50.00	10.76	12.63	16.26	16.84	19.82	21.45	24.39	31.06
1.00	60.00	9.39	11.01	14.18	14.69	17.29	18.71	21.28	27.09
1.50	90.00	6.93	8.12	10.46	10.84	12.75	13.80	15.70	19.99
2.00	120.00	5.58	6.55	8.43	8.74	10.28	11.12	12.65	16.11
4.00	240.00	3.32	3.89	5.01	5.19	6.11	6.61	7.52	9.58
6.00	360.00	2.45	2.87	3.70	3.83	4.51	4.88	5.55	7.07
7.00	420.00	2.18	2.56	3.29	3.41	4.02	4.35	4.94	6.29
8.00	480.00	1.97	2.32	2.98	3.09	3.63	3.93	4.47	5.69
10.00	600.00	1.67	1.96	2.52	2.61	3.07	3.33	3.78	4.82
11.00	660.00	1.55	1.82	2.35	2.43	2.86	3.10	3.52	4.48
12.00	720.00	1.46	1.71	2.20	2.28	2.68	2.90	3.30	4.20
24.00	1440.00	0.87	1.02	1.31	1.35	1.59	1.73	1.96	2.50

INTENSIDADES (SEGÚN FÓRMULA DEDUCIDA)



DATOS DE CAUDAL – Estación Chosica

Código CHOSICA/202906
 Latitud 11°55'47.1 S
 Longitud 76°41'22.1 W
 Altitud 906 msnm

AAA: Cañete - Fortaleza
 Vertiente: Pacífico
 Cuenca Hidrográfica: Rimac

Dpto Lima
 Prov Lima
 Dist Chaclacayo

FUENTE	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Qmax
ANA	1948	130.0	90.0	128.0	62.0	33.0	23.0	18.0	14.0	13.1	51.0	34.0	22.6	130.0
ANA	1949	47.0	55.5	108.0	56.5	21.0	15.0	15.5	15.5	13.5	14.5	21.0	14.0	108.0
ANA	1950	80.0	98.5	79.5	55.0	33.0	17.5	14.8	13.0	13.5	13.5	18.0	58.5	98.5
ANA	1951	71.0	195.0	316.0	108.0	24.0	20.0	15.5	13.5	14.5	22.6	45.0	70.0	316.0
ANA	1952	115.0	132.0	164.0	109.0	24.0	19.0	17.0	14.0	18.0	15.0	33.0	45.0	164.0
ANA	1953	70.0	175.0	130.0	79.0	31.0	20.0	17.0	14.5	16.5	21.0	42.0	66.0	175.0
ANA	1954	72.0	202.0	180.0	42.0	36.0	20.0	16.0	15.0	14.5	18.0	36.0	28.0	202.0
ANA	1955	115.0	164.0	320.0	59.0	24.0	20.5	18.0	14.5	14.5	16.0	13.8	21.0	320.0
ANA	1956	39.0	142.0	155.0	68.0	21.0	15.0	12.7	13.2	14.8	13.8	12.4	13.1	155.0
ANA	1957	36.5	100.0	71.0	63.0	20.0	11.5	10.5	13.1	13.4	12.6	15.1	19.0	100.0
ANA	1958	40.0	99.8	94.8	27.9	16.0	11.3	12.1	11.2	12.5	15.9	16.6	14.3	99.8
ANA	1959	15.5	175.0	135.0	106.0	31.0	14.5	13.8	13.5	13.9	21.6	19.9	36.4	175.0
ANA	1960	60.9	69.0	77.4	28.1	21.4	14.1	13.9	15.0	14.3	16.8	18.2	16.9	77.4
ANA	1961	59.5	70.5	65.4	70.4	26.6	16.4	14.3	13.8	13.8	14.1	30.3	53.9	70.5
ANA	1962	84.0	76.6	84.1	49.7	28.1	15.3	15.3	16.0	15.1	14.9	16.3	29.0	84.1
ANA	1963	69.4	74.0	92.2	52.8	25.8	17.7	15.6	15.2	15.9	17.6	32.8	63.7	92.2
ANA	1964	26.7	78.8	72.5	77.3	31.8	17.7	15.6	16.0	16.5	17.0	18.2	21.7	78.8
ANA	1965	26.1	108.1	95.7	27.0	20.8	13.3	12.7	12.5	13.4	15.5	15.2	31.8	108.1
ANA	1966	72.0	54.1	100.6	30.2	24.9	15.8	17.7	14.6	15.8	30.6	27.8	42.0	100.6
ANA	1967	44.3	91.2	100.5	43.2	26.6	20.1	21.2	19.5	22.9	32.5	24.1	33.1	100.5
ANA	1968	39.9	30.1	46.4	35.5	18.9	17.3	15.6	18.9	16.8	21.8	35.8	39.4	46.4
ANA	1969	32.2	51.0	81.4	50.2	22.6	18.1	18.1	17.6	18.1	21.2	21.2	81.4	81.4
SENAMHI	1970	158.0	58.2	88.0	57.7	41.0	23.7	20.8	19.2	22.8	22.2	19.4	55.8	158.0
SENAMHI	1971	71.0	101.0	139.0	53.3	24.3	25.3	22.1	21.7	21.8	21.8	17.7	54.3	139.0
SENAMHI	1972	93.0	138.0	210.0	119.0	38.6	19.2	18.2	17.3	15.3	20.4	20.0	45.1	210.0
SENAMHI	1973	108.0	115.0	110.0	98.2	33.7	15.6	14.3	14.3	12.2	18.3	18.0	52.6	115.0
SENAMHI	1974	59.5	67.7	79.1	49.2	19.8	14.2	11.4	15.1	19.2	17.0	17.0	15.1	79.1
SENAMHI	1975	32.3	63.6	144.0	55.5	38.8	27.5	24.4	24.9	23.8	25.5	26.1	33.8	144.0
SENAMHI	1976	69.0	116.0	91.1	51.1	26.1	22.8	18.0	18.0	19.0	19.4	21.0	23.4	116.0
SENAMHI	1977	28.7	162.0	94.0	60.0	42.6	22.2	22.8	22.8	21.6	21.0	46.2	57.4	162.0
SENAMHI	1978	98.8	151.0	61.3	46.2	21.0	20.4	20.4	19.9	18.5	20.4	22.2	51.1	151.0
SENAMHI	1979	28.7	140.4	144.0	61.3	20.0	20.0	17.9	19.0	20.0	20.3	19.7	20.3	144.0
SENAMHI	1980	91.5	40.1	82.4	85.0	20.5	20.5	18.4	19.1	21.7	23.9	28.6	29.4	91.5
SENAMHI	1981	83.0	216.0	200.0	70.5	27.3	24.4	24.0	24.0	28.5	20.4	27.4	57.0	216.0
SENAMHI	1982	57.5	72.2	65.2	58.4	41.4	38.5	32.6	35.1	27.0	30.4	47.8	33.6	72.2
ANA	1983	48.8	46.6	72.0	108.0	31.5	21.9	33.4	27.5	27.0	30.4	47.8	33.6	108.0
SENAMHI	1984	39.0	103.5	82.8	50.7	28.7	38.1	33.6	31.0	27.8	31.9	42.6	72.0	103.5
SENAMHI	1985	46.7	74.0	118.0	80.0	50.2	67.1	56.9	69.0	29.2	29.0	36.6	86.6	118.0
SENAMHI	1986	164.2	154.5	158.4	98.2	113.0	32.1	29.4	34.1	26.2	26.2	26.4	55.0	164.2
SENAMHI	1987	81.8	133.8	168.5	78.6	41.2	24.9	23.9	23.9	31.6	34.2	29.4	34.0	168.5
SENAMHI	1988	57.8	67.6	43.4	83.0	35.4	24.5	31.4	36.7	16.9	17.4	15.8	31.4	83.0
SENAMHI	1989	43.4	56.9	58.1	52.5	27.6	18.3	17.8	17.0	17.5	18.4	20.4	17.3	58.1
SENAMHI	1990	34.1	20.6	26.8	15.2	14.8	13.5	11.5	10.6	13.0	23.5	28.1	38.4	38.4
SENAMHI	1991	29.7	31.4	76.0	38.7	31.0	21.9	17.6	15.9	18.1	21.3	25.0	20.8	76.0
SENAMHI	1992	27.5	23.6	32.9	24.7	16.3	14.8	16.4	15.2	15.5	17.3	13.6	16.9	32.9
SENAMHI	1993	95.5	114.5	88.6	55.4	33.4	18.6	17.4	18.7	18.2	21.4	58.0	88.1	114.5
SENAMHI	1994	85.1	134.0	132.4	76.4	47.3	27.1	25.6	24.9	24.8	28.4	26.0	36.1	134.0
SENAMHI	1995	40.5	33.9	60.3	42.0	23.2	23.8	21.0	23.3	22.6	23.9	26.9	37.6	60.3
SENAMHI	1996	81.3	108.9	80.4	69.8	26.9	28.2	31.5	26.2	25.3	22.9	20.8	30.7	108.9
SENAMHI	1997	44.6	76.4	47.7	21.6	19.4	20.5	18.9	19.6	19.6	22.4	26.8	77.4	77.4
SENAMHI	1998	109.2	120.6	92.1	74.2	50.9	29.7	27.9	24.5	27.4	31.6	32.1	32.4	120.6
SENAMHI	1999	49.5	125.5	107.7	74.7	46.2	25.2	26.4	25.3	29.3	29.8	32.1	50.9	125.5
SENAMHI	2000	76.7	93.9	108.6	87.8	49.9	28.9	25.4	23.9	23.7	30.7	26.8	64.6	108.6
SENAMHI	2001	91.1	89.1	108.7	88.8	40.2	29.5	28.6	28.1	28.2	27.9	44.1	36.7	108.7

Código CHOSICA/202906
 Latitud 11°55'47.1S
 Longitud 76°41'22.1W
 Altitud 906 msnm

AAA: Cañete - Fortaleza
 Vertiente: Pacífico
 Cuenca Hidrográfica: Rimac

Dpto Lima
 Prov Lima
 Dist Chaclacayo

FUENTE	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Qmax
SENAMHI	2002	41.7	65.5	76.1	65.8	29.0	21.7	22.7	23.9	0.0	32.0	43.2	45.4	76.1
SENAMHI	2003	75.8	82.7	128.6	77.6	41.9	30.2	30.0	31.3	30.6	30.9	34.6	43.2	128.6
SENAMHI	2004	34.9	77.9	54.6	45.3	24.0	24.0	23.3	23.1	26.0	26.7	49.8	58.6	77.9
SENAMHI	2005	68.7	46.9	64.2	62.1	27.5	26.3	25.2	25.5	24.3	24.7	24.2	32.5	68.7
SENAMHI	2006	53.7	77.5	91.6	82.1	34.7	25.7	25.2	21.2	23.5	22.5	22.8	55.9	91.6
SENAMHI	2007	69.3	101.6	95.6	107.5	36.5	24.9	19.4	21.9	20.6	21.6	22.0	22.6	107.5
SENAMHI	2008	55.9	83.2	61.8	36.2	21.4	26.3	24.8	26.9	22.9	26.0	25.6	51.1	83.2
SENAMHI	2009	75.7	87.9	126.7	82.4	25.5	20.7	20.3	20.4	22.0	24.0	55.7	58.7	126.7
SENAMHI	2010	78.0	84.8	85.0	65.5	31.9	25.7	24.7	24.2	25.9	23.8	24.1	42.8	85.0
SENAMHI	2011	59.4	68.7	72.3	83.4	41.6	28.7	26.0	26.1	26.5	32.5	33.1	48.1	83.4
SENAMHI	2012	56.3	104.6	80.0	77.3	52.1	27.1	29.5	29.7	27.5	30.9	51.1	97.2	104.6
SENAMHI	2013	61.4	116.7	131.0	71.6	26.4	26.0	25.6	27.1	26.3	27.1	28.9	39.8	131.0
SENAMHI	2014	50.1	91.0	97.0	49.6	34.3	22.8	22.9	23.5	24.3	25.9	31.9	50.8	97.0
SENAMHI	2015	63.9	59.1	92.4	51.2	35.0	25.5	27.7	26.0	25.2	28.6	25.6	50.8	92.4
SENAMHI	2016	32.5	79.7	77.6	39.9	25.9	23.1	26.6	22.7					79.7

CAUDAL MAXIMO DIARIO – Estación Chosica

Latitud 11°55'47"S
 Longitud 76°41'22"W
 Altitud 934msnm

N° de datos	AÑO	CAUDAL MAXIMO	
		MES	Q _{max} (m ³ /seg)
1	1948	MARZO	130.0
2	1949	ENERO	108.0
3	1950	MARZO	98.5
4	1951	FEBRERO	316.0
5	1952	MARZO	164.0
6	1953	MARZO	175.0
7	1954	FEBRERO	202.0
8	1955	FEBRERO	320.0
9	1956	MARZO	155.0
10	1957	MARZO	100.0
11	1958	FEBRERO	99.8
12	1959	FEBRERO	175.0
13	1960	FEBRERO	77.4
14	1961	MARZO	70.5
15	1962	FEBRERO	84.1
16	1963	MARZO	92.2
17	1964	MARZO	78.8
18	1965	FEBRERO	108.1
19	1966	FEBRERO	100.6
20	1967	MARZO	100.5
21	1968	MARZO	46.4
22	1969	MARZO	81.4
23	1970	MARZO	158.0
24	1971	MARZO	139.0
25	1972	MARZO	210.0
26	1973	FEBRERO	115.0
27	1974	MARZO	79.1
28	1975	MARZO	144.0
29	1976	FEBRERO	116.0
30	1977	FEBRERO	162.0
31	1978	FEBRERO	151.0
32	1979	MARZO	144.0
33	1980	ENERO	91.5
34	1981	FEBRERO	216.0
35	1982	FEBRERO	72.2
36	1983	ABRIL	108.0
37	1984	FEBRERO	103.5
38	1985	MARZO	118.0
39	1986	ENERO	164.2
40	1987	MARZO	168.5
41	1988	ABRIL	83.0
42	1989	MARZO	58.1
43	1990	DICIEMBRE	38.4
44	1991	MARZO	76.0
45	1992	MARZO	32.9
46	1993	FEBRERO	114.5
47	1994	FEBRERO	134.0
48	1995	MARZO	60.3
49	1996	FEBRERO	108.9
50	1997	DICIEMBRE	77.4

N° de datos	AÑO	CAUDAL MAXIMO	
		MES	Q _{max} (m ³ /seg)
51	1998	FEBRERO	120.6
52	1999	FEBRERO	125.5
53	2000	MARZO	108.6
54	2001	MARZO	108.7
55	2002	MARZO	76.1
56	2003	MARZO	128.6
57	2004	FEBRERO	77.9
58	2005	ENERO	68.7
59	2006	MARZO	91.6
60	2007	ABRIL	107.5
61	2008	FEBRERO	83.2
62	2009	MARZO	126.7
63	2010	FEBRERO	85.0
64	2011	ABRIL	83.4
65	2012	FEBRERO	104.6
66	2013	MARZO	131.0
67	2014	MARZO	97.0
68	2015	MARZO	92.4
69	2016	MARZO	79.7



CALCULO ESTADISTICO – Estación Chosica

AÑO	Q	Log Q
1948	130.0	2.114
1949	108.0	2.033
1950	98.5	1.993
1951	316.0	2.500
1952	164.0	2.215
1953	175.0	2.243
1954	202.0	2.305
1955	320.0	2.505
1956	155.0	2.190
1957	100.0	2.000
1958	99.8	1.999
1959	175.0	2.243
1960	77.4	1.889
1961	70.5	1.848
1962	84.1	1.925
1963	92.2	1.965
1964	78.8	1.897
1965	108.1	2.034
1966	100.6	2.003
1967	100.5	2.002
1968	46.4	1.667
1969	81.4	1.911
1970	158.0	2.199
1971	139.0	2.143
1972	210.0	2.322
1973	115.0	2.061
1974	79.1	1.898
1975	144.0	2.158
1976	116.0	2.064
1977	162.0	2.210
1978	151.0	2.179
1979	144.0	2.158
1980	91.5	1.961
1981	216.0	2.334
1982	72.2	1.859
1983	108.0	2.033
1984	103.5	2.015
1985	118.0	2.072
1986	164.2	2.215
1987	168.5	2.227
1988	83.0	1.919
1989	58.1	1.764
1990	38.4	1.584

Leyenda.-

- μ = media
- Var= varianza
- σ = desviacion estandar
- c.a. = coeficiente de sesgo

AÑO	Q	Log Q
1991	76.0	1.881
1992	32.9	1.517
1993	114.5	2.059
1994	134.0	2.127
1995	60.3	1.781
1996	108.9	2.037
1997	77.4	1.889
1998	120.6	2.081
1999	125.5	2.099
2000	108.6	2.036
2001	108.7	2.036
2002	76.1	1.881
2003	128.6	2.109
2004	77.9	1.892
2005	68.7	1.837
2006	91.6	1.962
2007	107.5	2.031
2008	83.2	1.920
2009	126.7	2.103
2010	85.0	1.929
2011	83.4	1.921
2012	104.6	2.020
2013	131.0	2.117
2014	97.0	1.987
2015	92.4	1.966
2016	79.7	1.901
m =	116.28	2.029
Var=	2724.66	
s =	52.198	0.179
c.a. =	1.826	0.015
k =		0.003
n =	69	

Leyenda.-

μ = media
 Var= varianza
 σ = desviacion estandar
 c.a. = coeficiente de sesgo

Distribución Normal

T (años)	Q	w	z	Q (m ³ /seg)
2	0.5000	1.177	0.000	116.3
5	0.2000	1.794	0.841	160.2
10	0.1000	2.146	1.282	183.2
30	0.0333	2.608	1.834	212.0
35	0.0286	2.667	1.903	215.6
50	0.0200	2.797	2.054	223.5
71	0.0141	2.920	2.195	230.9
100	0.0100	3.035	2.327	237.7
140	0.0071	3.144	2.450	244.2
175	0.0057	3.214	2.530	248.3
500	0.0020	3.526	2.879	266.5

Distribución Log Normal

T (años)	Q	w	z	Log P	Q (m ³ /seg)
2	0.5000	1.177	0.000	2.029	106.8
5	0.2000	1.794	0.841	2.179	151.1
10	0.1000	2.146	1.282	2.258	181.1
30	0.0333	2.608	1.834	2.357	227.5
35	0.0286	2.667	1.903	2.369	234.0
50	0.0200	2.797	2.054	2.396	249.0
71	0.0141	2.920	2.195	2.422	264.0
100	0.0100	3.035	2.327	2.445	278.7
140	0.0071	3.144	2.450	2.467	293.2
175	0.0057	3.214	2.530	2.481	303.0
500	0.0020	3.526	2.879	2.544	349.8

Distribución Log Pearson III

T (años)	Q	w	z	KT	Log P	Q (m ³ /seg)
2	0.5000	1.177	0.00	-0.003	2.028	106.7
5	0.2000	1.794	0.84	0.841	2.179	151.0
10	0.1000	2.146	1.28	1.283	2.258	181.3
30	0.0333	2.608	1.83	1.840	2.358	228.0
35	0.0286	2.667	1.90	1.909	2.370	234.6
50	0.0200	2.797	2.05	2.062	2.398	249.9
71	0.0141	2.920	2.20	2.205	2.423	265.0
100	0.0100	3.035	2.33	2.338	2.447	280.0
140	0.0071	3.144	2.45	2.463	2.469	294.8
175	0.0057	3.214	2.53	2.544	2.484	304.7
500	0.0020	3.526	2.88	2.897	2.547	352.5

Distribución Extrema Tipo I- Gumbel

T (años)	$y = \ln(\ln(T/(T-1)))$	yn	Sn	$Ki = -(y+yn)/Sn$	Q (m ³ /seg)
2	-0.3665	0.5545	1.1844	-0.16	108.0
5	-1.4999	0.5545	1.1844	0.80	158.0
10	-2.2504	0.5545	1.1844	1.43	191.0
30	-3.3843	0.5545	1.1844	2.39	241.0
35	-3.5409	0.5545	1.1844	2.52	247.9
50	-3.9019	0.555	1.1844	2.83	263.8
71	-4.2556	0.555	1.1844	3.12	279.4
100	-4.6001	0.555	1.1844	3.42	294.6
140	-4.9381	0.555	1.1844	3.70	309.5
175	-5.1619	0.555	1.1844	3.89	319.3
500	-6.2136	0.555	1.1844	4.78	365.7
1,000	-6.9073	0.555	1.1844	5.36	396.3

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE – PRUEBA DE KOLMOGOROV SMIRNOV– Estación Chosica

X	log X	ln X	X
Numero de datos n : 69			
Promedio x : 116.28	Promedio Log x : 2.03	Promedio x : 4.67	Promedio x : 116.28
Desviacion estándar s : 52.20	Desviacion estándar s : 0.18	Desviacion estándar s : 0.41	Desviacion estándar s : 52.20
Coficiente asimetria Cs (sesgo): 1.83	Coficiente asimetria Cs (sesgo): 0.02	Coficiente asimetria Cs (sesgo): 0.02	Coficiente asimetria Cs (sesgo): 1.83
k = Cs/6 : 0.30		k = Cs/6 : 0.00	
$\beta 1=(2/Cs)^2$: 1.20		$\beta 1=(2/Cs)^2$: 16717.20	
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$ 47.65		$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$ 0.00	μ_Y : 0.5545
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$ 59.11		$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$ -48.61	S_Y : 1.1844

N	Q = x	Q = LOG x	Q(X \geq x _T) _{OBS}	DISTRIBUCION NORMAL				DISTRIBUCION LOG NORMAL				DISTRIBUCION LOG PEARSON TIPO III							DISTRIBUCION GUMBEL					
				z	F _(z)	Q(X \geq x _T) _{TEO}	D _(N)	z	F _(z)	Q(X \geq x _T) _{TEO}	D _(N)	LnQ	Y=(x- δ 1)/ α 1	2Y	2 β 1	χ 2	Fx	Fo	D _(N)	Q = x	K	Y	Q(X \geq x _T) _{TEO}	D _(N)
1	320.0	2.51	0.014	3.90	1.000	0.000	0.014	2.66	0.996	0.004	0.010	5.77	17061.45	34122.90	33434.400	0.0040	0.0040	0.014	0.010	320.00	3.90	5.18	0.006	0.009
2	316.0	2.50	0.029	3.83	1.000	0.000	0.029	2.63	0.996	0.004	0.024	5.76	17057.50	34115.01	33434.400	0.0044	0.0044	0.029	0.024	316.00	3.83	5.09	0.006	0.022
3	216.0	2.33	0.043	1.91	0.972	0.028	0.015	1.71	0.956	0.044	0.001	5.38	16938.14	33876.27	33434.400	0.0441	0.0441	0.043	0.001	216.00	1.91	2.82	0.058	0.015
4	210.0	2.32	0.057	1.80	0.964	0.036	0.021	1.64	0.950	0.050	0.007	5.35	16929.30	33858.60	33434.400	0.0507	0.0507	0.057	0.006	210.00	1.80	2.68	0.066	0.009
5	202.0	2.31	0.071	1.64	0.950	0.050	0.021	1.55	0.939	0.061	0.010	5.31	16917.11	33834.22	33434.400	0.0613	0.0613	0.071	0.010	202.00	1.64	2.50	0.079	0.007
6	175.0	2.24	0.086	1.12	0.870	0.130	0.045	1.20	0.885	0.115	0.030	5.16	16872.10	33744.19	33434.400	0.1154	0.1154	0.086	0.030	175.00	1.12	1.89	0.141	0.055
7	175.0	2.24	0.100	1.12	0.870	0.130	0.030	1.20	0.885	0.115	0.015	5.16	16872.10	33744.19	33434.400	0.1154	0.1154	0.100	0.015	175.00	1.12	1.89	0.141	0.041
8	168.5	2.23	0.114	1.00	0.841	0.159	0.044	1.11	0.866	0.134	0.020	5.13	16860.22	33720.44	33434.400	0.1341	0.1341	0.114	0.020	168.50	1.00	1.74	0.161	0.047
9	164.2	2.22	0.129	0.92	0.821	0.179	0.051	1.04	0.852	0.148	0.020	5.10	16852.07	33704.15	33434.400	0.1481	0.1481	0.129	0.020	164.18	0.92	1.64	0.176	0.048
10	164.0	2.21	0.143	0.91	0.820	0.180	0.037	1.04	0.851	0.149	0.006	5.10	16851.73	33703.46	33434.400	0.1487	0.1487	0.143	0.006	164.00	0.91	1.64	0.177	0.034
11	162.0	2.21	0.157	0.88	0.809	0.191	0.033	1.01	0.844	0.156	0.001	5.09	16847.88	33695.76	33434.400	0.1557	0.1557	0.157	0.001	162.00	0.88	1.59	0.184	0.027
12	158.0	2.20	0.171	0.80	0.788	0.212	0.041	0.95	0.829	0.171	0.000	5.06	16840.03	33680.07	33434.400	0.1706	0.1706	0.171	0.001	158.00	0.80	1.50	0.200	0.028
13	155.0	2.19	0.186	0.74	0.771	0.229	0.043	0.90	0.817	0.183	0.003	5.04	16834.02	33668.04	33434.400	0.1826	0.1826	0.186	0.003	155.00	0.74	1.43	0.212	0.027
14	151.0	2.18	0.200	0.67	0.747	0.253	0.053	0.84	0.800	0.200	0.000	5.02	16825.82	33651.64	33434.400	0.1998	0.1998	0.200	0.000	151.00	0.67	1.34	0.230	0.030
15	144.0	2.16	0.214	0.53	0.702	0.298	0.083	0.72	0.766	0.234	0.020	4.97	16810.93	33621.85	33434.400	0.2334	0.2334	0.214	0.019	144.00	0.53	1.18	0.264	0.049
16	144.0	2.16	0.229	0.53	0.702	0.298	0.069	0.72	0.766	0.234	0.006	4.97	16810.93	33621.85	33434.400	0.2334	0.2334	0.229	0.005	144.00	0.53	1.18	0.264	0.035
17	139.0	2.14	0.243	0.44	0.668	0.332	0.089	0.64	0.739	0.261	0.019	4.93	16799.84	33599.68	33434.400	0.2604	0.2604	0.243	0.018	139.00	0.44	1.07	0.290	0.048
18	134.0	2.13	0.257	0.34	0.633	0.367	0.110	0.55	0.709	0.291	0.034	4.90	16788.24	33576.49	33434.400	0.2902	0.2902	0.257	0.033	133.96	0.34	0.96	0.319	0.062
19	131.0	2.12	0.271	0.28	0.611	0.389	0.117	0.50	0.690	0.310	0.039	4.88	16781.29	33562.57	33434.400	0.3088	0.3088	0.271	0.037	131.02	0.28	0.89	0.337	0.066
20	130.0	2.11	0.286	0.26	0.604	0.396	0.111	0.48	0.683	0.317	0.031	4.87	16778.84	33557.67	33434.400	0.3155	0.3155	0.286	0.030	130.00	0.26	0.87	0.343	0.058

X	log X	ln X	X
Numero de datos n : 69			
Promedio x : 116.28	Promedio Log x : 2.03	Promedio x : 4.67	Promedio x : 116.28
Desviacion estándar s : 52.20	Desviacion estándar s : 0.18	Desviacion estándar s : 0.41	Desviacion estándar s : 52.20
Coefficiente asimetria Cs (sesgo): 1.83	Coefficiente asimetria Cs (sesgo): 0.02	Coefficiente asimetria Cs (sesgo): 0.02	Coefficiente asimetria Cs (sesgo): 1.83
k = Cs/6 : 0.30		k = Cs/6 : 0.00	
$\beta_1=(2/Cs)^2$: 1.20		$\beta_1=(2/Cs)^2$: 16717.20	
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$ 47.65		$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$ 0.00	μ_Y : 0.5545
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$ 59.11		$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$ -48.61	S_Y : 1.1844

N	Q = x	Q = LOG x	Q(X≥x ₁) _{OBS}	DISTRIBUCION NORMAL				DISTRIBUCION LOG NORMAL				DISTRIBUCION LOG PEARSON TIPO III							DISTRIBUCION GUMBEL					
				z	F _(z)	Q(X≥x ₁) _{TEO}	D _(N)	z	F _(z)	Q(X≥x ₁) _{TEO}	D _(N)	LnQ	Y=(x-δ ₁)/α ₁	2Y	2β ₁	χ ²	F _x	F _o	D _(N)	Q = x	K	Y	Q(X≥x ₁) _{TEO}	D _(N)
21	128.6	2.11	0.300	0.24	0.593	0.407	0.107	0.45	0.674	0.326	0.026	4.86	16775.46	33550.91	33434.400	0.3249	0.3249	0.300	0.025	128.61	0.24	0.83	0.352	0.052
22	126.7	2.10	0.314	0.20	0.579	0.421	0.107	0.41	0.661	0.339	0.025	4.84	16770.81	33541.62	33434.400	0.3379	0.3379	0.314	0.024	126.72	0.20	0.79	0.364	0.050
23	125.5	2.10	0.329	0.18	0.570	0.430	0.101	0.39	0.652	0.348	0.019	4.83	16767.76	33535.52	33434.400	0.3465	0.3465	0.329	0.018	125.49	0.18	0.76	0.373	0.044
24	120.6	2.08	0.343	0.08	0.533	0.467	0.124	0.29	0.616	0.384	0.041	4.79	16755.31	33510.63	33434.400	0.3826	0.3826	0.343	0.040	120.61	0.08	0.65	0.406	0.063
25	118.0	2.07	0.357	0.03	0.513	0.487	0.130	0.24	0.595	0.405	0.047	4.77	16748.45	33496.90	33434.400	0.4030	0.4030	0.357	0.046	118.00	0.03	0.59	0.424	0.067
26	116.0	2.06	0.371	-0.01	0.498	0.502	0.131	0.20	0.579	0.421	0.049	4.75	16743.09	33486.17	33434.400	0.4191	0.4191	0.371	0.048	116.00	-0.01	0.55	0.439	0.068
27	115.0	2.06	0.386	-0.02	0.490	0.510	0.124	0.18	0.571	0.429	0.043	4.74	16740.37	33480.74	33434.400	0.4273	0.4273	0.386	0.042	115.00	-0.02	0.53	0.446	0.061
28	114.5	2.06	0.400	-0.03	0.486	0.514	0.114	0.17	0.567	0.433	0.033	4.74	16738.97	33477.94	33434.400	0.4316	0.4316	0.400	0.032	114.49	-0.03	0.51	0.450	0.050
29	108.9	2.04	0.414	-0.14	0.444	0.556	0.142	0.05	0.519	0.481	0.067	4.69	16723.35	33446.70	33434.400	0.4794	0.4794	0.414	0.065	108.93	-0.14	0.39	0.493	0.078
30	108.7	2.04	0.429	-0.15	0.442	0.558	0.130	0.04	0.517	0.483	0.055	4.69	16722.55	33445.10	33434.400	0.4819	0.4819	0.429	0.053	108.65	-0.15	0.38	0.495	0.066
31	108.6	2.04	0.443	-0.15	0.441	0.559	0.116	0.04	0.516	0.484	0.041	4.69	16722.35	33444.70	33434.400	0.4825	0.4825	0.443	0.040	108.58	-0.15	0.38	0.495	0.053
32	108.1	2.03	0.457	-0.16	0.438	0.562	0.105	0.03	0.512	0.488	0.031	4.68	16720.96	33441.92	33434.400	0.4868	0.4868	0.457	0.030	108.10	-0.16	0.37	0.499	0.042
33	108.0	2.03	0.471	-0.16	0.437	0.563	0.092	0.03	0.511	0.489	0.018	4.68	16720.67	33441.33	33434.400	0.4877	0.4877	0.471	0.016	108.00	-0.16	0.37	0.500	0.029
34	108.0	2.03	0.486	-0.16	0.437	0.563	0.077	0.03	0.511	0.489	0.004	4.68	16720.67	33441.33	33434.400	0.4877	0.4877	0.486	0.002	108.00	-0.16	0.37	0.500	0.014
35	107.5	2.03	0.500	-0.17	0.433	0.567	0.067	0.01	0.506	0.494	0.006	4.68	16719.14	33438.28	33434.400	0.4924	0.4924	0.500	0.008	107.48	-0.17	0.35	0.504	0.004
36	104.6	2.02	0.514	-0.22	0.412	0.588	0.074	-0.05	0.480	0.520	0.006	4.65	16710.66	33421.31	33434.400	0.5185	0.5185	0.514	0.004	104.61	-0.22	0.29	0.527	0.013
37	103.5	2.01	0.529	-0.24	0.403	0.597	0.068	-0.08	0.470	0.530	0.002	4.64	16707.31	33414.63	33434.400	0.5288	0.5288	0.529	0.000	103.50	-0.24	0.26	0.536	0.007
38	100.6	2.00	0.543	-0.30	0.382	0.618	0.075	-0.15	0.442	0.558	0.015	4.61	16698.40	33396.80	33434.400	0.5562	0.5562	0.543	0.013	100.60	-0.30	0.20	0.559	0.017
39	100.5	2.00	0.557	-0.30	0.381	0.619	0.062	-0.15	0.441	0.559	0.002	4.61	16698.09	33396.17	33434.400	0.5572	0.5572	0.557	0.000	100.50	-0.30	0.20	0.560	0.003
40	100.0	2.00	0.571	-0.31	0.378	0.622	0.051	-0.16	0.436	0.564	0.008	4.61	16696.52	33393.04	33434.400	0.5619	0.5619	0.571	0.009	100.00	-0.31	0.19	0.564	0.007

X		log X		ln X		X	
Numero de datos n :	69	Numero de datos n :	69	Numero de datos n :	69	Numero de datos n :	69
Promedio x :	116.28	Promedio Log x :	2.03	Promedio x :	4.67	Promedio x :	116.28
Desviacion estándar s :	52.20	Desviacion estándar s :	0.18	Desviacion estándar s :	0.41	Desviacion estándar s :	52.20
Coefficiente asimetria Cs (sesgo):	1.83	Coefficiente asimetria Cs (sesgo):	0.02	Coefficiente asimetria Cs (sesgo):	0.02	Coefficiente asimetria Cs (sesgo):	1.83
k = Cs/6 :	0.30			k = Cs/6 :	0.00		
$\beta_1=(2/Cs)^2$:	1.20			$\beta_1=(2/Cs)^2$:	16717.20		
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$:	47.65			$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$:	0.00		μ_Y : 0.5545
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$:	59.11			$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$:	-48.61		σ_Y : 1.1844

N	Q = x	Q = LOG x	Q(X≥x _T) _{OBS}	DISTRIBUCION NORMAL				DISTRIBUCION LOG NORMAL				DISTRIBUCION LOG PEARSON TIPO III							DISTRIBUCION GUMBEL					
				z	F _(z)	Q(X≥x _T) _{TEO}	D _(N)	z	F _(z)	Q(X≥x _T) _{TEO}	D _(N)	LnQ	Y=(x-δ ₁)/α ₁	2Y	2β ₁	χ ²	F _x	F _o	D _(N)	Q = x	K	Y	Q(X≥x _T) _{TEO}	D _(N)
41	99.8	2.00	0.586	-0.32	0.376	0.624	0.038	-0.16	0.435	0.565	0.020	4.60	16695.89	33391.79	33434.400	0.5638	0.5638	0.586	0.022	99.80	-0.32	0.18	0.566	0.020
42	98.5	1.99	0.600	-0.34	0.367	0.633	0.033	-0.20	0.422	0.578	0.022	4.59	16691.78	33383.56	33434.400	0.5764	0.5764	0.600	0.024	98.50	-0.34	0.15	0.577	0.023
43	97.0	1.99	0.614	-0.37	0.356	0.644	0.030	-0.23	0.407	0.593	0.022	4.57	16686.94	33373.89	33434.400	0.5910	0.5910	0.614	0.023	96.99	-0.37	0.12	0.589	0.025
44	92.4	1.97	0.629	-0.46	0.324	0.676	0.048	-0.35	0.362	0.638	0.009	4.53	16671.67	33343.35	33434.400	0.6362	0.6362	0.629	0.008	92.39	-0.46	0.01	0.628	0.001
45	92.2	1.96	0.643	-0.46	0.322	0.678	0.035	-0.36	0.361	0.639	0.003	4.52	16671.04	33342.09	33434.400	0.6380	0.6380	0.643	0.005	92.20	-0.46	0.01	0.629	0.014
46	91.6	1.96	0.657	-0.47	0.318	0.682	0.025	-0.37	0.355	0.645	0.012	4.52	16669.02	33338.04	33434.400	0.6439	0.6439	0.657	0.013	91.61	-0.47	-0.01	0.634	0.023
47	91.5	1.96	0.671	-0.47	0.317	0.683	0.011	-0.38	0.354	0.646	0.025	4.52	16668.65	33337.30	33434.400	0.6450	0.6450	0.671	0.026	91.50	-0.47	-0.01	0.635	0.036
48	85.0	1.93	0.686	-0.60	0.274	0.726	0.040	-0.56	0.289	0.711	0.025	4.44	16645.40	33290.79	33434.400	0.7095	0.7095	0.686	0.024	84.96	-0.60	-0.16	0.689	0.004
49	84.1	1.92	0.700	-0.62	0.269	0.731	0.031	-0.58	0.281	0.719	0.019	4.43	16642.19	33284.39	33434.400	0.7180	0.7180	0.700	0.018	84.10	-0.62	-0.18	0.696	0.004
50	83.4	1.92	0.714	-0.63	0.264	0.736	0.022	-0.60	0.274	0.726	0.012	4.42	16639.42	33278.85	33434.400	0.7252	0.7252	0.714	0.011	83.36	-0.63	-0.19	0.702	0.012
51	83.2	1.92	0.729	-0.63	0.263	0.737	0.008	-0.61	0.273	0.727	0.001	4.42	16638.97	33277.94	33434.400	0.7264	0.7264	0.729	0.002	83.24	-0.63	-0.20	0.703	0.025
52	83.0	1.92	0.743	-0.64	0.262	0.738	0.005	-0.61	0.270	0.730	0.013	4.42	16638.06	33276.12	33434.400	0.7287	0.7287	0.743	0.014	83.00	-0.64	-0.20	0.705	0.037
53	81.4	1.91	0.757	-0.67	0.252	0.748	0.009	-0.66	0.255	0.745	0.012	4.40	16631.96	33263.91	33434.400	0.7442	0.7442	0.757	0.013	81.40	-0.67	-0.24	0.718	0.039
54	79.7	1.90	0.771	-0.70	0.242	0.758	0.013	-0.71	0.239	0.761	0.010	4.38	16625.33	33250.67	33434.400	0.7604	0.7604	0.771	0.011	79.70	-0.70	-0.28	0.732	0.039
55	79.1	1.90	0.786	-0.71	0.238	0.762	0.024	-0.73	0.233	0.767	0.019	4.37	16622.96	33245.93	33434.400	0.7661	0.7661	0.786	0.020	79.10	-0.71	-0.29	0.737	0.049
56	78.8	1.90	0.800	-0.72	0.236	0.764	0.036	-0.74	0.230	0.770	0.030	4.37	16621.77	33243.54	33434.400	0.7689	0.7689	0.800	0.031	78.80	-0.72	-0.30	0.739	0.061
57	77.9	1.89	0.814	-0.73	0.231	0.769	0.046	-0.76	0.222	0.778	0.037	4.36	16618.35	33236.70	33434.400	0.7769	0.7769	0.814	0.037	77.95	-0.73	-0.32	0.746	0.068
58	77.4	1.89	0.829	-0.74	0.228	0.772	0.057	-0.78	0.217	0.783	0.046	4.35	16616.15	33232.29	33434.400	0.7820	0.7820	0.829	0.047	77.40	-0.74	-0.33	0.750	0.078
59	77.4	1.89	0.843	-0.75	0.228	0.772	0.071	-0.78	0.217	0.783	0.060	4.35	16616.02	33232.05	33434.400	0.7823	0.7823	0.843	0.061	77.37	-0.75	-0.33	0.751	0.092
60	76.1	1.88	0.857	-0.77	0.221	0.779	0.078	-0.82	0.205	0.795	0.062	4.33	16610.75	33221.50	33434.400	0.7942	0.7942	0.857	0.063	76.08	-0.77	-0.36	0.761	0.096
61	76.0	1.88	0.871	-0.77	0.220	0.780	0.092	-0.83	0.204	0.796	0.076	4.33	16610.42	33220.84	33434.400	0.7949	0.7949	0.871	0.077	76.00	-0.77	-0.36	0.761	0.110

X
 Numero de datos n : 69
 Promedio \bar{x} : 116.28
 Desviación estándar s : 52.20
 Coeficiente asimetría Cs (sesgo): 1.83
 $k = Cs/6$: 0.30
 $\beta_1 = (2/Cs)^2$: 1.20
 $\alpha_1 = S/\sqrt{\beta_1}$ 47.65
 $\delta_1 = X - \alpha_1\beta_1$ 59.11

log X
 Numero de datos n : 69
 Promedio $\bar{\log x}$: 2.03
 Desviación estándar s : 0.18
 Coeficiente asimetría Cs (sesgo): 0.02

ln X
 Numero de datos n : 69
 Promedio \bar{x} : 4.67
 Desviación estándar s : 0.41
 Coeficiente asimetría Cs (sesgo): 0.02
 $k = Cs/6$: 0.00
 $\beta_1 = (2/Cs)^2$: 16717.20
 $\alpha_1 = S/\sqrt{\beta_1}$ 0.00
 $\delta_1 = X - \alpha_1\beta_1$ -48.61

X
 Numero de datos n : 69
 Promedio \bar{x} : 116.28
 Desviación estándar s : 52.20
 Coeficiente asimetría Cs (sesgo): 1.83
 μ_v : 0.5545
 S_v : 1.1844

N	Q = x	Q = LOG x	Q(X \geq x _i) _{OBS}	DISTRIBUCION NORMAL				DISTRIBUCION LOG NORMAL				DISTRIBUCION LOG PEARSON TIPO III								DISTRIBUCION GUMBEL				
				z	F _(z)	Q(X \geq x _i) _{TEO}	D _(N)	z	F _(z)	Q(X \geq x _i) _{TEO}	D _(N)	LnQ	Y=(x- δ_1)/ α_1	2Y	2 β_1	χ^2	Fx	Fo	D _(N)	Q = x	K	Y	Q(X \geq x _i) _{TEO}	D _(N)
62	72.2	1.86	0.886	-0.84	0.199	0.801	0.085	-0.95	0.171	0.829	0.057	4.28	16594.33	33188.65	33434.400	0.8286	0.8286	0.886	0.057	72.20	-0.84	-0.45	0.790	0.096
63	70.5	1.85	0.900	-0.88	0.190	0.810	0.090	-1.01	0.157	0.843	0.057	4.26	16586.85	33173.70	33434.400	0.8430	0.8430	0.900	0.057	70.50	-0.88	-0.48	0.803	0.097
64	68.7	1.84	0.914	-0.91	0.181	0.819	0.095	-1.07	0.142	0.858	0.056	4.23	16578.61	33157.22	33434.400	0.8579	0.8579	0.914	0.056	68.67	-0.91	-0.53	0.816	0.098
65	60.3	1.78	0.929	-1.07	0.142	0.858	0.071	-1.39	0.083	0.917	0.012	4.10	16538.06	33076.13	33434.400	0.9172	0.9172	0.929	0.011	60.35	-1.07	-0.71	0.870	0.058
66	58.1	1.76	0.943	-1.11	0.133	0.867	0.076	-1.48	0.070	0.930	0.013	4.06	16526.39	33052.78	33434.400	0.9302	0.9302	0.943	0.013	58.14	-1.11	-0.76	0.883	0.060
67	46.4	1.67	0.957	-1.34	0.090	0.910	0.047	-2.02	0.022	0.978	0.021	3.84	16455.61	32911.22	33434.400	0.9788	0.9788	0.957	0.022	46.40	-1.34	-1.03	0.939	0.018
68	38.4	1.58	0.971	-1.49	0.068	0.932	0.039	-2.48	0.007	0.993	0.022	3.65	16396.24	32792.47	33434.400	0.9937	0.9937	0.971	0.022	38.40	-1.49	-1.21	0.965	0.006
69	32.9	1.52	0.986	-1.60	0.055	0.945	0.041	-2.86	0.002	0.998	0.012	3.49	16347.55	32695.09	33434.400	0.9980	0.9980	0.986	0.012	32.88	-1.60	-1.34	0.978	0.008
							MAX. 0.1417				MAX. 0.0759							MAX. 0.0765					MAX. 0.1101	

RESUMEN DE RESULTADOS

ESTADISTICO	FUNCION DE DISTRIBUCION			
	NORMAL	LOG-NORMAL	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL
D _(N)	0.1417	0.0759	0.0765	0.1101

n : 69
 a : 5%
 Máximo tabular: 0.161

FUNCION DE DISTRIBUCION SELECCIONADA : **LOG-NORMAL**

RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LAS DISTRIBUCIONES ESTADISTICAS – Estación Chosica

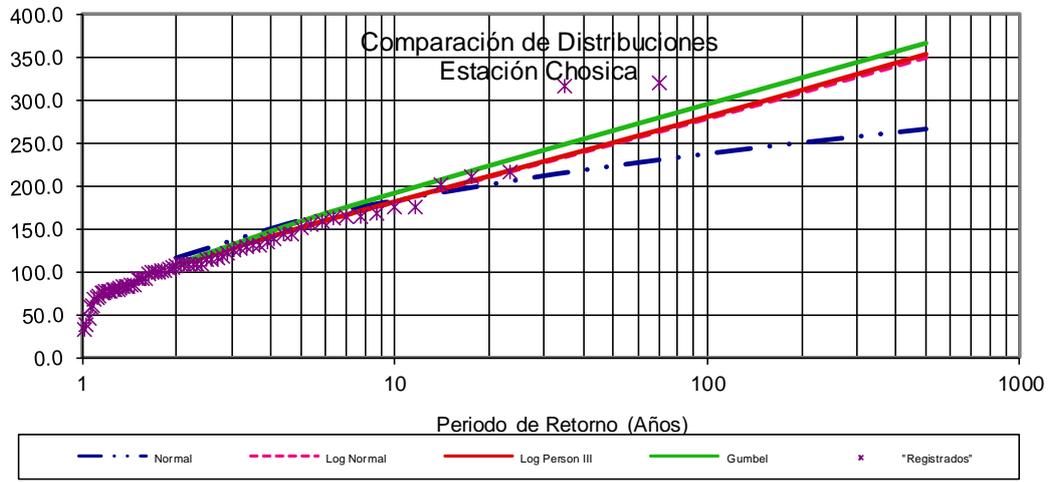
Normales

Media Aritmética	=	116.3
Desviación Estándar	=	52.2
Coeficiente de Asimetría	=	1.83
Numero de datos	=	69
Variación del Coef. de Asimetría	=	0.1
Desv. Est. Coef. de Asimetría	=	0.29

Logarítmica

Media Aritmética	=	2.0
Desviación Estándar	=	0.18
Varianza	=	
Coeficiente de Asimetría	=	0.015
Numero de datos	=	69
Variación del Coef. de Asimetría	=	0.09
D.S. Coef As	=	0.29
k	=	0.00

T (años)	Normal	Log Normal	Log Pearson III	Gumbel	Diseño
2	116.3	106.8	106.7	108.0	106.8
5	160.2	151.1	151.0	158.0	151.1
10	183.2	181.1	181.3	191.0	181.1
30	212.0	227.5	228.0	241.0	227.5
35	215.6	234.0	234.6	247.9	234.0
50	223.5	249.0	249.9	263.8	249.0
71	230.9	264.0	265.0	279.4	264.0
100	237.7	278.7	280.0	294.6	278.7
140	244.2	293.2	294.8	309.5	293.2
175	248.3	303.0	304.7	319.3	303.0
500	266.5	349.8	352.5	365.7	349.8



Determinación de caudal de diseño en cauces menores (A < 3 Km²) – Método Racional

ESTACION: Chosica

K= 1.7996

10^K = 63.0

m= 0.448

n= 0.750

T= 71

P_{71años}= 46.3

ESTACION: Santa Eulalia

K= 2.1454

10^K = 139.8

m= 0.230

n= 0.750

T= 71

P_{71años}= 40.8

$$I = \frac{10^{kT^m}}{t^n}$$

N°	Nombre	Progresiva Proyecto (Km)	Estructura existente	Area (Km ²)	Perimetro cauce (Km)	Longitud del Cauce (Km)	Cota Superior (msnm)	Cota Inferior (msnm)	Desnivel (m)	Pendiente (m/m)	tc (hrs)					C	Estación Seleccionada	Intensidad (l)	Q (m ³ /s)
											Kirpich	US Corp of Engineers	Kerby - Hathaway	Bransby - Williams	t _c elegido				
Q-05	Libertad	34+322.34	-	0.57	3.33	1.32	1500.0	935.0	565.0	0.43	0.11	0.44	0.29	0.40	0.44	0.55	Est. Chosica	36.88	3.21
Q-06	Carossio	35+480.00	-	0.58	3.13	2.27	1650.0	910.0	740.0	0.33	0.19	0.69	0.39	0.73	0.69	0.55	Est. Chosica	26.05	2.29
Q-07	Rayos de Sol	36+262.74	-	1.26	4.87	2.00	1625.0	925.0	700.0	0.35	0.17	0.62	0.37	0.59	0.62	0.45	Est. Santa Eulalia	24.74	3.90

Leyenda:

Tc (hr)= Tiempo de concentración

Determinación de caudal de diseño en cauces menores ($A > 3 \text{ Km}^2$) –Método Hidrograma Unitario

$$I = \frac{KT^m}{t_c^n} \quad t_p = \sqrt{t_c} + t_r \quad t_b = 2.67 t_p$$

$$t_r = 0.005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad t_p = \frac{t_c}{2} + t_r \quad q_p = 0.555 \frac{A}{t_b} \quad P_e = \frac{\left(P + 50.8 - \frac{5080}{N} \right)^2}{P - 203.2 + \frac{20320}{N}}$$

Subcuenca	Ubicación (Km)	Nombre	Estructura existente	Area (Km ²)	Perimetro de la cuenca (m)	Longitud de cauce L (Km)	Cota Superior (msnm)	Cota Inferior (msnm)	Desnivel H (m)	Pendiente S(m/m)	Coeficiente de compacidad Kc	Tiempo de concentración tc(horas)				Tiempo de retraso tr(horas)	Tiempo de pico tp(horas)	Tiempo base tb(horas)	Caudal unitario qp (m ³ /s/mm)	Número de curva N	Altura de lluvia P (mm) Tr=71	Lluvia efectiva (mm) Pe	Caudal máximo (m ³ /seg) Tr=71
												Kirpich	US Corp of Engineers	Hataway	Tc elegido								
Q-01	27+915.00	Chacrasana	-	4.82	9.57	3.87	1675.0	750	925.0	0.239	1.229	0.33	1.10	0.49	1.10	0.36	0.91	2.43	1.10	70	46.3	4.51	4.96
Q-03	32+160.00	Quirio	-	10.39	14.59	5.34	1725.0	850	875.0	0.164	1.277	0.48	1.51	0.62	1.51	0.50	1.25	3.34	1.73	70	46.3	4.51	7.80
Q-04	32+973.83	Pedregal	-	10.39	14.06	5.69	2225.0	895	1,330.0	0.234	1.231	0.44	1.48	0.59	1.48	0.46	1.20	3.20	1.80	70	46.3	4.51	8.12

Leyenda:

Tr = tiempo de retorno

Tc (hr) = tiempo de concentración

Determinación de caudal de diseño en cauces menores ($A > 3 \text{ Km}^2$) –Método Hidrograma Unitario

$$I = \frac{KT^m}{t_c^n} \quad t_r = 0.005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad t_p = \sqrt{t_c} + t_r \quad t_b = 2.67 t_p$$

$$t_p = \frac{t_c}{2} + t_r \quad q_p = 0.555 \frac{A}{t_b} \quad P_c = \frac{\left(P + 50.8 - \frac{5080}{N} \right)^2}{P - 203.2 + \frac{20320}{N}}$$

Subcuenca	Ubicación (Km)	Nombre	Estructura existente	Area (Km ²)	Perimetro de la cuenca (m)	Longitud de cauce L (Km)	Cota Superior (msnm)	Cota Inferior (msnm)	Desnivel H (m)	Pendiente S(m/m)	Coeficiente de compacidad Kc	Tiempo de concentración tc(horas)				Tiempo de retraso tr(horas)	Tiempo de pico tp(horas)	Tiempo base tb(horas)	Caudal unitario qp (m ³ /s/mm)	Número de curva N	Altura de lluvia P (mm) Tr=175	Lluvia efectiva (mm) Pe	Caudal máximo (m ³ /seg) Tr=175
												Kirpich	US Corp of Engineers	Hataway	Tc elegido								
Q-02	29+687.63	Santa Maria	Alcantarilla existente	3.66	10.00	3.82	1800.0	750	1,050.0	0.275	1.475	0.31	1.06	0.47	0.31	0.34	0.49	1.31	1.55	58	65.3	3.83	5.94

Leyenda:

Tr = tiempo de retorno

Tc (hr) = tiempo de concentración

Determinación de caudal de diseño en cauces menores ($A > 3 \text{ Km}^2$) –Método Hidrograma Unitario

$$I = \frac{KT^m}{t_c^n} \quad t_r = 0.005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad t_p = \sqrt{t_c} + t_r \quad t_b = 2.67 t_p$$

$$t_p = \frac{t_c}{2} + t_r \quad q_p = 0.555 \frac{A}{t_b} \quad P_e = \frac{\left(P + 50.8 - \frac{5080}{N} \right)^2}{P - 203.2 + \frac{20320}{N}}$$

Subcuenca	Ubicación (Km)	Nombre	Estructura existente	Area (Km ²)	Perimetro de la cuenca (m)	Longitud de cauce L (Km)	Cota Superior (msnm)	Cota Inferior (msnm)	Desnivel H (m)	Pendiente S(m/m)	Coeficiente de compacidad Kc	Tiempo de concentración tc(horas)				Tiempo de retraso tr(horas)	Tiempo de pico tp(horas)	Tiempo base tb(horas)	Caudal unitario qp (m ³ /s/mm)	Número de curva N	Altura de lluvia P (mm) Tr=500	Lluvia efectiva (mm) Pe	Caudal máximo (m ³ /seg) Tr=500
												Kirpich	US Corp of Engineers	Hataway	Tc elegido								
Q-02	29+687.63	Santa María	Alcantarilla existente	3.66	10.00	3.82	1800.0	750	1,050.0	0.275	1.475	0.31	1.06	0.47	0.31	0.34	0.49	1.31	1.55	58	93.6	13.41	20.79

Leyenda:

Tr = tiempo de retorno

Tc (hr) = tiempo de concentración

Determinación del Caudal de Diseño considerando el Caudal sólido

CUENCA	PROGRESIVA (Km)	Nombre de la Quebrada	Datos			Fórmulas de la Concentración de sedimentos en cauces						C=Q _s /Q	Q _s (m ³ /seg)	Q _{ls} (m ³ /seg)
			A (m ²)	Q (m ³ /seg)	S (m/m)	Mizuyama	Smart y Jaeggi	Bathurst	Rickenmann 1	Rickenmann 2	Takahaschi			
Q-01	27+915.00	Chacrasana	4.82	4.96	0.239	0.3142	0.2532	0.54	0.34658	0.1753	0.0192	0.3466	1.72	6.68
Q-02	29+687.63	Santa Maria	3.66	5.94	0.275	0.4155	0.3166	0.80	0.46480	0.2162	0.0172	0.4648	2.76	8.70
Q-03	32+160.00	Quirio	10.39	7.80	0.164	0.1477	0.1384	0.49	0.15685	0.0995	0.0784	0.1568	1.22	9.02
Q-04	32+973.83	Pedregal	10.39	8.12	0.234	0.3005	0.2443	0.86	0.33071	0.1695	0.0821	0.3307	2.69	10.81
Q-05	34+322.34	Libertad	0.57	3.21	0.428	1.0077	0.6431	0.84	1.17813	0.4201	0.0010	1.1781	3.78	6.99
Q-06	35+480.00	Carossio	0.58	2.29	0.326	0.5845	0.4160	0.40	0.66501	0.2792	0.0007	0.6650	1.52	3.81
Q-07	36+262.74	Rayos de Sol	1.26	3.90	0.350	0.6738	0.4661	0.76	0.77204	0.3106	0.0031	0.7720	3.01	6.91

Leyenda:

A (m²) = area

Q (m³/seg) = caudal hidrológico

S (m/m) = pendiente

C = concentración de sedimentos

Q_s (m³/seg) = caudal solido

Q_{ls} (m³/seg) = caudal hidrológico + caudal solido

PUENTE LOS ANGELES

Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Los Ángeles – Tr =100 años

Cuenca	Progresiva ref.Hec-ras (Km)	Nombre Puente	Caudal (m ³ /seg)	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME (msnm)	Coeficiente de rugosidad		
			Tr _{100años}	(m)	Diseño	(msnm)		margen izquierda	Cauce	margen derecha
Qda	0+358.7	Los Angeles	278.7	40.0	3.7	695.3	699.0	0.045	0.050	0.045
			278.7	40.0	3.1	695.1	698.2	0.045	0.050	0.045

Resultados de la modelación

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente

Plan: 01 Rio Rimac Rio Rimac RS: 358.689 Profile: Tr=100

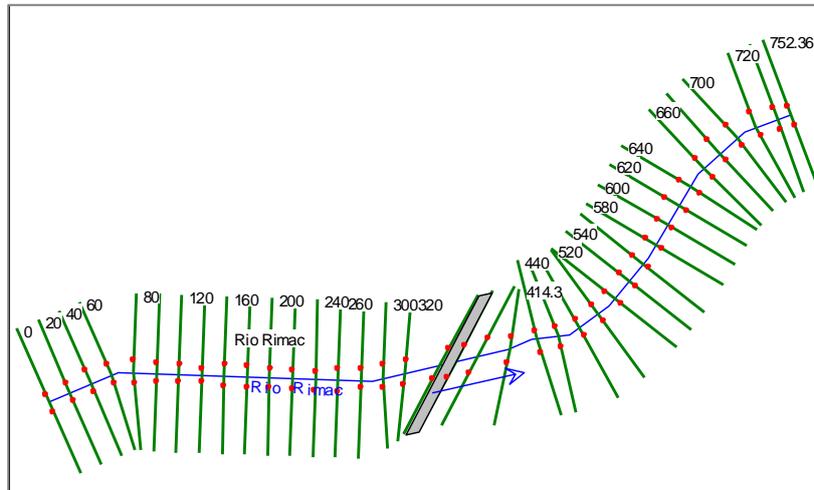
E.G. US. (m)	699.72	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	699.11	E.G. Elev (m)	699.72	699.44
Q Total (m3/s)	278.7	W.S. Elev (m)	698.99	698.23
Q Bridge (m3/s)	279	Crit W.S. (m)	698.33	698.23
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.67	3.14
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.74	4.85
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	74.54	57.41
Weir Submerg		Froude # Chl	0.68	0.98
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	226.34	216.38
Min El Weir Flow (m)	708.2	Hydr Depth (m)	2.94	2.4
Min El Prs (m)	705.8	W.P. Total (m)	28.58	26.14
Delta EG (m)	0.3	Conv. Total (m3/s)	2934	2004.5
Delta WS (m)	1.09	Top Width (m)	25.34	23.94
BR Open Area (m2)	332.69	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	4.85	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	230.75	416.27
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	862.75	2020.89

Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Tirante. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Altura E.G.Elev v. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Inside BR US	278.7	695.32	699.0	3.7	698.33	699.7	4.4	3.7	74.5	25.3	0.7
Inside BR DS	278.7	695.09	698.2	3.1	698.23	699.4	4.4	4.9	57.41	23.9	1.0

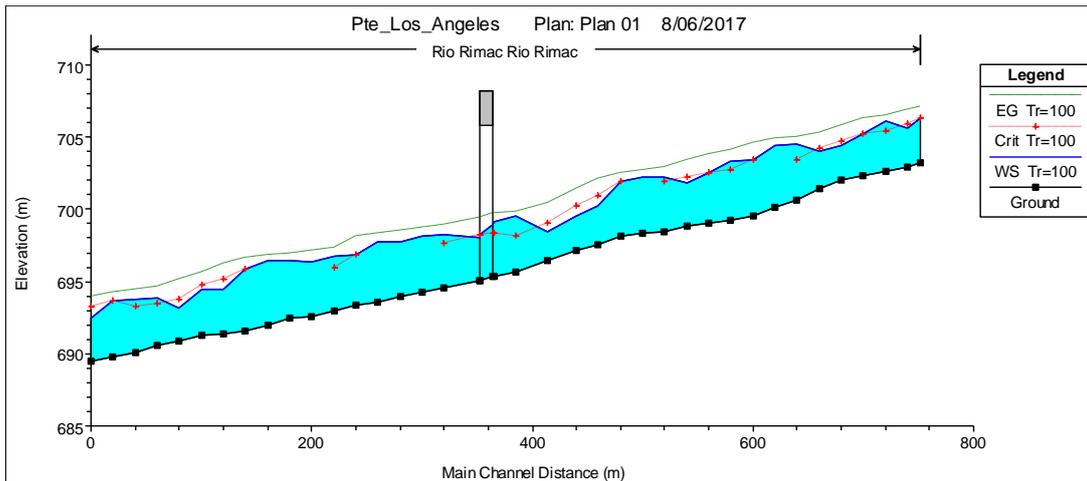
Listado de corridas del HEC –RAS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Elev. (m)
Rio Rimac	752.36	Tr=100	278.7	703.2	706.3	706.32	707.14	0.011984	4.4	79.09	63.7	0.82	3.1	3.9
Rio Rimac	740	Tr=100	278.7	702.9	705.6	705.93	706.91	0.020256	5.1	59.43	35.8	1.04	2.7	4.0
Rio Rimac	720	Tr=100	278.7	702.7	706.1	705.38	706.53	0.00572	3.2	108.56	96.4	0.58	3.4	3.9
Rio Rimac	700	Tr=100	278.7	702.4	705.2	705.2	706.29	0.016877	4.7	62.29	32.8	0.95	2.8	3.9
Rio Rimac	680	Tr=100	278.7	702.0	704.4	704.7	705.83	0.028034	5.3	53.57	29.5	1.19	2.4	3.8
Rio Rimac	660	Tr=100	278.7	701.5	704.0	704.2	705.3	0.021612	5.1	57.25	29.7	1.07	2.5	3.8
Rio Rimac	640	Tr=100	278.7	700.7	704.5	703.41	704.99	0.004735	3.2	95.33	35.8	0.54	3.9	4.3
Rio Rimac	620	Tr=100	278.7	700.2	704.4		704.89	0.004453	3.2	96.02	35.5	0.52	4.2	4.7
Rio Rimac	600	Tr=100	278.7	699.5	703.4	703.42	704.67	0.014291	5.1	59.39	25.5	0.89	3.9	5.1
Rio Rimac	580	Tr=100	278.7	699.3	703.4	702.71	704.09	0.007112	3.9	80.6	35.6	0.66	4.1	4.8
Rio Rimac	560	Tr=100	278.7	699.1	702.5	702.5	703.82	0.016809	5.2	56.99	29.6	0.97	3.4	4.8
Rio Rimac	540	Tr=100	278.7	698.9	701.8	702.25	703.39	0.024597	5.7	52.63	31.2	1.14	2.9	4.5
Rio Rimac	520	Tr=100	278.7	698.5	702.2	701.93	702.9	0.007505	3.9	83.5	41.8	0.67	3.8	4.4
Rio Rimac	500	Tr=100	278.7	698.3	702.2		702.72	0.005095	3.4	102.76	54.9	0.56	3.9	4.4
Rio Rimac	480	Tr=100	278.7	698.1	701.9	701.93	702.57	0.00849	4.0	92.34	65.3	0.69	3.8	4.4
Rio Rimac	460	Tr=100	278.7	697.5	700.2	700.92	702.15	0.033821	6.2	47.07	28.1	1.33	2.7	4.6
Rio Rimac	440	Tr=100	278.7	697.1	699.5	700.2	701.46	0.035101	6.2	46.29	24.2	1.34	2.4	4.3
Rio Rimac	414.3	Tr=100	278.7	696.5	698.5	699.06	700.44	0.044765	6.3	45.72	27.8	1.48	2.0	4.0
Rio Rimac	385.62	Tr=100	278.7	695.6	699.6	698.16	699.84	0.003084	2.4	119.52	42.7	0.43	3.9	4.2
Rio Rimac	365.62	Tr=100	278.7	695.3	699.1	698.32	699.72	0.006811	3.5	82.34	29.6	0.63	3.8	4.4
Rio Rimac	358.689	Bridge											0.0	0.0
Rio Rimac	351.76	Tr=100	278.7	695.1	698.0	698.22	699.42	0.024833	5.3	53.41	25.6	1.12	2.9	4.3
Rio Rimac	320	Tr=100	278.7	694.5	698.2	697.62	698.92	0.007961	3.8	77.39	30.3	0.68	3.7	4.4
Rio Rimac	300	Tr=100	278.7	694.3	698.2		698.74	0.005888	3.5	87.05	32.7	0.6	3.9	4.5
Rio Rimac	280	Tr=100	278.7	694.0	697.7		698.57	0.008632	4.2	72.7	28.0	0.72	3.8	4.6
Rio Rimac	260	Tr=100	278.7	693.6	697.8		698.36	0.005443	3.5	92.19	52.9	0.57	4.2	4.8
Rio Rimac	240	Tr=100	278.7	693.3	696.9	696.85	698.12	0.015354	5.1	58.53	25.2	0.93	3.5	4.8
Rio Rimac	220	Tr=100	278.7	692.9	696.7	695.93	697.36	0.006454	3.8	83.14	32.0	0.63	3.8	4.4
Rio Rimac	200	Tr=100	278.7	692.6	696.3		697.19	0.008678	4.2	71.29	27.0	0.72	3.7	4.6
Rio Rimac	180	Tr=100	278.7	692.4	696.4		696.96	0.005378	3.5	94.52	49.2	0.58	4.0	4.5
Rio Rimac	160	Tr=100	278.7	692.0	696.5		696.82	0.002982	2.8	126.56	94.7	0.44	4.5	4.8
Rio Rimac	140	Tr=100	278.7	691.6	695.9	695.9	696.67	0.010825	4.5	83.19	55.5	0.79	4.3	5.1
Rio Rimac	120	Tr=100	278.7	691.4	694.4	695.15	696.25	0.025767	6.1	48.75	32.7	1.18	3.0	4.9
Rio Rimac	100	Tr=100	278.7	691.3	694.5	694.78	695.65	0.015841	5.0	67.06	57.1	0.93	3.2	4.4
Rio Rimac	80	Tr=100	278.7	690.9	693.2	693.76	695.11	0.03705	6.2	46.64	26.4	1.38	2.3	4.3
Rio Rimac	60	Tr=100	278.7	690.6	693.9	693.5	694.65	0.009294	4.2	79.3	63.0	0.74	3.3	4.0
Rio Rimac	40	Tr=100	278.7	690.1	693.8	693.29	694.45	0.008225	3.8	86.79	73.9	0.69	3.6	4.3
Rio Rimac	20	Tr=100	278.7	689.8	693.6	693.62	694.28	0.00774	3.9	97.34	90.6	0.68	3.8	4.5
Rio Rimac	0	Tr=100	278.7	689.5	692.5	693.24	693.96	0.020627	5.6	54.04	26.0	1.07	3.0	4.5

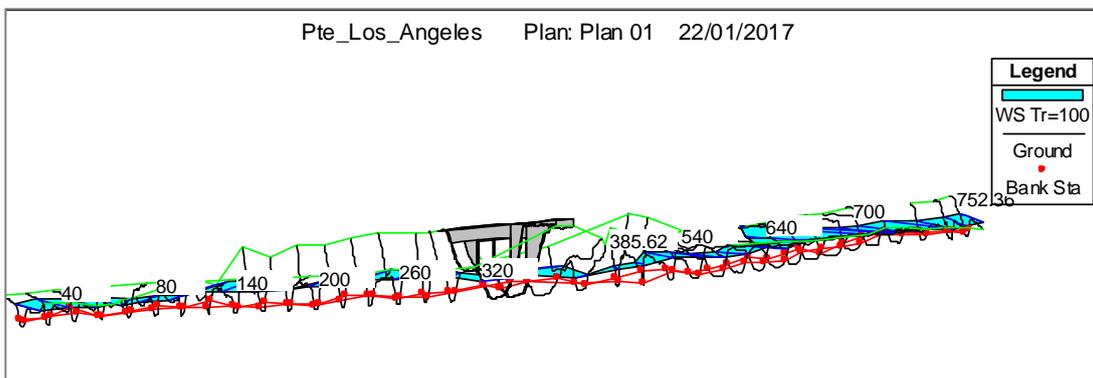
Plano en planta



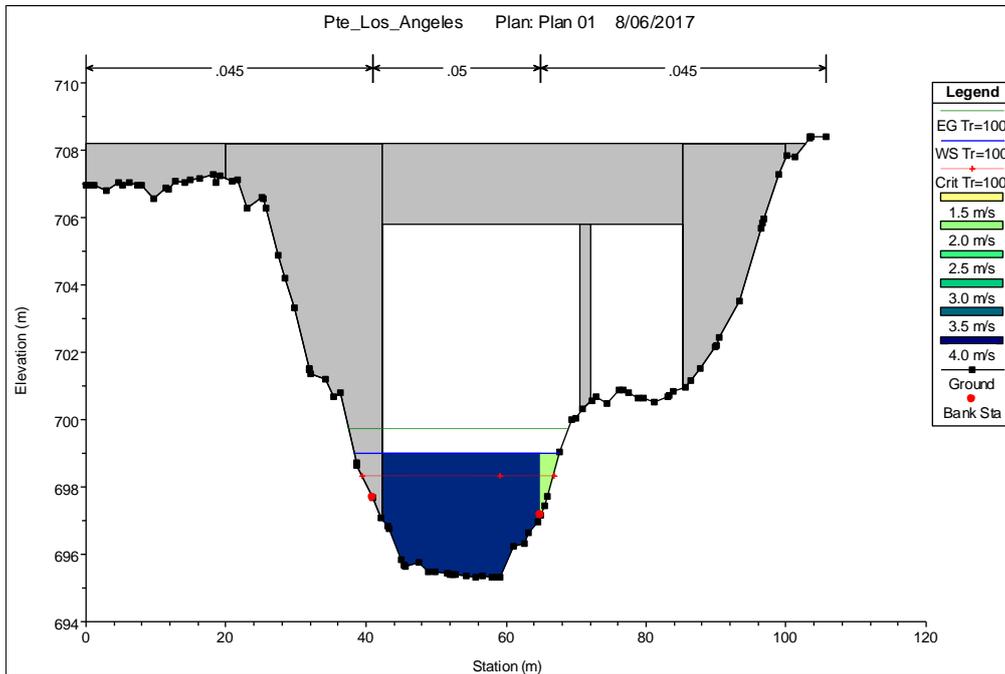
Perfil del flujo



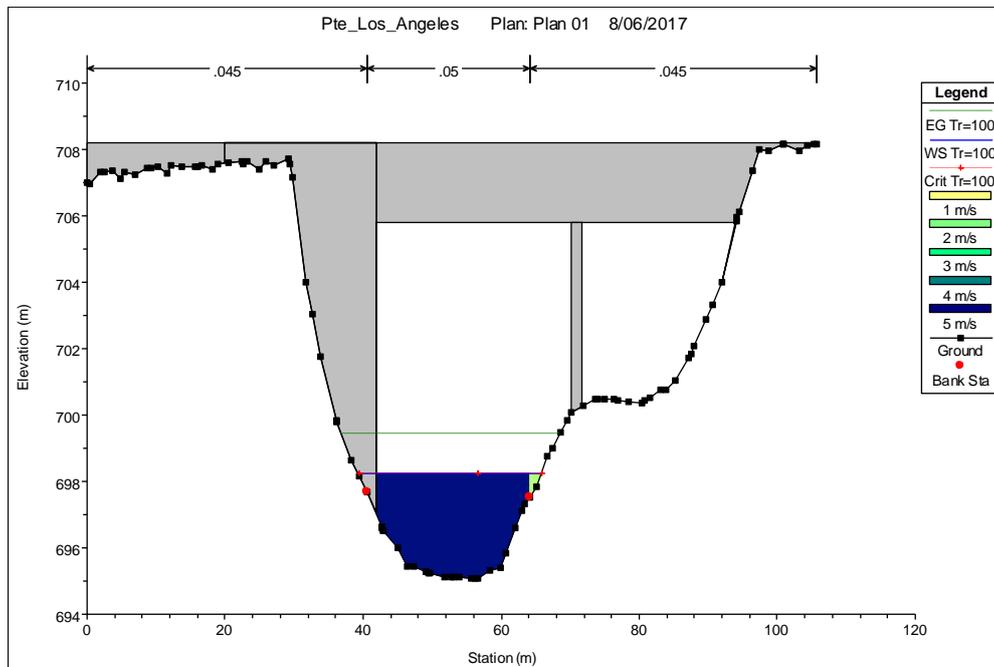
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Los Ángeles – Tr = 175 años

Cuenca	Progresiva ref.Hec-ras (Km)	Nombre Puento	Caudal (m ³ /seg)	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME	Coeficiente de rugosidad		
			Tr _{175años}	(m)	Diseño	(msnm)	(msnm)	margen izquierda	Cauce	margen derecha
Qda	0+358.7	Los Angeles	303.0	40.0	3.8	695.3	699.1	0.045	0.050	0.045
			303.0	40.0	3.3	695.1	698.4	0.045	0.050	0.045

Resultados de la modelación

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente

Plan: 01 Rio Rimac Rio Rimac RS: 358.689 Profile: Tr=175

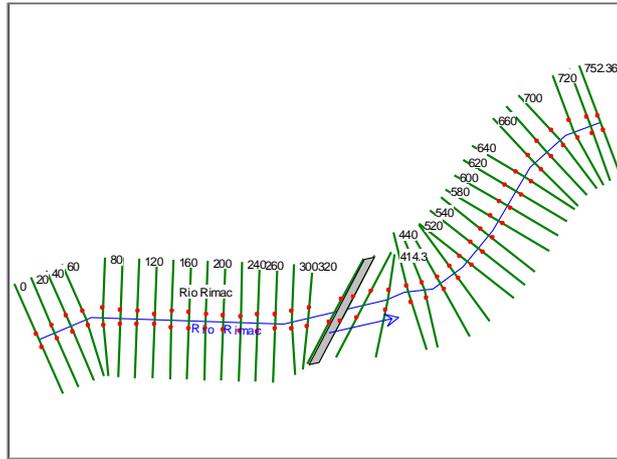
E.G. US. (m)	699.93	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	699.28	E.G. Elev (m)	699.92	699.65
Q Total (m3/s)	303	W.S. Elev (m)	699.14	698.38
Q Bridge (m3/s)	303	Crit W.S. (m)	698.47	698.38
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.82	3.28
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.86	4.97
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	78.53	60.99
Weir Submerg		Froude # Chl	0.69	0.98
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	251.49	240.97
Min El Weir Flow (m)	708.2	Hydr Depth (m)	3.07	2.52
Min El Prs (m)	705.8	W.P. Total (m)	29.04	26.6
Delta EG (m)	0.3	Conv. Total (m3/s)	3173.4	2198.2
Delta WS (m)	1.16	Top Width (m)	25.59	24.21
BR Open Area (m2)	332.69	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	4.97	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	241.8	427.27
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	932.95	2122.56

Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Tirante. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Altura E.G.Elev v. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Inside BR US	303	695.32	699.1	3.8	698.47	699.9	4.6	3.9	78.5	25.6	0.7
Inside BR DS	303	695.10	698.4	3.3	698.38	699.7	4.5	5.0	60.99	24.2	1.0

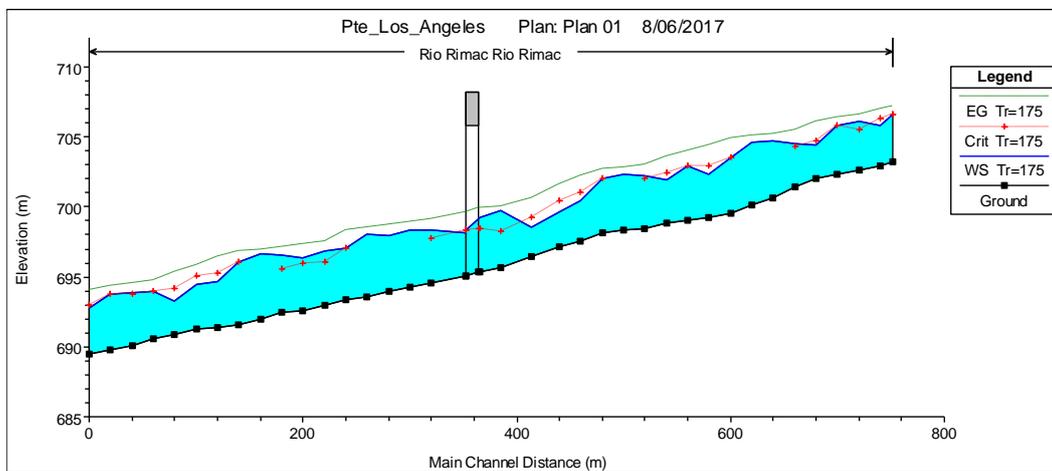
Listado de corridas del HEC –RAS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Elev. (m)
Rio Rimac	752.36	Tr=175	303	703.2	706.6	706.63	707.26	0.00856	3.9	103.89	91.4	0.71	3.4	4.0
Rio Rimac	740	Tr=175	303	702.9	705.8	706.28	707.05	0.01833	5.1	65.7	37.3	1	2.9	4.1
Rio Rimac	720	Tr=175	303	702.7	706.1	705.53	706.62	0.006708	3.5	109	96.5	0.63	3.4	4.0
Rio Rimac	700	Tr=175	303	702.4	705.8	705.8	706.46	0.00816	3.8	98.92	87.1	0.69	3.4	4.1
Rio Rimac	680	Tr=175	303	702.0	704.4	704.75	706.07	0.031878	5.7	54.25	29.6	1.27	2.4	4.0
Rio Rimac	660	Tr=175	303	701.5	704.5	704.34	705.47	0.012212	4.4	74.08	34.4	0.83	3.1	4.0
Rio Rimac	640	Tr=175	303	700.7	704.7		705.2	0.004724	3.3	102.76	43.7	0.54	4.0	4.6
Rio Rimac	620	Tr=175	303	700.2	704.6		705.11	0.004454	3.3	103.61	46.9	0.52	4.4	4.9
Rio Rimac	600	Tr=175	303	699.5	703.6	703.56	704.88	0.014381	5.3	63.1	26.6	0.9	4.0	5.4
Rio Rimac	580	Tr=175	303	699.3	702.3	702.88	704.4	0.030688	6.5	49.19	24.3	1.29	3.1	5.1
Rio Rimac	560	Tr=175	303	699.1	702.9	702.94	703.99	0.01137	4.7	73.13	38.1	0.81	3.9	4.9
Rio Rimac	540	Tr=175	303	698.9	701.9	702.39	703.6	0.025203	5.9	55.7	32.7	1.17	3.0	4.7
Rio Rimac	520	Tr=175	303	698.5	702.3	702.05	703.04	0.008331	4.2	85.57	42.3	0.71	3.8	4.6
Rio Rimac	500	Tr=175	303	698.3	702.3		702.83	0.0056	3.6	106.09	56.4	0.59	3.9	4.5
Rio Rimac	480	Tr=175	303	698.1	702.0	702.01	702.68	0.008735	4.1	97.66	65.9	0.71	3.9	4.5
Rio Rimac	460	Tr=175	303	697.5	700.4	701.03	702.27	0.029758	6.2	53.27	35.8	1.26	2.9	4.8
Rio Rimac	440	Tr=175	303	697.1	699.7	700.39	701.64	0.032622	6.3	50.12	24.8	1.31	2.6	4.5
Rio Rimac	414.3	Tr=175	303	696.5	698.6	699.2	700.65	0.044614	6.5	48.29	28.1	1.49	2.1	4.2
Rio Rimac	385.62	Tr=175	303	695.6	699.8	698.28	700.05	0.002978	2.4	127.85	43.9	0.42	4.1	4.4
Rio Rimac	365.62	Tr=175	303	695.3	699.3	698.46	699.93	0.006692	3.6	87.52	30.1	0.63	4.0	4.6
Rio Rimac	358.689		Bridge										0.0	0.0
Rio Rimac	351.76	Tr=175	303	695.1	698.1	698.37	699.63	0.025129	5.5	56.13	26.1	1.14	3.0	4.5
Rio Rimac	320	Tr=175	303	694.5	698.4	697.76	699.13	0.007751	3.9	82.93	31.7	0.68	3.8	4.6
Rio Rimac	300	Tr=175	303	694.3	698.4		698.95	0.005692	3.5	93.39	33.6	0.59	4.1	4.7
Rio Rimac	280	Tr=175	303	694.0	697.9		698.78	0.008452	4.3	77.8	29.1	0.72	3.9	4.8
Rio Rimac	260	Tr=175	303	693.6	698.0		698.56	0.004881	3.4	106.43	71.0	0.55	4.4	5.0
Rio Rimac	240	Tr=175	303	693.3	697.1	697.05	698.33	0.014406	5.2	63.64	26.5	0.91	3.7	5.0
Rio Rimac	220	Tr=175	303	692.9	696.9	696.09	697.56	0.006534	3.9	88.29	33.8	0.64	4.0	4.6
Rio Rimac	200	Tr=175	303	692.6	696.4	695.93	697.37	0.009584	4.5	73.16	27.9	0.76	3.8	4.8
Rio Rimac	180	Tr=175	303	692.4	696.5	695.58	697.12	0.005662	3.7	99.99	57.7	0.59	4.1	4.7
Rio Rimac	160	Tr=175	303	692.0	696.6		696.96	0.003019	2.9	139.68	107.1	0.44	4.6	5.0
Rio Rimac	140	Tr=175	303	691.6	696.1	696.08	696.82	0.009972	4.5	94.54	74.7	0.76	4.5	5.2
Rio Rimac	120	Tr=175	303	691.4	694.6	695.26	696.42	0.02345	6.1	57.91	55.1	1.14	3.2	5.0
Rio Rimac	100	Tr=175	303	691.3	694.5	695.03	695.88	0.019305	5.5	66.02	56.7	1.03	3.2	4.6
Rio Rimac	80	Tr=175	303	690.9	693.3	694.2	695.31	0.03601	6.4	49.79	27.0	1.37	2.4	4.4
Rio Rimac	60	Tr=175	303	690.6	694.0	693.91	694.78	0.009866	4.3	84.15	65.8	0.77	3.4	4.2
Rio Rimac	40	Tr=175	303	690.1	693.8	693.79	694.58	0.008787	4.0	92	78.1	0.71	3.7	4.5
Rio Rimac	20	Tr=175	303	689.8	693.8	693.75	694.38	0.007377	3.9	108.94	95.6	0.67	3.9	4.6
Rio Rimac	0	Tr=175	303	689.5	692.7	692.92	694.09	0.016885	5.4	64.05	50.5	0.98	3.3	4.6

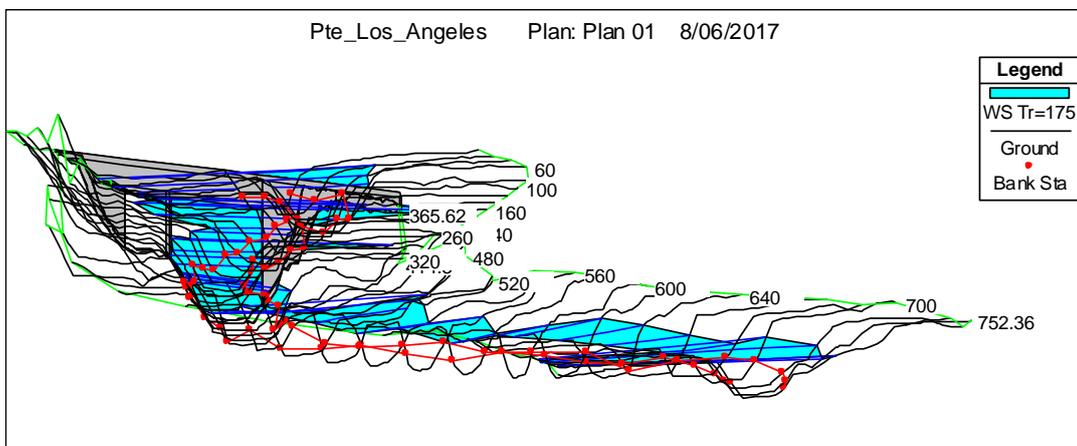
Plano en planta



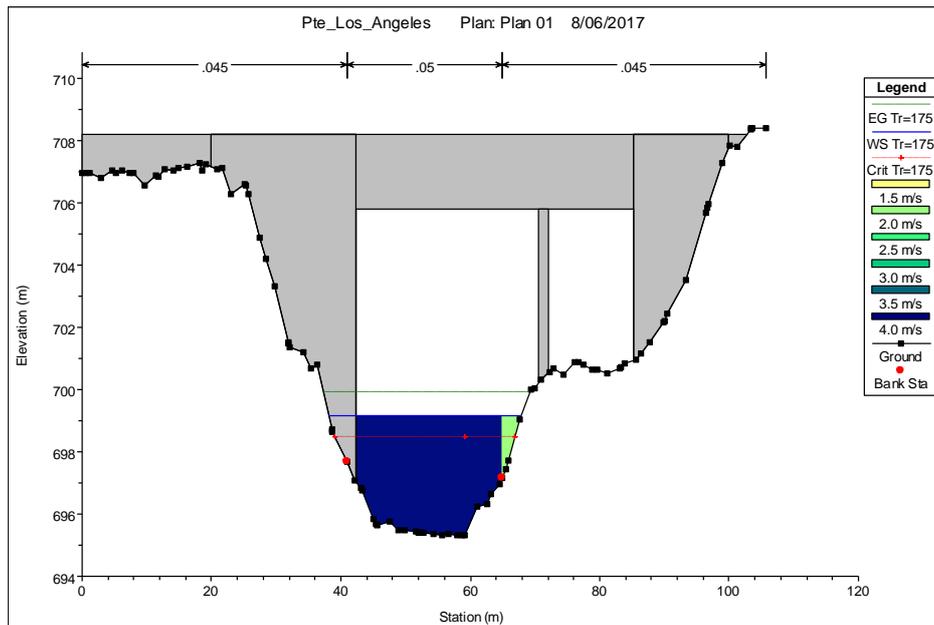
Perfil del flujo



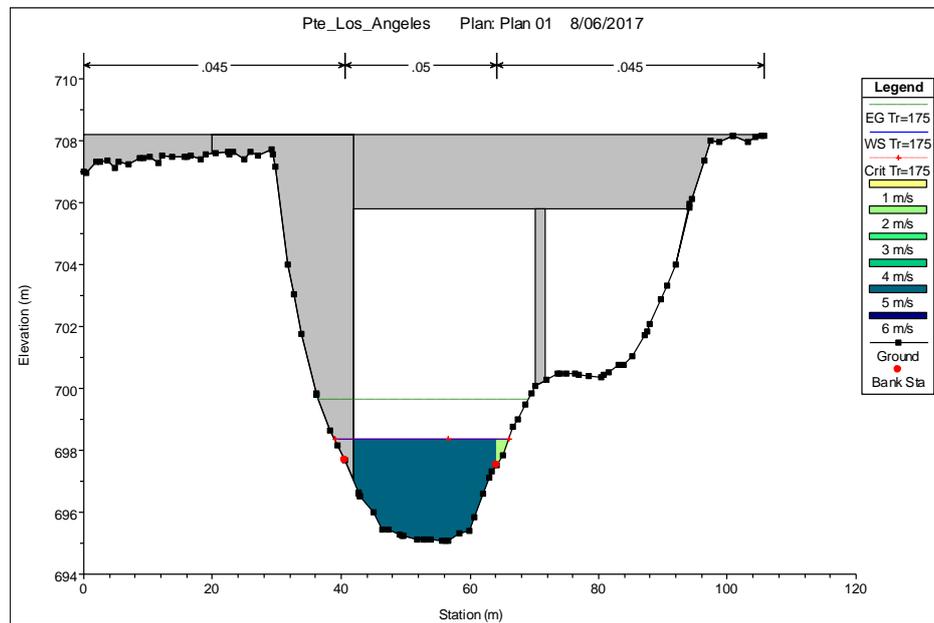
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Los Ángeles – Tr = 500 años

Cuenca	Progresiva ref.Hec-ras (Km)	Nombre Puente	Caudal (m ³ /seg)	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME	Coeficiente de rugosidad		
			Tr _{140años}	(m)	Diseño	(msnm)		(msnm)	margen izquierda	Cauce
Qda	0+358.7	Los Angeles	349.8	40.0	4.1	695.3	699.4	0.045	0.050	0.045
			349.8	40.0	3.6	695.1	698.7	0.045	0.050	0.045

Resultados de la modelación

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente

Plan: 01 Rio Rimac Rio Rimac RS: 358.689 Profile: Tr=500

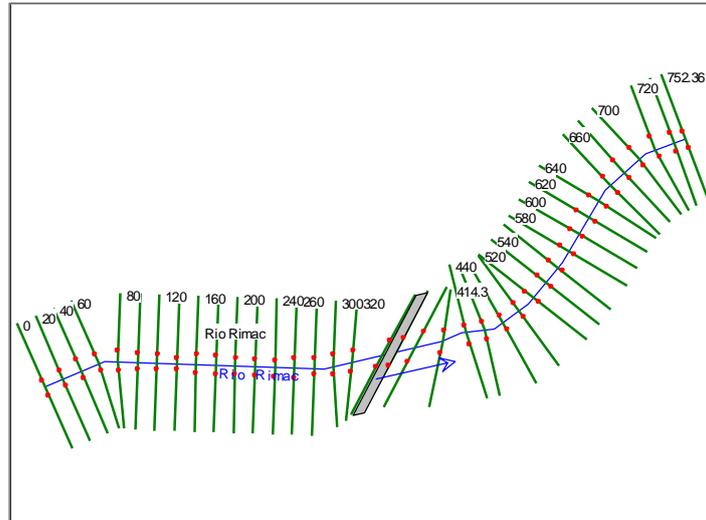
E.G. US. (m)	700.3	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	699.61	E.G. Elev (m)	700.3	700.04
Q Total (m3/s)	349.8	W.S. Elev (m)	699.43	698.65
Q Bridge (m3/s)	350	Crit W.S. (m)	698.74	698.65
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.11	3.56
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.07	5.17
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	85.97	67.64
Weir Submerg		Froude # Chl	0.7	0.97
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	301.55	289.96
Min El Weir Flow (m)	708.2	Hydr Depth (m)	3.29	2.74
Min El Prs (m)	705.8	W.P. Total (m)	29.91	27.42
Delta EG (m)	0.29	Conv. Total (m3/s)	3632.2	2570
Delta WS (m)	1.29	Top Width (m)	26.1	24.69
BR Open Area (m2)	332.69	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	5.17	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	261.41	448.12
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	1063.62	2317.47

Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Tirante. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Altura E.G.Elev. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Inside BR US	349.8	695.32	699.4	4.1	698.74	700.3	5.0	4.1	86.0	26.1	0.7
Inside BR DS	349.8	695.09	698.7	3.6	698.65	700.0	4.9	5.2	67.64	24.7	1.0

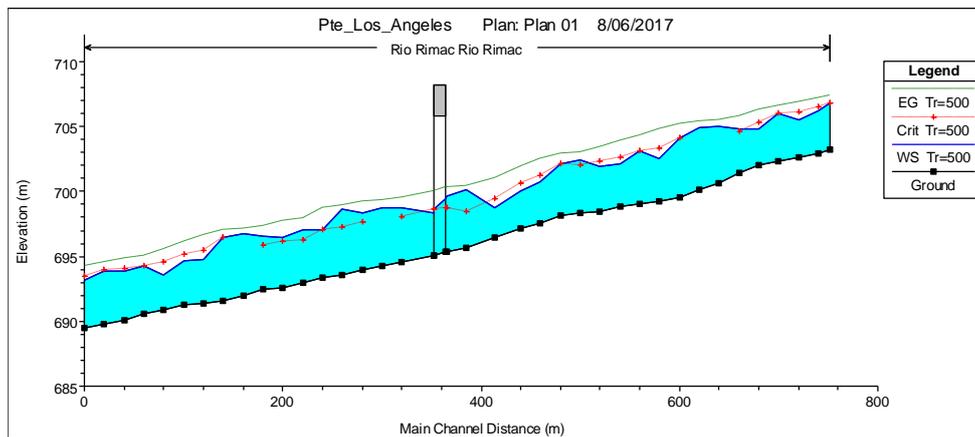
Listado de corridas del HEC –RAS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Elev. (m)
Rio Rimac	752.36	Tr=500	349.8	703.2	706.8	706.83	707.43	0.008002	4.0	122.82	96.5	0.69	3.6	4.2
Rio Rimac	740	Tr=500	349.8	702.9	706.2	706.55	707.26	0.014218	4.9	86.48	81.1	0.9	3.3	4.4
Rio Rimac	720	Tr=500	349.8	702.7	705.5	706.15	706.88	0.021197	5.4	70.6	38.1	1.08	2.9	4.2
Rio Rimac	700	Tr=500	349.8	702.4	706.0	705.98	706.64	0.00806	3.9	114.39	89.0	0.69	3.6	4.3
Rio Rimac	680	Tr=500	349.8	702.0	704.8	705.29	706.31	0.023065	5.5	66.36	33.1	1.11	2.8	4.3
Rio Rimac	660	Tr=500	349.8	701.5	704.8	704.61	705.82	0.011578	4.6	84.48	41.3	0.82	3.4	4.4
Rio Rimac	640	Tr=500	349.8	700.7	705.0		705.55	0.004749	3.5	118.08	60.9	0.55	4.3	4.9
Rio Rimac	620	Tr=500	349.8	700.2	704.9		705.45	0.004368	3.4	122.59	75.9	0.53	4.7	5.3
Rio Rimac	600	Tr=500	349.8	699.5	704.1	704.11	705.26	0.010694	5.0	82.45	55.5	0.8	4.6	5.7
Rio Rimac	580	Tr=500	349.8	699.3	702.5	703.32	704.81	0.030309	6.9	54.76	25.7	1.3	3.3	5.6
Rio Rimac	560	Tr=500	349.8	699.1	703.1	703.13	704.3	0.012135	5.0	80.22	39.9	0.85	4.1	5.2
Rio Rimac	540	Tr=500	349.8	698.9	702.1	702.65	703.91	0.024031	6.1	63.52	35.2	1.15	3.3	5.0
Rio Rimac	520	Tr=500	349.8	698.5	701.9	702.28	703.42	0.018047	5.7	70.57	39.9	1.02	3.4	5.0
Rio Rimac	500	Tr=500	349.8	698.3	702.4	702.05	703.04	0.006654	4.0	111.3	57.9	0.65	4.0	4.7
Rio Rimac	480	Tr=500	349.8	698.1	702.2	702.16	702.88	0.009087	4.3	107.66	67.1	0.73	4.0	4.8
Rio Rimac	460	Tr=500	349.8	697.5	700.7	701.26	702.49	0.02559	6.1	64.12	40.7	1.19	3.2	5.0
Rio Rimac	440	Tr=500	349.8	697.1	700.0	700.65	701.96	0.026893	6.2	59.26	34.1	1.21	2.9	4.8
Rio Rimac	414.3	Tr=500	349.8	696.5	698.8	699.44	701.05	0.044284	6.8	53.15	28.9	1.5	2.3	4.6
Rio Rimac	385.62	Tr=500	349.8	695.6	700.1	698.48	700.42	0.0028	2.5	143.88	46.3	0.42	4.5	4.8
Rio Rimac	365.62	Tr=500	349.8	695.3	699.6	698.73	700.3	0.006474	3.8	97.35	31.0	0.62	4.3	5.0
Rio Rimac	358.689		Bridge										0.0	0.0
Rio Rimac	351.76	Tr=500	349.8	695.1	698.3	698.64	700.02	0.02559	5.8	61.23	26.9	1.16	3.2	4.9
Rio Rimac	320	Tr=500	349.8	694.5	698.8	698.02	699.53	0.006863	4.0	96.21	35.0	0.65	4.2	5.0
Rio Rimac	300	Tr=500	349.8	694.3	698.8		699.37	0.005153	3.6	107.76	37.1	0.57	4.5	5.1
Rio Rimac	280	Tr=500	349.8	694.0	698.4	697.68	699.22	0.007169	4.3	92.12	32.9	0.67	4.4	5.3
Rio Rimac	260	Tr=500	349.8	693.6	698.6	697.29	698.99	0.003129	3.0	154.26	85.5	0.45	5.0	5.4
Rio Rimac	240	Tr=500	349.8	693.3	697.1	697.09	698.74	0.018346	5.9	64.71	26.8	1.03	3.8	5.4
Rio Rimac	220	Tr=500	349.8	692.9	697.1	696.3	697.93	0.007394	4.3	97.59	50.2	0.69	4.2	5.0
Rio Rimac	200	Tr=500	349.8	692.6	696.4	696.11	697.7	0.012352	5.1	74.11	28.3	0.86	3.8	5.1
Rio Rimac	180	Tr=500	349.8	692.4	696.6	695.88	697.37	0.007241	4.2	104.31	65.9	0.67	4.1	4.9
Rio Rimac	160	Tr=500	349.8	692.0	696.8		697.16	0.003396	3.1	156.33	117.4	0.47	4.8	5.1
Rio Rimac	140	Tr=500	349.8	691.6	696.5	696.48	697.05	0.007265	4.1	133.63	117.6	0.66	4.9	5.4
Rio Rimac	120	Tr=500	349.8	691.4	694.8	695.42	696.67	0.023744	6.4	67.17	57.0	1.16	3.4	5.3
Rio Rimac	100	Tr=500	349.8	691.3	694.6	695.19	696.12	0.019719	5.8	75.33	60.3	1.05	3.3	4.8
Rio Rimac	80	Tr=500	349.8	690.9	693.6	694.53	695.59	0.030386	6.4	58.14	28.8	1.28	2.8	4.7
Rio Rimac	60	Tr=500	349.8	690.6	694.3	694.25	695.02	0.008751	4.3	104.93	79.1	0.74	3.6	4.4
Rio Rimac	40	Tr=500	349.8	690.1	693.9	694.08	694.81	0.01092	4.5	95.7	80.9	0.79	3.8	4.7
Rio Rimac	20	Tr=500	349.8	689.8	693.9	693.92	694.55	0.007377	4.1	125.79	105.8	0.67	4.1	4.7
Rio Rimac	0	Tr=500	349.8	689.5	693.2	693.48	694.31	0.012849	5.1	91.39	81.3	0.87	3.7	4.9

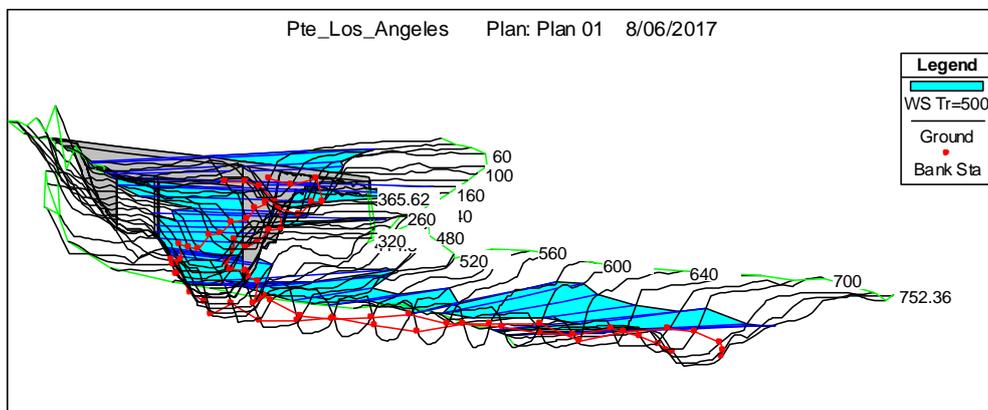
Plano en planta



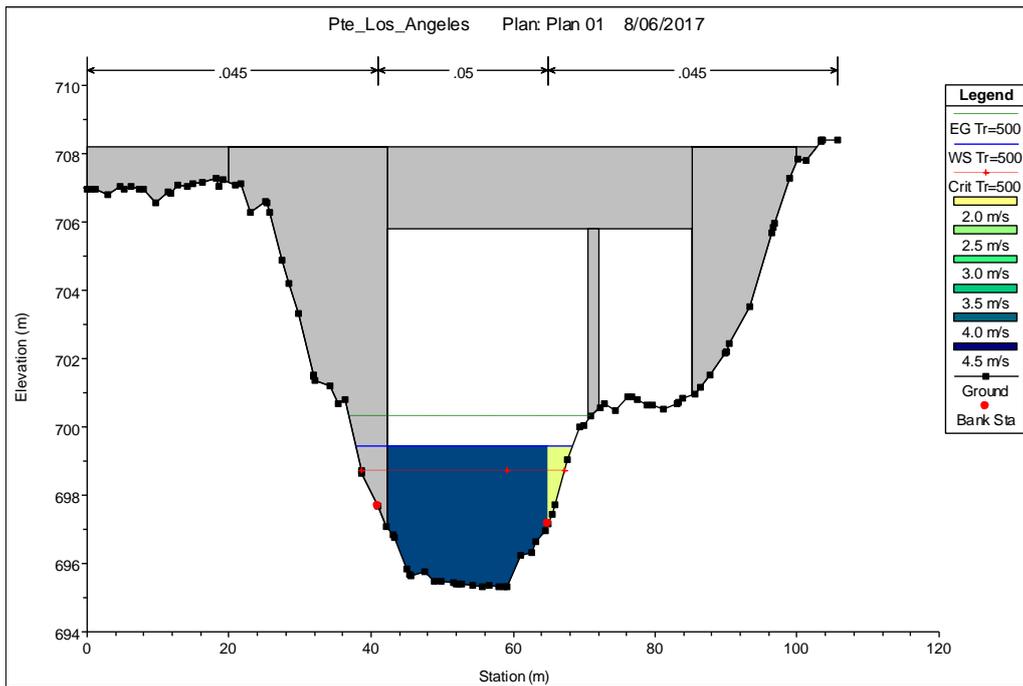
Perfil del flujo



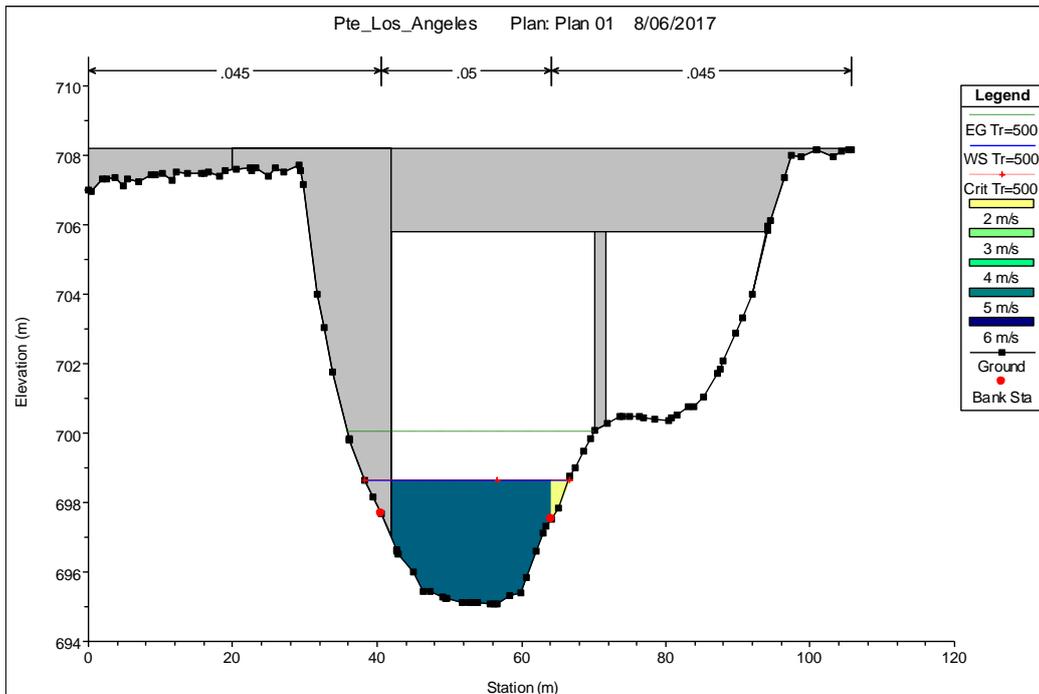
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



PUENTE RICARDO PALMA

Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Ricardo Palma – Tr = 100 años

Resultados de la modelación

Cuenca	Progresiva ref.Hec-ras (Km)	Nombre Puente	Caudal (m ³ /seg)	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME	Coeficiente de rugosidad		
			Tr _{100años}	(m)	Diseño	(msnm)	(msnm)	margen izquierda	Cauce	margen derecha
rio Rimac	0+384.0	Ricardo Palma	150.5	60.0	2.55	939.02	941.6	0.045	0.050	0.045
			150.5	60.0	1.84	938.89	940.7	0.045	0.050	0.045

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente

Plan: 01 Río Rimac Cauce Ricardo Pa RS: 384.08 Profile: Tr=100

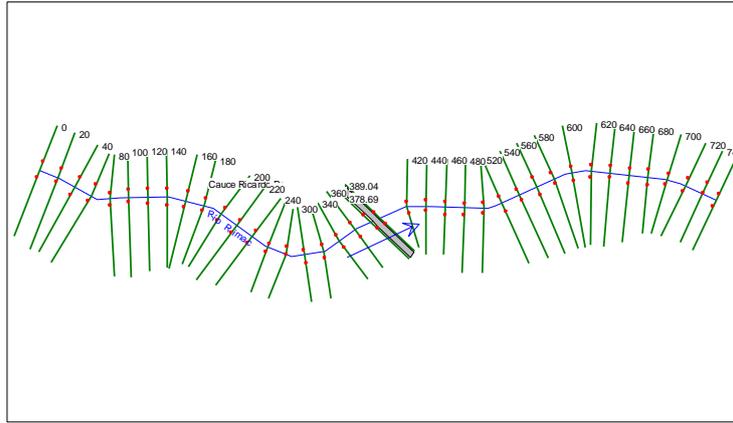
E.G. US. (m)	942.59	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	941.74	E.G. Elev (m)	942.57	941.87
Q Total (m3/s)	150.5	W.S. Elev (m)	941.57	940.73
Q Bridge (m3/s)	151	Crit W.S. (m)	941.57	940.94
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.55	1.84
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.35	4.68
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	34.61	32.13
Weir Submerg		Froude # Chl	0.98	1.18
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	105.05	99.44
Min El Weir Flow (m)	948.57	Hydr Depth (m)	1.96	1.58
Min El Prs (m)	946.5	W.P. Total (m)	19.34	21.6
Delta EG (m)	0.76	Conv. Total (m3/s)	1095.7	875.8
Delta WS (m)	0.81	Top Width (m)	17.67	20.33
BR Open Area (m2)	136.15	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	4.68	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	331.06	430.81
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	1439.62	2017.91

Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Tirante. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Altura E.G.Ele v. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Inside BR US	150.5	939.02	941.6	2.6	941.6	942.6	3.5	4.4	34.6	17.7	1.0
Inside BR DS	150.5	938.89	940.7	1.8	940.94	941.9	3.0	4.7	32.13	20.3	1.2

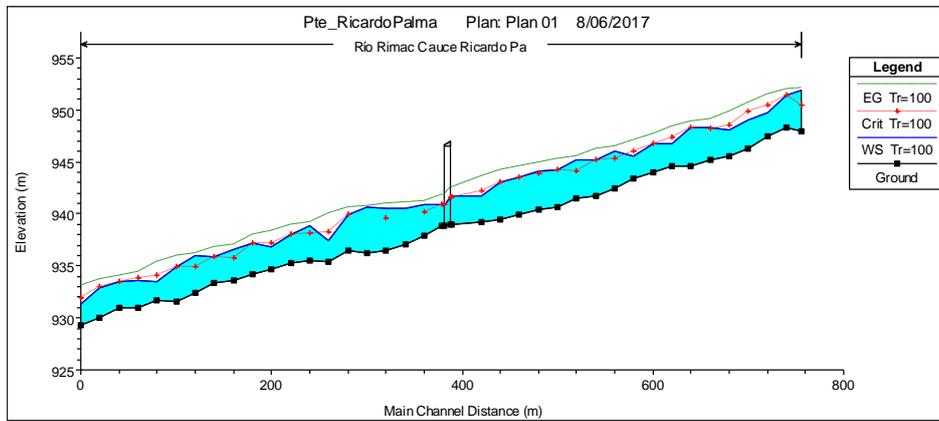
Listado de corridas del HEC –RAS – Puente Ricardo Palma

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Ele v. (m)
Cauce Ricardo	755.58	Tr=100	150.5	947.9	951.9	950.48	952.18	0.00251	2.3	79.19	42.4	0.39	4.0	4.3
Cauce Ricardo	740	Tr=100	150.5	948.3	951.4	951.39	952.06	0.01165	3.9	46.32	34.2	0.78	3.1	3.8
Cauce Ricardo	720	Tr=100	150.5	947.5	949.8	950.46	951.54	0.0458	5.9	25.84	16.8	1.45	2.3	4.1
Cauce Ricardo	700	Tr=100	150.5	946.3	949.0	949.81	950.73	0.03469	5.9	26.87	15.7	1.3	2.7	4.4
Cauce Ricardo	680	Tr=100	150.5	945.5	948.0	948.57	949.85	0.05401	6.0	25.06	16.9	1.54	2.5	4.4
Cauce Ricardo	660	Tr=100	150.5	945.2	948.4	948.14	949.19	0.01457	4.1	37.64	17.6	0.85	3.2	4.0
Cauce Ricardo	640	Tr=100	150.5	944.6	948.3	948.27	948.87	0.01086	3.8	50.78	44.4	0.74	3.6	4.2
Cauce Ricardo	620	Tr=100	150.5	944.6	946.8	947.31	948.38	0.04851	5.9	29.94	32.6	1.47	2.2	3.8
Cauce Ricardo	600	Tr=100	150.5	944.0	946.7	946.7	947.71	0.01896	4.5	34.36	18.1	0.96	2.7	3.7
Cauce Ricardo	580	Tr=100	150.5	943.4	945.6	945.99	947.15	0.03572	5.8	27.92	17.7	1.33	2.2	3.8
Cauce Ricardo	560	Tr=100	150.5	942.5	946.0	945.34	946.55	0.00915	3.3	46.39	19.7	0.66	3.5	4.1
Cauce Ricardo	540	Tr=100	150.5	941.8	945.2	945.17	946.25	0.0174	4.7	33.76	16.5	0.93	3.4	4.5
Cauce Ricardo	520	Tr=100	150.5	941.5	945.2	944.17	945.58	0.00532	2.9	54.13	21.9	0.53	3.6	4.1
Cauce Ricardo	500	Tr=100	150.5	940.7	944.2	944.21	945.33	0.01677	4.8	33.47	15.9	0.93	3.5	4.6
Cauce Ricardo	480	Tr=100	150.5	940.4	944.2	943.85	944.94	0.0107	4.0	40.7	19.2	0.76	3.8	4.5
Cauce Ricardo	460	Tr=100	150.5	940.0	943.5	943.48	944.62	0.02024	4.7	32.2	15.3	0.98	3.5	4.6
Cauce Ricardo	440	Tr=100	150.5	939.5	943.0	943.08	944.23	0.01819	4.9	32.22	15.1	0.95	3.5	4.7
Cauce Ricardo	420	Tr=100	150.5	939.2	941.7	942.25	943.62	0.0437	6.2	24.79	14.3	1.42	2.5	4.4
Cauce Ricardo	389.04	Tr=100	150.5	939.0	941.7	941.56	942.59	0.01443	4.1	37.68	17.9	0.86	2.7	3.6
Cauce Ricardo	384.08	Bridge											0.0	0.0
Cauce Ricardo	378.69	Tr=100	150.5	938.9	940.9	940.93	941.83	0.01989	4.2	36.34	20.6	0.98	2.0	2.9
Cauce Ricardo	360	Tr=100	150.5	937.9	940.9	940.17	941.27	0.00613	2.9	55.13	25.9	0.58	3.0	3.4
Cauce Ricardo	340	Tr=100	150.5	937.1	940.6		941.12	0.00768	3.4	46.64	20.0	0.64	3.5	4.0
Cauce Ricardo	320	Tr=100	150.5	936.5	940.5	939.53	940.96	0.00537	3.1	56.01	48.1	0.55	4.0	4.5
Cauce Ricardo	300	Tr=100	150.5	936.3	940.6		940.81	0.00222	2.2	88.28	49.6	0.35	4.4	4.6
Cauce Ricardo	280	Tr=100	150.5	936.4	940.0	939.96	940.68	0.01176	4.2	45.35	31.5	0.79	3.5	4.2
Cauce Ricardo	260	Tr=100	150.5	935.4	937.4	938.27	940.03	0.0648	7.6	22.77	19.4	1.77	2.1	4.7
Cauce Ricardo	240	Tr=100	150.5	935.6	938.9	938.11	939.17	0.00397	2.6	73.1	50.3	0.48	3.3	3.6
Cauce Ricardo	220	Tr=100	150.5	935.3	938.0	938	938.95	0.01968	4.4	35.72	21.2	0.98	2.7	3.7
Cauce Ricardo	200	Tr=100	150.5	934.6	936.8	937.2	938.34	0.04064	5.5	27.4	17.5	1.36	2.1	3.7
Cauce Ricardo	180	Tr=100	150.5	934.2	937.1	937.13	938	0.01661	4.3	38.2	22.6	0.91	3.0	3.8
Cauce Ricardo	160	Tr=100	150.5	933.6	936.6	935.81	937.05	0.00575	3.0	53.65	22.8	0.57	3.0	3.5
Cauce Ricardo	140	Tr=100	150.5	933.4	935.9	935.91	936.81	0.01838	4.3	36.74	21.1	0.96	2.5	3.4
Cauce Ricardo	120	Tr=100	150.5	932.4	936.0	934.88	936.25	0.00362	2.6	65.72	28.4	0.46	3.5	3.8
Cauce Ricardo	100	Tr=100	150.5	931.6	935.0	934.97	936.03	0.01699	4.7	34.18	17.1	0.94	3.4	4.4
Cauce Ricardo	80	Tr=100	150.5	931.7	933.5	934.08	935.38	0.05799	6.4	26.19	24.0	1.63	1.8	3.7
Cauce Ricardo	60	Tr=100	150.5	931.0	933.6	933.89	934.43	0.01951	4.1	42.45	56.5	0.97	2.6	3.4
Cauce Ricardo	40	Tr=100	150.5	931.0	933.5	933.48	934.06	0.0134	3.5	48.21	49.8	0.81	2.5	3.1
Cauce Ricardo	20	Tr=100	150.5	930.1	932.8	932.96	933.72	0.0174	4.3	38.46	29.6	0.93	2.8	3.7
Cauce Ricardo	0	Tr=100	150.5	929.3	931.4	931.93	933.08	0.05136	5.8	26.45	21.3	1.52	2.1	3.8

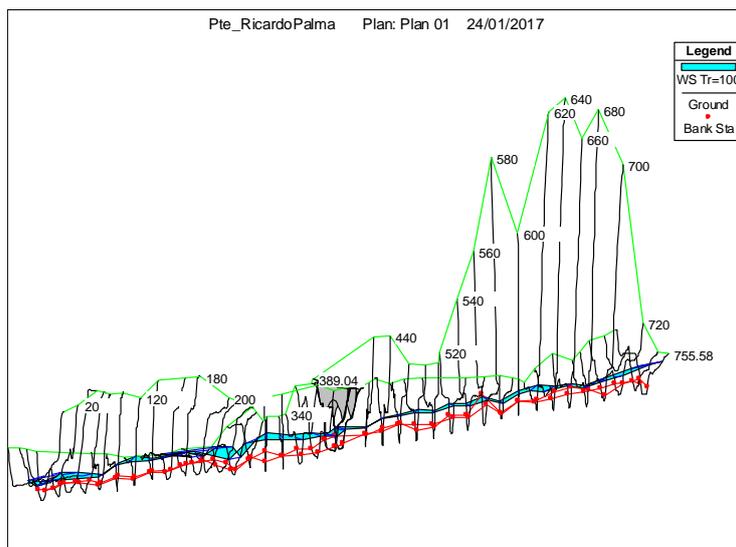
Plano en planta



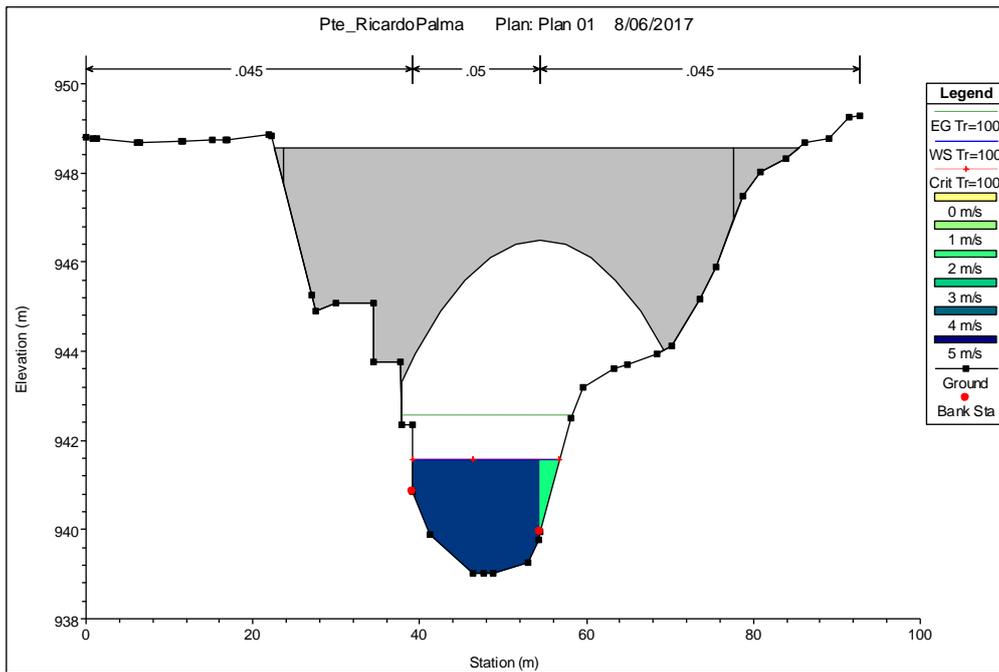
Perfil del flujo



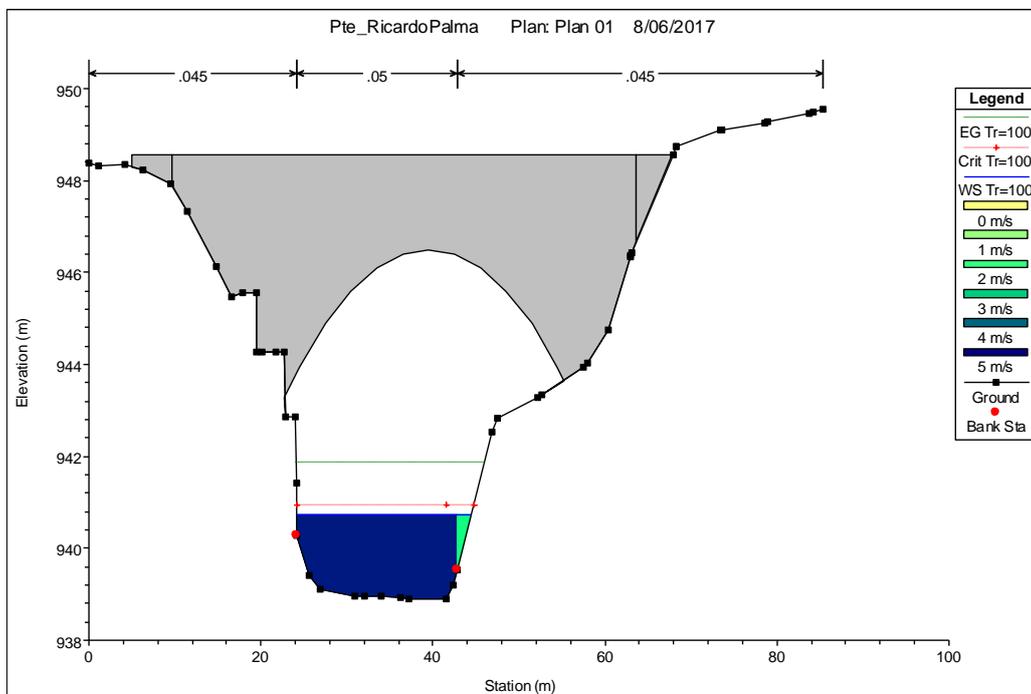
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Ricardo Palma – Tr=175 años

Cuenca	Progresiva ref.Hec-ras (Km)	Nombre Puente	Caudal (m ³ /seg)	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME	Coeficiente de rugosidad		
			Tr _{175años}	(m)	Diseño	(msnm)	(msnm)	margen izquierda	Cauce	margen derecha
rio Rimac	0+384.0	Ricardo Palma	163.6	60.0	2.67	939.03	941.7	0.045	0.050	0.045
			163.6	60.0	1.92	938.88	940.8	0.045	0.050	0.045

Resultados de la modelación

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente

Plan: 01 Río Rimac Cauce Ricardo Pa RS: 384.08 Profile: Tr=175

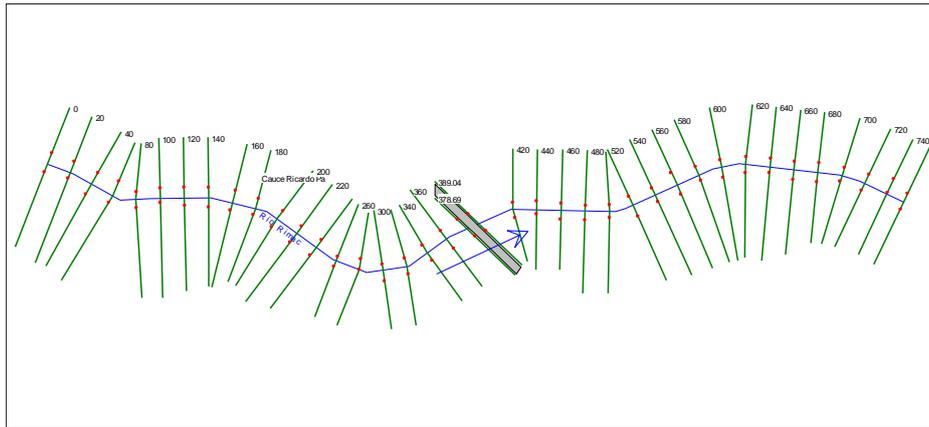
E.G. US. (m)	942.76	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	941.87	E.G. Elev (m)	942.74	942.03
Q Total (m3/s)	163.6	W.S. Elev (m)	941.7	940.8
Q Bridge (m3/s)	164	Crit W.S. (m)	941.7	941.04
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.67	1.92
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.44	4.85
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	36.85	33.72
Weir Submerg		Froude # Chl	0.97	1.19
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	117.04	111.18
Min El Weir Flow (m)	948.57	Hydr Depth (m)	2.06	1.65
Min El Prs (m)	946.5	W.P. Total (m)	19.69	21.81
Delta EG (m)	0.77	Conv. Total (m3/s)	1209.6	946.4
Delta WS (m)	0.88	Top Width (m)	17.85	20.44
BR Open Area (m2)	136.15	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	4.85	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	335.74	453.13
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	1490.58	2198.63

Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Tirante. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Altura E.G.Ele v. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Inside BR US	163.6	939.03	941.7	2.7	941.7	942.7	3.7	4.4	36.9	17.9	1.0
Inside BR DS	163.6	938.88	940.8	1.9	941.04	942.0	3.1	4.9	33.72	20.4	1.2

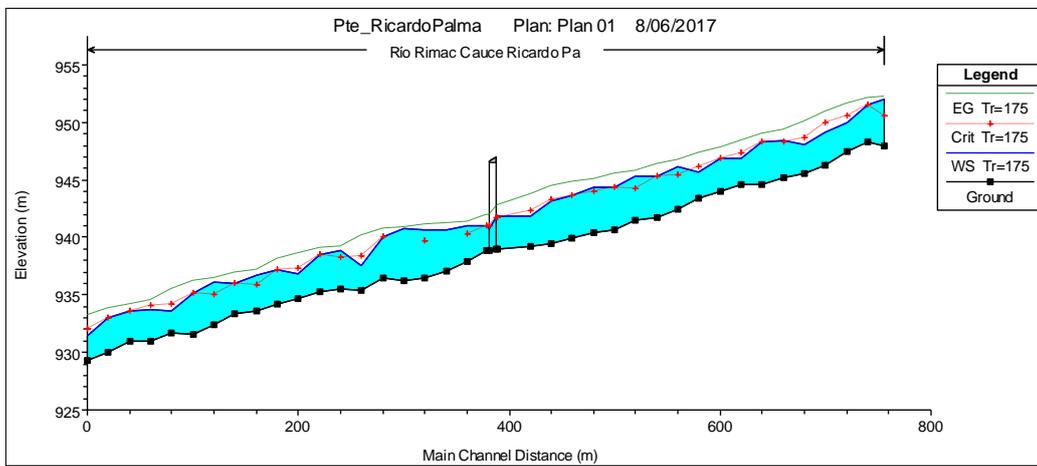
Listado de corridas del HEC –RAS – Puente Ricardo Palma

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Ele v. (m)
Cauce Ricardo	755.58	Tr=175	163.6	947.9	952.0	950.58	952.29	0.00261	2.4	83.41	43.1	0.4	4.1	4.4
Cauce Ricardo	740	Tr=175	163.6	948.3	951.5	951.49	952.18	0.01156	4.0	49.57	34.8	0.79	3.2	3.9
Cauce Ricardo	720	Tr=175	163.6	947.5	949.9	950.6	951.67	0.04073	5.9	28.32	17.3	1.39	2.5	4.2
Cauce Ricardo	700	Tr=175	163.6	946.3	949.1	949.94	950.92	0.03425	6.0	28.59	16.3	1.31	2.8	4.6
Cauce Ricardo	680	Tr=175	163.6	945.5	948.1	948.69	950.05	0.05369	6.2	26.47	17.3	1.55	2.6	4.5
Cauce Ricardo	660	Tr=175	163.6	945.2	948.4	948.26	949.34	0.0168	4.4	37.94	17.6	0.91	3.2	4.1
Cauce Ricardo	640	Tr=175	163.6	944.6	948.4	948.36	948.97	0.01069	3.8	55.02	46.2	0.73	3.7	4.3
Cauce Ricardo	620	Tr=175	163.6	944.6	946.9	947.4	948.48	0.04744	6.0	32.32	34.1	1.46	2.3	3.9
Cauce Ricardo	600	Tr=175	163.6	944.0	946.8	946.83	947.89	0.01835	4.6	36.76	18.7	0.95	2.8	3.9
Cauce Ricardo	580	Tr=175	163.6	943.4	945.7	946.11	947.33	0.03541	5.9	29.61	18.0	1.33	2.3	3.9
Cauce Ricardo	560	Tr=175	163.6	942.5	946.2	945.47	946.73	0.0089	3.3	49.52	20.3	0.66	3.7	4.3
Cauce Ricardo	540	Tr=175	163.6	941.8	945.3	945.31	946.44	0.01687	4.8	36.19	17.1	0.93	3.5	4.7
Cauce Ricardo	520	Tr=175	163.6	941.5	945.3	944.3	945.77	0.00514	2.9	57.98	22.5	0.53	3.8	4.3
Cauce Ricardo	500	Tr=175	163.6	940.7	944.4	944.35	945.52	0.01642	4.9	35.79	16.5	0.93	3.6	4.8
Cauce Ricardo	480	Tr=175	163.6	940.4	944.3	943.99	945.12	0.01033	4.1	43.78	19.9	0.75	3.9	4.7
Cauce Ricardo	460	Tr=175	163.6	940.0	943.6	943.64	944.81	0.01906	4.8	34.74	16.1	0.96	3.7	4.8
Cauce Ricardo	440	Tr=175	163.6	939.5	943.2	943.23	944.43	0.01827	5.1	34.14	15.6	0.96	3.7	4.9
Cauce Ricardo	420	Tr=175	163.6	939.2	941.8	942.39	943.82	0.04243	6.3	26.43	14.6	1.41	2.6	4.6
Cauce Ricardo	389.04	Tr=175	163.6	939.0	941.9	941.69	942.76	0.01427	4.2	39.88	18.1	0.87	2.9	3.7
Cauce Ricardo	384.08		Bridge										0.0	0.0
Cauce Ricardo	378.69	Tr=175	163.6	938.9	941.0	941.03	941.98	0.02143	4.5	37.4	20.7	1.03	2.1	3.1
Cauce Ricardo	360	Tr=175	163.6	937.9	941.0	940.28	941.42	0.00608	3.0	58.46	26.3	0.58	3.1	3.5
Cauce Ricardo	340	Tr=175	163.6	937.1	940.6		941.26	0.0082	3.6	48.3	21.8	0.67	3.5	4.2
Cauce Ricardo	320	Tr=175	163.6	936.5	940.6	939.67	941.09	0.00538	3.2	61.53	49.8	0.55	4.1	4.6
Cauce Ricardo	300	Tr=175	163.6	936.3	940.7		940.93	0.00223	2.2	94.08	50.4	0.36	4.5	4.7
Cauce Ricardo	280	Tr=175	163.6	936.4	940.1	940.06	940.8	0.01183	4.3	48.37	32.6	0.8	3.6	4.4
Cauce Ricardo	260	Tr=175	163.6	935.4	937.5	938.36	940.15	0.06208	7.7	24.66	20.1	1.75	2.2	4.8
Cauce Ricardo	240	Tr=175	163.6	935.6	938.9	938.25	939.24	0.00446	2.7	74.7	50.9	0.51	3.3	3.7
Cauce Ricardo	220	Tr=175	163.6	935.3	938.5	938.5	939.08	0.00966	3.5	55.17	55.8	0.71	3.2	3.8
Cauce Ricardo	200	Tr=175	163.6	934.6	936.8	937.34	938.6	0.04592	5.9	27.8	17.6	1.45	2.2	4.0
Cauce Ricardo	180	Tr=175	163.6	934.2	937.2	937.24	938.15	0.01636	4.4	40.67	23.0	0.91	3.1	4.0
Cauce Ricardo	160	Tr=175	163.6	933.6	936.8	935.92	937.2	0.00577	3.1	56.69	23.2	0.57	3.2	3.6
Cauce Ricardo	140	Tr=175	163.6	933.4	936.0	936.01	936.97	0.01841	4.4	38.81	21.5	0.97	2.6	3.6
Cauce Ricardo	120	Tr=175	163.6	932.4	936.1	934.99	936.43	0.00349	2.6	70.72	29.5	0.46	3.7	4.0
Cauce Ricardo	100	Tr=175	163.6	931.6	935.1	935.12	936.22	0.01641	4.8	36.73	17.9	0.93	3.5	4.6
Cauce Ricardo	80	Tr=175	163.6	931.7	933.6	934.17	935.56	0.05928	6.6	27.56	24.3	1.66	1.8	3.8
Cauce Ricardo	60	Tr=175	163.6	931.0	933.7	934.05	934.55	0.02161	4.3	44.03	58.7	1.02	2.6	3.5
Cauce Ricardo	40	Tr=175	163.6	931.0	933.6	933.57	934.15	0.01322	3.6	52.46	53.4	0.81	2.6	3.2
Cauce Ricardo	20	Tr=175	163.6	930.1	933.0	933.07	933.84	0.0157	4.3	43.01	31.5	0.9	2.9	3.8
Cauce Ricardo	0	Tr=175	163.6	929.3	931.5	932.03	933.23	0.04954	5.9	28.38	22.2	1.51	2.2	4.0

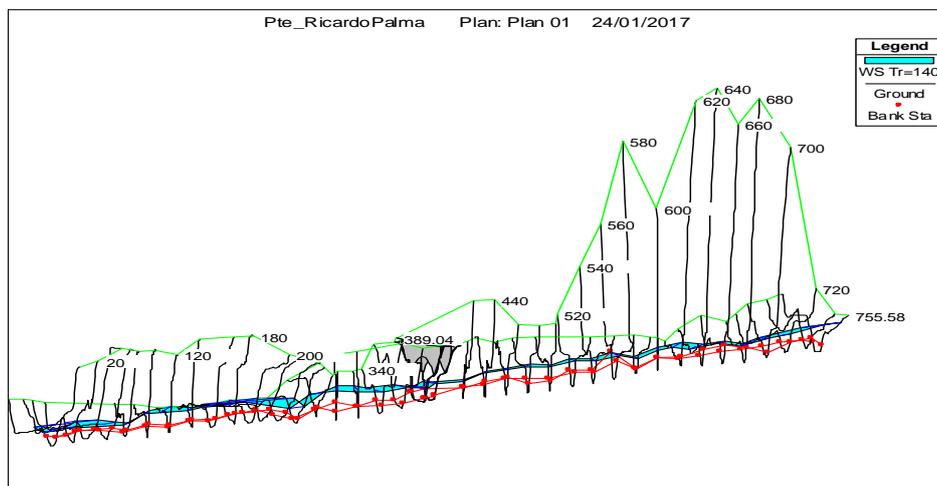
Plano en planta



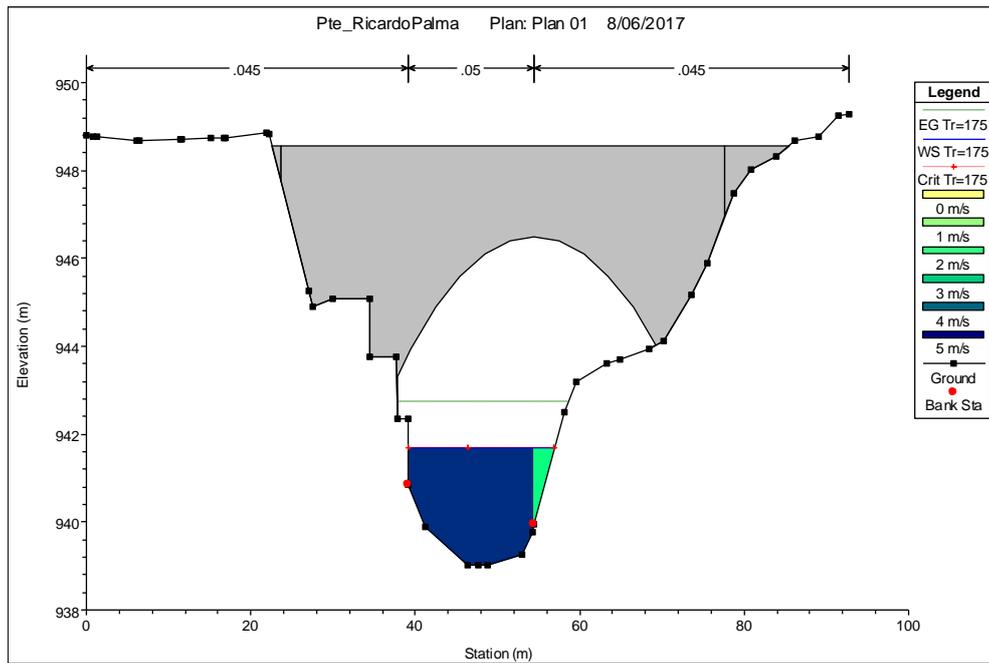
Perfil del flujo



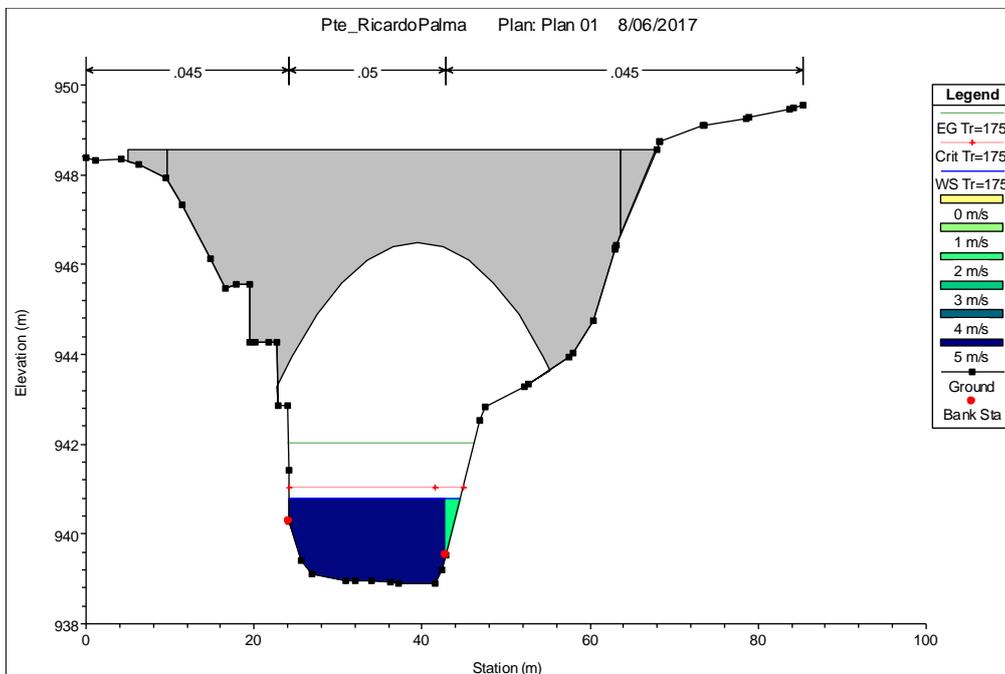
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



**Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Ricardo Palma –
Tr=500 años**

Resultados de la modelación

Cuenca	Progresiva ref.Hec-ras (Km)	Nombre Puente	Caudal (m ³ /seg)	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME	Coeficiente de rugosidad		
			Tr _{175años}	(m)	Diseño	(msnm)	(msnm)	margen izquierda	Cauce	margen derecha
rio Rimac	0+384.0	Ricardo Palma	188.9	60.0	2.89	939.03	941.9	0.045	0.050	0.045
			188.9	60.0	2.07	938.88	941.0	0.045	0.050	0.045

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente

Plan: 01 Río Rimac Cauce Ricardo Pa RS: 384.08 Profile: Tr=500

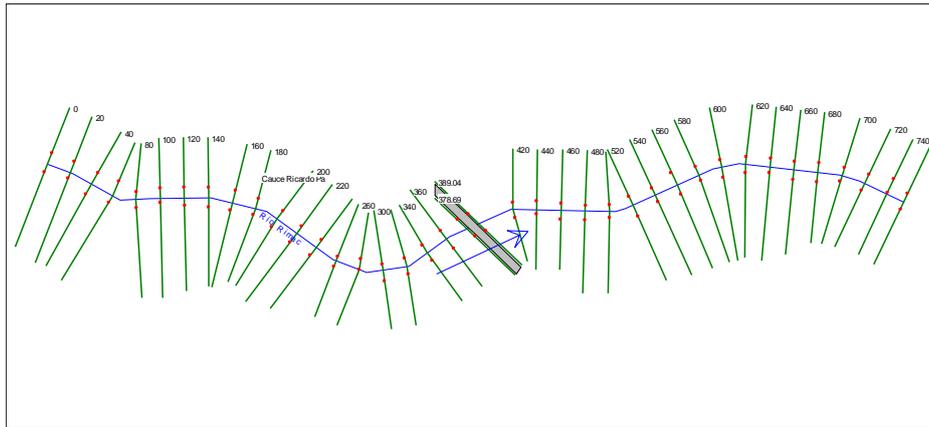
E.G. US. (m)	943.07	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	942.09	E.G. Elev (m)	943.05	942.33
Q Total (m3/s)	188.9	W.S. Elev (m)	941.92	940.95
Q Bridge (m3/s)	189	Crit W.S. (m)	941.92	941.24
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.89	2.07
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.63	5.13
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	40.77	36.82
Weir Submerg		Froude # Chl	0.97	1.21
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	140.99	134.63
Min El Weir Flow (m)	948.57	Hydr Depth (m)	2.25	1.78
Min El Prs (m)	946.5	W.P. Total (m)	20.28	22.21
Delta EG (m)	0.79	Conv. Total (m3/s)	1418	1089.7
Delta WS (m)	1	Top Width (m)	18.16	20.65
BR Open Area (m2)	136.15	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	5.13	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	349.78	488.46
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	1620.67	2506.22

Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Tirante.	Crit W.S.	E.G. Elev	Altura E.G.Ele v.	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
Inside BR US	188.9	939.03	941.9	2.9	941.9	943.1	4.0	4.6	40.8	18.2	1.0
Inside BR DS	188.9	938.88	941.0	2.1	941.24	942.3	3.5	5.1	36.82	20.7	1.2

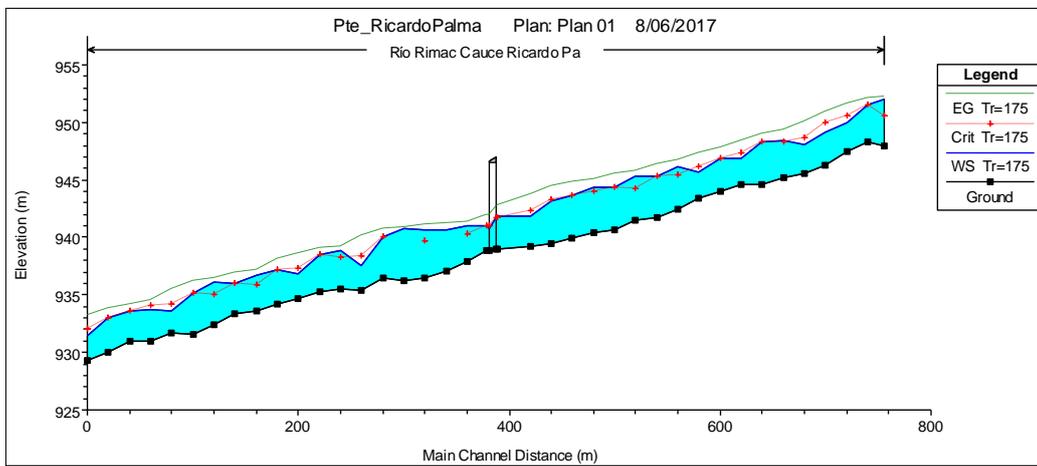
Listado de corridas del HEC –RAS – Puente Ricardo Palma

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Ele v. (m)
Cauce Ricardo	755.58	Tr=175	163.6	947.9	952.0	950.58	952.29	0.00261	2.4	83.41	43.1	0.4	4.1	4.4
Cauce Ricardo	755.58	Tr=500	188.9	947.9	952.2	950.88	952.5	0.00277	2.6	91.29	44.6	0.41	4.3	4.6
Cauce Ricardo	740	Tr=500	188.9	948.3	951.7	951.65	952.38	0.01155	4.2	55.29	35.7	0.79	3.4	4.1
Cauce Ricardo	720	Tr=500	188.9	947.5	950.2	950.89	951.91	0.03393	5.9	33.76	26.1	1.29	2.7	4.5
Cauce Ricardo	700	Tr=500	188.9	946.3	949.4	950.13	951.24	0.03201	6.2	32.95	25.5	1.28	3.0	4.9
Cauce Ricardo	680	Tr=500	188.9	945.5	948.3	948.91	950.41	0.0521	6.5	29.31	18.1	1.55	2.8	4.9
Cauce Ricardo	660	Tr=500	188.9	945.2	948.5	948.48	949.66	0.01935	4.8	39.77	17.9	0.98	3.3	4.5
Cauce Ricardo	640	Tr=500	188.9	944.6	948.3	948.52	949.23	0.01755	4.8	50.21	44.2	0.94	3.6	4.6
Cauce Ricardo	620	Tr=500	188.9	944.6	948.2	947.54	948.44	0.00453	2.7	85.36	47.3	0.5	3.5	3.8
Cauce Ricardo	600	Tr=500	188.9	944.0	947.1	947.05	948.2	0.01791	4.8	40.93	19.7	0.96	3.1	4.2
Cauce Ricardo	580	Tr=500	188.9	943.4	945.8	946.35	947.65	0.03449	6.2	32.92	18.6	1.34	2.4	4.3
Cauce Ricardo	560	Tr=500	188.9	942.5	946.5	945.71	947.06	0.00853	3.4	55.49	24.4	0.65	4.0	4.6
Cauce Ricardo	540	Tr=500	188.9	941.8	945.6	945.57	946.77	0.01604	5.0	40.81	18.1	0.92	3.8	5.0
Cauce Ricardo	520	Tr=500	188.9	941.5	945.6	944.51	946.1	0.00491	3.0	65.02	23.7	0.52	4.1	4.6
Cauce Ricardo	500	Tr=500	188.9	940.7	944.7	944.65	945.87	0.01527	5.1	40.8	17.9	0.91	3.9	5.2
Cauce Ricardo	480	Tr=500	188.9	940.4	944.6	944.24	945.45	0.00961	4.2	49.92	21.3	0.74	4.2	5.0
Cauce Ricardo	460	Tr=500	188.9	940.0	943.9	943.92	945.16	0.01766	5.0	39.4	17.4	0.94	3.9	5.2
Cauce Ricardo	440	Tr=500	188.9	939.5	943.4	943.52	944.78	0.01822	5.3	37.9	16.5	0.97	3.9	5.3
Cauce Ricardo	420	Tr=500	188.9	939.2	942.0	942.64	944.18	0.04034	6.6	29.56	15.1	1.4	2.8	5.0
Cauce Ricardo	389.04	Tr=500	188.9	939.0	942.1	941.91	943.07	0.01403	4.5	43.94	18.4	0.87	3.1	4.1
Cauce Ricardo	384.08		Bridge											
Cauce Ricardo	378.69	Tr=500	188.9	938.9	941.1	941.23	942.28	0.02382	4.9	39.59	20.8	1.09	2.2	3.4
Cauce Ricardo	360	Tr=500	188.9	937.9	941.2	940.47	941.69	0.00601	3.1	64.63	27.1	0.59	3.3	3.8
Cauce Ricardo	340	Tr=500	188.9	937.1	940.8		941.52	0.0093	3.9	51.41	25.2	0.72	3.7	4.4
Cauce Ricardo	320	Tr=500	188.9	936.5	940.8		941.3	0.00523	3.3	72.46	52.7	0.55	4.3	4.8
Cauce Ricardo	300	Tr=500	188.9	936.3	940.9		941.15	0.00226	2.3	104.59	51.8	0.36	4.7	4.9
Cauce Ricardo	280	Tr=500	188.9	936.4	940.3	940.31	941.02	0.01062	4.3	56.84	35.9	0.77	3.9	4.6
Cauce Ricardo	260	Tr=500	188.9	935.4	937.7	938.53	940.4	0.05888	7.9	28.04	21.3	1.73	2.3	5.0
Cauce Ricardo	240	Tr=500	188.9	935.6	939.1	938.46	939.4	0.00487	2.9	81.21	53.3	0.53	3.5	3.8
Cauce Ricardo	220	Tr=500	188.9	935.3	938.8	938.79	939.27	0.00739	3.3	75.83	83.5	0.64	3.5	4.0
Cauce Ricardo	200	Tr=500	188.9	934.6	937.1	937.51	938.85	0.03893	6.0	32.17	18.5	1.36	2.4	4.2
Cauce Ricardo	180	Tr=500	188.9	934.2	937.5	937.46	938.41	0.01561	4.5	45.63	23.7	0.9	3.3	4.2
Cauce Ricardo	160	Tr=500	188.9	933.6	937.0	936.13	937.49	0.00591	3.3	62.65	30.0	0.59	3.4	3.9
Cauce Ricardo	140	Tr=500	188.9	933.4	936.2	936.23	937.25	0.01726	4.6	43.7	22.6	0.96	2.9	3.9
Cauce Ricardo	120	Tr=500	188.9	932.4	936.4	935.18	936.76	0.00344	2.7	80.74	35.7	0.46	4.0	4.4
Cauce Ricardo	100	Tr=500	188.9	931.6	935.3	935.31	936.54	0.0168	5.0	40.41	19.1	0.95	3.7	4.9
Cauce Ricardo	80	Tr=500	188.9	931.7	933.7	934.34	935.87	0.06014	7.0	30.32	24.9	1.69	1.9	4.2
Cauce Ricardo	60	Tr=500	188.9	931.0	933.7	934.14	934.78	0.02559	4.8	46.76	60.0	1.12	2.7	3.7
Cauce Ricardo	40	Tr=500	188.9	931.0	933.9	933.82	934.33	0.00906	3.3	73.23	73.0	0.69	2.9	3.4
Cauce Ricardo	20	Tr=500	188.9	930.1	933.2	933.24	934.07	0.01358	4.3	51.96	41.6	0.85	3.2	4.0
Cauce Ricardo	0	Tr=500	188.9	929.3	931.6	932.2	933.51	0.04664	6.2	32.1	23.8	1.49	2.4	4.2

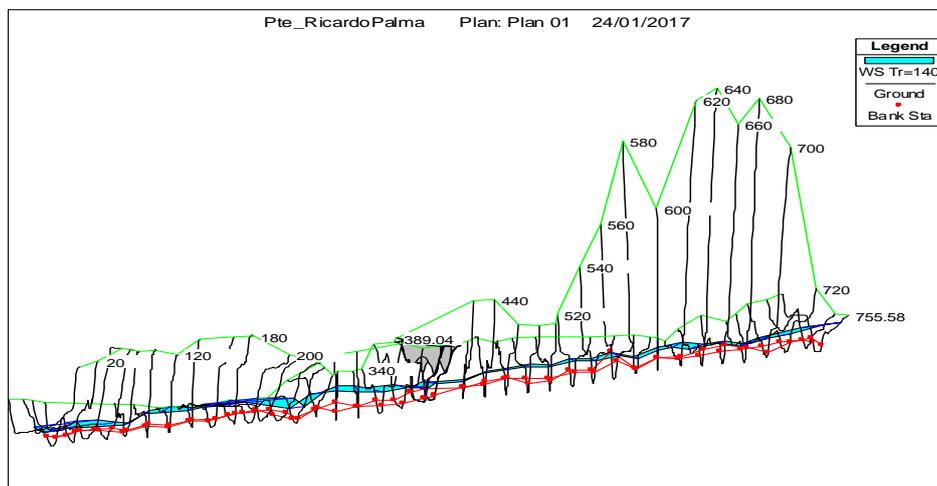
Plano en planta



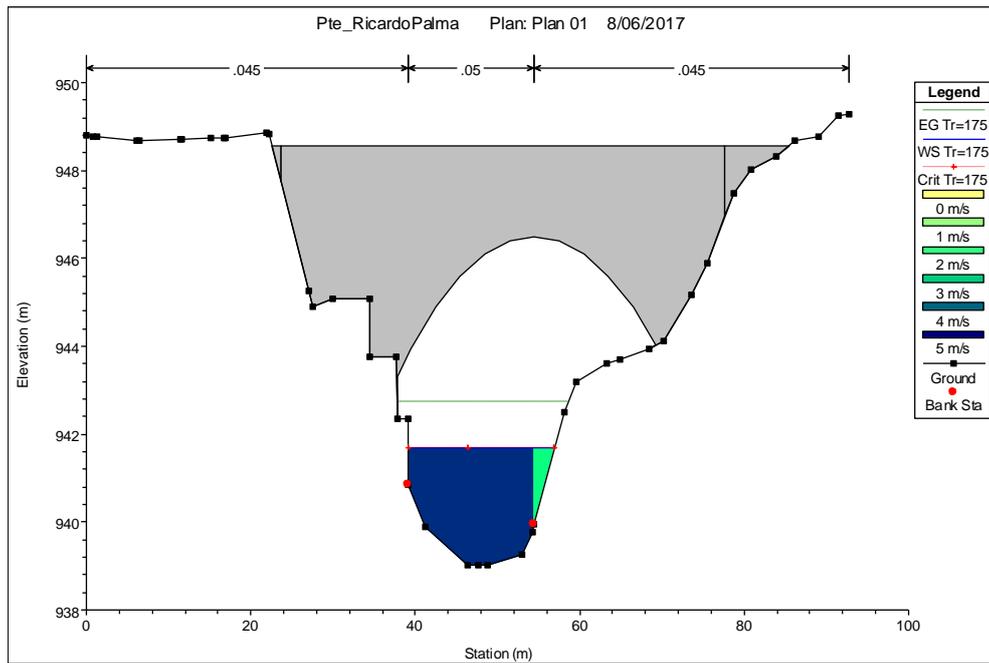
Perfil del flujo



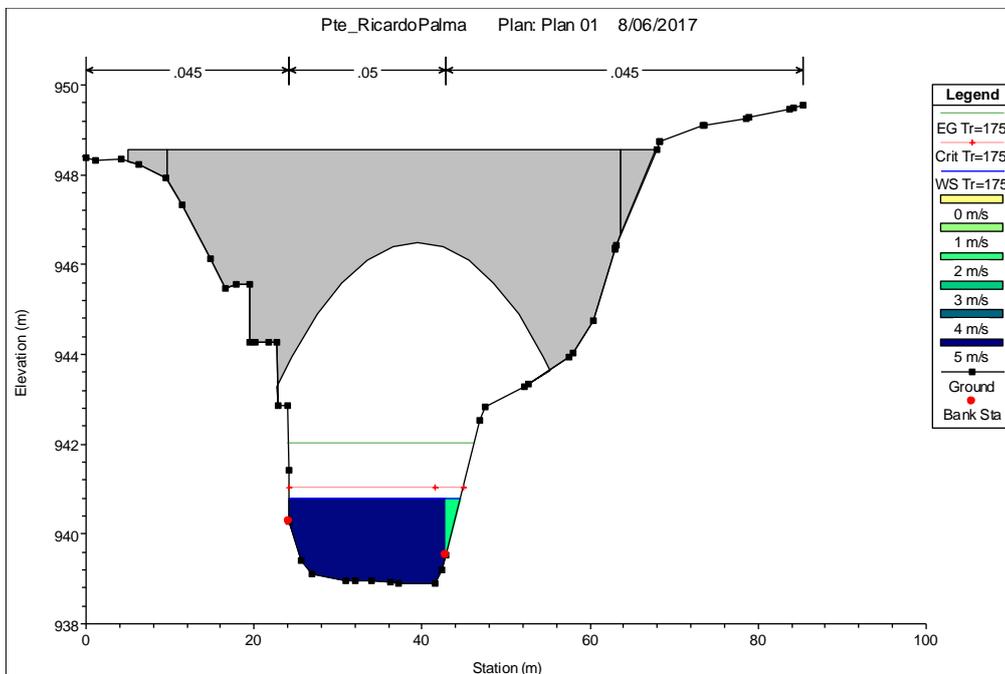
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



PUENTE SANTA EULALIA

Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Santa Eulalia – Tr = 100 años

Resultados de la modelación

Cuenca	Progresiva ref.Hec-ras (Km)	Nombre Puente	Caudal (m ³ /seg) Tr _{100años}	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME	borde libre	Cota fondo viga(min)	Coeficiente de rugosidad		
				(m)	Diseño	(msnm)	(msnm)	(m)	(msnm)	margen izquierda	Cauce	margen derecha
Qda	0+378.0	Santa Eulalia	128.2	25.0	3.6	930.35	933.9	2.0	935.94	0.045	0.040	0.045
			128.2	25.0	3.6	930.32	933.9	2.0	935.93	0.045	0.040	0.045

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente

Plan: 01 Sta Eulalia Cauce Rio Sta Eu RS: 378.877 Profile: Tr=100

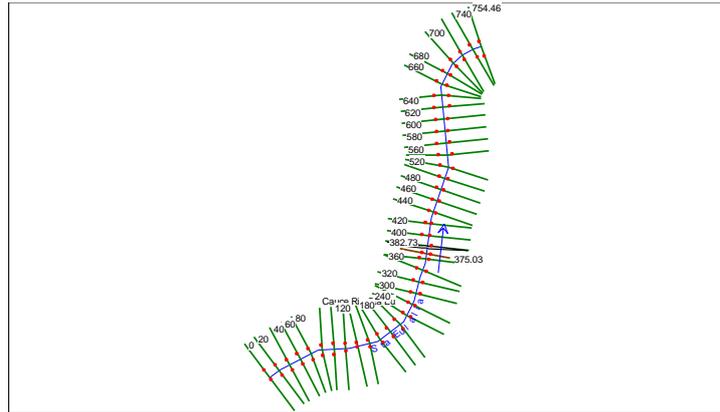
E.G. US. (m)	934.06	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	933.95	E.G. Elev (m)	934.06	934.05
Q Total (m3/s)	128.2	W.S. Elev (m)	933.94	933.93
Q Bridge (m3/s)	128	Crit W.S. (m)	931.95	931.93
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.59	3.61
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.52	1.51
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	84.54	85.18
Weir Submerg		Froude # Chl	0.27	0.26
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	163.49	165.39
Min El Weir Flow (m)	938.22	Hydr Depth (m)	3.38	3.41
Min El Prs (m)	936.95	W.P. Total (m)	31.13	31.46
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	4306.8	4390.3
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	25	25
BR Open Area (m2)	159.84	Frctn Loss (m)	0.01	0.01
BR Open Vel (m/s)	1.52	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	23.6	22.64
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	35.78	34.07

Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Tirante. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Altura E.G.Elev v. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Inside BR US	128.2	930.35	933.94	3.6	931.95	934.1	3.7	1.5	84.5	25.0	0.3
Inside BR DS	128.2	930.32	933.93	3.6	931.93	934.1	3.7	1.5	85.18	25.0	0.3

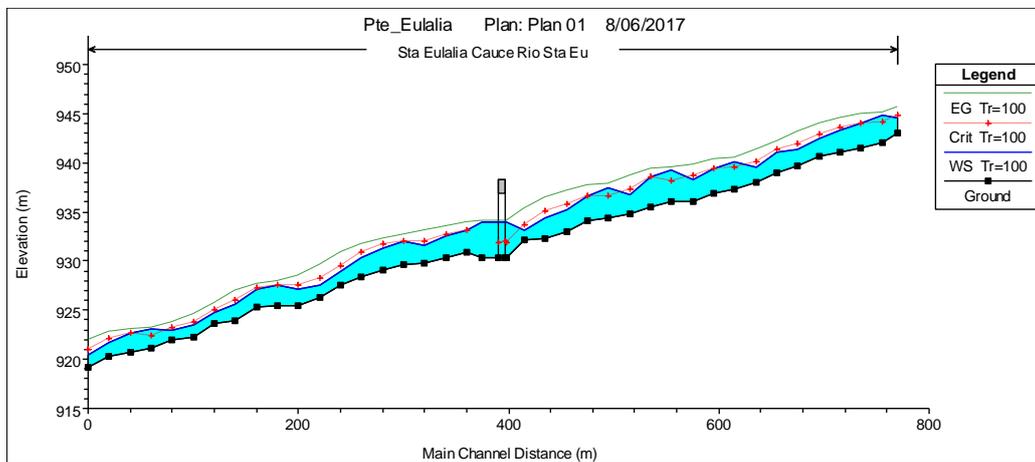
Listado de corridas del HEC –RAS – Puente Santa Eulalia

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Elev. (m)
					(m)									
Cauce Rio Sta Eu	754.46	Tr=100	128.2	943.0	944.5	944.82	945.63	0.03176	4.7	27.53	25.6	1.43	1.5	2.6
Cauce Rio Sta Eu	740	Tr=100	128.2	942.1	944.8	944.14	945.14	0.00357	2.5	54.76	31.0	0.53	2.8	3.1
Cauce Rio Sta Eu	720	Tr=100	128.2	941.5	944.1	944.06	944.96	0.01159	4.3	31.76	18.9	0.95	2.6	3.5
Cauce Rio Sta Eu	700	Tr=100	128.2	941.1	943.3	943.61	944.61	0.02173	5.1	25.65	16.9	1.25	2.3	3.6
Cauce Rio Sta Eu	680	Tr=100	128.2	940.7	942.5	942.95	944.06	0.03173	5.6	23.38	18.4	1.49	1.8	3.4
Cauce Rio Sta Eu	660	Tr=100	128.2	939.7	941.3	941.88	943.22	0.05319	6.1	20.87	18.5	1.85	1.6	3.5
Cauce Rio Sta Eu	640	Tr=100	128.2	939.0	941.0	941.36	942.23	0.02962	4.9	26.23	20.9	1.39	2.0	3.2
Cauce Rio Sta Eu	620	Tr=100	128.2	938.1	939.5	940.08	941.4	0.05241	6.1	21.05	18.6	1.83	1.4	3.3
Cauce Rio Sta Eu	600	Tr=100	128.2	937.3	940.1	939.51	940.56	0.00551	3.0	43.22	20.9	0.65	2.9	3.3
Cauce Rio Sta Eu	580	Tr=100	128.2	936.9	939.4	939.43	940.35	0.01441	4.3	30.18	16.6	1.01	2.6	3.5
Cauce Rio Sta Eu	560	Tr=100	128.2	936.0	938.2	938.75	939.86	0.03351	5.6	22.73	15.6	1.49	2.2	3.8
Cauce Rio Sta Eu	540	Tr=100	128.2	936.0	939.2	938.18	939.53	0.00321	2.4	52.57	21.5	0.5	3.2	3.5
Cauce Rio Sta Eu	520	Tr=100	128.2	935.4	938.6	938.59	939.37	0.01461	3.9	32.78	21.5	1.01	3.1	3.9
Cauce Rio Sta Eu	500	Tr=100	128.2	934.8	936.7	937.34	938.75	0.04964	6.3	20.49	18.2	1.81	1.9	3.9
Cauce Rio Sta Eu	480	Tr=100	128.2	934.4	937.5	936.62	937.85	0.00337	3.0	50.79	23.5	0.55	3.1	3.5
Cauce Rio Sta Eu	460	Tr=100	128.2	934.1	936.6	936.62	937.67	0.01188	4.6	30.08	16.5	0.97	2.5	3.5
Cauce Rio Sta Eu	440	Tr=100	128.2	933.0	935.2	935.83	937.19	0.03571	6.3	21.01	15.3	1.58	2.2	4.2
Cauce Rio Sta Eu	420	Tr=100	128.2	932.3	934.4	935.09	936.48	0.03415	6.5	20.91	14.6	1.57	2.1	4.1
Cauce Rio Sta Eu	400	Tr=100	128.2	932.2	933.1	933.74	935.37	0.10146	7.1	19.65	23.7	2.47	0.9	3.2
Cauce Rio Sta Eu	382.73	Tr=100	128.2	930.4	934.0	931.93	934.06	0.00069	1.5	90.28	28.3	0.26	3.6	3.7
Cauce Rio Sta Eu	378.88	Bridge											0.0	0.0
Cauce Rio Sta Eu	375.03	Tr=100	128.2	930.3	933.9		934.04	0.0007	1.5	89.76	28.1	0.26	3.6	3.7
Cauce Rio Sta Eu	360	Tr=100	128.2	930.8	933.1	933.08	933.94	0.01382	4.2	31.98	19.0	1	2.2	3.1
Cauce Rio Sta Eu	340	Tr=100	128.2	930.4	932.6	932.75	933.6	0.01817	4.5	29.18	20.3	1.14	2.2	3.2
Cauce Rio Sta Eu	320	Tr=100	128.2	929.8	931.6	932.01	933.1	0.02987	5.4	23.85	16.4	1.42	1.9	3.3
Cauce Rio Sta Eu	300	Tr=100	128.2	929.7	931.9	931.94	932.65	0.00944	3.8	37.69	32.6	0.85	2.3	3.0
Cauce Rio Sta Eu	280	Tr=100	128.2	929.1	931.3	931.67	932.33	0.02379	5.0	35.09	56.8	1.3	2.1	3.2
Cauce Rio Sta Eu	260	Tr=100	128.2	928.5	930.4	930.88	931.79	0.02618	5.4	26.95	37.2	1.37	1.9	3.3
Cauce Rio Sta Eu	240	Tr=100	128.2	927.6	928.9	929.49	930.92	0.07174	6.3	21.61	36.3	2.1	1.3	3.3
Cauce Rio Sta Eu	220	Tr=100	128.2	926.3	927.6	928.24	929.61	0.05947	6.3	20.67	21.2	1.95	1.3	3.3
Cauce Rio Sta Eu	200	Tr=100	128.2	925.5	927.1	927.53	928.58	0.0337	5.4	24.03	20.6	1.52	1.6	3.1
Cauce Rio Sta Eu	180	Tr=100	128.2	925.4	927.6	927.58	928.02	0.00951	3.5	54.51	69.6	0.85	2.1	2.6
Cauce Rio Sta Eu	160	Tr=100	128.2	925.4	927.1	927.27	927.73	0.0195	4.8	48.23	90.3	1.2	1.7	2.4
Cauce Rio Sta Eu	140	Tr=100	128.2	924.0	925.5	925.96	926.98	0.06492	6.2	27.76	48.1	2.01	1.5	3.0
Cauce Rio Sta Eu	120	Tr=100	128.2	923.7	924.8	925.05	925.68	0.05016	5.0	32.37	50.8	1.72	1.1	2.0
Cauce Rio Sta Eu	100	Tr=100	128.2	922.3	923.5	923.77	924.68	0.04847	4.9	26.55	30.0	1.7	1.2	2.4
Cauce Rio Sta Eu	80	Tr=100	128.2	921.9	922.9	923.16	923.81	0.0336	3.9	30.96	32.7	1.4	1.0	1.9
Cauce Rio Sta Eu	60	Tr=100	128.2	921.2	923.1	922.36	923.25	0.0044	2.3	73.32	67.9	0.57	1.9	2.1
Cauce Rio Sta Eu	40	Tr=100	128.2	920.8	922.7	922.73	923.12	0.00657	3.0	57.48	76.8	0.71	1.9	2.3
Cauce Rio Sta Eu	20	Tr=100	128.2	920.2	921.6	922.13	922.81	0.02948	4.9	27.97	31.6	1.41	1.4	2.6
Cauce Rio Sta Eu	0	Tr=100	128.2	919.2	920.5	920.94	922.02	0.04884	5.7	25.67	42.9	1.78	1.3	2.9

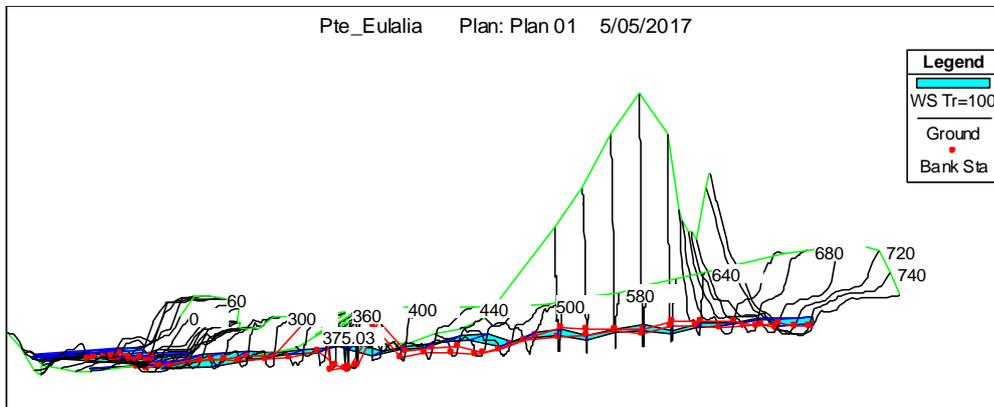
Plano en planta



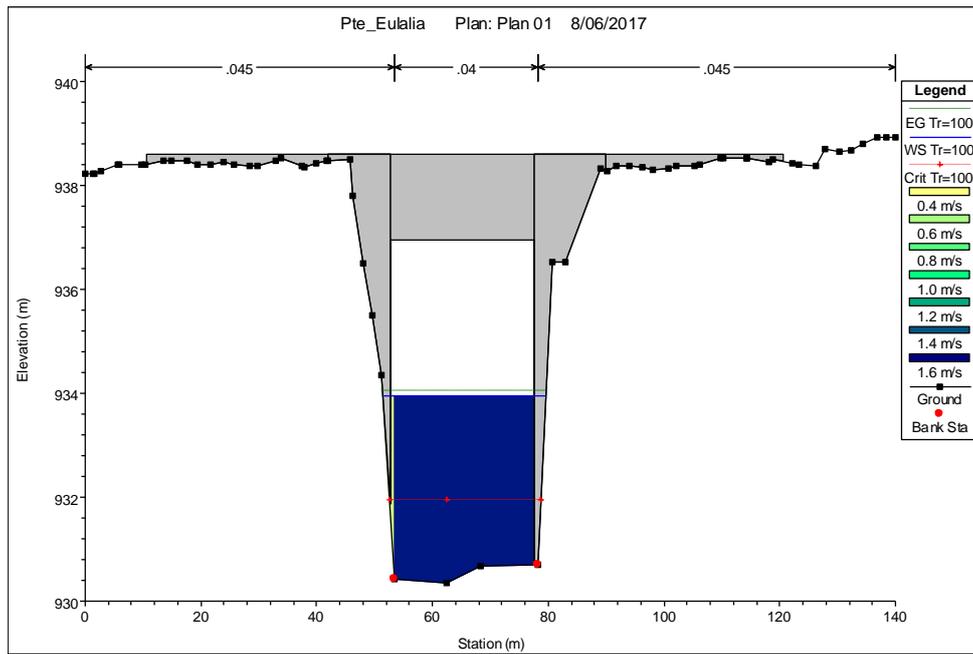
Perfil del flujo



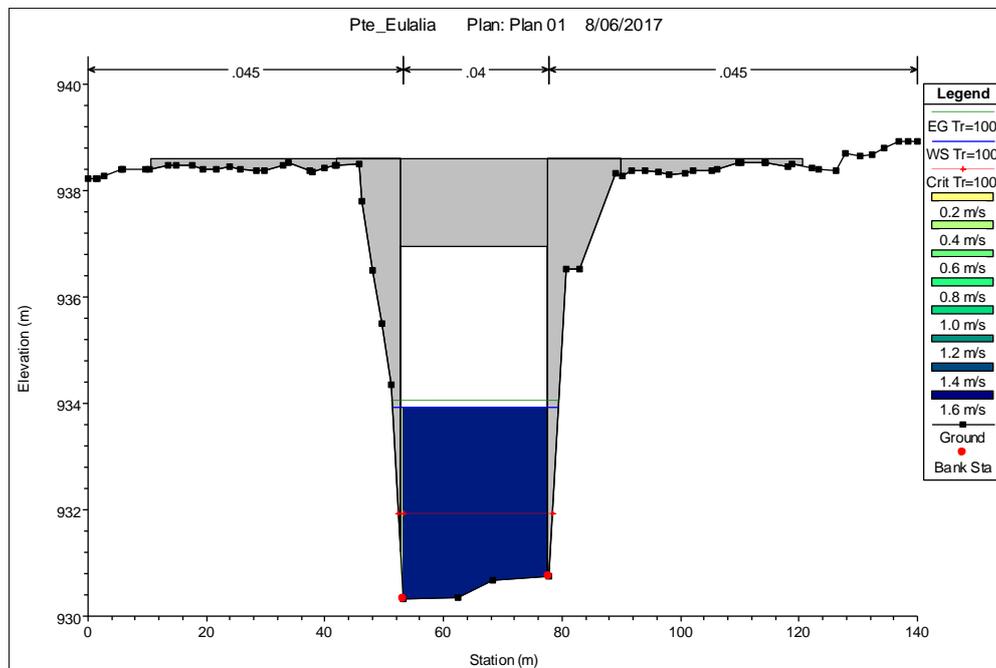
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



**Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Santa Eulalia –
Tr=175 años**

Resultados de la modelación

Cuenca	Nombre Puente	Caudal (m ³ /seg)	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME	borde libre	Cota fondo viga(min)	Coeficiente de rugosidad		
		Tr _{175años}	(m)	Diseño	(msnm)	(msnm)	(m)	(msnm)	margen izquierda	Cauce	margen derecha
Qda	Santa Eulalia	139.4	25.0	3.7	930.35	934.1	2.0	936.08	0.045	0.040	0.045
		139.4	25.0	3.8	930.32	934.1	2.0	936.07	0.045	0.040	0.045

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente

Plan: 01 Sta Eulalia Cauce Rio Sta Eu RS: 378.877 Profile: Tr=175

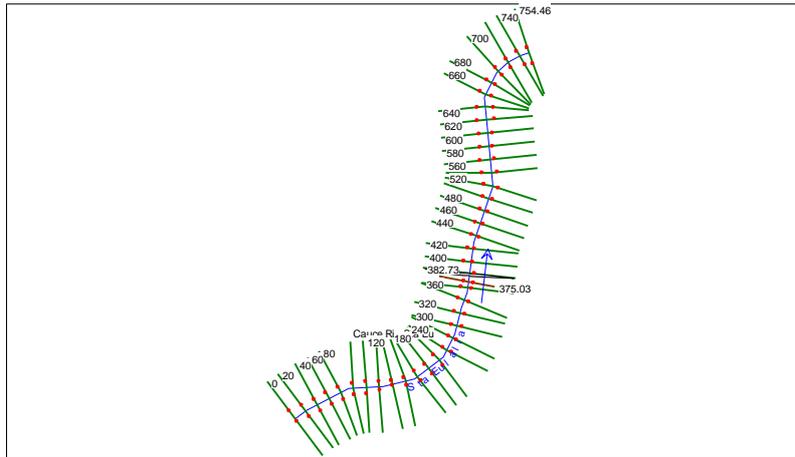
E.G. US. (m)	934.21	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	934.09	E.G. Elev (m)	934.21	934.2
Q Total (m3/s)	139.4	W.S. Elev (m)	934.08	934.07
Q Bridge (m3/s)	139	Crit W.S. (m)	932.03	932
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.73	3.75
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.58	1.57
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	88.03	88.67
Weir Submerg		Froude # Chl	0.27	0.27
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	178.28	180.24
Min El Weir Flow (m)	938.22	Hydr Depth (m)	3.52	3.55
Min El Prs (m)	936.95	W.P. Total (m)	31.41	31.74
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	4589.9	4678.2
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	25	25
BR Open Area (m2)	159.84	Frctn Loss (m)	0.01	0.01
BR Open Vel (m/s)	1.58	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	25.35	24.32
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	40.15	38.24

Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Tirante. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Altura E.G.Ele v. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Inside BR US	139.4	930.35	934.08	3.7	932.03	934.2	3.9	1.6	88.0	25.0	0.3
Inside BR DS	139.4	930.32	934.07	3.8	932.00	934.2	3.9	1.6	88.67	25.0	0.3

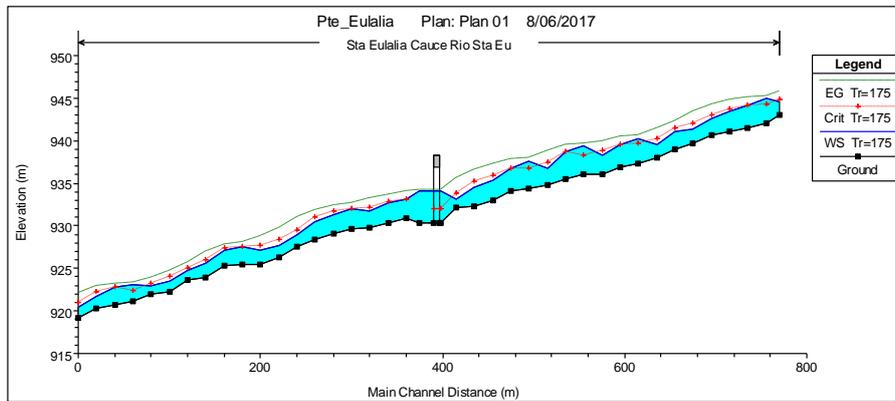
Listado de corridas del HEC –RAS – Puente Santa Eulalia

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Elev. (m)
Cauce Rio Sta Eu	754.46	Tr=175	139.4	943.0	944.6	944.9	945.76	0.03176	4.8	28.97	25.8	1.44	1.6	2.8
Cauce Rio Sta Eu	740	Tr=175	139.4	942.1	945.0	944.23	945.29	0.00334	2.5	59.33	31.7	0.52	2.9	3.2
Cauce Rio Sta Eu	720	Tr=175	139.4	941.5	944.2	944.18	945.12	0.01131	4.4	33.96	19.5	0.95	2.7	3.7
Cauce Rio Sta Eu	700	Tr=175	139.4	941.1	943.4	943.72	944.77	0.02106	5.2	27.38	17.3	1.24	2.4	3.7
Cauce Rio Sta Eu	680	Tr=175	139.4	940.7	942.6	943.07	944.23	0.03131	5.8	24.85	18.8	1.49	1.9	3.6
Cauce Rio Sta Eu	660	Tr=175	139.4	939.7	941.4	941.99	943.39	0.05336	6.3	22.1	18.8	1.86	1.7	3.7
Cauce Rio Sta Eu	640	Tr=175	139.4	939.0	941.1	941.45	942.39	0.03055	5.1	27.54	21.3	1.42	2.1	3.4
Cauce Rio Sta Eu	620	Tr=175	139.4	938.1	939.6	940.18	941.54	0.05084	6.2	22.46	18.8	1.81	1.5	3.5
Cauce Rio Sta Eu	600	Tr=175	139.4	937.3	940.2	939.62	940.72	0.00536	3.1	45.95	21.3	0.64	3.0	3.5
Cauce Rio Sta Eu	580	Tr=175	139.4	936.9	939.6	939.55	940.5	0.01405	4.3	32.29	17.0	1	2.7	3.6
Cauce Rio Sta Eu	560	Tr=175	139.4	936.0	938.3	938.86	940.02	0.03327	5.8	24.26	16.1	1.5	2.3	4.0
Cauce Rio Sta Eu	540	Tr=175	139.4	936.0	939.3	938.29	939.67	0.00331	2.5	54.96	21.7	0.51	3.3	3.6
Cauce Rio Sta Eu	520	Tr=175	139.4	935.4	938.7	938.68	939.5	0.01433	4.0	34.83	22.0	1	3.2	4.1
Cauce Rio Sta Eu	500	Tr=175	139.4	934.8	936.8	937.45	938.89	0.04698	6.4	22.03	18.6	1.78	2.0	4.1
Cauce Rio Sta Eu	480	Tr=175	139.4	934.4	937.6	936.73	938.03	0.00321	3.0	54.95	24.5	0.54	3.3	3.7
Cauce Rio Sta Eu	460	Tr=175	139.4	934.1	936.7	936.73	937.85	0.01199	4.8	31.9	17.4	0.98	2.6	3.7
Cauce Rio Sta Eu	440	Tr=175	139.4	933.0	935.3	935.95	937.37	0.03465	6.4	22.46	15.7	1.58	2.3	4.4
Cauce Rio Sta Eu	420	Tr=175	139.4	932.3	934.5	935.23	936.68	0.03355	6.6	22.29	15.0	1.57	2.2	4.3
Cauce Rio Sta Eu	400	Tr=175	139.4	932.2	933.2	933.82	935.57	0.10207	7.4	20.66	23.8	2.5	1.0	3.4
Cauce Rio Sta Eu	382.73	Tr=175	139.4	930.4	934.1	932.01	934.21	0.00071	1.6	94.3	28.5	0.26	3.7	3.9
Cauce Rio Sta Eu	378.88		Bridge										0.0	0.0
Cauce Rio Sta Eu	375.03	Tr=175	139.4	930.3	934.1		934.19	0.00072	1.6	93.71	28.3	0.26	3.8	3.9
Cauce Rio Sta Eu	360	Tr=175	139.4	930.8	933.2	933.19	934.08	0.01356	4.3	34.03	19.2	1	2.4	3.2
Cauce Rio Sta Eu	340	Tr=175	139.4	930.4	932.7	932.85	933.75	0.01823	4.7	30.79	20.8	1.15	2.3	3.4
Cauce Rio Sta Eu	320	Tr=175	139.4	929.8	931.7	932.13	933.26	0.02849	5.5	25.46	16.6	1.4	2.0	3.5
Cauce Rio Sta Eu	300	Tr=175	139.4	929.7	932.1	932.05	932.76	0.00907	3.8	41.24	33.6	0.84	2.4	3.1
Cauce Rio Sta Eu	280	Tr=175	139.4	929.1	931.3	931.72	932.44	0.02519	5.2	36.96	58.1	1.34	2.2	3.3
Cauce Rio Sta Eu	260	Tr=175	139.4	928.5	930.5	930.99	931.9	0.02571	5.5	29.63	38.5	1.37	2.0	3.4
Cauce Rio Sta Eu	240	Tr=175	139.4	927.6	929.0	929.55	931.03	0.06972	6.5	23.5	39.4	2.09	1.4	3.4
Cauce Rio Sta Eu	220	Tr=175	139.4	926.3	927.7	928.35	929.76	0.05754	6.5	22.05	21.5	1.94	1.4	3.5
Cauce Rio Sta Eu	200	Tr=175	139.4	925.5	927.1	927.63	928.74	0.03393	5.6	25.34	21.0	1.54	1.7	3.3
Cauce Rio Sta Eu	180	Tr=175	139.4	925.4	927.6	927.58	928.09	0.01102	3.8	54.98	70.0	0.91	2.1	2.6
Cauce Rio Sta Eu	160	Tr=175	139.4	925.4	927.1	927.35	927.79	0.02008	4.9	51.14	91.4	1.22	1.8	2.4
Cauce Rio Sta Eu	140	Tr=175	139.4	924.0	925.6	926.01	927.04	0.06227	6.3	30.08	51.4	1.98	1.6	3.0
Cauce Rio Sta Eu	120	Tr=175	139.4	923.7	924.8	925.09	925.77	0.0504	5.1	34.26	51.7	1.73	1.1	2.1
Cauce Rio Sta Eu	100	Tr=175	139.4	922.3	923.6	924	924.78	0.04691	5.1	28.53	31.3	1.7	1.3	2.5
Cauce Rio Sta Eu	80	Tr=175	139.4	921.9	923.0	923.23	923.91	0.03456	4.1	32.48	33.2	1.44	1.0	2.0
Cauce Rio Sta Eu	60	Tr=175	139.4	921.2	923.1	922.42	923.32	0.00456	2.4	77.05	69.6	0.59	1.9	2.2
Cauce Rio Sta Eu	40	Tr=175	139.4	920.8	922.8	922.78	923.19	0.00665	3.1	61.75	77.5	0.72	2.0	2.4
Cauce Rio Sta Eu	20	Tr=175	139.4	920.2	921.8	922.18	922.89	0.02565	4.8	32.32	44.7	1.34	1.5	2.6
Cauce Rio Sta Eu	0	Tr=175	139.4	919.2	920.5	921	922.14	0.04928	5.9	27.56	44.5	1.8	1.4	3.0

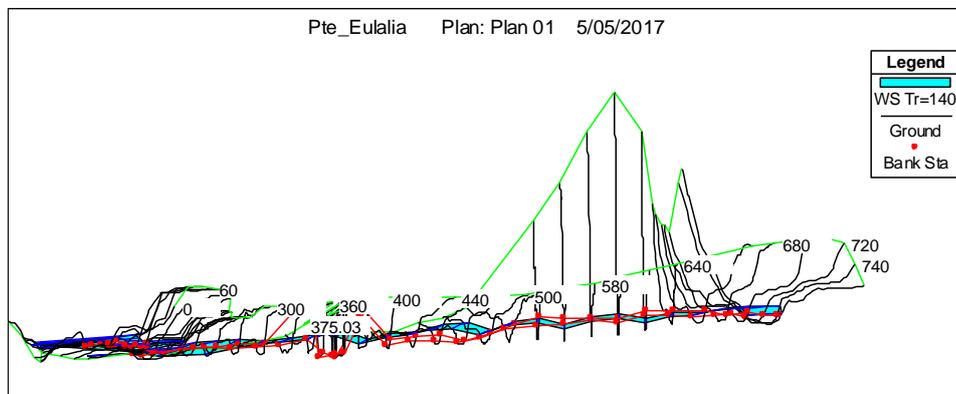
Plano en planta



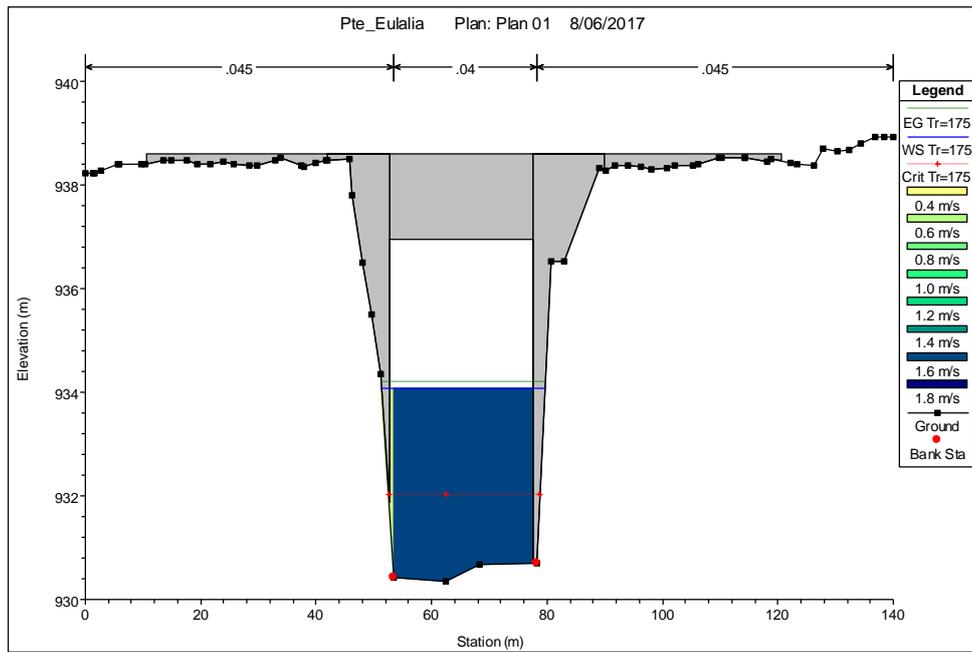
Perfil del flujo



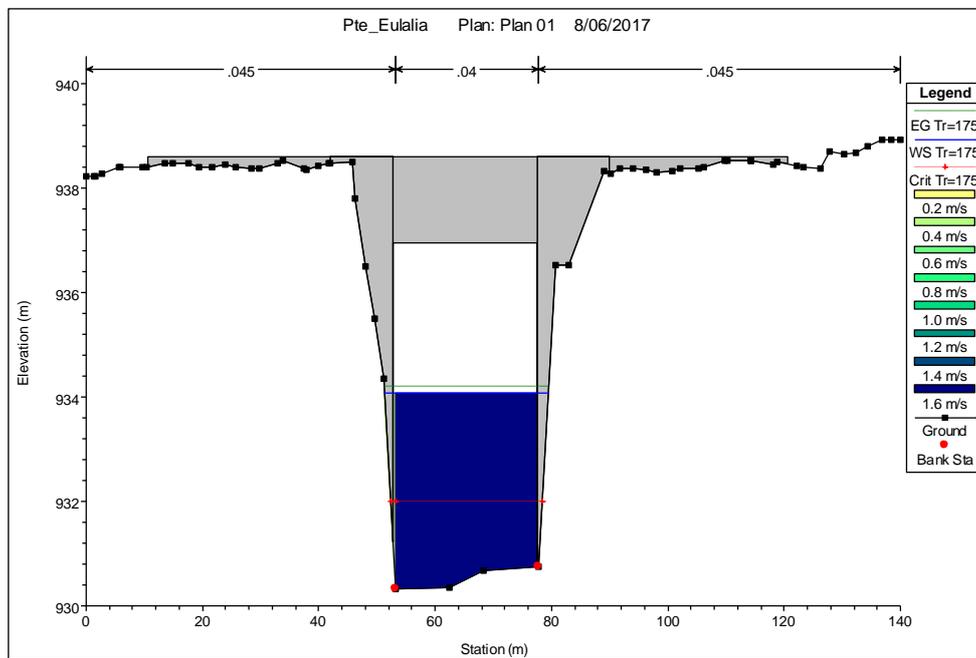
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Santa Eulalia – Tr=500 años

Resultados de la modelación

Cuenca	Progresiva ref.Hec-ras (Km)	Nombre Puente	Caudal (m ³ /seg) Tr _{500años}	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME	borde libre	Cota fondo viga(min)	Coeficiente de rugosidad		
				(m)	Diseño	(msnm)	(msnm)	(m)	(msnm)	margen izquierda	Cauce	margen derecha
Qda	0+378.9	Santa Eulalia	160.9	25.0	4.0	930.35	934.4	2.0	936.35	0.045	0.040	0.045
			160.9	25.0	4.0	930.32	934.3	2.0	936.34	0.045	0.040	0.045

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente

Plan: 01 Sta Eulalia Cauce Rio Sta Eu RS: 378.877 Profile: Tr=500

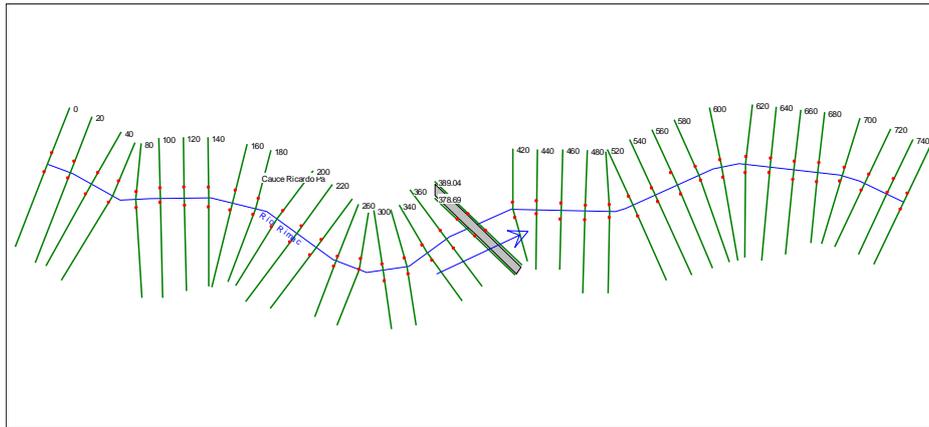
E.G. US. (m)	934.5	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	934.36	E.G. Elev (m)	934.5	934.49
Q Total (m3/s)	160.9	W.S. Elev (m)	934.35	934.34
Q Bridge (m3/s)	161	Crit W.S. (m)	932.18	932.15
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4	4.02
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.7	1.69
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	94.72	95.37
Weir Submerg		Froude # Chl	0.28	0.28
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	208.19	210.26
Min El Weir Flow (m)	938.22	Hydr Depth (m)	3.79	3.81
Min El Prs (m)	936.95	W.P. Total (m)	31.94	32.28
Delta EG (m)	0.03	Conv. Total (m3/s)	5148.2	5246.3
Delta WS (m)	0.03	Top Width (m)	25	25
BR Open Area (m2)	159.84	Frctn Loss (m)	0.01	0.01
BR Open Vel (m/s)	1.7	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	28.4	27.25
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	48.25	45.98

Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Tirante. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Altura E.G.Ele v. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Inside BR US	160.9	930.35	934.35	4.0	932.18	934.5	4.1	1.7	94.7	25.0	0.3
Inside BR DS	160.9	930.32	934.34	4.0	932.15	934.5	4.2	1.7	95.37	25.0	0.3

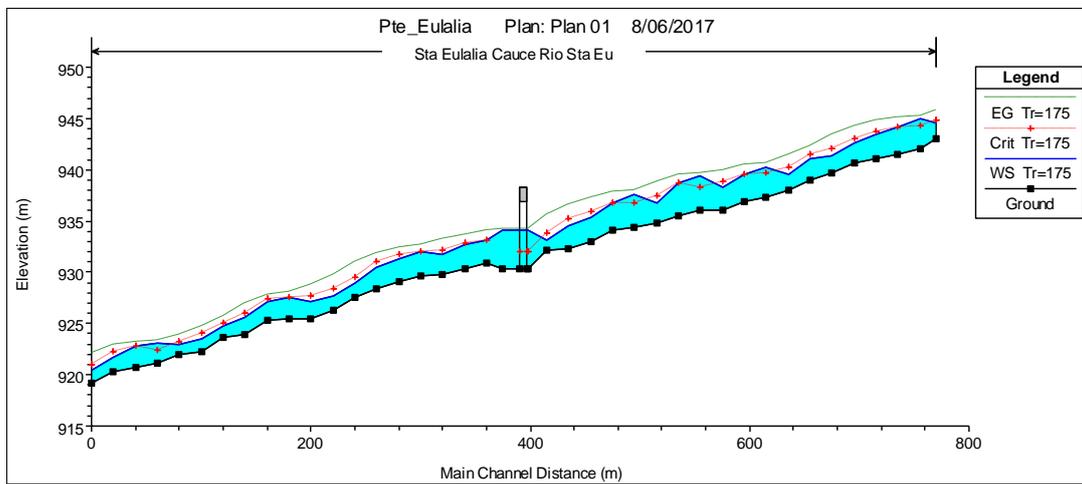
Listado de corridas del HEC –RAS – Puente Santa Eulalia

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Elev. (m)
Cauce Rio Sta Eu	754.46	Tr=175	139.4	943.0	944.6	944.9	945.76	0.03176	4.8	28.97	25.8	1.44	1.6	2.8
Cauce Rio Sta Eu	740	Tr=175	139.4	942.1	945.0	944.23	945.29	0.00334	2.5	59.33	31.7	0.52	2.9	3.2
Cauce Rio Sta Eu	754.46	Tr=500	160.9	943.0	944.7	945.05	946.01	0.03176	5.1	31.63	26.2	1.46	1.7	3.0
Cauce Rio Sta Eu	740	Tr=500	160.9	942.1	945.3	944.38	945.57	0.003	2.5	67.95	32.9	0.5	3.2	3.5
Cauce Rio Sta Eu	720	Tr=500	160.9	941.5	944.4	944.38	945.4	0.01089	4.6	38.06	20.4	0.94	2.9	3.9
Cauce Rio Sta Eu	700	Tr=500	160.9	941.1	943.6	943.94	945.06	0.01987	5.4	30.71	18.1	1.23	2.6	4.0
Cauce Rio Sta Eu	680	Tr=500	160.9	940.7	942.7	943.25	944.54	0.03066	6.1	27.6	19.7	1.5	2.0	3.9
Cauce Rio Sta Eu	660	Tr=500	160.9	939.7	941.5	942.17	943.71	0.05311	6.6	24.37	19.5	1.88	1.8	4.0
Cauce Rio Sta Eu	640	Tr=500	160.9	939.0	941.2	941.61	942.67	0.03244	5.4	29.88	22.0	1.48	2.2	3.6
Cauce Rio Sta Eu	620	Tr=500	160.9	938.1	939.7	940.36	941.82	0.04852	6.4	25.07	19.2	1.79	1.6	3.7
Cauce Rio Sta Eu	600	Tr=500	160.9	937.3	940.5	939.82	941	0.00508	3.2	51.21	22.2	0.64	3.2	3.8
Cauce Rio Sta Eu	580	Tr=500	160.9	936.9	939.8	939.76	940.79	0.0139	4.5	35.78	17.7	1	2.9	3.9
Cauce Rio Sta Eu	560	Tr=500	160.9	936.0	938.5	939.06	940.3	0.033	5.9	27.1	17.0	1.5	2.5	4.3
Cauce Rio Sta Eu	540	Tr=500	160.9	936.0	939.5	938.48	939.92	0.00349	2.7	59.37	22.2	0.53	3.5	3.9
Cauce Rio Sta Eu	520	Tr=500	160.9	935.4	938.9	938.85	939.74	0.01365	4.2	38.67	22.9	1	3.4	4.3
Cauce Rio Sta Eu	500	Tr=500	160.9	934.8	937.0	937.64	939.16	0.04305	6.6	24.93	19.3	1.74	2.1	4.3
Cauce Rio Sta Eu	480	Tr=500	160.9	934.4	937.9	936.88	938.34	0.00308	3.1	62.15	26.2	0.54	3.6	4.0
Cauce Rio Sta Eu	460	Tr=500	160.9	934.1	937.0	937.01	938.16	0.0108	4.9	37.26	20.6	0.95	2.9	4.0
Cauce Rio Sta Eu	440	Tr=500	160.9	933.0	935.5	936.16	937.7	0.03322	6.7	25.14	16.4	1.57	2.5	4.7
Cauce Rio Sta Eu	420	Tr=500	160.9	932.3	934.7	935.47	937.03	0.03261	6.9	24.89	15.7	1.57	2.3	4.7
Cauce Rio Sta Eu	400	Tr=500	160.9	932.2	933.2	933.98	935.93	0.10216	7.8	22.58	23.8	2.54	1.1	3.8
Cauce Rio Sta Eu	382.73	Tr=500	160.9	930.4	934.4	932.16	934.5	0.00074	1.7	102.04	28.8	0.27	4.0	4.1
Cauce Rio Sta Eu	378.88		Bridge											
Cauce Rio Sta Eu	375.03	Tr=500	160.9	930.3	934.3		934.47	0.00075	1.7	101.33	28.5	0.27	4.0	4.1
Cauce Rio Sta Eu	360	Tr=500	160.9	930.8	933.3	933.32	934.35	0.01451	4.6	36.67	19.7	1.04	2.5	3.5
Cauce Rio Sta Eu	340	Tr=500	160.9	930.4	932.8	933.05	934.02	0.01787	4.9	34.12	21.7	1.16	2.4	3.6
Cauce Rio Sta Eu	320	Tr=500	160.9	929.8	931.9	932.34	933.54	0.02639	5.7	28.49	17.1	1.37	2.1	3.8
Cauce Rio Sta Eu	300	Tr=500	160.9	929.7	932.1	932.21	932.99	0.01163	4.4	41.92	33.8	0.95	2.4	3.3
Cauce Rio Sta Eu	280	Tr=500	160.9	929.1	931.4	931.8	932.62	0.02678	5.5	41.35	63.6	1.39	2.3	3.5
Cauce Rio Sta Eu	260	Tr=500	160.9	928.5	930.6	931.12	932.07	0.02511	5.7	34.39	40.6	1.37	2.1	3.6
Cauce Rio Sta Eu	240	Tr=500	160.9	927.6	929.1	929.67	931.23	0.0669	6.7	27.06	42.5	2.07	1.5	3.6
Cauce Rio Sta Eu	220	Tr=500	160.9	926.3	927.8	928.52	930.02	0.05349	6.7	24.8	22.3	1.9	1.5	3.7
Cauce Rio Sta Eu	200	Tr=500	160.9	925.5	927.3	927.81	929.05	0.03398	6.0	27.87	21.7	1.56	1.8	3.6
Cauce Rio Sta Eu	180	Tr=500	160.9	925.4	927.6	927.81	928.28	0.0156	4.5	53.56	68.7	1.08	2.1	2.8
Cauce Rio Sta Eu	160	Tr=500	160.9	925.4	927.2	927.42	927.91	0.02232	5.3	55.1	92.9	1.29	1.8	2.5
Cauce Rio Sta Eu	140	Tr=500	160.9	924.0	925.7	926.11	927.14	0.05831	6.4	34.47	54.8	1.94	1.7	3.1
Cauce Rio Sta Eu	120	Tr=500	160.9	923.7	924.9	925.19	925.92	0.05065	5.3	37.74	52.9	1.75	1.2	2.3
Cauce Rio Sta Eu	100	Tr=500	160.9	922.3	923.7	924.26	924.97	0.04399	5.4	32.43	33.8	1.68	1.4	2.7
Cauce Rio Sta Eu	80	Tr=500	160.9	921.9	923.0	923.32	924.12	0.03631	4.5	35.25	34.2	1.5	1.1	2.2
Cauce Rio Sta Eu	60	Tr=500	160.9	921.2	923.2	922.54	923.44	0.00485	2.6	84.04	73.6	0.61	2.0	2.3
Cauce Rio Sta Eu	40	Tr=500	160.9	920.8	922.9	922.87	923.31	0.00693	3.3	68.72	78.6	0.74	2.1	2.5
Cauce Rio Sta Eu	20	Tr=500	160.9	920.2	921.9	922.28	923.01	0.02318	4.9	39.21	62.3	1.29	1.6	2.8
Cauce Rio Sta Eu	0	Tr=500	160.9	919.2	920.6	921.1	922.3	0.04779	6.1	31.49	45.9	1.79	1.4	3.1

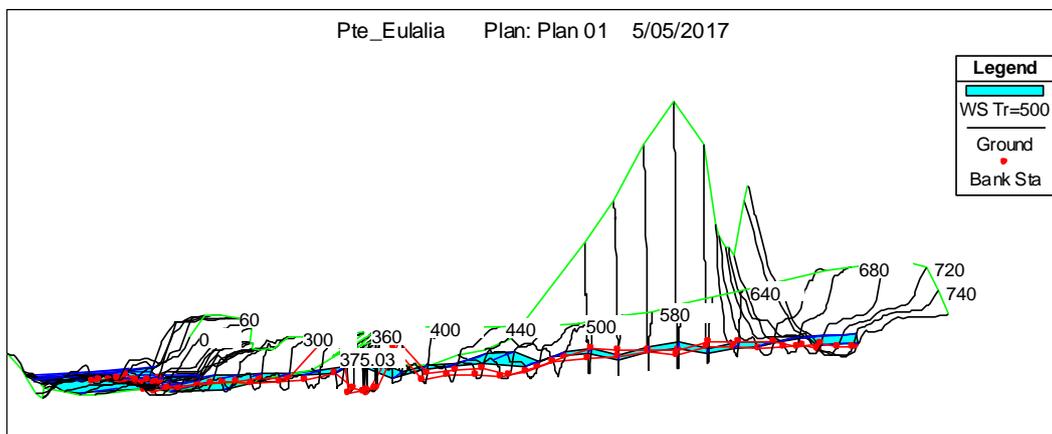
Plano en planta



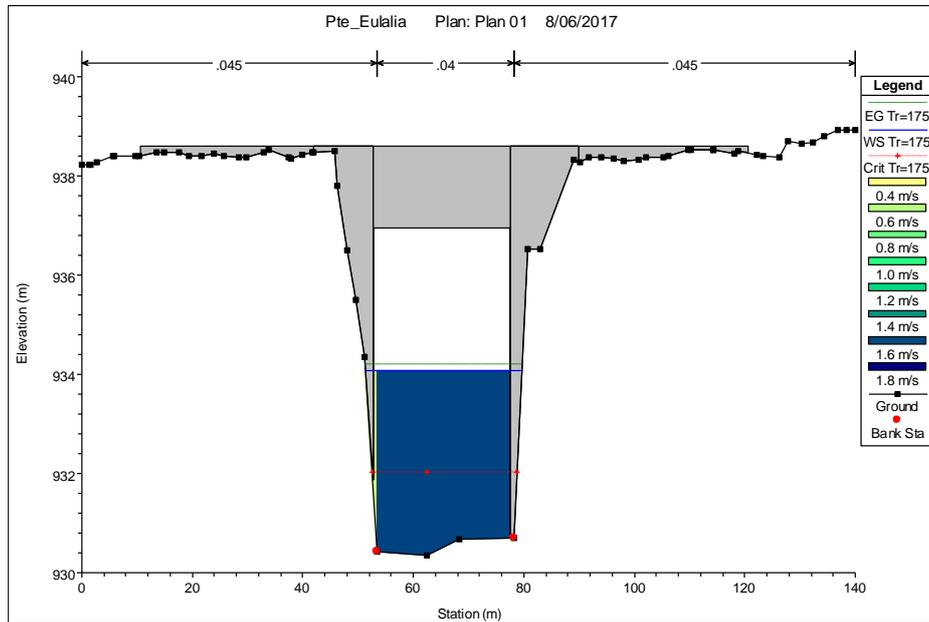
Perfil del flujo



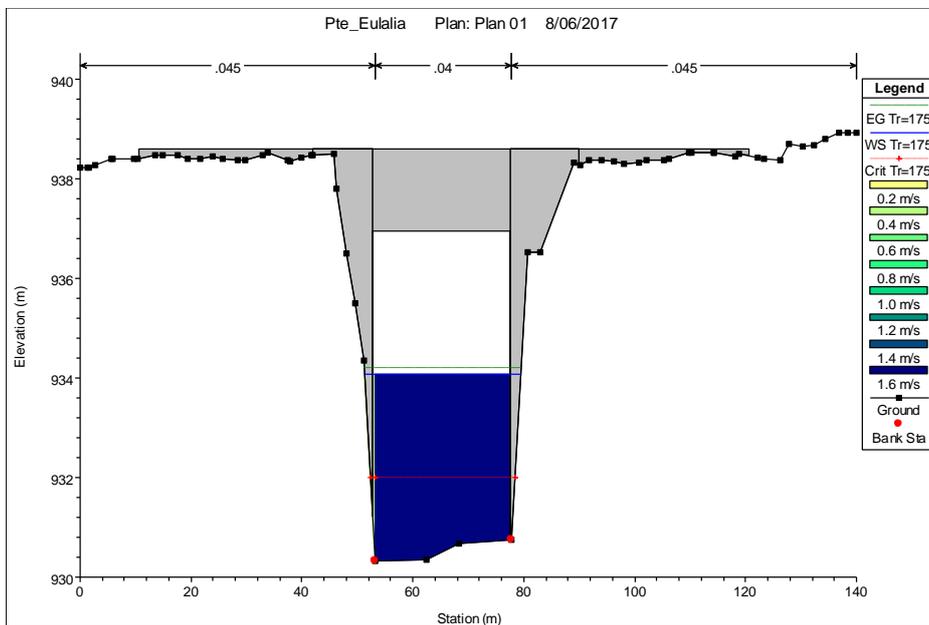
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



PUENTE SANTA MARÍA

Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Santa María – Tr = 175 años

Resultados de la modelación

Cuenca	Progresiva ref.Hec-ras (Km)	Nombre Puente	Caudal (m ³ /seg)	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME	Coeficiente de rugosidad		
			Tr _{175años}	(m)	Diseño	(msnm)		(msnm)	margen izquierda	Cauce
Santa Maria	0+034.0	Santa Maria	8.7	7.7	0.43	759.38	759.8	0.035	0.035	0.035
			8.7	7.7	0.37	758.62	759.0	0.035	0.035	0.035

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente Santa Maria

Plan: 02 santa maria alinacion2secc RS: 34.045 Profile: Q(Tr=175)

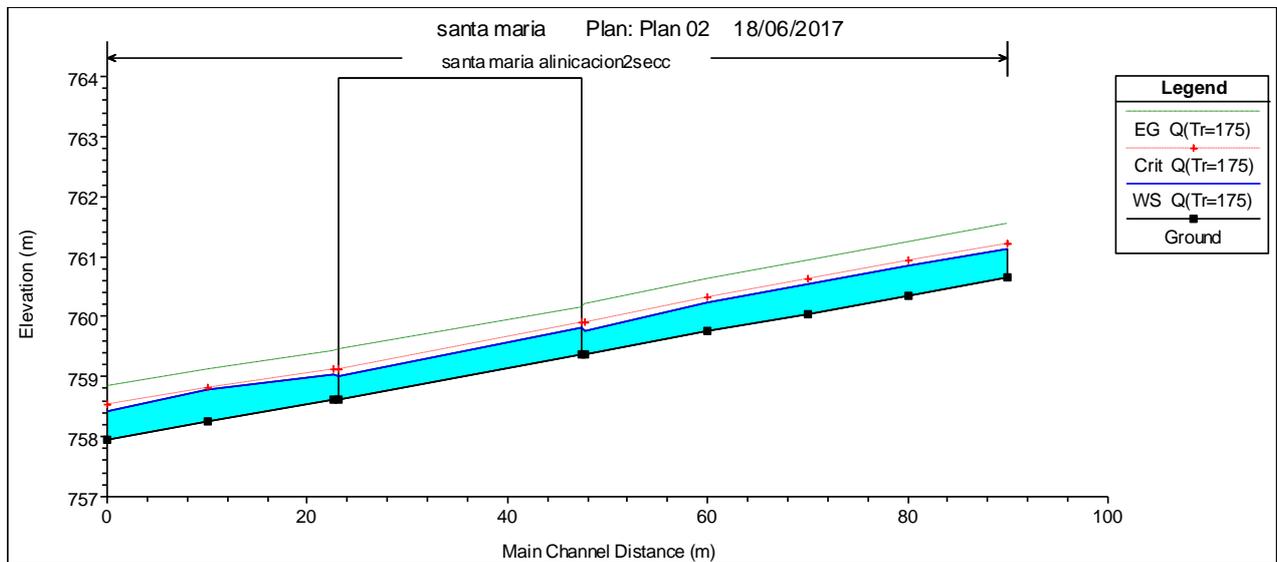
E.G. US. (m)	760.2	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	759.77	E.G. Elev (m)	760.16	759.46
Q Total (m3/s)	8.7	W.S. Elev (m)	759.81	758.99
Q Bridge (m3/s)	9	Crit W.S. (m)	759.89	759.13
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	0.43	0.37
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.62	3.03
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	3.32	2.87
Weir Submerg		Froude # Chl	1.27	1.58
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	3.04	3.23
Min El Weir Flow (m)	763.77	Hydr Depth (m)	0.43	0.37
Min El Prs (m)	763.97	W.P. Total (m)	8.55	8.42
Delta EG (m)	0.82	Conv. Total (m3/s)	50.6	40
Delta WS (m)	0.74	Top Width (m)	7.68	7.67
BR Open Area (m2)	33.35	Frctn Loss (m)	0.75	0.01
BR Open Vel (m/s)	3.03	C & E Loss (m)	0	0.03
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	112.75	157.96
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	295.12	478.71

Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Tirante. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Altura E.G.Elev. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Inside BR US	8.7	759.38	759.8	0.43	759.9	760.2	0.8	2.6	3.3	7.7	1.3
Inside BR DS	8.7	758.62	759.0	0.37	759.13	759.5	0.8	3.0	2.87	7.7	1.6

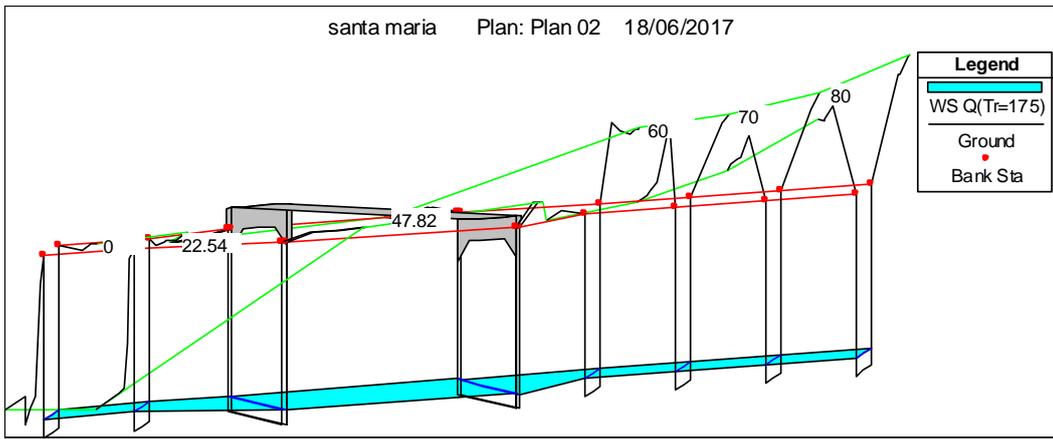
Listado de corridas del HEC –RAS – Puente Santa María

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Ele v. (m)
alizacion2sec	90	Q(Tr=175)	8.7	760.7	761.1	761.22	761.53	0.03003	2.8	3.12	6.4	1.28	0.5	0.9
alizacion2sec	80	Q(Tr=175)	8.7	760.4	760.8	760.92	761.23	0.02971	2.8	3.13	6.4	1.27	0.5	0.9
alizacion2sec	70	Q(Tr=175)	8.7	760.1	760.5	760.62	760.93	0.03024	2.8	3.11	6.4	1.28	0.5	0.9
alizacion2sec	60	Q(Tr=175)	8.7	759.8	760.2	760.32	760.63	0.0302	2.8	3.11	6.4	1.28	0.5	0.9
alizacion2sec	47.82	Q(Tr=175)	8.7	759.4	759.8	759.89	760.2	0.04166	2.9	2.99	7.7	1.49	0.4	0.8
alizacion2sec	34.045	Bridge												
alizacion2sec	22.54	Q(Tr=175)	8.7	758.6	759.0	759.13	759.42	0.0358	2.8	3.13	7.7	1.39	0.4	0.8
alizacion2sec	10	Q(Tr=175)	8.7	758.3	758.8	758.82	759.11	0.02158	2.5	3.46	6.4	1.09	0.5	0.9
alizacion2sec	0	Q(Tr=175)	8.7	758.0	758.4	758.52	758.84	0.03207	2.9	3.05	6.4	1.32	0.5	0.9

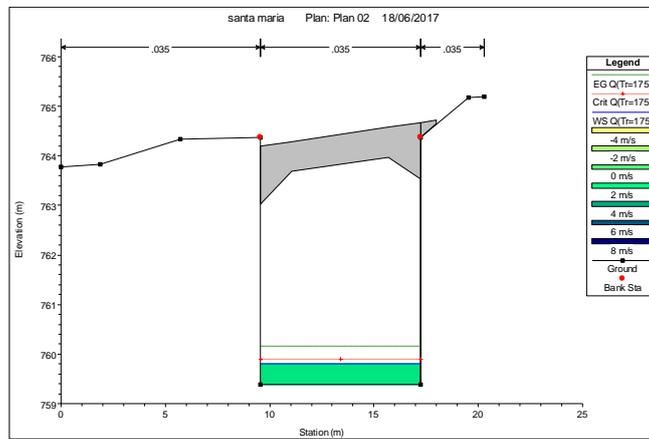
Perfil del flujo



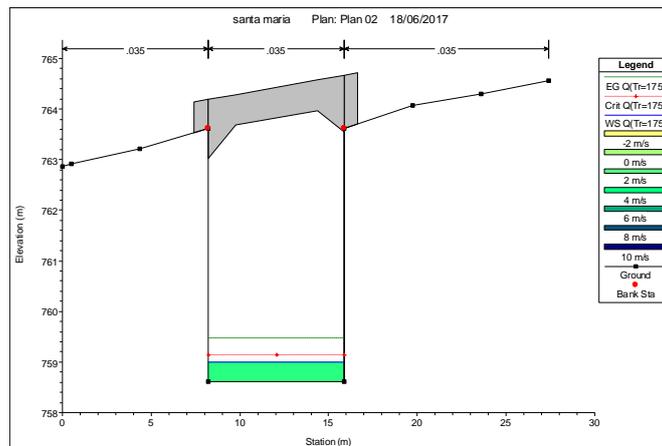
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



Modelamiento hidráulico mediante la aplicación HEC RAS. Puente Santa Maria – Tr = 500 años

Resultados de la modelación

Cuenca	Progresiva ref.Hec-ras (Km)	Nombre Puente	Caudal (m ³ /seg)	luz hidráulica	Altura de agua (m)	Cota fondo	NAME	Coeficiente de rugosidad		
			Tr _{175años}	(m)	Diseño	(msnm)		(msnm)	margen izquierda	Cauce
Santa Maria	0+034.0	Santa Maria	20.8	7.7	0.69	759.38	760.1	0.035	0.035	0.035
			20.8	7.7	0.68	758.62	759.3	0.035	0.035	0.035

Resultados para la sección transversal en la progresiva Eje –Ubicación del puente Santa Maria

Plan: 02 santa maria alinicion2secc RS: 34.045 Profile: PF 2

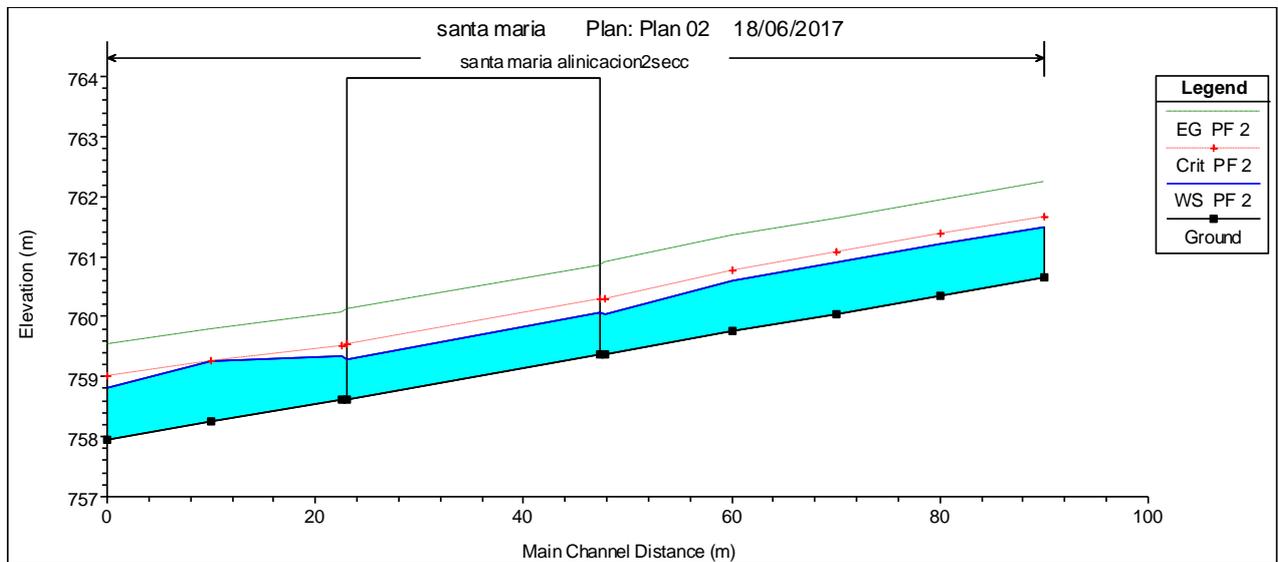
E.G. US. (m)	760.89	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	760.04	E.G. Elev (m)	760.85	760.11
Q Total (m3/s)	20.79	W.S. Elev (m)	760.07	759.3
Q Bridge (m3/s)	21	Crit W.S. (m)	760.29	759.53
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	0.69	0.68
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.91	3.99
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	5.31	5.21
Weir Submerg		Froude # Chl	1.5	1.55
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	10.13	10.23
Min El Weir Flow (m)	763.77	Hydr Depth (m)	0.69	0.68
Min El Prs (m)	763.97	W.P. Total (m)	9.07	9.03
Delta EG (m)	0.9	Conv. Total (m3/s)	106.3	103.2
Delta WS (m)	0.71	Top Width (m)	7.68	7.67
BR Open Area (m2)	33.35	Frctn Loss (m)	0.79	0.01
BR Open Vel (m/s)	3.99	C & E Loss (m)	0.04	0.05
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	219.71	229.7
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	859.56	916.47

Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Tirante. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Altura E.G.Elev v. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Inside BR US	20.79	759.38	760.1	0.7	760.3	760.9	1.5	3.9	5.3	7.7	1.5
Inside BR DS	20.79	758.62	759.3	0.7	759.53	760.1	1.5	4.0	5.21	7.7	1.6

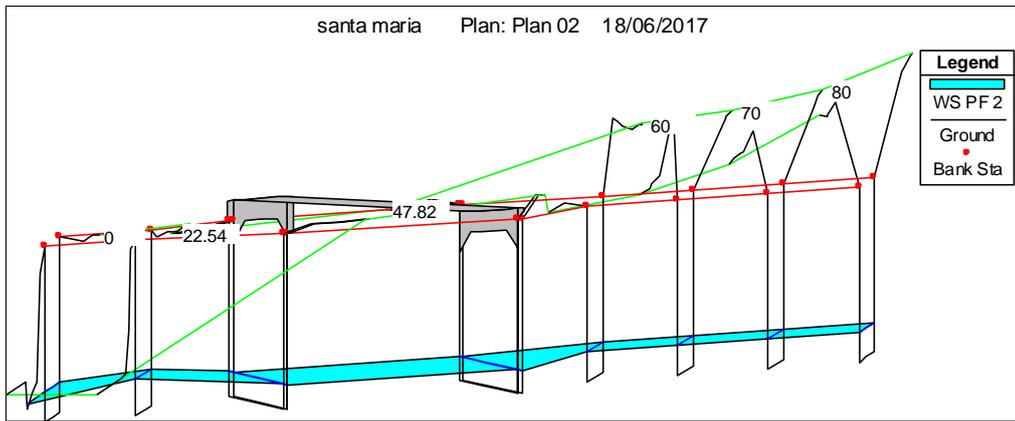
Listado de corridas del HEC –RAS – Puente Santa Maria

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch EI (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Tirante. (m)	Altura E.G.Elev. (m)
aliniacion2secc	90	PF 2	20.79	760.7	761.5	761.67	762.24	0.03002	3.8	5.46	6.4	1.31	0.9	1.6
aliniacion2secc	80	PF 2	20.79	760.4	761.2	761.37	761.94	0.02962	3.8	5.49	6.4	1.31	0.9	1.6
aliniacion2secc	70	PF 2	20.79	760.1	760.9	761.07	761.64	0.02973	3.8	5.48	6.4	1.31	0.9	1.6
aliniacion2secc	60	PF 2	20.79	759.8	760.6	760.77	761.34	0.02977	3.8	5.48	6.4	1.31	0.9	1.6
aliniacion2secc	47.82	PF 2	20.79	759.4	760.0	760.28	760.89	0.04369	4.1	5.09	7.7	1.6	0.7	1.5
aliniacion2secc	34.045	Bridge											0.0	0.0
aliniacion2secc	22.54	PF 2	20.79	758.6	759.3	759.52	760.07	0.03538	3.8	5.45	7.7	1.45	0.7	1.5
aliniacion2secc	10	PF 2	20.79	758.3	759.3	759.27	759.79	0.01743	3.2	6.54	6.4	1.01	1.0	1.5
aliniacion2secc	0	PF 2	20.79	758.0	758.8	759	759.54	0.03033	3.8	5.51	7.3	1.32	0.8	1.6

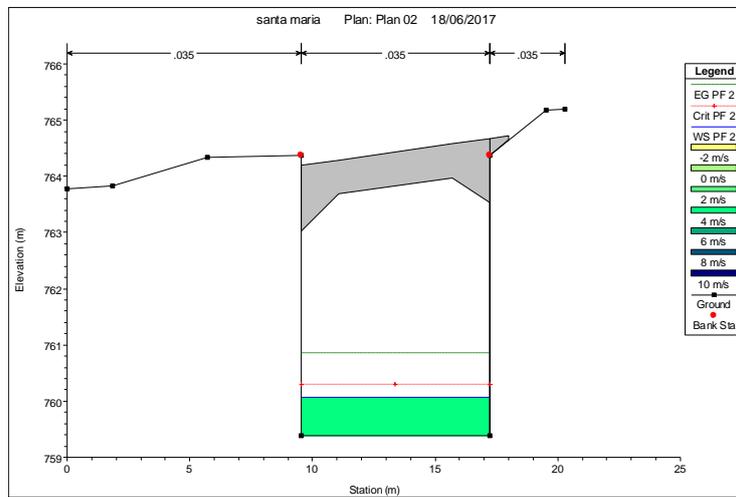
Perfil del flujo



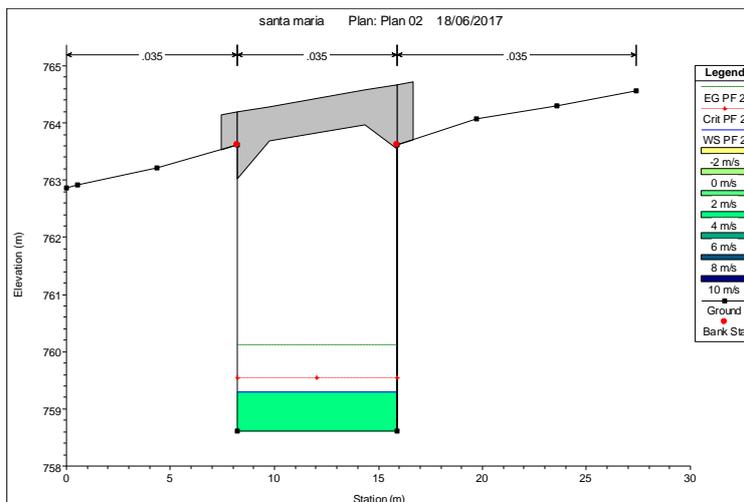
Vista tridimensional del puente - perspectiva xyz



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas arriba



Sección transversal en la progresiva del puente. Aguas abajo



Determinación de la profundidad de socavación – Puente Los Ángeles

$$H_m = \frac{A}{B_e}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

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

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

Subcuenca	Nombre	Caudal (m³/seg)	Area (m²)	Be (m)	Ho (m)	v _e (m/seg)	Tr (años)	LISCHTVAN - LEVEDIEW								
								F	β (tabla)	Dm (mm)	x (tabla)	μ	α	Hm (m)	Hs (m)	ds (m)
C-1 (ARR)	Los Angeles	349.8	85.97	26.10	4.11	4.1	500	0.70	1.056	11.91	0.34	0.94	1.956	3.29	7.31	3.2
C-1 (ABA)	Los Angeles	349.8	67.64	24.69	3.56	5.2	500	0.97	1.056	11.91	0.34	0.92	2.874	2.74	8.15	4.6

Leyenda:

a_i, a_d (m) = intrusión del estribo izquierdo y derecho

a'(m) = máxima intrusión del estribo

y_a(m) = tirante de agua arriba de la estructura. Profundidad del flujo al pie del estribo en la llanura de inundación en la sección de aproximación.

v_e(m/seg) = velocidad aguas arriba del puente

K₁ = Factor que depende de la forma del estribo. Vertical=1.00 / Aleros=0.82 / Est Prot= 0.55

θ = Ángulo que hace la corriente con el alineamiento de la estructura (Asumir 90°)

K₂ = factor de corrección por ángulo de ataque (θ) del flujo contra el talud del estribo

F_r = Número de Froude.

y_s (m) = Profundidad de erosión. Es la socavación local

S_i (m) = profundidad de socavación local

ARR = Sección aguas arriba

ABA = Sección aguas abajo

$F =$ N° de Froude < 1 , valida el Método de Lischvan Levediew

$\beta =$ coeficiente que depende del periodo de retorno (T_r) de la creciente de diseño - coeficiente de frecuencia

$D_m =$

diámetro característico de las partículas que componen el fondo diámetro de las partículas ubicadas en la superficie del lecho erosionado, puede utilizarse d_{84} para tener en cuenta el acorazamiento del lecho (lechos con granulometria extendida)

$x =$ exponente variable, en función del peso volumétrico o en función del diámetro medio de la partícula del material granular

$\alpha =$ Coeficiente de sección o de distribución de gasto

$F_{bo} =$ factor adimensional en función del tamaño del lecho (tabla)

$K =$ factor en función del cauce (tabla)

$Z =$ factor de multiplicación para usar en la profundidad de socavación (tabla)

$H_{s1} =$ profundidad de socavación general

$H_m(m) =$ Calculo del tirante medio

$H_s(m) =$ profundidad de la lámina de agua medida desde la superficie del agua (para Q_d) hasta el fondo erosionado tirante que corresponde a la profundidad al que se desea evaluar la velocidad erosiva

$S_G(m) =$ profundidad de socavación general

$\mu =$ coeficiente de contracción (depende de la velocidad)

$d_s(m) =$ profundidad de socavación

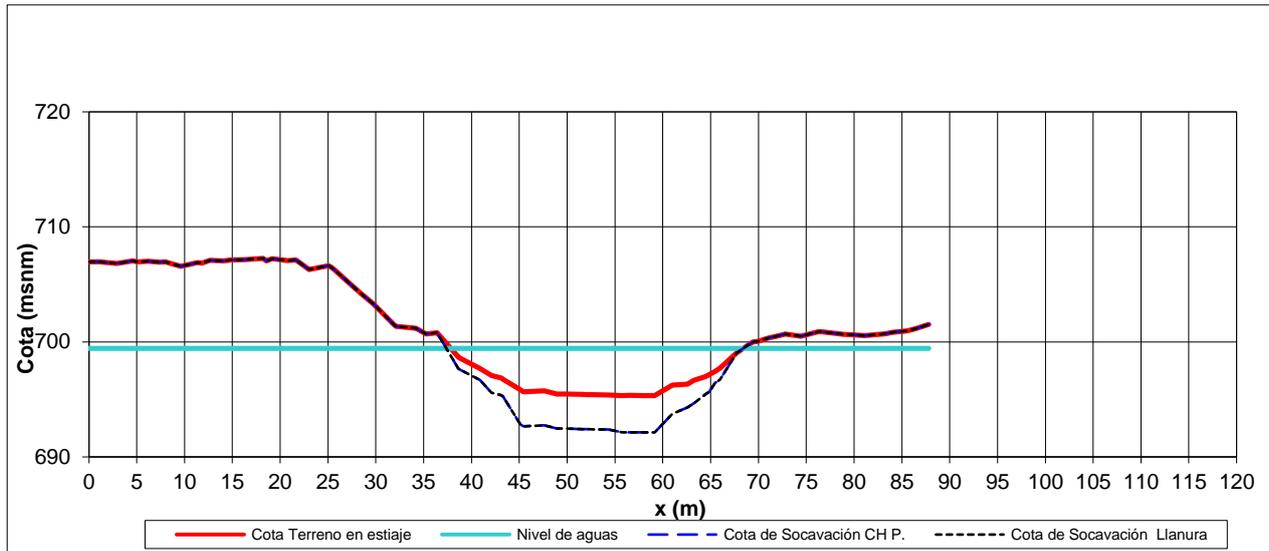
Determinación de la profundidad socavación– Aguas arriba – Puente Los Ángeles

Eje X	Cota Terreno en estiaje	Nivel de aguas	Tirante (m)	Socavación	Socavación a considerar
0.00	706.95	699.43	0.0	0.0	0.00
0.66	706.96	699.43	0.0	0.0	0.0
1.16	706.96	699.43	0.0	0.0	0.0
2.90	706.81	699.43	0.0	0.0	0.0
4.57	707.05	699.43	0.0	0.0	0.0
5.13	706.95	699.43	0.0	0.0	0.0
6.20	707.03	699.43	0.0	0.0	0.0
7.37	706.94	699.43	0.0	0.0	0.0
7.98	706.95	699.43	0.0	0.0	0.0
9.60	706.56	699.43	0.0	0.0	0.0
11.39	706.90	699.43	0.0	0.0	0.0
11.84	706.86	699.43	0.0	0.0	0.0
12.68	707.09	699.43	0.0	0.0	0.0
14.07	707.05	699.43	0.0	0.0	0.0
14.81	707.11	699.43	0.0	0.0	0.0
16.31	707.15	699.43	0.0	0.0	0.0
18.22	707.28	699.43	0.0	0.0	0.0
18.54	707.05	699.43	0.0	0.0	0.0
19.16	707.24	699.43	0.0	0.0	0.0
20.78	707.06	699.43	0.0	0.0	0.0
21.63	707.14	699.43	0.0	0.0	0.0
23.01	706.29	699.43	0.0	0.0	0.0
25.04	706.62	699.43	0.0	0.0	0.0
25.25	706.55	699.43	0.0	0.0	0.0
25.64	706.30	699.43	0.0	0.0	0.0
27.48	704.90	699.43	0.0	0.0	0.0
28.45	704.21	699.43	0.0	0.0	0.0
29.72	703.33	699.43	0.0	0.0	0.0
31.87	701.51	699.43	0.0	0.0	0.0
31.95	701.46	699.43	0.0	0.0	0.0
32.11	701.36	699.43	0.0	0.0	0.0
34.19	701.20	699.43	0.0	0.0	0.0
35.28	700.68	699.43	0.0	0.0	0.0
36.42	700.80	699.43	0.0	0.0	0.0
38.59	698.73	699.43	0.7	0.1	1.0
38.66	698.67	699.43	0.8	0.1	1.0
38.69	698.64	699.43	0.8	0.1	1.0
40.89	697.69	699.43	1.7	0.8	1.0
42.10	697.06	699.43	2.4	1.3	1.5
43.13	696.86	699.43	2.6	1.5	1.5
43.32	696.76	699.43	2.7	1.6	1.5
45.07	695.85	699.43	3.6	2.6	3.0
45.36	695.70	699.43	3.7	2.8	3.0
45.51	695.66	699.43	3.8	2.8	3.0
47.60	695.76	699.43	3.7	2.7	3.0
48.92	695.48	699.43	4.0	3.0	3.0
49.83	695.46	699.43	4.0	3.0	3.0
51.55	695.43	699.43	4.0	3.1	3.0
52.07	695.41	699.43	4.0	3.1	3.0
52.34	695.41	699.43	4.0	3.1	3.0
52.83	695.40	699.43	4.0	3.1	3.0
54.30	695.37	699.43	4.1	3.1	3.0
55.75	695.34	699.43	4.1	3.2	3.2
56.54	695.34	699.43	4.1	3.2	3.2
58.03	695.33	699.43	4.1	3.2	3.2
58.77	695.33	699.43	4.1	3.2	3.2
59.16	695.32	699.43	4.1	3.2	3.2
61.01	696.23	699.43	3.2	2.2	2.5
62.57	696.31	699.43	3.1	2.1	2.0
63.24	696.65	699.43	2.8	1.7	2.0
64.51	696.98	699.43	2.4	1.4	1.5
64.88	697.15	699.43	2.3	1.2	1.5
65.48	697.44	699.43	2.0	1.0	1.0
65.98	697.73	699.43	1.7	0.7	1.0
67.71	699.05	699.43	0.4	0.0	0.0
69.40	699.99	699.43	0.0	0.0	0.0
69.94	700.05	699.43	0.0	0.0	0.0
70.99	700.33	699.43	0.0	0.0	0.0
72.18	700.56	699.43	0.0	0.0	0.0
72.81	700.67	699.43	0.0	0.0	0.0
74.41	700.48	699.43	0.0	0.0	0.0
76.22	700.88	699.43	0.0	0.0	0.0

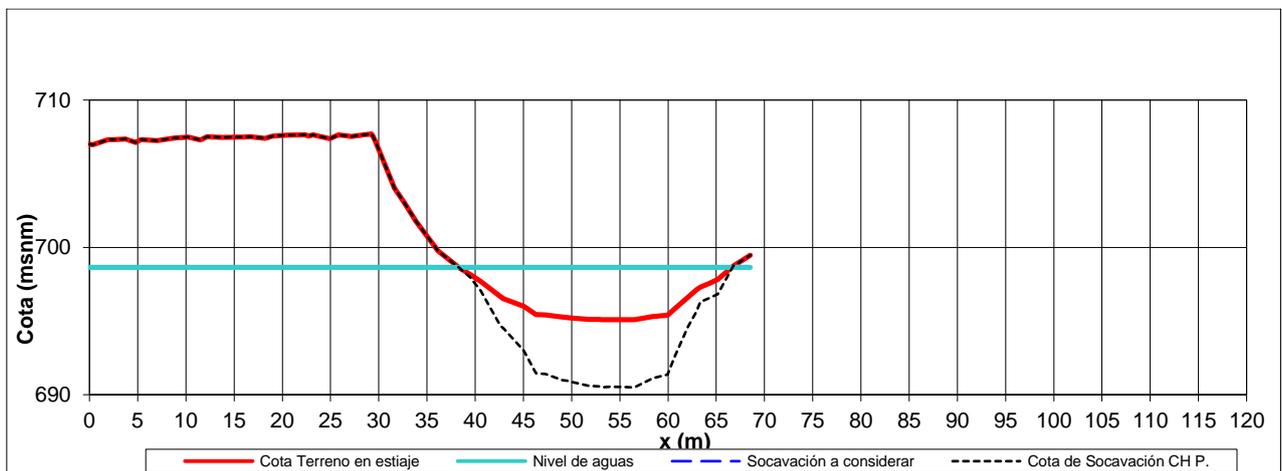
Determinación de la profundidad socavación– Aguas abajo – Puente Los Ángeles

Eje X	Cota Terreno en estiaje	Nivel de aguas	Tirante (m)	Socavación	Socavación a considerar
0.00	707.01	698.65	0.0	0.00	0.0
0.33	706.98	698.65	0.0	0.00	0.0
1.94	707.31	698.65	0.0	0.00	0.0
2.56	707.32	698.65	0.0	0.00	0.0
3.75	707.36	698.65	0.0	0.00	0.0
4.80	707.11	698.65	0.0	0.00	0.0
5.35	707.32	698.65	0.0	0.00	0.0
7.03	707.25	698.65	0.0	0.00	0.0
8.76	707.43	698.65	0.0	0.00	0.0
9.27	707.45	698.65	0.0	0.00	0.0
10.23	707.49	698.65	0.0	0.00	0.0
11.50	707.29	698.65	0.0	0.00	0.0
12.17	707.52	698.65	0.0	0.00	0.0
13.74	707.48	698.65	0.0	0.00	0.0
15.59	707.49	698.65	0.0	0.00	0.0
15.97	707.49	698.65	0.0	0.00	0.0
16.71	707.51	698.65	0.0	0.00	0.0
18.21	707.41	698.65	0.0	0.00	0.0
19.00	707.56	698.65	0.0	0.00	0.0
20.44	707.61	698.65	0.0	0.00	0.0
22.41	707.64	698.65	0.0	0.00	0.0
22.68	707.56	698.65	0.0	0.00	0.0
23.19	707.65	698.65	0.0	0.00	0.0
24.91	707.39	698.65	0.0	0.00	0.0
25.82	707.64	698.65	0.0	0.00	0.0
27.15	707.52	698.65	0.0	0.00	0.0
29.23	707.71	698.65	0.0	0.00	0.0
29.38	707.56	698.65	0.0	0.00	0.0
29.67	707.18	698.65	0.0	0.00	0.0
31.62	704.02	698.65	0.0	0.00	0.0
32.64	703.03	698.65	0.0	0.00	0.0
33.85	701.78	698.65	0.0	0.00	0.0
36.06	699.83	698.65	0.0	0.00	0.0
36.09	699.81	698.65	0.0	0.00	0.0
36.14	699.78	698.65	0.0	0.00	0.0
38.32	698.64	698.65	0.0	0.00	0.0
39.47	698.17	698.65	0.5	0.19	0.2
40.56	697.70	698.65	1.0	0.63	0.6
42.62	696.66	698.65	2.0	1.96	2.0
42.79	696.59	698.65	2.1	2.07	2.0
42.88	696.54	698.65	2.1	2.14	2.0
42.90	696.54	698.65	2.1	2.15	2.0
45.03	696.01	698.65	2.6	2.98	3.0
46.29	695.45	698.65	3.2	3.93	4.0
47.26	695.42	698.65	3.2	3.98	4.0
49.10	695.27	698.65	3.4	4.25	4.3
49.50	695.25	698.65	3.4	4.29	4.3
49.70	695.22	698.65	3.4	4.34	4.3
51.73	695.12	698.65	3.5	4.53	4.5
52.83	695.11	698.65	3.5	4.54	4.5
53.12	695.11	698.65	3.5	4.55	4.6
53.97	695.11	698.65	3.5	4.56	4.6
55.58	695.10	698.65	3.6	4.57	4.6
56.20	695.09	698.65	3.6	4.58	4.6
56.53	695.09	698.65	3.6	4.58	4.6
58.44	695.32	698.65	3.3	4.18	4.2
59.94	695.40	698.65	3.2	4.02	4.0
60.67	695.84	698.65	2.8	3.26	3.3
62.06	696.62	698.65	2.0	2.02	2.0
62.91	697.12	698.65	1.5	1.31	1.5
63.35	697.30	698.65	1.3	1.08	1.0
64.14	697.54	698.65	1.1	0.81	1.0
65.14	697.83	698.65	0.8	0.49	1.0
66.76	698.75	698.65	0.0	0.00	0.0
67.38	699.01	698.65	0.0	0.00	0.0
68.54	699.47	698.65	0.0	0.00	0.0
69.61	699.82	698.65	0.0	0.00	0.0
70.17	700.07	698.65	0.0	0.00	0.0
71.85	700.26	698.65	0.0	0.00	0.0
73.59	700.47	698.65	0.0	0.00	0.0
74.08	700.47	698.65	0.0	0.00	0.0
75.02	700.46	698.65	0.0	0.00	0.0
76.32	700.49	698.65	0.0	0.00	0.0
77.00	700.45	698.65	0.0	0.00	0.0
78.55	700.40	698.65	0.0	0.00	0.0
80.41	700.36	698.65	0.0	0.00	0.0

Profundidad socavación– Aguas arriba – Puente Los Ángeles



Profundidad socavación– Aguas abajo – Puente Los Ángeles



Determinación de la profundidad de socavación – Puente Ricardo Palma

$$H_m = \frac{A}{B_e}$$

$$\alpha = \frac{Qd}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

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

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

Subcuenca	Nombre	Caudal (m³/seg)	Area (m²)	Be (m)	Ho (m)	v _e (m/seg)	Tr (años)	LISCHTVAN - LEVEDIEW								
								F	β (tabla)	Dm (mm)	x (tabla)	μ	α	Hm (m)	Hs (m)	ds (m)
C-1 (ARR)	Ricardo Palma	188.9	40.77	18.16	2.89	4.6	500	0.97	1.056	4.75	0.36	0.90	2.998	2.25	7.59	4.70
C-1 (ABA)	Ricardo Palma	188.9	36.82	20.65	2.07	5.1	500	1.21	1.056	4.75	0.36	0.90	3.860	1.78	6.08	4.01

Leyenda:

a_i, a_d (m)= intrusión del estribo izquierdo y derecho

a'(m) = máxima intrusión del estribo

y_a(m) = tirante de agua arriba de la estructura. Profundidad del flujo al pie del estribo en la llanura de inundación en la sección de aproximación.

v_e(m/seg) = velocidad aguas arriba del puente

K₁= Factor que depende de la forma del estribo. Vertical=1.00 /Aleros=0.82 / Est Prot= 0.55

θ = Ángulo que hace la corriente con el alineamiento de la estructura (Asumir 90°)

K₂= factor de corrección por ángulo de ataque (θ) del flujo contra el talud del estribo

F_r = Número de Froude.

y_s (m)= Profundidad de erosión. Es la socavación local

S_l (m)= profundidad de socavación local

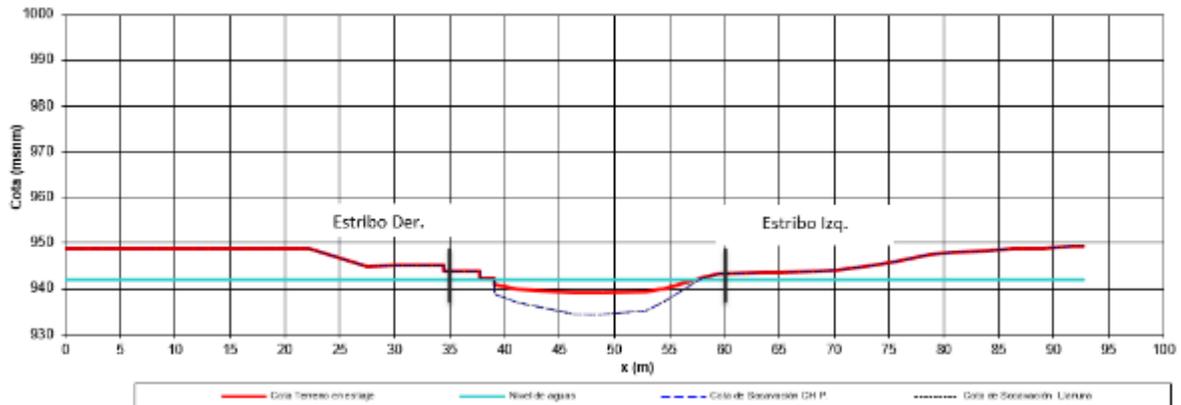
ARR = Sección aguas arriba

ABA = Sección aguas abajo

F = N° de Froude <1 , valida el Método de Lischtvan Levediew
 β = coeficiente que depende del periodo de retorno (T_r) de la creciete de diseño - coeficiente de frecuencia
 D_m =
diámetro característico de las partículas que componen el fondo diámetro de las partículas ubicadas en la superficie del lecho erosionado, puede utilizarse d_{84} para tener en cuenta el acorazamiento del lecho (lechos con granulometria extendida)
 x = exponente variable, en función del peso volumétrico o en función del diámetro medio de la partícula del material granular
 α = Coeficiente de sección o de distribución de gasto
 F_{bo} = factor adimensional en función del tamaño del lecho (tabla)
 K = factor en función del cauce (tabla)
 Z = factor de multiplicación para usar en la profundidad de socavación (tabla)
 H_{s1} = profundidad de socavación general
 $H_m(m)$ = Calculo del tirante medio
 $H_s(m)$ = profundidad de la lámina de agua medida desde la superficie del agua (para Q_d) hasta el fondo erosionado tirante que corresponde a la profundidad al que se desea evaluar la velocidad erosiva
 $S_G(m)$ = profundidad de socavación general
 μ = coeficiente de contracción (depende de la velocidad)
 $d_s(m)$ = profundidad de socavación

Determinación de la profundidad socavación– Aguas arriba – Puente Ricardo Palma

Eje X	Cota Terreno en estiaje	Nivel de aguas	Tirante (m)	Socavación	Socavación a considerar
0.00	948.79	941.92	0.0	0.0	0.00
0.84	948.79	941.92	0.0	0.0	0.0
1.31	948.78	941.92	0.0	0.0	0.0
6.18	948.68	941.92	0.0	0.0	0.0
6.47	948.68	941.92	0.0	0.0	0.0
11.51	948.71	941.92	0.0	0.0	0.0
11.63	948.71	941.92	0.0	0.0	0.0
15.08	948.73	941.92	0.0	0.0	0.0
16.79	948.75	941.92	0.0	0.0	0.0
16.85	948.75	941.92	0.0	0.0	0.0
21.95	948.85	941.92	0.0	0.0	0.0
22.18	948.84	941.92	0.0	0.0	0.0
27.11	945.26	941.92	0.0	0.0	0.0
27.52	944.91	941.92	0.0	0.0	0.0
30.00	945.09	941.92	0.0	0.0	0.0
34.50	945.09	941.92	0.0	0.0	0.0
34.51	943.77	941.92	0.0	0.0	0.0
37.76	943.77	941.92	0.0	0.0	0.0
37.80	942.34	941.92	0.0	0.0	0.0
39.06	942.34	941.92	0.0	0.0	0.0
39.07	940.85	941.92	1.1	1.2	1.5
41.15	939.89	941.92	2.0	2.9	3.0
46.36	939.02	941.92	2.9	4.7	4.7
47.74	939.03	941.92	2.9	4.7	4.7
48.86	939.03	941.92	2.9	4.7	4.7
52.90	939.25	941.92	2.7	4.2	4.2
54.20	939.78	941.92	2.1	3.1	3.1
54.43	939.95	941.92	2.0	2.8	3.0
58.06	942.51	941.92	0.0	0.0	0.0
59.53	943.18	941.92	0.0	0.0	0.0
63.22	943.60	941.92	0.0	0.0	0.0
64.87	943.69	941.92	0.0	0.0	0.0
68.38	943.93	941.92	0.0	0.0	0.0
70.20	944.12	941.92	0.0	0.0	0.0
73.53	945.18	941.92	0.0	0.0	0.0
75.54	945.88	941.92	0.0	0.0	0.0
78.69	947.49	941.92	0.0	0.0	0.0
80.87	948.01	941.92	0.0	0.0	0.0
83.85	948.32	941.92	0.0	0.0	0.0
86.21	948.68	941.92	0.0	0.0	0.0
89.01	948.78	941.92	0.0	0.0	0.0
91.55	949.25	941.92	0.0	0.0	0.0
92.72	949.30	941.92	0.0	0.0	0.0



Determinación de la profundidad de socavación – Puente Santa Eulalia

$$H_m = \frac{A}{B_e}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

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

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

Subcuenca	Nombre	Caudal (m ³ /seg)	Area (m ²)	Be (m)	Ho (m)	v _e (m/seg)	Tr (años)	LISCHTVAN - LEVEDIEW								
								F	β (tabla)	Dm (mm)	x (tabla)	μ	α	Hm (m)	Hs (m)	ds (m)
C-1 (ARR)	Santa Eulalia	160.9	94.72	25	4.00	1.7	500	0.28	1.056	2.00	0.38	0.97	0.718	3.79	4.63	0.63
C-1 (ABA)	Santa Eulalia	160.9	95.37	25	4.02	1.7	500	0.28	1.056	2.00	0.38	0.97	0.710	3.81	4.62	0.60

Leyenda:

a_i, a_d (m)= intrusión del estribo izquierdo y derecho

a'(m) = máxima intrusión del estribo

y_a(m) = tirante de agua arriba de la estructura. Profundidad del flujo al pie del estribo en la llanura de inundación en la sección de aproximación.

v_e(m/seg) = velocidad aguas arriba del puente

K₁= Factor que depende de la forma del estribo. Vertical=1.00 /Aleros=0.82 / Est Prot= 0.55

θ = Ángulo que hace la corriente con el alineamiento de la estructura (Asumir 90°)

K₂= factor de corrección por ángulo de ataque (θ) del flujo contra el talud del estribo

F_r = Número de Froude.

y_s (m)= Profundidad de erosión. Es la socavación local

S_i (m)= profundidad de socavación local

ARR = Sección aguas arriba

ABA = Sección aguas abajo

$F =$ N° de Froude < 1 , valida el Método de Lischtvan Levediew

$\beta =$ coeficiente que depende del periodo de retorno (Tr) de la creciente de diseño - coeficiente de frecuencia

$D_m =$

diámetro característico de las partículas que componen el fondo diámetro de las partículas ubicadas en la superficie del lecho erosionado, puede utilizarse d_{64} para tener en cuenta el acorazamiento del lecho (lechos con granulometria extendida)

$x =$ exponente variable, en función del peso volumétrico o en función del diámetro medio de la partícula del material granular

$\alpha =$ Coeficiente de sección o de distribución de gasto

$F_{bo} =$ factor adimensional en función del tamaño del lecho (tabla)

$K =$ factor en función del cauce (tabla)

$Z =$ factor de multiplicación para usar en la profundidad de socavación (tabla)

$H_{s1} =$ profundidad de socavación general

$H_m(m) =$ Calculo del tirante medio

$H_s(m) =$ profundidad de la lámina de agua medida desde la superficie del agua (para Qd) hasta el fondo erosionado tirante que corresponde a la profundidad al que se desea evaluar la velocidad erosiva

$S_G(m) =$ profundidad de socavación general

$\mu =$ coeficiente de contracción (depende de la velocidad)

$ds(m) =$ profundidad de socavación

Determinación de la profundidad de socavación local en los estribos – Método Froehlich - Puente Santa Eulalia

$$S_i = y_a \left[2.27 K_1 K_2 \left(\frac{a'}{y_a} \right)^{0.43} F_r^{0.61} + 1.0 \right] \quad F_r = \frac{V_e}{\sqrt{8y_a}} \quad K_2 = \left(\frac{\theta_2}{90^\circ} \right)^{0.13} \quad a' = \max(a_i, a_d)$$

Subcuenca	Nombre	Caudal (m³/seg)	Area (m²)	y _a (m)	v _e (m/seg)	Tr (años)	FROEHLICH							S _i (m)		
							a _i	a _d	a'	K ₁	θ	K ₂	(a'/y _a) ^{0.43}		F _r	y _s (m)
C-1	Santa Eulalia	160.90	94.72	2.50	1.7	500	1.0	1.0	0.1	0.00	90	0.0	0.3	0.34	2.5	2.5

Leyenda:

a_i, a_d (m)= intrusión del estribo izquierdo y derecho

a'(m) = máxima intrusión del estribo

y_a(m) = tirante de agua arriba de la estructura. Profundidad del flujo al pie del estribo en la llanura de inundación en la sección de aproximación.

v_e(m/seg) = velocidad aguas arriba del puente

K₁= Factor que depende de la forma del estribo. Vertical=1.00 /Aleros=0.82 / Est Prot= 0.55

θ = Ángulo que hace la corriente con el alineamiento de la estructura (Asumir 90°)

K₂= factor de corrección por ángulo de ataque (θ) del flujo contra el talud del estribo

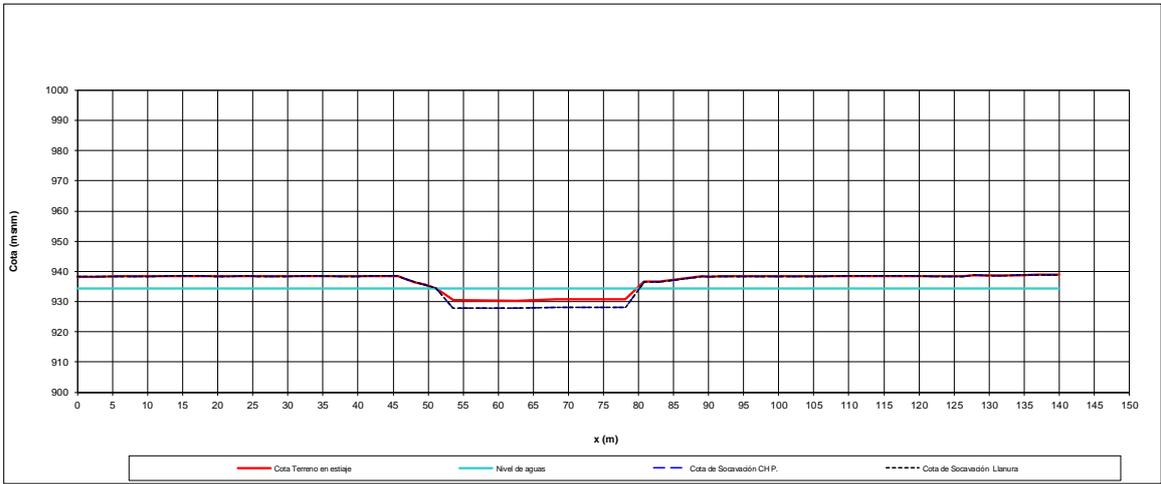
F_r = Número de Froude.

y_s (m)= Profundidad de erosión. Es la socavación local

S_i (m)= profundidad de socavación local

Determinación de la profundidad socavación– Aguas arriba – Puente Santa Eulalia

Eje X	Cota Terreno en estiaje	Nivel de aguas	Tirante (m)	Socavación	Socavación a considerar
0.00	938.23	934.35	0.0	0.0	0.0
1.43	938.22	934.35	0.0	0.0	0.0
1.56	938.22	934.35	0.0	0.0	0.0
2.67	938.27	934.35	0.0	0.0	0.0
5.58	938.40	934.35	0.0	0.0	0.0
5.94	938.40	934.35	0.0	0.0	0.0
9.61	938.40	934.35	0.0	0.0	0.0
10.45	938.39	934.35	0.0	0.0	0.0
13.63	938.48	934.35	0.0	0.0	0.0
14.96	938.46	934.35	0.0	0.0	0.0
17.65	938.46	934.35	0.0	0.0	0.0
19.47	938.41	934.35	0.0	0.0	0.0
21.68	938.41	934.35	0.0	0.0	0.0
23.98	938.45	934.35	0.0	0.0	0.0
25.70	938.40	934.35	0.0	0.0	0.0
28.49	938.37	934.35	0.0	0.0	0.0
29.72	938.39	934.35	0.0	0.0	0.0
33.00	938.46	934.35	0.0	0.0	0.0
33.75	938.51	934.35	0.0	0.0	0.0
37.51	938.37	934.35	0.0	0.0	0.0
37.77	938.34	934.35	0.0	0.0	0.0
39.89	938.41	934.35	0.0	0.0	0.0
41.79	938.48	934.35	0.0	0.0	0.0
42.02	938.48	934.35	0.0	0.0	0.0
45.74	938.49	934.35	0.0	0.0	0.0
46.30	937.81	934.35	0.0	0.0	0.0
48.07	936.49	934.35	0.0	0.0	0.0
49.60	935.51	934.35	0.0	0.0	0.0
51.10	934.35	934.35	0.0	0.0	0.0
53.54	930.43	934.35	3.9	0.6	2.5
62.54	930.35	934.35	4.0	0.6	2.5
68.25	930.68	934.35	3.7	0.5	2.5
78.16	930.69	934.35	3.7	0.5	2.5
80.82	936.52	934.35	0.0	0.0	0.0
83.02	936.52	934.35	0.0	0.0	0.0
89.14	938.32	934.35	0.0	0.0	0.0
90.07	938.28	934.35	0.0	0.0	0.0
91.65	938.37	934.35	0.0	0.0	0.0
94.10	938.38	934.35	0.0	0.0	0.0
96.16	938.34	934.35	0.0	0.0	0.0
98.12	938.31	934.35	0.0	0.0	0.0



Determinación de la profundidad de socavación – Puente Santa María

$$H_m = \frac{A}{B_e} \quad \alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu} \quad H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Subcuenca	Nombre	Caudal (m ³ /seg)	Area (m ²)	Be (m)	Ho (m)	v _e (m/seg)	Tr (años)	LISCHTVAN - LEVEDIEW								
								F	β (tabla)	Dm (mm)	x (tabla)	μ	α	Hm (m)	Hs (m)	ds (m)
C-1 (ARR)	Santa Maria	20.8	5.31	7.68	0.69	3.9	500	1.5	1.056	14.11	0.34	0.80	6.238	0.69	1.82	1.13
C-1 (ABA)	Santa Maria	20.8	5.21	7.67	0.68	4.0	500	1.55	1.056	14.11	0.34	0.80	6.466	0.68	1.84	1.16

Leyenda:

a_i, a_d (m)= intrusión del estribo izquierdo y derecho

a'(m) = máxima intrusión del estribo

y_a(m) = tirante de agua arriba de la estructura. Profundidad del flujo al pie del estribo en la llanura de inundación en la sección de aproximación.

v_e(m/seg) = velocidad aguas arriba del puente

K₁= Factor que depende de la forma del estribo. Vertical=1.00 /Aleros=0.82 / Est Prot= 0.55

θ = Ángulo que hace la corriente con el alineamiento de la estructura (Asumir 90°)

K₂= factor de corrección por ángulo de ataque (θ) del flujo contra el talud del estribo

F_r = Número de Froude.

y_s (m)= Profundidad de erosión. Es la socavación local

S_i (m)= profundidad de socavación local

ARR = Sección aguas arriba

ABA = Sección aguas abajo

$F =$ N° de Froude < 1 , valida el Método de Lischtvan Levediew

$\beta =$ coeficiente que depende del periodo de retorno (Tr) de la creciente de diseño - coeficiente de frecuencia

$D_m =$

diámetro característico de las partículas que componen el fondo diámetro de las partículas ubicadas en la superficie del lecho erosionado, puede utilizarse d_{64} para tener en cuenta el acorazamiento del lecho (lechos con granulometria extendida)

$x =$ exponente variable, en función del peso volumétrico o en función del diámetro medio de la partícula del material granular

$\alpha =$ Coeficiente de sección o de distribución de gasto

$F_{bo} =$ factor adimensional en función del tamaño del lecho (tabla)

$K =$ factor en función del cauce (tabla)

$Z =$ factor de multiplicación para usar en la profundidad de socavación (tabla)

$H_{s1} =$ profundidad de socavación general

$H_m(m) =$ Calculo del tirante medio

$H_s(m) =$ profundidad de la lámina de agua medida desde la superficie del agua (para Qd) hasta el fondo erosionado tirante que corresponde a la profundidad al que se desea evaluar la velocidad erosiva

$S_G(m) =$ profundidad de socavación general

$\mu =$ coeficiente de contracción (depende de la velocidad)

$ds(m) =$ profundidad de socavación

Determinación de la profundidad de socavación local en los estribos – Método Froehlich - Puente Santa Maria

$$S_l = y_a \left[2.27 K_1 K_2 \left(\frac{a'}{y_a} \right)^{0.43} F_r^{0.61} + 1.0 \right] \quad F_r = \frac{V_e}{\sqrt{g y_a}} \quad K_2 = \left(\frac{\theta_2}{90^\circ} \right)^{0.13} \quad a' = \max(a_i, a_d)$$

Subcuenca	Nombre	Caudal (m ³ /seg)	Area (m ²)	y _a (m)	v _e (m/seg)	Tr (años)	FROEHLICH									S _l (m)
							a _i	a _d	a'	K ₁	θ	K ₂	(a'/y _a) ^{0.43}	F _r	y _s (m)	
C-1	Santa Maria	20.79	5.31	0.69	3.9	500	1.0	1.0	1.0	0.55	90	0.0	1.2	1.50	0.7	0.7
C-2	Santa Maria	20.79	5.21	0.68	4.0	500	1.0	1.0	1.0	0.55	90	0.0	1.2	1.54	0.7	0.7

Leyenda:

a_i, a_d (m)= intrusión del estribo izquierdo y derecho

a'(m) = máxima intrusión del estribo

y_a(m) = tirante de agua arriba de la estructura. Profundidad del flujo al pie del estribo en la llanura de inundación en la sección de aproximación.

v_e(m/seg) = velocidad aguas arriba del puente

K₁= Factor que depende de la forma del estribo. Vertical=1.00 /Aleros=0.82 / Est Prot= 0.55

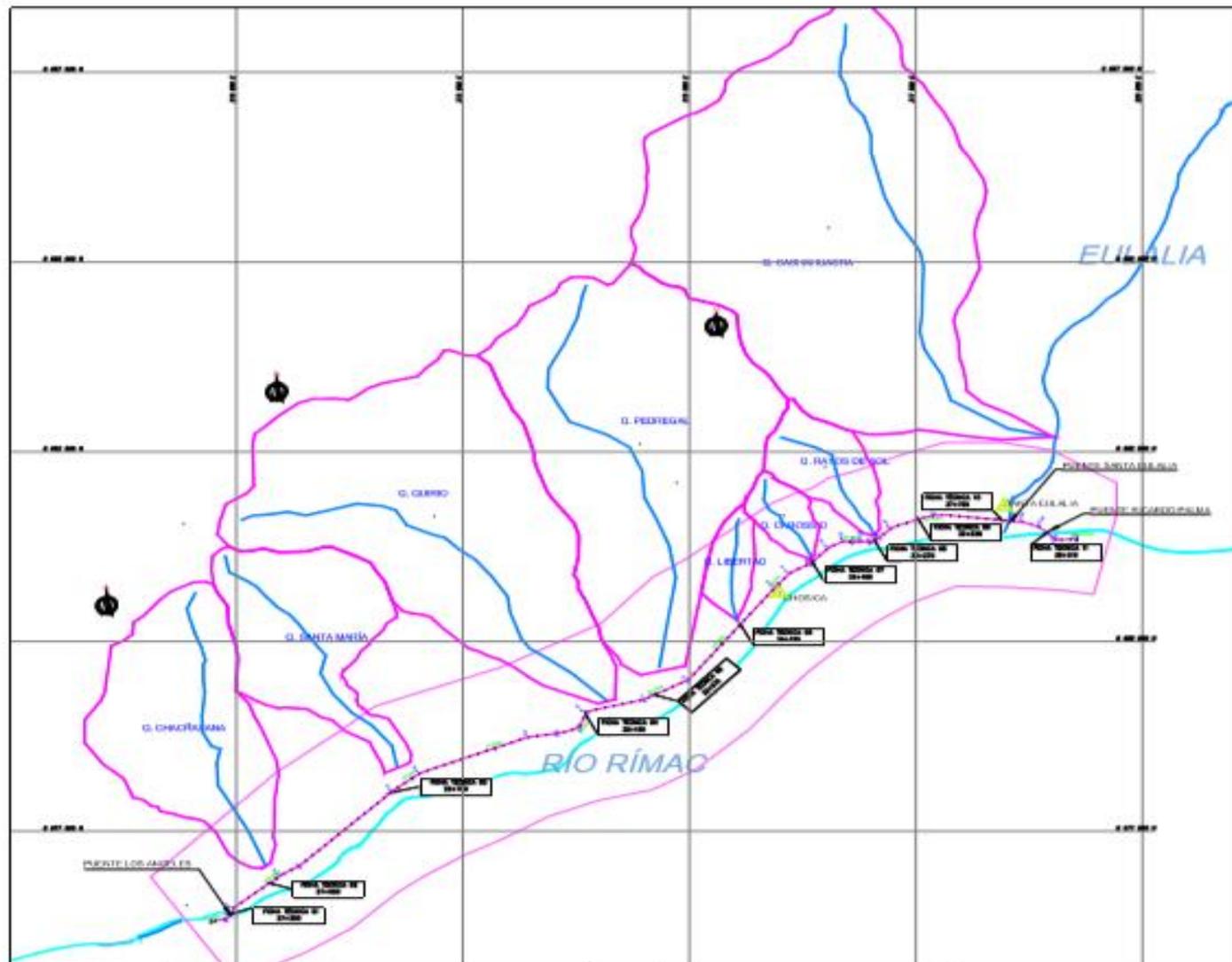
θ = Ángulo que hace la corriente con el alineamiento de la estructura (Asumir 90°)

K₂= factor de corrección por ángulo de ataque (θ) del flujo contra el talud del estribo

F_r = Número de Froude.

y_s (m)= Profundidad de erosión. Es la socavación local

S_l (m)= profundidad de socavación local



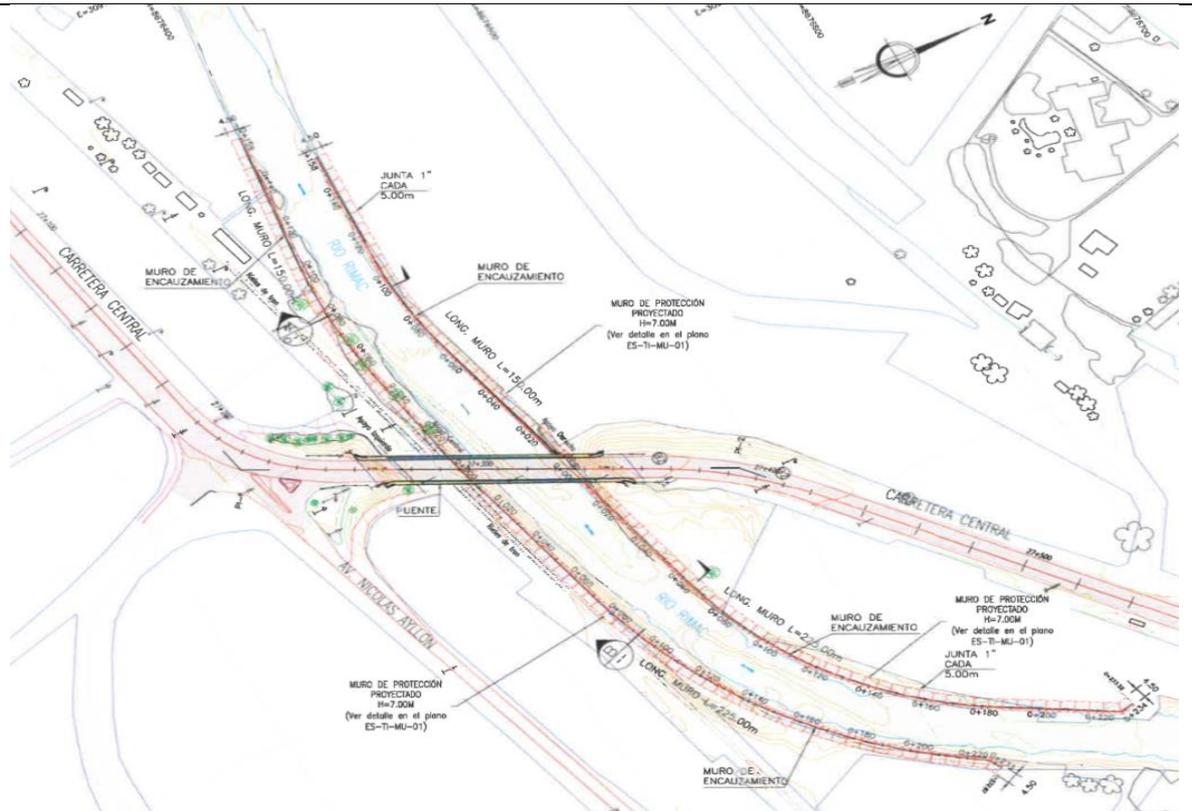
INVENTARIO DE ZONAS INESTABLES

Zona Inestable	Descripción	Superficie	Altura	Estado
1	Pro. Los Argentinos	27425	30923	9673439
2	Zona Chacabana	27411	31063	9673810
3	Zona Santa María	29176	31174	9673930
4	Zona Curro	32100	31303	9674040
5	Zona Pedregal	32975	31414	9674150
6	Zona Libertad	34125	31523	9674260
7	Zona Lantoso	37490	31634	9674370
8	Zona Reyes de Sol	39470	31744	9674480
9	Zona Buenos Aires	39498	31754	9674590
10	Pro. Santa Fe de	37408	31844	9674700
11	Pro. Ricardo Palma	39410	31947	9674810

FICHAS TÉCNICAS

FICHA TÉCNICA N°01

ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
01	PTE. LOS ANGELES KM 27+300	10'254 542.38



En el puente los Ángeles se dará mantenimiento a Muros de Protección tanto en el margen derecho y margen izquierdo (Aguas Arriba y Aguas Abajo)

FICHA TÉCNICA N°02

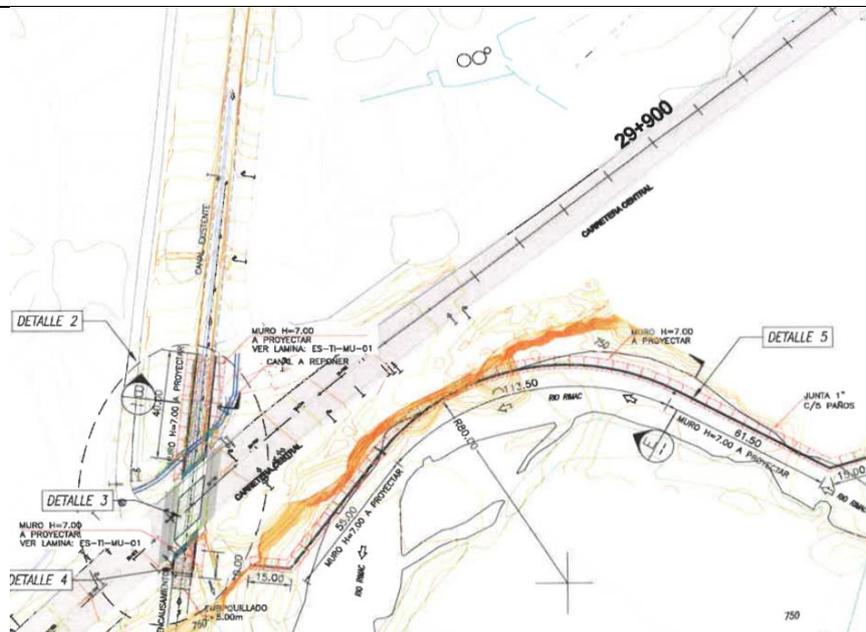
ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
02	QUEBRADA CHACRASANA KM 27+915	7'769 555.87



Se profundizará el canal existente y a través de una transición modificar la sección trapezoidal existente a rectangular, cuyos lados de la canalización serán muros de concreto, se proyecta alcantarilla, se proyecta colector con aberturas a nivel de superficie, se eleva la rasante de la vía de la carretera central en 1.0m, Cruzando la vía de la carretera central se empalmará la alcantarilla al encauzamiento a través de muros de concreto; y como parte del trabajo de encauzamiento a la salida eliminar material acumulado, reubicar el paradero, así como los postes de alumbrado público y semáforo que serán intervenidos.

FICHA TÉCNICA N°03

ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
03	QUEBRADA SANTA MARIA KM 29+687.63	7'893 712.12



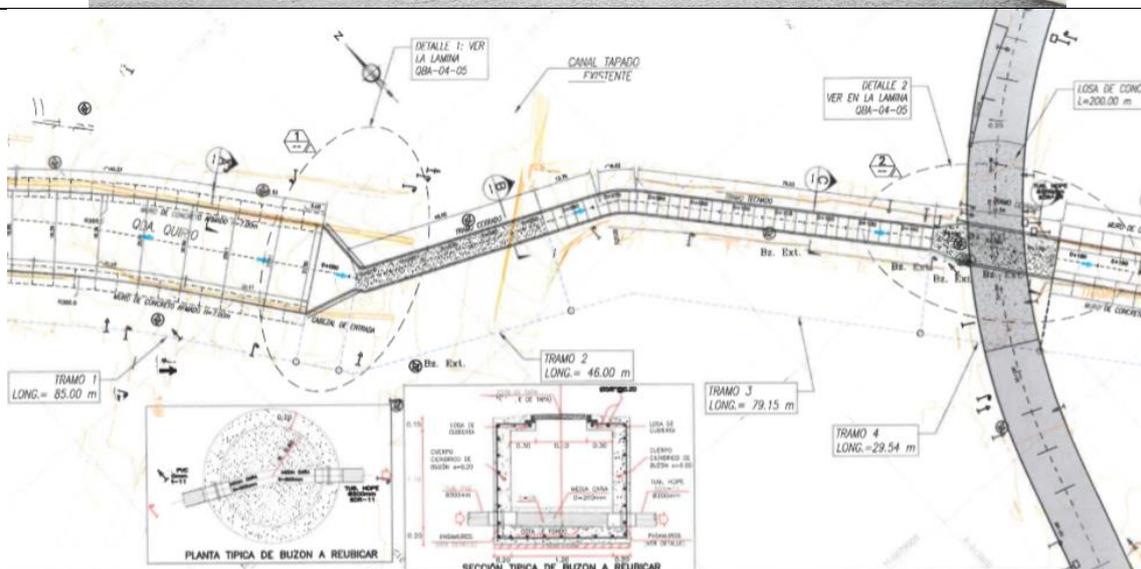
La solución propuesta establece reemplazar alcantarilla por insuficiencia hidráulica, con un puente de sección de 10.0mx5.0m, mejorar el alineamiento de acuerdo a la dirección del cauce aguas arriba para ello se reemplazará 40m del canal por muros en ambas márgenes para poder profundizar el fondo del cauce, desde el empalme con el canal existente hasta el puente proyectado, se proyectará defensa ribereña a la descarga de la quebrada al río Rímac, continuar la protección aguas arriba del río Rímac por la margen derecha en una longitud de 260.0m y también se proyectará un sumidero con rejillas transversal al acceso existente a la quebrada, la cual se ubicará a unos 450 m de la carretera central, respecto al puente de las alternativas a evaluar corresponderá al tipo de puente a proyectar.

- Reemplazar la estructura de drenaje ubicada en el Km. 29+687.63, ampliando la sección hidráulica y orientarlo de acuerdo al encauzamiento y dirección de la quebrada.
- Proyectar defensas ribereñas margen derecha, contigua a la salida de la descarga de la quebrada Santa María.
- Reemplazar alcantarilla por insuficiencia hidráulica por una de sección 2.0mx1.0m, ubicada en el acceso a unos 450 m de la carretera central y descargar al dren existente.
- Reemplazar muro existente y acueducto aguas arriba de la estructura existente.
- Encauzamiento aguas abajo de la estructura a reemplazar.

-

FICHA TÉCNICA N°04

ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
04	QUEBRADA QUIRIO KM 32+160	8'457 210.28



El curso del flujo de la quebrada se da por un encauzamiento a través de muros de contención, cruzando por una vía y canal de concreto tapada, continuando canalizada por una calle y cruzando la carretera central hasta descargar al río Rímac.

Tramo 1: Profundizar el canal existente y reemplazar los muros de concreto existente-
Proyectar alcantarilla de sección 5.0mx3.5m cuyo cabezal de entrada será alero inclinado que empalme al muro de concreto, el cual conectará al colector tapado proyectado.

Tramo 2: Proyectar colector tapado, el cual cruzara por debajo del canal existente.

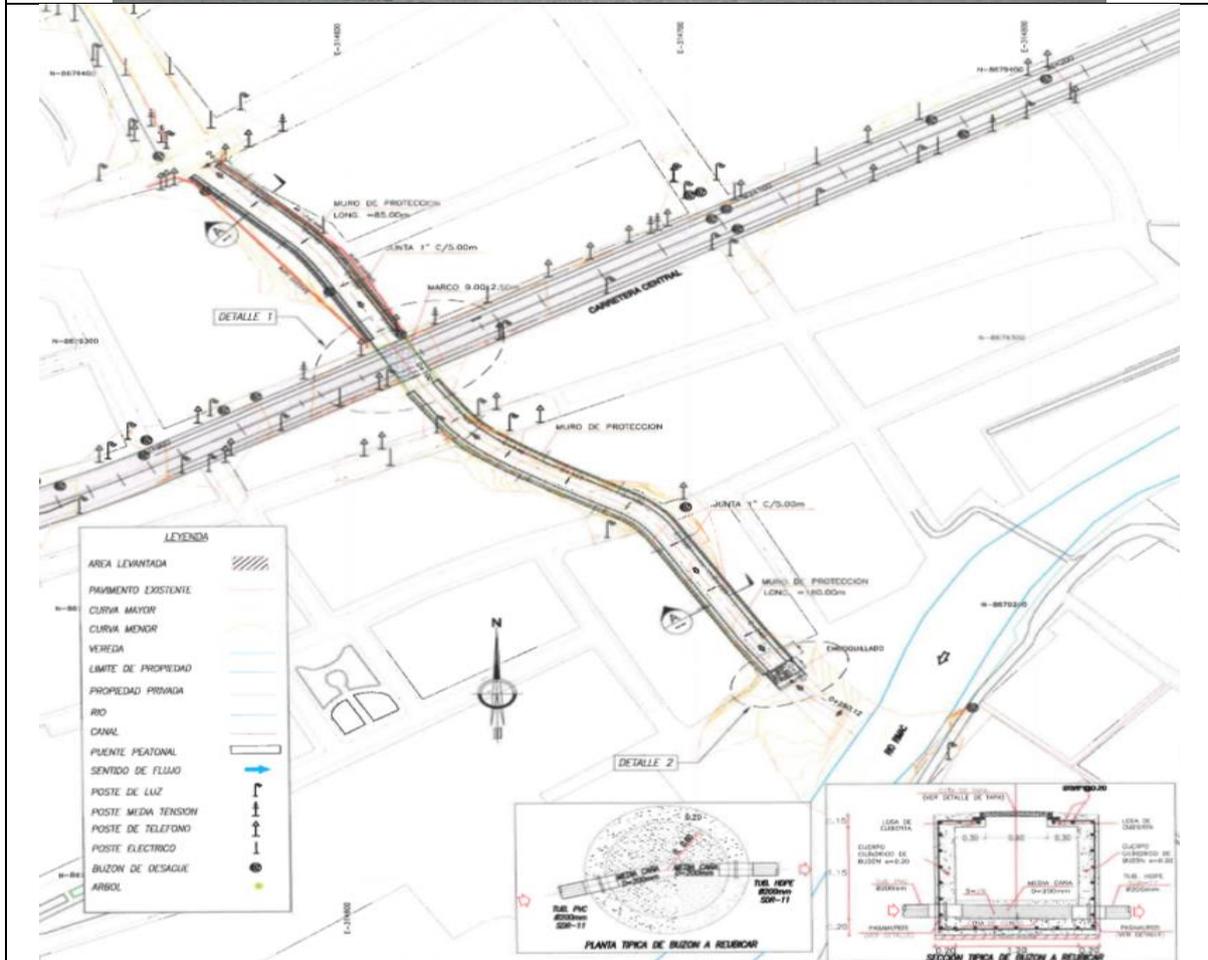
Tramo 3: Empalmar con colector con tapa con aberturas a nivel de superficie hasta un tramo antes de la intersección con la carretera central, en donde se ampliará la sección a través de una transición hasta tener una luz hidráulica de 9.0m, la cual empalmará con la alcantarilla de marco a proyectar de 9.0m x3.5m.

Tramo 4: Para que el nivel de fondo de la quebrada en la descarga al río Rímac este sobre el nivel máximo del río, se ha tenido que elevar la rasante de la vía de la carretera central en 1.0m (siendo la máxima altura de acuerdo a las indicaciones del área de trazo) y de la vía de acceso. Con ello, la propuesta en el cruce con la carretera central es de una alcantarilla tipo marco de sección hidráulica de 9.0mx3.5m.

Tramo 5: Cruzando la vía de la carretera central se empalmará la alcantarilla al encauzamiento a través de muros de concreto en ambos lados en una longitud de 69.80m, continuando con un emboquillado de 10.0m antes de descargar al río Rímac.

FICHA TÉCNICA N°05

ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
05	QUEBRADA PEDREGAL KM 32+973.83	6'557 841.16



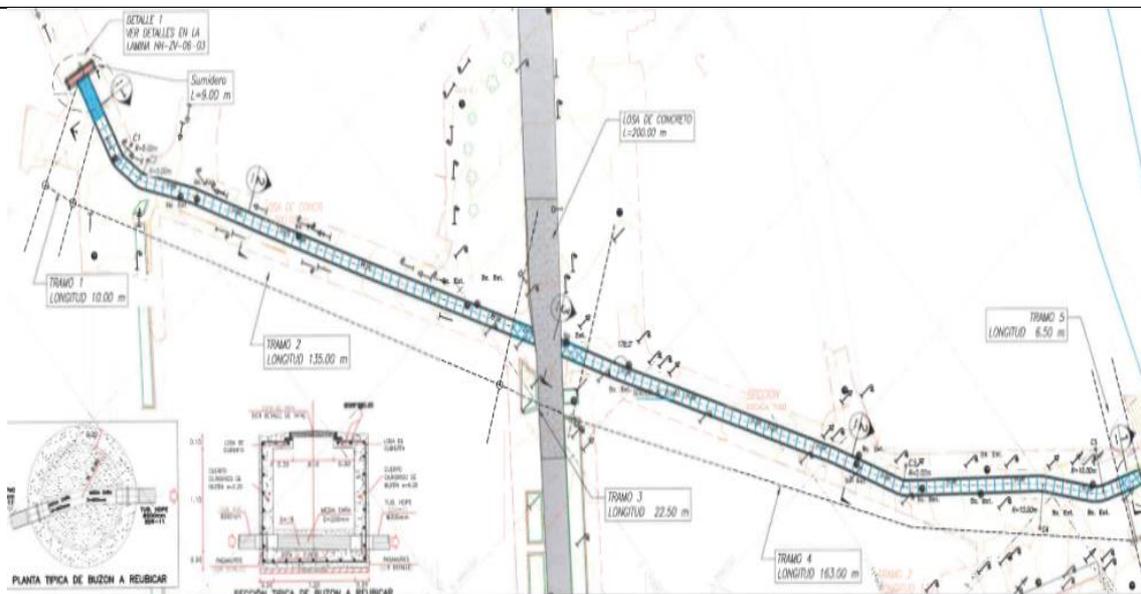
Proyectar alcantarilla de 9.0mx2.5m para que el flujo de huaycos de quebrada Pedregal desembogue al río Rímac, para ello se deberá levantar la rasante en 2.0m ((siendo la máxima altura de acuerdo a las indicaciones del área de trazo).

Canalizar quebrada en tramos que falta, en ambas márgenes para protección de las viviendas que están fuera del cauce.

Proyectar muros de contención en ambas márgenes tanto aguas arriba como aguas abajo del puente a proyectar, las que deberán ser colindantes con los límites de las viviendas existentes.

FICHA TÉCNICA N°06

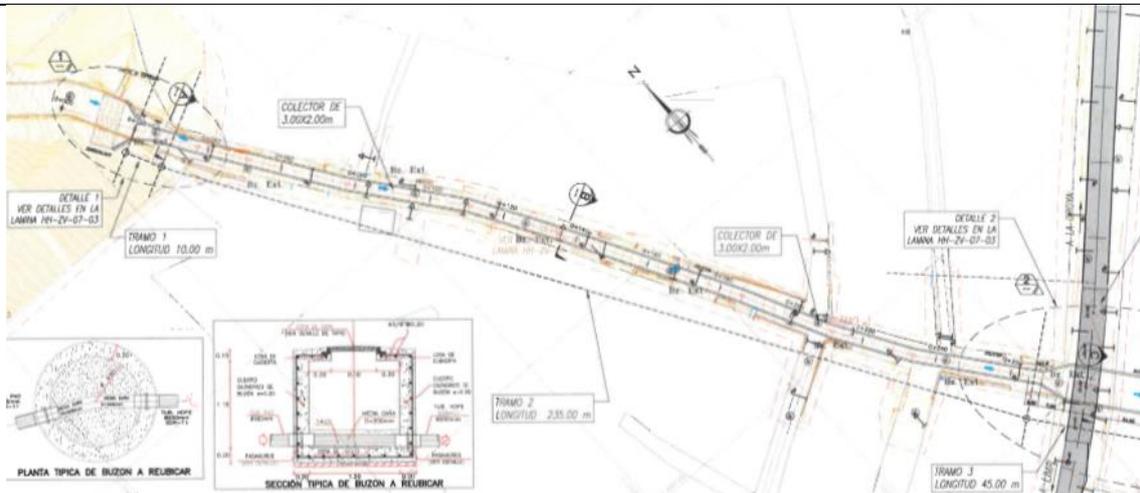
ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
06	QUEBRADA LIBERTAD KM 34+322.34	4'260 941.99



- Tramo 1.- Proyectar alcantarilla con rejillas a nivel de la superficie con pendiente de fondo al centro de la alcantarilla, para descargar al colector.
- Tramo 2.- Continuar con colector con tapa a nivel de superficie que tendrá aberturas para ingreso del agua pluvial hasta el cruce con la carretera central.
- Tramo 3.- En el tramo de cruce con la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.
- Tramo 4.- Continuar el colector cruzando la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.
- Tramo 5.- La salida será mediante un cabezal con alero inclinado que descargara al rio. En este tramo se cruzará por unas propiedades.

FICHA TÉCNICA N°07

ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
07	QUEBRADA CAROSSIO KM 35+480	4'794 792.66



La quebrada Carossio, se ubicada en la progresiva Km 35+480.00, el curso de la quebrada se desplaza a través de la calle existente el cual está rodeado por casas a ambos lados de la vía hasta llegar a interceptar con la carrerea Central, en ella el curso se desplaza por la misma carretera, debido a que esta se encuentra bloqueada por edificaciones (casas), no teniendo continuidad la quebrada.

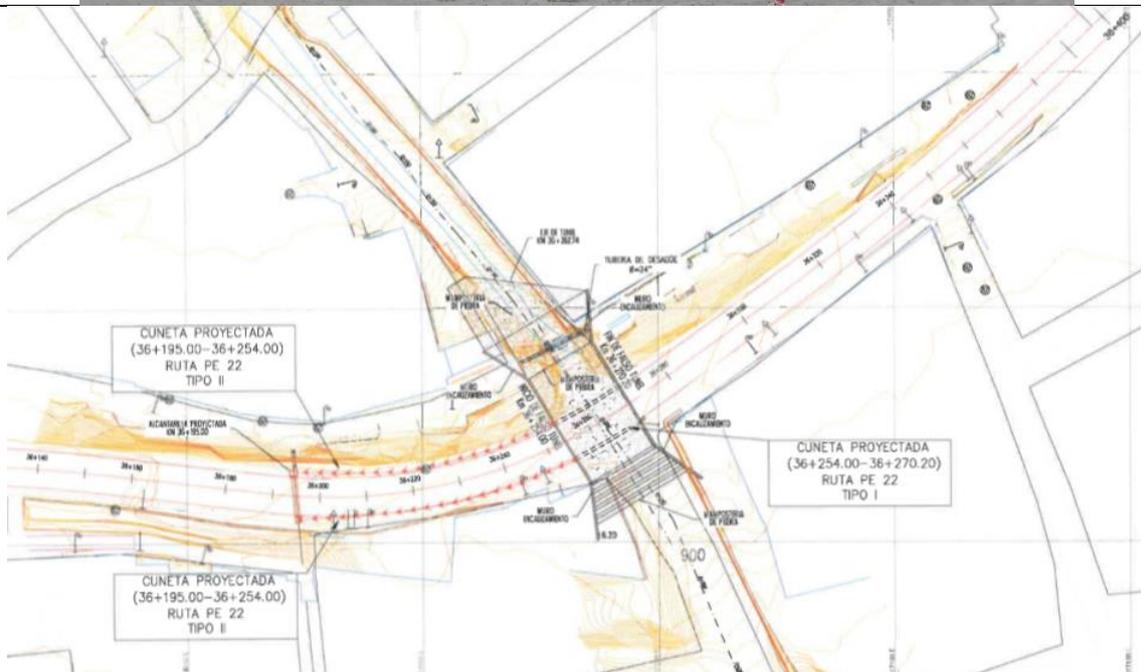
La solución será captar el flujo a través de un colector aguas arriba en el inicio de la calle antes de la intersección con la carretera central; seguir con el colector en el eje de la calle hasta cruzar la vía de la carretera central con una alcantarilla tipo marco de 9.00x2.00, toda la estructura tendrá una longitud aproximada de 320m,

Para ello se considera la expropiación de viviendas ubicadas en la dirección del cauce (lado derecho de la carretera central).

La otra alternativa a evaluar seria la construcción de un badén de concreto armado en una longitud de 50 m en el cruce con la carretera Central. En esta solución también se considera la expropiación de viviendas.

FICHA TÉCNICA N°08

ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
08	QUEBRADA RAYOS DEL SOL KM 36+262.74	8'603 216.23



La quebrada Rayitos de Sol, se ubicada en la progresiva Km 36+262.74, el curso de la quebrada se desplaza a través de una pendiente abrupta superior al 15 al 25%, el ancho de la quebrada es irregular, pasando a la altura de la carretera Central, con un ancho de 6.0 m, llegando descargar al río Rímac, en una longitud de 100 m., desde la carreta Central.

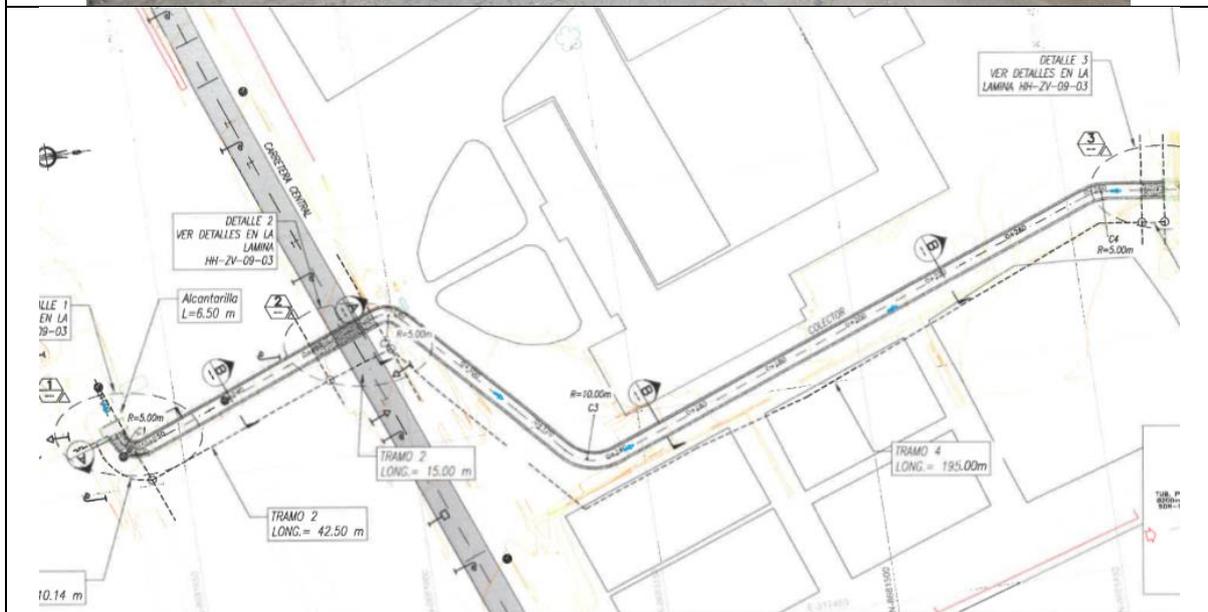
Una alternativa de la solución propuesta pasa por la proyección de un viaducto en falso túnel y otra alternativa sería la proyección de un badén de concreto armado de 50 metros de longitud.

Nota. -

- En la microcuenca de la quebrada Corrales, es necesario diseñar e implementar diques disipadores de energía, ya que los 8 existentes fueron destruidos por la fuerza hidráulica del huayco del 23 de marzo de 2015.
- Realizar desquinche y banqueteo en ambas laderas de mayor desarrollo de suelos.

FICHA TÉCNICA N°09

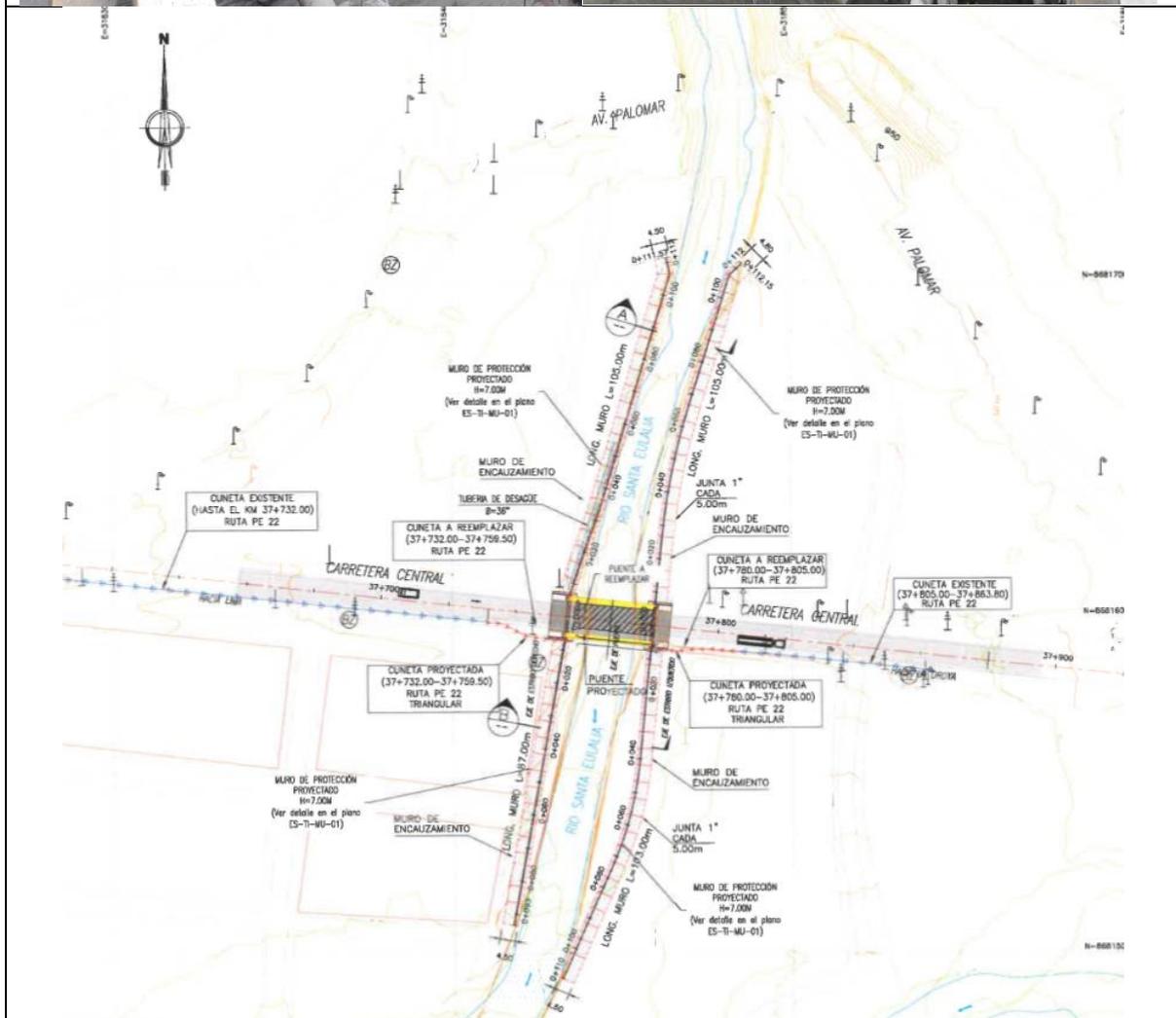
ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
09	QUEBRADA BUENOS AIRES KM 36+833.5	3'161 311.47



- Tramo 1.-
En el cruce de la vía es donde se recogerá las aguas pluviales/ huaycos de las cuatro quebradas de la parte alta que confluyen en la calle, donde se interceptan con una alcantarilla con rejillas a nivel de la superficie
- Tramo 2.-
Continuar con colector con tapa a nivel de superficie que tendrá aberturas para ingreso del agua pluvial hasta el cruce con la carretera central.
- Tramo 3.-
En el tramo de cruce con la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.
- Tramo 4.-
Continuar el colector cruzando la carretera central, el colector pasara tapado en todo el ancho de la plataforma.
- Diseñar e implementar un sistema de drenaje de los flujos ocasionado en las avenidas en tiempos de lluvias.

FICHA TÉCNICA N°10

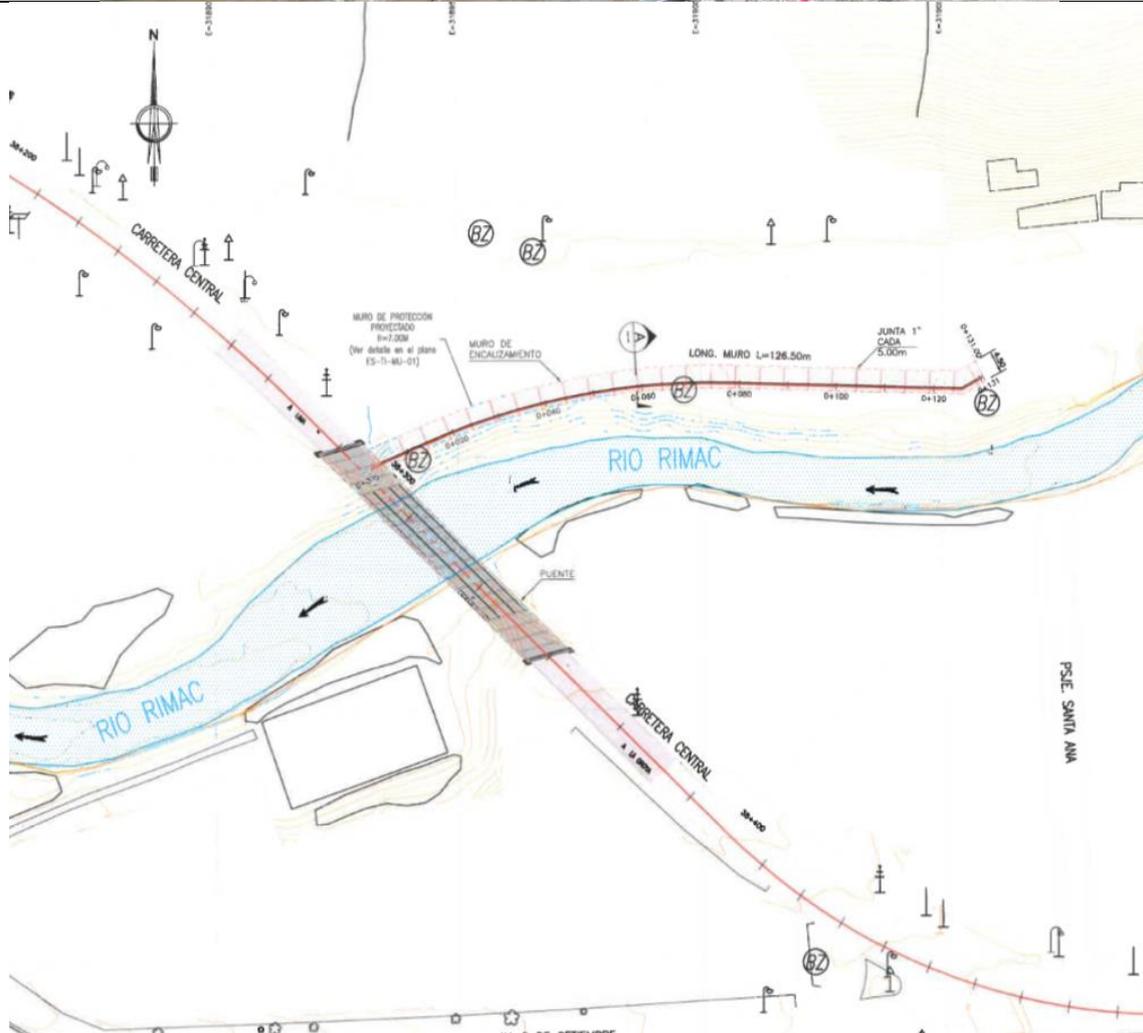
ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
10	PTE. SANTA EULALIA KM 37+769	8'780 977.32



En el puente Santa Eulalia se reemplazará a Muros de Protección tanto en el margen derecho y margen izquierdo (Aguas Arriba y Aguas Abajo)

FICHA TÉCNICA N°11

ZV	SECTOR	PRESUPUESTO DE OBRA (S/)
11	PTE. RICARDO PALMA KM 38+310	2'284 908.74



En el Puente Ricardo Palma se dará mantenimiento a Muros de Protección del margen derecho (Aguas Arriba)