



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“Diseño de muro de gravedad utilizando bolonería de la zona
para mitigar efectos producidos por los Huaycos, Quebrada Santo
Domingo, Chosica, 2020”**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniera Civil

AUTORAS:

Lurita Isla, Naysha Dayli (ORCID:0000-0002-6794-1476)

Morote Gamboa, Andrea Michelle (ORCID:0000-0003-2382-9308)

ASESOR:

MsG. Paccha Rufasto, César Augusto (ORCID:0000-0003-2085-3046)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

LIMA – PERÚ

2020

Dedicatoria

El presente trabajo le dedicamos especialmente a Dios, por darnos la fuerza para poder conseguir lo que más anhelamos. A nuestros padres, por enseñarnos, apoyarnos y darnos los ánimos por todo hasta lograr cada una de nuestras metas que tenemos trazadas y llegarlas a cumplir. A todas las personas que nos apoyaron tanto nuestros familiares como amigos.

Agradecimiento

Ante todo, agradecemos a Dios por guiarnos en todo momento. A nuestro asesor, MsG. Ing. Paccha Ruffato, César Augusto, por enseñarnos y darnos todos los conocimientos necesarios y a todos los que confiaron en nosotras para realizar un excelente trabajo de investigación.

Índice de contenidos

Carátula	i
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de Contenidos	iv
Índice de Figuras	v
Índice de Anexos	vi
RESUMEN	vii
ABSTRACT	viii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	10
III. METODOLOGÍA	26
3.1 Tipo y diseño de investigación	27
3.2 Variables y operacionalización	28
3.3 Población, muestra, muestreo y unidad de análisis	29
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	29
3.5 Procedimientos	30
3.6 Método de análisis de datos	32
3.7 Aspectos éticos	33
IV. RESULTADOS	35
4.1 Zona de estudio	36
4.2 Recopilación de datos	37
4.3 Socavación	68
4.4 Diseño de muro de contención de gravedad	69
4.5 Ubicación de los muros	86
4.6 Drenaje del muro de contención	86
V. DISCUSIÓN	88
VI. CONCLUSIONES	92
VII. RECOMENDACIONES	94
REFERENCIAS	96
ANEXOS	106

Índice de Figuras

Figura 1: Pendiente de la Quebrada Santo Domingo.....	38
Figura 2: Características de la Quebrada Santo Domingo	38
Figura 3: Coordenadas UTM de las 10 calicatas construidas en el área de Carapongo	40
Figura 4: Clasificación de suelos SUCS para el área de Carapongo	41
Figura 5: Valores de capacidad portante para cada calicata, área urbana de Carapongo.....	42
Figura 6: Capacidad Portante de Carapongo	42
Figura 7: Valores máximos de riesgo admisible en obras de drenaje.....	44
Figura 8: Intensidades en diferentes tiempos de retorno	46
Figura 9: Caudales de años anteriores en la Quebrada Santo Domingo.....	49
Figura 10: Caudales máximos ocurridos en la Quebrada Santo Domingo	50
Figura 11: Cálculo para hallar la desviación	51
Figura 12: Tabla de valores Y_n y σ_n	52
Figura 13: Cálculo de caudales máximos.....	53
Figura 14: Orden descendente de los caudales máximos en la Quebrada Santo	54
Figura 15: Cálculo de logaritmos desde las descargas de los caudales.....	55
Figura 16: Cálculo para hallar la sumatoria de los valores de los logaritmos.....	56
Figura 17: Cálculo para determinar el coeficiente de asimetría.....	58
Figura 18: Coeficiente de Asimetría	59
Figura 19: Factor de frecuencia	59
Figura 20: Caudales Máximos y Factor de Frecuencia	62
Figura 21: Caudales Máximos según cada método.....	63
Figura 22: Descarga Máxima.....	63
Figura 23: Descargas Máximas en cada Periodo De Retorno.....	64
Figura 24: Descarga Máxima en el Periodo De Retorno 500 años.....	65
Figura 25: Concentración de sedimentos.....	65
Figura 26: Valores del Cauce	68
Figura 27: Altura para el diseño	69
Figura 28: Sumatoria de Momentos Resistentes 1	74
Figura 29: Sumatoria de Momentos Resistentes 2.....	81

Índice de Anexos

Anexo 1: Matriz de Operacionalización de variables	107
Anexo 2: Matriz de Consistencia.....	108
Anexo 3: Instrumento de Recolección de datos	109
Anexo 4: Tablas Adicionales	111
Anexo 5: Diseño del Muro.....	118
Anexo 6: Ilustraciones	121
Anexo 7: Planos.....	133

RESUMEN

El objetivo de la investigación fue determinar cómo se mitiga los efectos producidos por los huaycos mediante el empleo del muro de Gravedad utilizando bolonería de la zona de la Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020. El tipo de investigación fue descriptiva, con enfoque cuantitativo. Además, nuestra muestra fue no probabilístico, intencional o por convicción, tomando un tramo determinado, este abarca desde el Km 0+000 al Km 1+050 de la Quebrada Santo Domingo en Chosica. El instrumento utilizado fue la recolección de datos, conformado por 8 ítems para evaluar la VI y 4 ítems para evaluar la VD, los cuales fueron dirigidos a Ingenieros Expertos. El cuestionario fue validado mediante la técnica estadística alfa de Cronbach.

Se obtuvo como conclusión que el diseño elaborado con el fin de mitigar los efectos producidos por los huaycos en la quebrada Santo Domingo, tendrá resultados favorables, pues la construcción de ellos disminuirá la caída de los sedimentos y minimizará la erosión, ya que el muro de gravedad es una forma eficiente de proteger las viviendas y vías de transporte que se encuentran cerca a la Quebrada Santo Domingo.

Palabras clave: Muro de contención, Mitigar efectos de huaycos, Diseño de Muro de Gravedad, Bolonería.

ABSTRACT

The objective of the research was to determine how the effects produced by the huaycos are mitigated through the use of the Gravity Wall using bolonería from the Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020. The type of research was descriptive, with a quantitative approach. In addition, our sample was non-probabilistic, intentional or by conviction, taking a certain section, this covers from Km 0 + 000 to Km 1 + 050 of the Quebrada Santo Domingo in Chosica. The instrument used was data collection, made up of 8 items to evaluate the independent variable and 4 items to evaluate the Dependent Variable, which were addressed to Expert Engineers. The questionnaire was validated using Cronbach's alpha statistical technique.

The conclusion was reached that the design elaborated in order to mitigate the effects produced by the huaycos in the Quebrada Santo Domingo, will have favorable results, since the construction of them will reduce the fall of the sediments and will minimize erosion, since the Gravity Wall is an efficient way to protect the homes and transportation routes that are near the Quebrada Santo Domingo.

Keywords: Retaining wall, Mitigate the effects of mudslides, Gravity Wall Design, Bolonería.

I. INTRODUCCIÓN

En el Perú los corrimientos de tierra se le conocen como huaycos o huaicos. Parte de la Cordillera de los Andes se encuentra en Perú, esto produce inundaciones violentas de aluvión, causando el rebose de los ríos provocando sepultaciones enormes a su paso. Los Huaicos son identificados de alto riesgo, ya que las consecuencias de estos eventos climatológicos pueden ser las pérdidas no solo materiales sino también de vidas humanas. Si no se ejecutan planes adecuados para minimizar los riesgos, las pérdidas podrían ser desmedidas. La cual en la siguiente investigación planteamos una alternativa para mitigar las causas producidas por los huaicos, diseñando un muro de contención según los estudios adecuados.

La realidad problemática surge de los efectos que se han producido como resultado de los huaycos, que se forman por las fuertes lluvias en la parte alta de Chosica, estos por muchos años han sido causantes de pérdidas no solo materiales sino también de vidas humanas.

En el Perú estas zonas de alto riesgo debido a los huaycos, palabra que en quechua significa “Quebrada”, provocan daños a los habitantes, en otras partes del mundo es conocido como el desprendimiento de tierra y agua.

Cuya (2017) nos comentó que “Usamos mal al llamar huaico a los deslizamientos de lodo ya que la palabra “huayco” en quechua significa quebrada, y que sería lo correcto llamarlo “lloclla” lo que significa aluvión” (p. 43).

Cannon, Haller, Ekstrom, SchweigIII, Devoli, Moore, Rafferty y Tarr (2001) nos describieron que: Los desprendimientos de tierra, con veloz movimiento y muchas veces destructivos, han atentado contra las vidas humanas y ganados, han derrumbado puentes y otras obras civiles e inundaron también tierras de cultivo. (p. 18)

Los deslizamientos de Tierra en el Perú, es el incremento del caudal hidráulico de los ríos de la Cordillera. La energía de estos huaycos desprende una gran suma de material del terreno, sumando las potentes lluvias, el caudal llega a formar grandes avalanchas de barro provocando así el desastre natural de muchas ciudades y pueblos vulnerables.

Debido al peligro de los huaycos Gastulo (2014) describió que el AA. HH. Perú presenta un alto nivel de riesgo ante los huaycos, por el deslizamiento de flujos de agua, que descienden rápidamente por pendientes destacadas del cerro Miraflores, afectando así al asentamiento humano. (p. 2)

Chosica, capital del distrito de Lurigancho-Chosica, comparte el Valle del río Rímac y es el camino a los andes del Perú, la mayoría del año, debido a su clima soleado recibe muchas visitas de los limeños, sin embargo, existen también días de fuertes lluvias los cuales se pronuncian entre los meses de noviembre a marzo, las cuales al crecimiento de su caudal hidráulico y su gran energía provoca un violento desplazamiento de grandes masas de agua mezclado con grandes dimensiones de rocas y lodo, que se movilizan por las quebradas y valles de Chosica, dañando así a la población asentada cerca de la zona de riesgo, dejando a muchas familias damnificadas, perdidas de cultivos, observándose también daños en los comercios locales y cerrando la carretera central generando gastos e inmovilización del tránsito vehicular. Cuya nos comenta un antecedente que tuvo el Perú en los años 2012, 2015 y 2017 los cuales se activaron las quebradas de Chosica.

Cuya (2017) nos dijo que “En los años 2012, 2015 y 2017 en Chosica hubo grandes pérdidas humanas, sin dejar de mencionar las pérdidas económicas que tuvo la zona, la activación de las quebradas provocó los desbordes del río Rímac” (p. 2).

Una de las zonas más afectadas se encuentra cerca a la Quebrada Santo Domingo pues cada vez que se activa esta Quebrada, puede causar daños significantes.

García (2016) señaló que “Durante épocas de lluvias, principalmente al inicio, se limpian las vertientes de la cuenca de recibimiento como consecuencia del extenso deslizamiento, con el consecutivo empuje de materiales hacia el lecho de las quebradas secundarias. Estas al inicio no pueden llevar la carga, pero cuando ocurren lluvias fuertes y con la congestión hídrica de los lechos, las corrientes tormentosas se vuelven activas; a la vez que la unión de dos o más

corrientes incrementa la fuerza de dichos flujos derivados después se convierten en huaycos” (p. 9).

También indicó que “Los huaycos que sucedieron en los distritos de Chaclacayo y Chosica fueron registrados desde 1909 al 2012, siendo los más desastrosos en los años 1925, 1926 y 1987, junto con el Fenómeno del Niño” (p. 44).

La quebrada Santo Domingo se encuentra a la izquierda del río Rímac tiene una longitud de 4.0 km, los principales afectados son los distintos asentamientos y la Universidad “La Cantuta” que se encuentran en el cauce de la quebrada, considerando los habitantes del AA.HH. Santo Domingo los más vulnerables, ya que cuentan con gran cantidad de lotes.

Los deslizamientos más recientes y desastrosos que ocurrieron en la quebrada Santo Domingo fueron en el año 2017, afectando a muchas de las viviendas, dañando la salud y sobre todo la vida de la población. La pérdida en las edificaciones es constante ya que las viviendas se encuentran en el lecho de la quebrada. Los pobladores del AA.HH. Santo Domingo al manifestarse las fuertes lluvias temen ser golpeados por inundaciones y huaycos similares a los ocurridos en el año 2017 por El Niño costero.

Se extrajo una imagen del Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres (SIGRID), mostrando la ruta que toma el huayco, viendo así las poblaciones vulnerables ante las inundaciones de la activación de la quebrada Santo Domingo.

Para evitar la destrucción de las poblaciones por la activación de las quebradas de Chosica es importante una medida de precaución para estos hechos, la cual se puede emplear como medida de prevención el muro de contención, ya que son estructuras que soportan esfuerzos horizontales por los empujes de tierras y líquidos.

Para definir a los muros de contención, Barros (2005) nos indicó que los muros sirven para la contención, en general, de tierras. Particularmente estos pueden tener agua, granos, etc. Estos muros resisten sobrecargas estáticas y dinámicas que se produce sobre el empuje de la tierra. (p. 7)

En otra definición Gonzáles (2001) nos dijo que: “Los muros de contención son considerados como estructuras apropiadas para contener, mantener, crear una desigualdad entre los niveles que existen. Generalmente estos son capaces de soportar tierra, pero también líquidos y grano de cereales” (p. 139).

Se realizó la construcción de muros de contención tipo voladizo, el cual, según estudios realizados en el año 2015, especialistas señalaron que los muros presentaban una serie de deficiencias técnicas y advirtieron que la construcción no reduciría el impacto de los huaycos, más la población podría ser afectada de igual manera, agregaron también los especialistas que muchos de los muros estaban en construcción inconclusa. En el 2017 al presentarse el fenómeno de El Niño Costero los pobladores tuvieron una gran pérdida y el muro no mitigó los efectos.

Arisoe (2015) nos señala que: “Los muros de contención están elaborados con una serie de deficiencias técnicas, también se encontraron zonas que solo han protegido un lado de la quebrada y se encontró construcciones inconclusas.”

Para esta investigación se realizará un diseño de muro de contención de gravedad, ya que estos muros dependen de su propio peso para funcionar y pueden ser muy beneficiosos económicamente, porque se podría utilizar la bolonería de la zona como materiales para su construcción. La cual se evaluará y comparará con los muros anteriormente construidos.

Además, Cuzco (2018) nos indicó en su estudio comparativo sobre los muros de contención de gravedad y voladizo, analizando el comportamiento estructural de ambos muros, llegó a concluir que el muro de contención de gravedad presenta menor desplazamiento y mayor esfuerzo interno que el de voladizo. (p. 72)

Algunas investigaciones, así como la importancia de indagar sobre el diseño estructural del muro de contención de gravedad para mitigar los efectos producidos por los huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020, pueden generar alternativas que coadyuven al mejoramiento de la técnica en la aplicación de estos muros de contención, así como minimizar su impacto durante su manifestación en la población. Es necesario por lo tanto que el investigador o

diseñador utilice con criterio y rigor científico herramientas originadas de estudios para este fin.

Como justificación teórica, Esta investigación se basa en producir resultados que puedan generar beneficios en el diseño estructural del muro de contención de gravedad para mitigar los efectos producidos por los huaycos. Al finalizar esta investigación también podrá ser usada como aporte al conocimiento que se tiene actualmente acerca del tema antes mencionado.

Calavera (1989) nos informó que es fundamental labor de los muros es el de ser útil como fundamento la contención del terreno, que puede ser natural o de relleno artificial. (p. 11)

Carrillo y Guadalupe (2001) nos comentaron que luego de que sucedían los desastres como huayco, sismo, inundación, etc. Existe un deterioro ambiental, ya que hay catástrofes y desgracias que afectan directamente el ambiente del hombre. (p. 2)

Como justificación social se pretende la mejora de condiciones de vida de los ciudadanos aledaños a la Quebrada, a través del muro de contención que evitaría el paso del huayco hacia la población, dando así confianza y seguridad y tranquilidad, conservando así las tierras agrícolas y protegiendo las viviendas para una mejor calidad de vida para las personas.

Rizo Patrón (2017) nos comentó en su artículo que:

Desde fines del año 2016 se han presentado fuertes lluvias, inundaciones y huaycos ocasionando no solo pérdidas humanas si no también materiales, notando lo sucedido hay una desconsiderada falta de prevención ante estos acontecimientos la cual se debería considerar una prioridad.

Como justificación económica sabemos que el criterio para diseñar y elegir una estructura de contención, tiene una justificación económica porque en el diseño se toman en cuenta muchos factores como la disminución de costos y la estabilidad y seguridad de la estructura, para esto una estructura que se encuentra segura también debe ser económica y factible.

Castrillón y Cifuentes (2010) explicaron que “la organización plantea evitar pérdidas tanto económicas como financieras, minimizando así los gastos de ejecución” (p. 113).

El proyecto genera un presupuesto de recursos económicos que se requiere para la defensa ribereña de la Quebrada Santo Domingo, beneficiando a los pobladores que viven aledaños a dicha Quebrada, dinamizando la economía al dar ventajas a los pobladores con oportunidad de trabajo para la construcción futura del muro, reduciendo también los daños materiales.

El Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual [Indecopi] (2017) en su reporte nos comentan que:

También nos comenta que los pobladores protegían sus viviendas y sus lugares de trabajo con sacos de arena los alrededores de las aberturas de las puertas, estos actos no llegaban a proteger de forma eficiente las viviendas ya que por la presión del agua que fluye con el huaico terminaba ingresando en ellas. (p. 15)

Ha habido una serie de huaicos en el Perú (con mayor impacto en Lima Este y en el Norte de Perú) provocando daños y destrozos en las carreteras, erosión en las zonas habitadas entre otros. Esto ha provocado el alza de precios en primera necesidad, y la falta de abasto del agua potable a distintas zonas del país. (p. 19)

También como justificación tecnológica para la presente investigación se utilizarán como herramientas primordiales como las hojas de Cálculo y el software HEC-RAS, uno para evaluar el comportamiento del huayco y obtener datos importantes para luego trabajar con el segundo software y poder realizar el diseño estructural del muro de contención de gravedad para mitigar los efectos producidos por huaycos.

El primer software a utilizarse que nos ayudara en el presente proyecto de investigación es el HEC - RAS, está basado en el proceso de datos georreferenciados, obteniendo así la determinación del nivel del agua, simulaciones de flujos en canales o cauces del río, hasta incluso estudios de inundaciones. Con este programa obtendremos resultados de calado y

velocidades. En el Hydraulic Reference Manual nos comenta Brunner el contenido del programa.

Brunner (2016) dijo que HEC – RAS es un sistema integrado de software, que está diseñado para ser utilizado de forma interactiva en un entorno de red multitarea y multiusuario. Contiene cuatro componentes de análisis de los ríos unidimensionales para: (1) El cálculo de los perfiles de las superficies del flujo de agua; (2) la simulación de derrame inestable; (3) cálculos del traslado del sedimento y su límite móvil; y (4) el análisis de calidad del agua. (p. 2)

El segundo software a utilizarse nos ayudará a realizar el diseño estructural del muro de contención de gravedad, las hojas de cálculo no solo se utilizan para trabajos financieros y contables, también en la ingeniería civil le podemos dar una utilidad muy importante ya que nos permite realizar trabajos en las hojas de cálculo como plantillas y podemos desarrollar operaciones numéricas simples y complejas. En el manual Microsoft Office Excel 2010, nos comenta el contenido del programa

Ebriik (2013) nos dijo que:

El software Excel 2010 nos permite realizar hojas de cálculo, que se encuentra integrada en el paquete de programas Microsoft Office. El software Excel son hojas de cálculo que se trabajan números de forma intuitiva y sencilla. Se utiliza una cuadrícula donde las celdas se pueden introducir gráficos, letras y números. (p. 5)

Considerando la realidad problemática presentada, se planteó el problema general y los problemas específicos de la investigación. El problema general de la investigación fue ¿De qué manera el empleo de muro de gravedad con bolonería mitiga los efectos producidos por los huaycos? Los problemas específicos de la investigación fueron los siguientes:

- **PE1:** ¿Los parámetros hidráulicos influyen en el diseño de muro de gravedad con bolonería?
- **PE2:** ¿De qué manera influye la fuerza de empuje del huayco en el diseño de muro de gravedad con bolonería?

- **PE3:** ¿Los factores de seguridad influyen en el diseño de muro de gravedad con bolonería?

El objetivo general es Determinar cómo se mitiga los efectos producidos por los huaycos mediante el empleo de Muro de Gravedad con Bolonería. Los objetivos específicos fueron los siguientes:

- **OE1:** Determinar los parámetros hidráulicos necesarios que influyen en el diseño de muro de gravedad con bolonería.
- **OE2:** Identificar cómo influye la fuerza de empuje del huayco en el diseño de muro de gravedad con bolonería.
- **OE3:** Determinar los factores de seguridad que influyen en el diseño de muro de gravedad con bolonería.

II. MARCO TEÓRICO

En este capítulo presentaremos el marco teórico de nuestra investigación, la cual presentaremos las investigaciones previas recopilando los antecedentes internacionales y nacionales, encontrando también los conceptos importantes de nuestra investigación.

Los antecedentes en una investigación científica son fundamental, ya que nos sirve como referencia para guiarnos durante nuestro estudio, los antecedentes son trabajos realizados, se indagan según las variables establecidas describiendo historias nacionales e internacionales. En nuestro estudio haremos mención la importancia del muro de contención, sus características, los factores de seguridad, entre otros.

A continuación, en los siguientes párrafos se hará mención de trabajos realizados a nivel internacional, que ayudan a esclarecer nuestra perspectiva del tema, según los resultados obtenidos en el mundo.

Sánchez (2019) en su estudio sobre el diseño de muro de contención en las calles Juan León Mera y Primero de Junio, ciudadela Mirador San Antonio, ciudad Jipijapa, presentado en la Universidad Estatal del Sur de Manabí, tuvo como objetivo principal el diseño de muros de contención para la protección de la comunidad de los deslizamientos de laderas, y concluyó que según sus estudios las laderas eran inestables la cual, se necesitó la construcción del muro de contención tipo cantiléver de hormigón armado en dicha ladera, siguiendo así las características mínimas de deslizamiento, hundimiento y volteo.

En esta investigación es notable la importancia que tiene el muro de contención para la providencia de los desprendimientos de las laderas sobre la comunidad de ciudadela.

Torres (2016) en su investigación sobre la estabilización de taludes con neumáticos usados, presentada en la Universidad Santo Tomás, presentó como objetivo principal verificar el diseño y la estabilidad de los taludes y concluyó que los deslizamientos, la capacidad portante y la seguridad e vuelco cumplieron en todos los casos, el método de estabilización funciona según el caso de estudio.

Esta investigación es importante para tomar en cuenta los factores de seguridad, los deslizamientos, el volcamiento y la capacidad portante, ya que con ellos podemos ver las fallas que puede ocasionar el suelo.

Caro (2015) en su estudio de la ejecución de cámaras mediante estructuras de contención flexible para estaciones de Metro, presentado en la Universidad Politécnica de Madrid, tuvo como objetivo principal analizar distintas secuencias constructivas, establecer criterios y parámetros para el diseño de la construcción de estructuras de contención, la cual incluye un análisis cuantitativo y cualitativo, concluyendo que es importante el análisis de los aspectos constructivos y generales para el diseño de las estructuras.

Esta investigación aporta de gran manera a nuestra propuesta ya que debemos tener en cuenta los parámetros geotécnicos de los suelos de la estructura, considerando también la geometría, los materiales y la rigidez para el diseño de la estructura de contención.

Sánchez (2015) en su investigación acerca de los muros de contención de materiales reciclados en suelos inestables, presentado en la Universidad Autónoma Metropolitana, presentó como objetivo principal dar solución a la inestabilidad de suelos en laderas, teniendo en cuenta la estabilización de suelos, concluyendo así el rehúso como elemento de mampostería las llantas para el muro de contención según el tipo de suelo estudiado.

Esta investigación nos da a conocer la importancia del estudio de suelos y tomar en consideración el buen diseño estructural de un muro de contención.

Lucero, Pachacama y Rodríguez (2012) en su estudio sobre el análisis y diseño de muro de contención, presentada en la Universidad Central del Ecuador, presentó como objetivo principal la elaboración de un manual para el análisis y el diseño de muros de contención para su mejor estudio de manera práctica, la cual concluyeron que para la realización de los muros de contención es importante tomar en cuenta las características de la estructura, el estudio del suelo y la función del muro a cumplir que va a depender para el diseño.

Esta investigación aporta para tomar en cuenta la importancia de las características estructurales y la realización del estudio de suelos, ya que son fundamentales dichos análisis previos para una buena elaboración de diseño de muro de contención.

En los siguientes párrafos presentaremos trabajos realizados a nivel nacional, que claramente apoyan a la investigación con sus conclusiones, para tener mejor visión de los alcances obtenidos según los estudios en territorio nacional.

Huamán (2019) en su análisis de diseño de muros de contención como defensa ribereña, tramo Huaura – Sayán del Río Huaura, presentada en la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, tuvo como objetivo principal determinar el diseño del muro de contención y la defensa ribereña del tramo Huaura-Sayán, y concluyó que al mayor caudal de diseño una mejor defensa ribereña y un buen muro de contención.

Esta investigación es importante ya que debemos tomar en cuenta el caudal de los huaycos para realizar nuestro diseño de muro de contención.

Cuzco (2018) en su investigación acerca de la comparación del comportamiento estructural de muros de contención en gravedad, voladizo y contrafuertes, presentada en la Universidad Nacional de Cajamarca, que tuvo como objetivo principal comparar los muros de contención en Gravedad, Contrafuertes y Voladizos sometidos a cargas de empujes de tierra evaluando su comportamiento estructural, y concluye comparando los desplazamientos, los esfuerzos y los momentos máximos de los muros de contención en gravedad, contrafuertes y voladizo, obteniendo así los muros de contención con contrafuertes con un mejor comportamiento estructural.

Esta investigación aporta de gran manera ya que es crucial comparar los esfuerzos, los comportamientos estructurales y los empujes de carga de los distintos muros de contención para saber cuál sería la mejor elección y propuesta a diseñar para esta investigación.

Romani y Cruzate (2018) en su análisis sobre la mitigación de desbordes de flujo de lodos mediante muros de contención en el Asentamiento Humano Nicolás de

Piérola – Chosica, 2018, presentada en la Universidad Cesar Vallejo, la cual presento como objetivo principal utilizar los muros de gravedad para evitar cualquier efecto producido por los flujos de lodo en el Asentamiento Humano Nicolás de Piérola, y concluye que la zona tiene mayor flujo de lodo la cual es de riesgo para los habitantes del Asentamiento Humano, proyectando resultados beneficiosos en el diseño de los muros de contención en voladizo de concreto armado para la prevención de los flujos de lodo.

En esta investigación lograron obtener resultados satisfactorios en el diseño del muro de contención, ya que por estudios realizados en la superficie de la zona con ayuda de la topografía permitió definir aquellas zonas de riesgo por el flujo de lodo y así optar el mejor tipo de muro a realizarse.

Farroñay (2016) en su estudio sobre propuestas de diseño de muros mixtos de gaviones y de mampostería de piedra para la defensa ribereña del Río Rímac en los Kilómetros 34-35 Lurigancho Chosica, que fue presentada en la Universidad San Martín de Porres, la cual tuvo como objetivo principal diseñar muros de contención de gravedad con gaviones y concreto ciclópeo, con la finalidad de usarlo como defensa ribereña del Río Rímac, asegurando así su cauce continuo, y concluye que la población vulnerable al mantenerse en la franja marginal, está predispuesta a ser perjudicada por huaycos e inundaciones otra vez, para ello se deben establecer proyectos de Muros de Defensa.

Esta investigación es importante para tomar en cuenta el tipo de muro que elegiremos para nuestro diseño, para la protección de la comunidad.

Bernuy y Bueno (2015) en su investigación sobre la estabilización de ladera con muros de contención y estudio de impacto ambiental para la protección de viviendas en el barrio de San Isidro del distrito de San Marcos – Huari en Ancash, presentada en la Universidad Privada Antenor Orrego, que tuvo como objetivo principal el estudio de impacto y de estabilización de las laderas con muro de contención para la protección del Barrio de San Isidro en el Distrito de San Marcos, y concluye que encontraron la zona vulnerable y el riesgo que vive el Barrio de San Isidro de San Marcos, la cual realizaron estudios determinando criterios y el diseño estructural de muros de contención, realizando también el

estudio de mitigación de impacto ambiental de los muros, cuidando así la imagen urbana y la tranquilidad de la población.

En los siguientes párrafos presentaremos las teorías relacionadas a la investigación y mostraremos la importancia del muro de contención para la seguridad de la población en la que se encuentra en riesgo por los deslizamientos de tierra por fuertes lluvias, teniendo en cuenta el impacto ambiental de la zona. Los conceptos básicos de la investigación son esenciales ya que así podemos comprender de manera clara y precisa las características y los significados que presentamos, de manera que enriquece nuestra información. En los siguientes párrafos presentaremos los conceptos sobre el muro de contención, sus estudios básicos y las definiciones sobre nuestros programas a utilizar.

Los muros de contención son estructuras rígidas, destinadas a contener distintas masas de suelos.

La UCLM (2011) nos indicó que: “Los Muros son elementos constructivos que tienen como propósito principal contener un terreno natural, o un relleno natural o un elemento a almacena” (p. 1).

Los muros de contención cumplen una función muy importante para el soporte de esfuerzos horizontales, según Criollo y León (2017) nos explicaron que: “Los muros de contención cumplen la función de cerramiento, son estructuras que soportan por el empuje de tierras esfuerzos horizontales, evitando el desmoronamiento” (p. 21).

Los muros de contención deben ser construidos en zonas estables para conseguir una buena estabilización de los taludes y Gómez, Taguas, Vanwalleghem, Giráldez, Sánchez, Ayuso, Lora y Mora (2011) nos comentaron que: “El objetivo principal de los muros de contención es dar estabilidad a una terraza de talud. Es importante la construcción adecuadamente del muro, para mantener la terraza estable, y proteger la zona” (p. 21).

Barros (2005) nos ilustró que: “El muro representado [...]es el tipo clásico de muro de hormigón armado. [...] se describe la forma de un muro de hormigón en masa o mampostería” (p. 8).

Los muros de contención de gravedad para la estabilización de los esfuerzos generados por las cargas del terreno confían en su propio peso y su edificación puede ser de piedra, concreto reforzado, mampostería o gaviones.

Allanblock (2018) nos describe sobre los muros de gravedad en su manual que:

El muro de contención de gravedad es una pared que se basa únicamente en su peso para evitar fallas. Para un muro de contención de gravedad el factor principal que afecta la resistencia es el vuelco y la distancia horizontal desde la punta del muro hasta el centro de gravedad. Cuanto mayor es la distancia es menos probable que el muro se voltee. (p. 3)

Suarez (2009) nos define que: “los muros de contención de gravedad son estructuras convencionales que por la acción de su peso obtienen su propio soporte. Los muros son elementos pasivos que soportan cargas laterales por la tendencia del suelo a moverse” (p. 111).

Es importante tener en cuenta las normas técnicas para el diseño de una estructura, ya que estas normas son procesos y especificaciones técnicas que buscan un buen diseño para la protección de la humanidad y medio ambiente.

Braja M. Das (2014) Para el correcto diseño de los muros, es importante que el ingeniero tenga consideración acerca de los parámetros que posee el suelo, eso quiere decir, que debe conocer sobre el ángulo de fricción, su peso unitario, y también la cohesión del suelo que se encuentra retenido tras la pared, todo ello permitirá que el ingeniero pueda determinar la más viable distribución de la presión lateral que deberá considerar para hacer el diseño. (p. 420)

Los muros deben tener un pre dimensionamiento específico para soportar las fuerzas de empuje, los deslizamientos, el volteo y deben ser apropiados estructuralmente para su contención.

En La Norma CE.020 en el artículo 7 subtítulo 7.2.2 nos indica que: “Para el diseño de muros de contención se debe de considerar el pre dimensionamiento y un diseño geotécnico de un muro.”

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) determinó que: “La palabra bolonería hace referencia a un fragmento rocoso, que usualmente es redondeada por el intemperismo o la abrasión, que tiene un tamaño promedio de más de 12” (305mm)” (p. 9).

La estabilidad de los muros de contención de gravedad se caracteriza por soportar y contrarrestar los empujes con su propio peso, aplicando las cargas sobre su centro de gravedad.

Según Terzariol, Aiassa y Arrúa (2004), citado por Ugaz (2018), se debe considerar el peso propio de la estructura para equilibrar las fuerzas generadas, considerando un factor de seguridad de 1.5 sobre el peso de la estructura. (p. 8)

Los diseños estructurales cimentados como los muros de contención, zapatas y túneles están sometidas a presiones laterales las cuales ocasionan fricción con el terreno, Barros (2005) dijo que: “A la acción que las tierras ejercen sobre el muro se denomina empuje. Los empujes pueden ser pasivos o activos” (p. 9).

Calavera (1989) dijo que: “La deformidad del muro de contención está condicionada a la presión que tiene este con el terreno, y no solo presentaría la deformidad del muro si no también produciría la deformidad del terreno de cimentación” (p. 27).

Existen dos tipos de fuerza de empuje, pasivo y activo, los cuales a continuación mencionaremos.

El empuje activo se ejerce cuando es el terreno el cual realiza los empujes hacia la estructura de contención, nos dan una definición de empuje activo Báez y Echeverri (2015) nos comentan que: “El empuje de tierra activo debe ser resistido por las fuerzas de corte entre el suelo y la base.”

También Barros (2005) dijo que: “Empuje activo. - es el que ejerce la tierra que es sostenida por el muro y que para dicho fin se construye éste” (p. 9).

El empuje pasivo se ejerce cuando la estructura realiza un empuje hacia el terreno. Barros nos da una definición de lo que es un empuje pasivo.

Barros (2005) dijo que:

El empuje pasivo equilibra la acción del empuje activo, se produce por un terreno que absorbe la acción producida por la estructura. Puede comenzar a actuar el empuje pasivo cuando el muro sufre un corrimiento pequeño, se debe observar este fenómeno y tener en cuenta cuando los cálculos se hayan contado con el empuje pasivo para que la estructura proyectada mantenga la estabilidad. (p. 10)

Es importante tomar en cuenta los efectos que producen los empujes ya que pueden provocar fallas en los muros de contención. Barros y Calavera nos describen los efectos que podrían ocurrir estos empujes.

Barros (2005) nos dijo que: “Los empujes son consecuencias de que el muro si no está correctamente diseñado aparezcan fallos que conducen a su ruina” (p. 15).

Calavera (1989) dijo que: “Cuando ocurre el fallo entre el muro y el terreno, puede producir esto un corrimiento verticalmente relativo, que traslada la fuerza de rozamiento entre los dos” (p. 23).

Los estudios básicos son indispensables para todo proyecto, así se logra contemplar la viabilidad del mismo, los estudios básicos son realizados previamente a la ejecución del proyecto, constan de estudios topográficos, estudios de suelos, estudios hidrológicos, entre otros.

En La Norma GE.030 en el artículo 7 nos indica que:

Los estudios básicos demuestran la viabilidad del proyecto, son procedimientos que se ejecutarán para la determinación del inicio del proyecto, tienen como objetivo principal demostrar el posible desarrollo del proyecto. los estudios deberán contar con un buen nivel y alcance requerido para el proyecto.

La topografía representa gráficamente la superficie terrestre, con detalles y formas, tanto artificiales como naturales, reúne información física del terreno utilizando métodos de medición necesarios.

Siguiendo con la definición Rincón, Vargas y González (2017) dijeron que:

La ciencia que tiene que ver con los métodos para la recopilación de información de partes físicas que tiene la tierra, que pueden ser, litorales, relieve, cauces de corrientes hídricas, y otros más, usando ciertos métodos que son clásicos para la medición del terreno, los sensores remotos y la fotogrametría. (Párr. 2)

Para tener la representación gráfica plana del terreno y los detalles es importante el uso de la topografía y García, Rosique y Segado (1994) definieron que:

La topografía es el estudio de métodos para obtención de la representación de una superficie plana terrestre con todos sus detalles, conociendo también los detalles de la construcción y del manejo de los instrumentos necesarios para ello. (p. 1)

Para la realización de cualquier estructura civil es importante el estudio de los suelos, para así determinar un buen diseño estructural.

Viendo la importancia del estudio de suelos Capuñay y Arroyo (2016) nos señalan que: “Se le llama suelo a la capa delgada en la corteza terrestre, con materiales provenientes de la alteración y/o desintegración, tanto química como física, de las rocas o ciertos residuos producidos por actividades de los seres vivos que se colocan sobre ellos; cuando la modificación de las rocas se produce físicamente, la composición mineralógica es la misma que la del suelo, los elementos físicos que causan la separación son el agua, el viento, el sol y los glaciares; cuando se efectúa una separación química la composición mineralógica del suelo llega a diferenciarse a la roca de origen, entre los componentes químicos se puede nombrar como principales a la oxidación, la hidratación y la carbonatación. (p. 9)

Según Fernández (2012) también indicó que: “Se le considera al suelo como una masa libre capaz de deformarse desde la perspectiva práctica en la ingeniería, por ello, la mecánica de suelos nos brindará datos y criterios relevantes para poder estudiar sus propiedades, tales como la permeabilidad, compresibilidad y deformaciones del suelo por medio de las estructuras, para así poder conocer su resistencia y deformabilidad” (p. 56).

Los tipos de suelos tienen diferentes características que son importantes que un Ingeniero Civil tenga conocimiento, porque de ello dependerá el estudio de suelos.

Considerando esto Capuñay y Arroyo (2016) nos indica que: “Los suelos se dividen en dos grupos: el primer grupo son los suelos que se deben a la descomposición química y/o física de las rocas, o sea nos referimos a los suelos inorgánicos y el segundo grupo nos referimos a los suelos principalmente orgánico. Los términos de suelos que generalmente es utilizado por el Ingeniero Civil para su identidad son: gravas, arenas, limos, y arcillas” (p. 9).

El estudio de suelos nos certifica la estabilidad y la seguridad de la estructura, permitiéndonos definir características geotécnicas de la zona.

Al respecto Roncal (2017) explicó que: La norma E-050 en su capítulo de Suelos y cimentaciones hace alusión a la importancia del EMS (Estudio de Mecánica de Suelos) para certificar la seguridad y estabilidad de las estructuras para así promulgar el raciocinio en la utilidad de recursos. Entonces, el EMS nos permite definir ciertas características geotécnicas de la zona a cimentar, sus parámetros y propiedades que faciliten entender su comportamiento. Este estudio pasa por 3 etapas: trabajo de investigación de campo, ensayos de laboratorio y trabajo de gabinete. (p. 21)

Nos cabe mencionar que el estudio hidrológico es fundamental en esta investigación ya que Aparicio (2017) nos indicó que el estudio hidrológico es una ciencia que examina la conducta, la circulación y la distribución del agua en cuanto a sus comportamientos físicos y químicos, siguiendo al agua en su entorno natural” (p. 13).

Determinando el estudio hidrológico también podemos ver el comportamiento del agua y según Mejía (2012) señaló que la hidrología experimenta cambios físicos y químicos durante su circulación natural. La evaluación de partículas en los distintos estados que tiene el agua son considerados como un examen del ciclo del agua” (p. 19).

Según Aparicio (2017) comenta que, al caer la lluvia en zonas altas, estas descienden siendo drenadas a los ríos y lagos llegando hasta el océano. Estas zonas de escurrimiento son llamadas cuencas, que están conformadas en sus alrededores por altas montañas, microcuencas, cumbres, etc.” (p. 19).

El factor de seguridad también conocido como coeficiente de seguridad es importante su análisis para el diseño del muro de contención ya que determinaremos la estabilidad del mismo.

Block (2018) nos comenta que:

La pared debe analizarse para determinar la estabilidad en el deslizamiento y el vuelco, además, se debe determinar el número de capas de geomalla requeridas y su espacio, por último, se debe verificar la presión de soporte de una pared de gravedad tan grande para asegurar que no exceda la capacidad de carga permisible del suelo. (p. 16)

Para el diseño de los muros de contención es importante tener en cuenta los fallos de los deslizamientos del muro, estos son ocasionados por los empujes activos generados por la sobrecarga cuando logran superar los factores de seguridad.

Barros (2005) nos comenta que: “A consecuencia de los empujes activos de las tierras son ocasionados los deslizamientos, por ello es importante el diseño del tacón y la puntera” (p. 10).

Otro factor de seguridad que debemos tomar en cuenta es el volcamiento, es indispensable evaluar la pérdida de posición del muro de contención.

Barros (2005) nos comentan que: “hay una acción que ejerce la puntera del muro Capacidad Soporte con el terreno, si esta acción supera a la resistencia mecánica del terreno, esta produciría el vuelco” (p. 10).

El corrimiento de lodo, piedras y agua, en el Perú son llamados huaycos, estos deslizamientos ocurren en las quebradas a grandes velocidades, manifestándose en la estación de verano. Los efectos causados por los huaycos

son muy peligrosos para las comunidades que rodean la quebrada. Ingemmet nos explica sobre los efectos de los huaycos a continuación.

“El territorio nacional está siendo afectado por peligros acontecimientos, como riadas, inundaciones, erosiones fluviales incluso desprendimientos de huaicos (flujos de barro y/o detritos)” (Ingemmet, 2017, párr. 1).

Normalmente los deslizamientos se ocasionan en gran velocidad en las quebradas que tuvieron antecedentes históricos, lo vemos cuando Arroyo (2017) nos informó que:

Los huaicos son deslizamientos de flujo de detritos de lodo, que se activan a velocidades rápidas en las quebradas y que su principal causa son las precipitaciones que se registran en las estaciones de verano; entre los meses de diciembre y abril. (Arroyo, 2017, párr. 2)

El diccionario de la real academia española nos define que la palabra efecto es aquel que continua después de una causa.

Real Academia Española (2019) nos dijo que la palabra efecto es: “Lo que continua de una causa”

Para esta investigación, este término se refiere a todos aquellos sucesos sorprendidos que ocurren derivados de un problema o acontecimiento, dejando en desconcierto a las personas, en este caso serían los efectos que producen por los huaicos.

El diccionario de la real academia española nos define que la palabra mitigar quiere decir suavizar, aplacar, moderar.

Real Academia Española (2019) nos dijo que la palabra mitigar es: “Moderar, aplacar, disminuir o suavizar algo riguroso o áspero.”

Este término también es usado en el campo de la ingeniería, la cual emplearemos este término en nuestro trabajo de investigación para referirnos al control que daremos a los efectos producidos por los huaycos. Ya que

encontramos el mismo término en distintas tesis refiriéndose a la prevención del huayco según nos comenta en su investigación Ruth García.

García (2016) nos dijo que: “Se encuentran medidas estructurales con medidas tácticas específicas con el propósito de mitigar los efectos, desastres que ocurren por los huaycos” (p. 36).

La socavación es la que produce muchas veces el colapso de estructuras civiles, por ejemplo, el ocurrido en el puente la solidaridad, en el Perú, que colapsó por el incremento del caudal del Río Rímac, quedando expuestos los cimientos y perdiendo finalmente apoyo de estos.

Según Cruzate y Romani (2018) afirmaron que: “La socavación es ocasionado por la acción física que tiene el flujo y el suelo. Esta acción ocurre cuando el flujo se traslada con una gran energía que al tener el contacto con el suelo provoca el desprendimiento del mismo ocasionando pérdida de estabilidad de una estructura y este puede provocar grandes daños, ya que muchas veces la velocidad que tiene el flujo podría desprender grandes masas de tierra, piedras” (p. 54).

Toapaxi, Galiano, Castro, Hidalgo y Valencia (2015) explicaron que: “La socavación general o normal, radica en la disminución ocasionada del fondo de la estructura por el incremento de arrastre de sedimentos por la intensidad del flujo refiriéndonos a las crecidas que tiene. La socavación que tiene el fondo es generada por el desequilibrio que hay entre la contribución sólida que lleva el agua a una parte y el material revuelto. Este tipo de socavación puede darse con o sin la presencia de una estructura en el cauce, y puede ocurrir en lapsos de tiempo cortos en una o varias crecidas o también en lapsos largos” (p. 1).

También señalaron que: “La socavación local se genera por la existencia de estrechamientos, estructuras o curvas en la corriente de un río, lo que produce que haya un incremento en la potencia del flujo, capaz de trasladar el material del lecho. Este tipo de socavación influye a una cierta zona, se determina por una gran turbulencia con tumultos y remolinos incitado por el atasco al movimiento del flujo” (p. 2).

Por ello, el término de socavación es relevante debido a que hay que tomarlo en cuenta para el diseño estructural de la cimentación del muro de contención.

Braja (2014) indicó que utilizar tierra que se encuentra estabilizada mecánicamente, es una innovación que estaba reciente en el diseño y la construcción de una cimentación. La MSE es un material de la construcción que se encuentra desde el suelo previamente reforzado con ciertos elementos, estos pueden ser varillas, geomallas, geotextiles, etc. La idea de reforzar el suelo se ha remontado por muchos siglos. Pero, la definición modificada de análisis y diseño sistemático, fue dada por el ingeniero H. Vidal, de nacionalidad francesa, en 1996. El Laboratorio de investigación vial, de origen francés ha hecho una larga investigación acerca de los efectos beneficiosos y la aplicabilidad al usar la tierra mecánicamente estabilizada como material en construcción. (p. 436)

El método general para el diseño de cualquier muro de contención que se encuentre estabilizado mecánicamente puede separarse en dos partes: la primera, satisfaciendo los requisitos de estabilidad interna; la segunda, comprobando la estabilidad externa del muro.

La situación crítica de la corriente en la sección del canal que está caracterizada por diferentes condiciones importantes. En breve, estos son: 1) para un caudal determinado, la energía específica es mínima; 2) para determinada energía específica, el caudal es máximo; 3) para determinado caudal, la fuerza específica es mínima; 4) en un canal que tiene baja pendiente, la altura de la velocidad es igual a la mitad de la profundidad hidráulica; 5) el número de Froude es igual a uno; y 6) la celeridad de ondas gravitacionales reducidas en agua que son poco profundas ocasionadas por alteraciones locales es igual a la velocidad de la corriente es un canal que tiene baja pendiente de partición uniforme de velocidades.

Para el cálculo del flujo crítico se determina con la velocidad y la profundidad crítica, cuando se sabe cómo está conformado la sección del canal y el caudal. Estos pueden se pueden calcular con tres métodos: algebraico, gráfico y por el cuadro de diseño.

El HEC-RAS es un software el cual nos va a permitir realizar simulaciones del comportamiento hidráulico del huayco, determinando así el nivel del agua y las zonas afectadas por el huayco. El programa HEC-RAS es utilizado para realizar estudios de inundaciones, realiza simulaciones de los canales artificiales y cauces naturales, determina también los niveles de crecimiento del agua, Brunner (2016) comento que el HEC-RAS es un software diseñado para el uso de multitareas, que está compuesta por una interfaz gráfica, análisis hidráulico y almacena datos.

Brunner (2016) nos comentó que:

HEC – RAS es un sistema integrado de software, diseñado para uso interactivo en un entorno de red multitarea y multiusuario. contiene cuatro componentes de análisis de los ríos unidimensionales para: (1) El cálculo de los perfiles de las superficies del flujo de agua; (2) la simulación de derrame inestable; (3) cálculos del traslado del sedimento y su límite móvil; y (4) el análisis de calidad del agua. (p. 2)

De acuerdo con el procedimiento para el aforo de corrientes del U. S. Geological Survey, es importante tener en cuenta las velocidades y la profundidad de un caudal, ya que también para los canales la sección transversal se divide en franjas verticales por medio de un determinado número de verticales sucesivas, y las velocidades medias en las verticales se determinan midiendo la velocidad de la profundidad. La suma de los caudales a través de todas las franjas es el caudal total dividido por el área completa.

Martin, Salcedo y Font (2011) explicaron que “el paso de los fluidos o gases, avanza con normalidad en sistemas de flujo, que son más o menos largos y de complejidad que compromete direcciones rectas, mayormente de forma cilíndrica con diámetros que varían. Para lograr obtener el desplazamiento de un fluido que pasa por determinado conducto va a depender de su caudal, de la presión, de la altura, de las longitudes, de los accidentes (como estrechamiento, curvaturas, válvulas, etc.), también de los diámetros de los tramos rectos de la conducción y de las propiedades físicas, principalmente su densidad y viscosidad” (p. 3).

III. METODOLOGÍA

3.1 Tipo y diseño de investigación

La investigación es de tipo descriptiva. Fernández, Hernández y Baptista (2014) nos describieron que “el análisis descriptivo trata de especificar ciertas propiedades, características y perfiles de comunidades, grupos, personas, etc., que se someta a un estudio” (p. 92).

Además, Hernández, Fernández y Baptista (2014) explicaron “es útil al momento de mostrar con precisión ciertas dimensiones o ángulos que tiene un fenómeno, situación, contexto o suceso” (p. 98).

En nuestra investigación analizaremos el comportamiento del muro de contención de gravedad para mitigar los efectos que producen los huaycos en la comunidad, aledañas a la quebrada Santo Domingo. Describiremos también el progreso del diseño estructural que tendrá el muro de contención de gravedad, considerando las dimensiones de los elementos que conformaran el muro, la resistencia que afrontaran ante cargas y detallando las características y procedimientos que tendrá el muro de contención.

El enfoque de nuestra investigación es cuantitativo. Hernández et al. (2014) determinó que “La investigación cuantitativa toma datos cualitativos y se sostiene en la estadística, siendo los estudios cuantitativos predecibles y siguiendo un proceso de orden, teniendo en cuenta las decisiones sobre el método que se va a emplear se deben tomar con anticipación para la recolección de datos” (p. 6).

El enfoque de nuestra investigación es cuantitativo, ya que realizaremos el análisis en el comportamiento del huayco con el programa HEC-RAS y sacando datos importantes para el dimensionamiento de nuestro diseño de muro de contención, y así poder contestar y comprobar nuestras hipótesis con el procedimiento y resultado del diseño de muro de contención.

El diseño de investigación es no experimental. Hernández, Fernández y Baptista (2014) indicaron que:

En un estudio no experimental no se produce situación alguna, sino que se pueden ver realidades existentes, que no son provocadas intencionalmente por quien realiza la investigación. En la investigación no experimental las variables

que son independientes suceden y no se pueden manipular, no se puede tener control directamente sobre las variables ni es permitido actuar o influenciar en ellas, porque ya ocurrieron, al igual que sus resultados. (p. 152)

En la investigación no experimental no es posible cambiar las variables independientes ya que estas ocurren y no se tiene un control directo sobre ellas, porque ya ocurrieron al igual que sus consecuencias. (p. 152)

También los autores explicaron: “La investigación **no** experimental es ordenada y concreta, se da en la que las variables independientes no se pueden manipular porque ya ocurrieron. La interacción entre las variables pasa sin intercesión o dominio directo, además las relaciones se visualizan como han ocurrido en su contexto natural” (p. 153).

Además, es de nivel transversal, pues según Hernández, Fernández y Baptista (2014), “Aquellos diseños de investigación transeccional o transversal recolectan datos solo en un tiempo único (Liu, 2008 y Tucker, 2004). Tiene como finalidad describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado” (p. 154).

Consideramos para nuestra investigación el diseño **no** experimental – transversal, porque en nuestra investigación la variable independiente no será manipulada o cambiada según el avance del proyecto, no realizaremos variaciones en la variable independiente para el diseño estructural del muro de contención de gravedad, emplearemos antecedentes de los efectos ocurridos de los huaycos utilizando el programa HEC-RAS para así obtener datos esenciales para el diseño del muro de contención.

3.2 Variables y operacionalización

Variable Dependiente: Efectos producidos por los huaycos

- **Definición Conceptual:** El efecto es la impresión que deja en las personas cuando ocurre un acontecimiento sorpresa. Pérez y Gardey (2008)

- **Definición Operacional:** Los desprendimientos de tierra, con veloz movimiento y muchas veces destructivos, han atentado contra las vidas humanas y ganados, han derrumbado puentes y otras obras civiles e inundaron también tierras de cultivo. Cannon (2001)

Variable Independiente: Muro de contención de gravedad

- **Definición Conceptual:** Los muros de contención cumplen con la función de soportar por lo general los esfuerzos horizontales de empuje de los desmoronamientos de tierras.
- **Definición Operacional:** Los muros de contención de gravedad tienen en general una estructura trapezoidal y para asegurar su estabilidad depende de su propio peso, generalmente son hechos de concreto ciclópeo, mampostería, piedras y/o gaviones.

3.3 Población, muestra, muestreo y unidad de análisis

A continuación, se detalla los conceptos asociados a población, muestra, muestreo y unidad de análisis:

A. **Población:** Quebrada de Santo Domingo

- Criterios de inclusión: Tramo inicial donde se forman los huaycos en la quebrada.
- Criterios de exclusión: Tramo que no se ve perjudicada por los huaycos ocurridos en la quebrada.

B. **Muestra:** Tramo determinado para el área de trabajo en la Quebrada de Santo Domingo (Km 0+000 al Km 1+050)

C. **Muestreo:** No probabilístico de conducta intencional o de conveniencia. Para el área de trabajo en la Quebrada de Santo Domingo, se delimitó a un total de 1Km.

D. **Unidad de análisis:** Los Kilómetros para determinar el tramo de muestra.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas

Para recolectar los datos del estudio se utilizarán las siguientes técnicas:

- **Observación:** Este Instrumento Registra de manera válida, confiable, sistemática de situaciones y conductas observables, a través de un conjunto de categorías y subcategorías” (Hernández, Fernández y Baptista, 2014). Para el presente proyecto de investigación, consistirá en analizar y evaluar el diseño estructural del muro de contención de gravedad ante los efectos producidos por los huaycos en la Quebrada de Santo Domingo.

Instrumentos

Para la recolección de los datos se utilizó la ficha de observación, la cual se encontrarán en anexos. La ficha de observación también nos ayudara a dar validez a nuestras hipótesis.

3.5 Procedimientos

Para esta investigación se realizará la recopilación de datos secundarios, en otras palabras, se recolectará datos hechos por otros investigadores. Según Hernández, Fernández y Baptista, (2014) nos menciona que: “Los datos secundarios es la revisión de archivos, documentos y registros públicos electrónicos o físicos” (p. 252).

Visto esto, con la ayuda de distintos informes, expedientes y reportes obtenidos del Instituto Geofísico del Perú, Indeci y algunos otros artículos; se podrá obtener datos precedentes característicos del desplazamiento de los huaycos de la quebrada Santo Domingo, para así procesar con criterio los datos de manera organizada y ordenada para luego analizar y elegir los huaycos más críticos dentro de los últimos 5 años.

Para el diseño estructural del muro de contención se necesitarán los estudios básicos como la topografía, los datos se obtendrán tras programas que se visualicen la geografía del terreno de interés de manera satelital. Otro estudio que se necesitará para esta investigación será el estudio hidrológico que nos permitirán conocer las máximas corrientes de agua que tendrá la quebrada Santo Domingo por medio del estudio de las máximas cantidades de lluvias, se determinara la acumulación de lluvia en distintas zonas de la quebrada, es importante saber la intensidad de la lluvia y cuánto es lo que llueve en el año. Para esta recolección de datos se necesitará la ayuda de algunas entidades y/o

instituciones administradoras del agua, que utilizan mapas climáticos para conocer las intensidades de las lluvias de la quebrada.

Por último, los datos del estudio de suelos se obtendrán con estudios precedentes realizados de la zona estudiada, obteniendo así la capacidad portante, el tipo de suelo, entre otros estudios, con ellos se podrá realizar el diseño de muro de contención.

Se empleará el programa HEC-RAS con criterio para analizar y procesar los datos obtenidos de los huaycos más críticos, tomándose en cuenta el conocimiento previo adquirido durante el pre grado, este software realizará una simulación del comportamiento del huayco la cual nos proporcionará datos importantes como la socavación, que nos permitirá saber la profundidad que tendrá la cimentación del muro de contención, determinaremos también la altura promedio del huayco y con esta información determinar la altura del muro y por último se hallará algunas características hidráulicas como la velocidad y el desplazamiento del huayco que nos permitirá encontrar las fuerzas de empuje para nuestro diseño de muro de contención, estos datos se analizarán y se interpretarán para tomar medidas y/o acciones para el diseño estructural del muro de contención de gravedad que se realizará en las hojas de cálculo.

Para la elaboración del diseño del muro de contención de gravedad se utilizarán los datos obtenidos del software HEC-RAS junto a los estudios básicos mencionados anteriormente para elaborar el diseño en las hojas de cálculo. Para el diseño del muro principalmente necesitamos considerar algunas características físicas del muro como su pre dimensionamiento, la altura de la zapata, otros datos a considerar son la altura equivalente de sobre carga, el tipo de terreno.

Para el análisis de estabilidad del muro veremos lo que son los empujes del terreno, para luego realizar las verificaciones del empuje con los factores de seguridad, el volcamiento, deslizamiento y la capacidad portante que tendrá el suelo con el muro. Obtenidos estos datos se determinará el número de muros que se deben construir en el tramo ya previamente delimitado (1Km).

3.6 Método de análisis de datos

La muestra al ser no probabilístico intencional, Hernández, Fernández y Baptista, (2014) nos menciona que: “Las muestras no probabilísticas son causas relacionadas al tipo de investigación o el propósito del investigador. El procedimiento del análisis no está basado en fórmulas probabilísticas, sino que se toma en cuenta el criterio y la toma de decisiones de la persona que investiga” (p. 176).

Hernández, Fernández y Baptista, (2014) también nos comentan que:

Las muestras no probabilísticas tienen un proceso de selección guiado por las características de la investigación, más que por criterios estadísticos. No es posible calcular el error estándar con precisión al no ser probabilístico, esto quiere decir que no es posible determinar el nivel de confianza. (p. 189)

Por último Hernández, Fernández y Baptista, (2014) nos comentan que

La muestra no probabilística tiene una ventaja desde la visión cuantitativa, la utilidad que tiene para algunos diseños de estudio que no se pide tanto una representación de la población, sino es más factible una elección controlada y meticulosa de casos con ciertas características anticipadas al plantear el problema. (p. 190)

Esta técnica no probabilístico intencional o por conveniencia nos permitirá tomar una muestra de la población muy fácilmente ya que sabemos que la muestra pertenece a la población de interés, mas no fue elegida mediante criterios estadísticos. Con esta técnica no se usarán herramientas estadísticas como el intervalo de confianza y el margen de error para la medición de los resultados.

La confiabilidad es el grado de seguridad o confianza que nos permiten aceptar los resultados obtenidos. Para esta investigación se empleará la técnica estadística alfa de Cronbach para evaluar la confiabilidad de la investigación y según Hernández, Fernández y Baptista, (2014) nos menciona que: “La confiabilidad es un instrumento que produce y determina con diversas técnicas resultados coherentes y consistentes” (p. 200).

Sánchez, Reyes y Mejía (2018) nos indican que: “El objetivo de la confiabilidad es determinar el nivel de confianza del instrumento o aparato de medición, expresándose de forma correlacional” (p. 26).

Según Sánchez, Reyes y Mejía (2018) nos indican que: “El alfa de Cronbach se usa para evaluar el nivel de confiabilidad ya que es un indicador estadístico. Se manifiesta de manera con números correlacionales que van desde -1 a +1. Se admiten más de dos alternativas de respuesta” (p. 16).

En esta investigación los resultados que se obtuvo del coeficiente alfa de Cronbach para la medición de instrumento nos dieron una consistencia de 0.7, la cual es aceptable.

La validez de un instrumento que mide las variables y el contraste de los indicadores con ítem. Sánchez, Reyes y Mejía (2018) nos indican que: “La Validez es una técnica que nos permite medir con efectividad lo que se considera medir, en otras palabras, mediante el instrumento se demostrará medir lo que realmente se aspira medir” (p. 124).

Expertos	Situación
Ing. Tantalean Altamirano, Cristian J.	Aplicable
Ing. Paccha Rufasto, Cesar A.	Aplicable
Ing. Aduato Illanes, Benjamin V.	Aplicable

La comprobación de hipótesis es la confirmación de la existencia o exactitud de una cosa, es una suposición que se toma sin pruebas en base a un razonamiento, para esta investigación se realizara la técnica estadística correlación lineal. Según Sánchez, Reyes y Mejía (2018) nos indican que: “La verificación de la hipótesis es un proceso lógico y estadístico el cual se comprueba la hipótesis, para que sea corroborada” (p. 127).

3.7 Aspectos éticos

La investigación se llevará a cabo con respeto a la autoría de las diferentes fuentes de información y publicaciones a las que se tendrá acceso. Siguiendo así con las normas establecidas por la Universidad César Vallejo. Por otro lado, durante el desarrollo del proyecto de investigación se pondrá como prioridad

siempre la veracidad de los datos recopilados y la información que se brindará, para que así los resultados obtenidos en el presente proyecto sean confiables para futuras investigaciones.

En cuanto a los softwares, que serán utilizados, tanto para el análisis de comportamiento como para el diseño del muro de contención, las hojas de cálculo y el HEC-RAS, se utilizarán de manera original para el correcto funcionamiento.

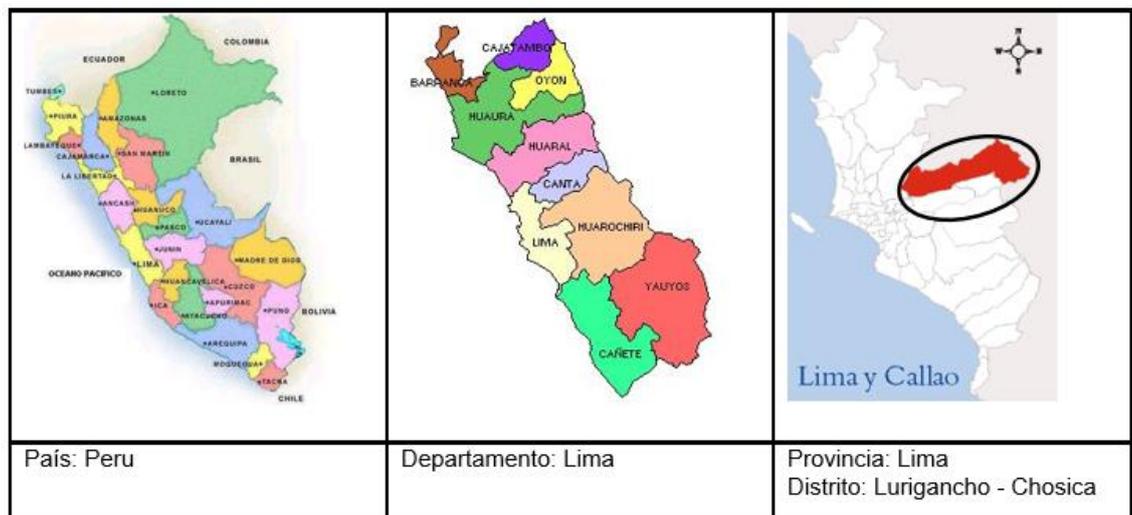
IV. RESULTADOS

4.1 Zona de estudio

4.1.1. Ubicación

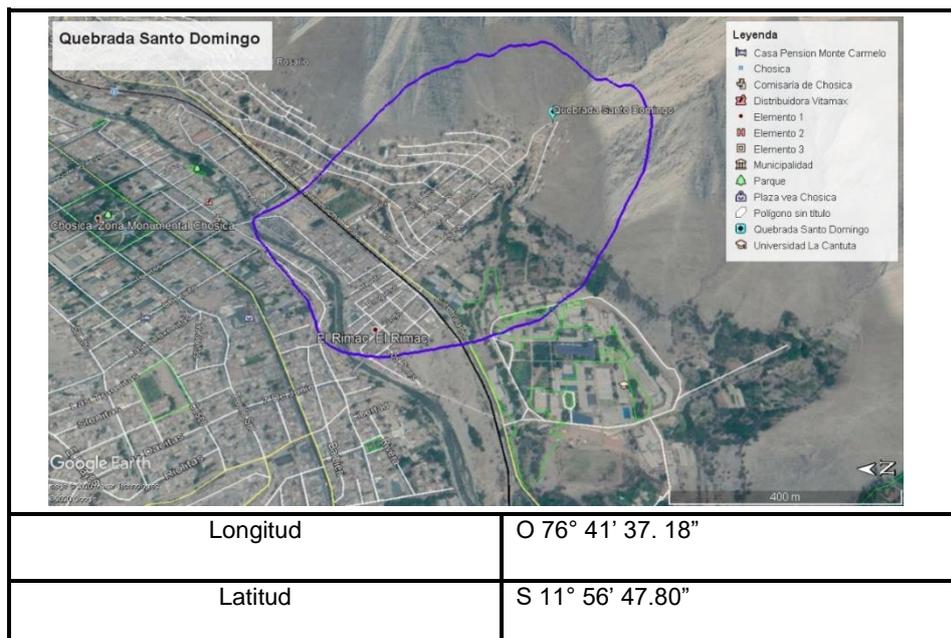
Nuestro lugar de estudio la Quebrada Santo Domingo se encuentra en el departamento de Lima en el distrito de Lurigancho – Chosica, provincia de Lima.

En la siguiente figura encontramos el área geográfica y división política de la provincia de Lima.



Fuente: Elaboración propia

Las coordenadas Geográficas que delimita la ubicación la quebrada Santo Domingo en grados y minutos decimales.



Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Vía de Acceso

La vía de acceso hacia la quebrada Santo Domingo desde la ciudad de Lima se toma como referencia el Ovalo de Santa Anita con dirección a la Carretera Central hasta llegar a la altura del Km 34, llegando al paradero de La Cantuta.

4.2 Recopilación de datos

4.2.1. Antecedentes del Lugar

Los huaycos son muy frecuentes en nuestro país debido al relieve en el que nos encontramos, formado por vertientes montañas altas, ramificaciones rocosas y desérticas, los suelos tienden a removerse con las lluvias de estación. Comúnmente, las zonas que suelen ser afectadas son territorios que se encuentran rodeados por una o más microcuencas, quebradas, riachuelos o subcuencas, Tener en cuenta que los daños que estos deslizamientos ocasionan se da por la caída a gran velocidad y tras su aparición logran destruir, arrasar y/o sepultar lo que encuentren en su camino, ya sea vías, puentes casas, campos de cultivo, etc.

En los distritos de Chaclacayo y Chosica se han registrado eventos de huaycos desde los años 1909 en adelante. Los huaycos más fatídicos fueron los que ocurrieron paralelo al Fenómeno del Niño, ya que por sus fuertes lluvias ocasionan destrucción en las zonas donde se encuentran las cuentas, afectando principalmente a la región costera del Pacífico de América del Sur.

Estos huaycos han afectado significativamente a la población, específicamente con la activación de la Quebrada Santo Domingo, se ha visto afectada en muchas ocasiones la Universidad Cantuta.

En el año 2015, se pusieron en evaluación 9 quebradas en Chosica, dentro de las cuales se encuentra la Quebrada de Santo Domingo. Se produjo 13 huaycos que generó una pérdida económica aproximada de 200 millones de soles, dejando 9 muertos y 6 desaparecidos (Comercio, 2015). También se activaron la quebrada Santo Domingo afectando nuevamente a la Universidad la cantuta

Para hallar la pendiente de la quebrada se utilizó la ecuación del Método de Taylor y Schwarz.

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i^2}} \right]^2$$

Donde:

S= Pendiente media del cause

L_i= Longitud del Tramo i

S_i= Pendiente del Tramo i

Figura 1: Pendiente de la Quebrada Santo Domingo

	Distancia	Progresiva	Elevación	Desnivel	Pendiente = S	S ^{1/2}
Sección 1	0	0	1050	0		
Sección 2	340	340	925	125	0.367647059	0.606339063
Sección 3	720	1060	835	90	0.125	0.353553391

$$S = \boxed{0.166570325} \quad \boxed{16.657\%}$$

Fuente: Elaboración Propia

Figura 2: Características de la Quebrada Santo Domingo

Características Fisiográficas de la Quebrada Santo Domingo					
Área Km ²	Perímetro Km	Longitud Km	Cota Mínima m.s.n.m	Cota Máxima m.s.n.m	Pendiente Promedio (m/m)
1.11	2.87	1060	832.184	1046.626	16.657%

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2. Estudio Topográfico

Para la topografía se obtuvo las características de la quebrada Santo Domingo, como las cotas, área, pendiente y longitud.

a) Curvas de Nivel

La topografía de la zona se generó mediante al programa Google Earth conjunto al programa Global Mapper, para obtener las curvas de nivel de la quebrada Santo Domingo y ver los causes que conforman la quebrada.

b) Perfil Longitudinal

Se trazó un eje central con la dirección que tiene la quebrada y con el corte del perfil longitudinal nos permitió conocer al terreno de forma vertical identificando la pendiente que tiene. (Plano 1 del Anexo 7)

c) Perfil Transversal

Se trazó líneas perpendiculares al eje del perfil longitudinal para poner conocer de manera vertical el terreno de la quebrada. (Plano 2 del Anexo 7)

d) Delimitación de la Quebrada

Con las curvas de nivel que se obtuvieron pudimos delimitar la ubicación completa de la quebrada para así poder utilizar esa información en el programa HEC-RAS.

4.2.3. Estudio de Suelos

La información de geología y geotecnia se obtuvo de estudios cercanos a la zona de investigación. La información que se obtiene del estudio, permite tener conocimiento acerca del Comportamiento Dinámico del Suelo a partir de la aplicación de métodos geofísicos, geomorfológicos, sísmicos, geológicos y geotécnicos.

Se presenta un estudio de mecánica de suelos según el procedimiento de la Norma E-030 donde los resultados que se obtuvieron para el área urbana de

Carapongo (Lurigancho-Chosica), identificando que existen tres tipos de suelos: Tipo S1, S2 y S3.

Una de las técnicas fue análisis geotécnico, donde se elaboran calicatas para obtener muestras de suelo, con el fin de posteriormente analizarlas. Se elaboraron 10 calicatas las cuales fueron dimensionadas en 1.5 m x 1.5 m de lado x 3.0 de profundidad máxima. Obteniendo muestras de la capa más profunda y representativa del suelo en el sitio evaluado. Con los siguientes datos:

Figura 3: Coordenadas UTM de las 10 calicatas construidas en el área de Carapongo

CALICATAS	NORTE (m)	ESTE (m)	ELEVACIÓN (m.s.n.m)
C-26	8674920	299878	606
C-27	8674106	299854	542
C-28	8673432	298334	530
C-29	8672598	298201	492
C-30	8673678	296691	523
C-31	8672340	296694	463
C-32	8672268	295372	441
C-33	8672286	294555	430
C-34	8671676	292657	399
C-35	8673318	292652	407

Fuente: Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres – SIGRID (2013).

El cual se llevaron al laboratorio para realizar los ensayos e identificar la clasificación del suelo y sus propiedades físicas usando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Figura 4: Clasificación de suelos SUCS para el área de Carapongo

CALICATAS	Profundidad (m)	Grava (>4.76mm)	Arena (>0.074mm, <4.76mm)	Finos (<0.074mm)	Uniformidad	Curvatura	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice Plástico (%)	Contenido de Humedad (%)	CLASIFICACIÓN SUCS	Denominación
C-26	2.50	74.0	20.0	6.0	72.69	4.29	NT	NP	-	3.54	GP-GM con arena	Grava pob. Gradada con limo
C-27	2.70	0.0	1.0	99.0	-	-	36.77	31.54	5.23	24.81	ML	Limos orgánicos
C-28	2.25	24.0	62.0	14.0	-	-	NT	NP	-	3.21	SM con grava	Arena limosa mal Gradada
C-29	2.50	56.0	43.0	1.0	28.79	1.64	NT	NP	-	1.91	GW con arena	Grava bien Gradada
C-30	2.30	50.0	45.0	5.0	31.83	6.44	NT	NP	-	1.33	GP-GM con arena	Grava pob. Gradada con limo
C-31	2.60	59.0	36.0	5.0	91.23	1.20	NT	NP	-	8.87	GW-GM con arena	Grava reg. Gradada con finos
C-32	2.40	52.0	43.0	5.0	26.25	3.32	NT	NP	-	2.67	GP-GM con arena	Grava pob. Gradada con limo
C-33	2.40	81.0	18.0	1.0	7.09	0.69	NT	NP	-	2.30	GP con arena	Grava mal Gradada
C-34	2.50	66.0	31.0	3.0	65.86	2.47	NT	NP	-	5.60	GW con arena	Grava bien Gradada
C-35	2.70	4.0	95.0	1.0	3.45	1.03	NT	NP	-	0.32	SP	Grava pob. Gradada

Fuente: Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres - SIGRID (2013).

Para hallar los parámetros de resistencia y/o la capacidad portante de los suelos para los 10 puntos se realizaron ensayos de corte directo. Teniendo lo siguientes resultados:

Figura 5: Valores de capacidad portante para cada calicata, área urbana de Carapongo

CALICATAS	Ángulo de fricción interna del suelo (°)	Cohesión aparente del suelo (Kg/cm ²)	Densidad seca promedio (gr/cm ³) (<N°4)	Humedad Natural (%)	Capacidad de Carga Admisible (Kg/cm ²)
C-26	31.04	0.02	1.76	3.54	2.08
C-27	17.10	0.12	1.41	24.81	1.06
C-28	27.67	0.03	1.66	3.21	1.64
C-29	29.96	0.01	1.71	1.91	1.57
C-30	30.10	0.01	1.78	1.33	1.81
C-31	29.10	0.03	1.57	1.33	1.40
C-32	29.10	0.03	1.67	2.67	1.49
C-33	30.74	0.00	1.69	2.30	1.87
C-34	31.03	0.00	1.60	5.60	1.84
C-35	28.21	0.00	1.68	0.32	1.34

Fuente: Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres - SIGRID (2013)

La capacidad portante para el área urbana de Carapongo en Luriganchochosica, se ha calculado con una profundidad y ancho mínimo de cimentación de 2.00m, teniendo como resultado valores de capacidad portante de media a baja resistencia al corte:

Figura 6: Capacidad Portante de Carapongo

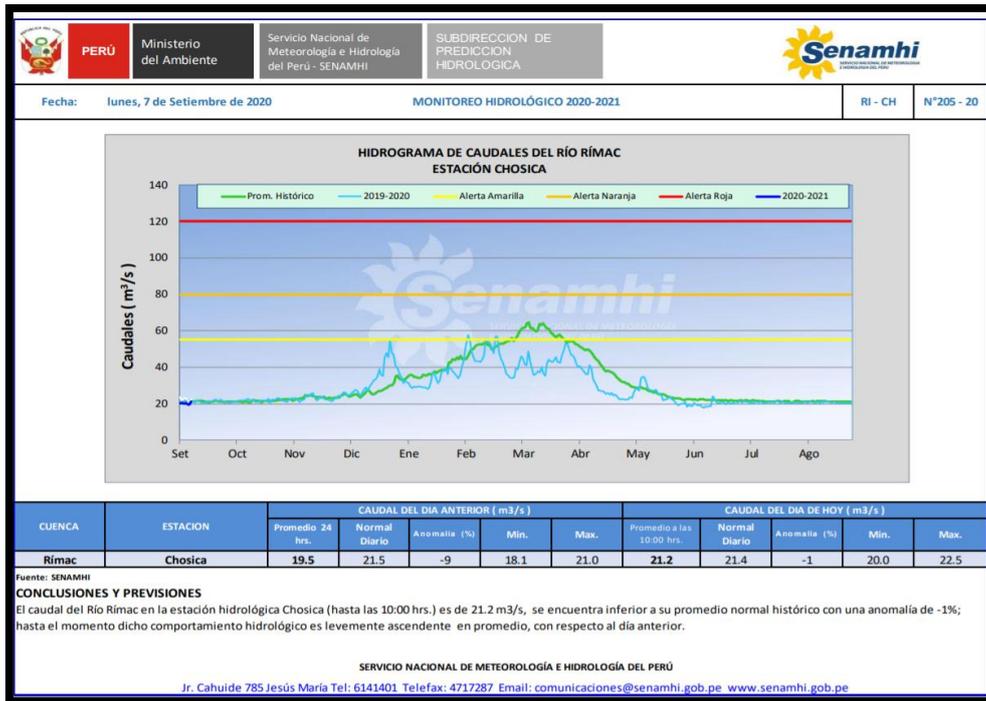
Capacidad Carga Admisible (Kg/cm ²)	Denominación
1.0 - 1.5	BAJA
1.5 - 2.8	MEDIA

Fuente: Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres - SIGRID (2013).

4.2.4. Estudio Hidrológico

García (2016) nos comenta que dentro del campo hidráulico los huaycos no pueden ser tratados como hidrología fluvial, puesto que estos tienen características que son conformados por escombros que son arrastrados durante su recorrido, por ello son considerados como hidráulica torrencial.

- Monitoreo Hidrológico Actual:



Fuente: SENAMHI

a) Clima

Chosica tiene un clima frío casi todo el año, teniendo una temperatura anual de 23° y con una precipitación media anual de 16 mm. En Chosica por año no llueve 334 días, su humedad media es del 77% y el índice UV es de 6.

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Día	17 °C	18 °C	17 °C	18 °C	18 °C	18 °C	18 °C	17 °C				
Noche	13 °C	14 °C	14 °C	14 °C	13 °C	12 °C	11 °C	11 °C	12 °C	12 °C	12 °C	13 °C
Precipitación	56 mm	53 mm	43 mm	13 mm	3 mm	1 mm	1 mm	3 mm	5 mm	13 mm	11 mm	41 mm
Días de lluvia	22	19	20	11	3	1	2	2	4	7	7	17
Días secos	9	9	11	19	28	29	29	29	26	24	23	14
Horas de sol por día	10	8	8	8	7	8	8	10	11	12	12	11
Fuerza del viento (Bft)	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Índice UV	4	4	5	5	4	4	4	4	4	4	5	4

Fuente: SENAMHI

b) Estaciones cercanas

García (2016) mencionó que la estación Chosica cuenta con registros desde 1989 hasta 2015, pero con meses incompletos en 4 años. La estación la Cantuta se encuentra cerca de la quebrada Santo Domingo y cuenta con una data desde el 2009 al 2015, pero está ya no es operada por SENAMHI y solo la Universidad Cantuta se encarga de obtener los registros eventualmente. la cual tomamos los datos de las precipitaciones de la Estación santa Eulalia. (p. 47)

Por ello se seleccionó como información para esta investigación, la data pluviométrica de la Estación Santa Eulalia del periodo 1964-2014 registrada por SENAMHI.

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje que nos brinda el Ministerio de Transporte y Comunicaciones nos recomienda en el siguiente cuadro, los valores de riesgo admisible de obras de drenaje.

Figura 7: Valores máximos de riesgo admisible en obras de drenaje

TABLA N° 02: VALORES MAXIMOS RECOMENDADOS DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE	
TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - **Vida Útil considerado (n)**

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje - Ministerio de Transporte y Comunicaciones

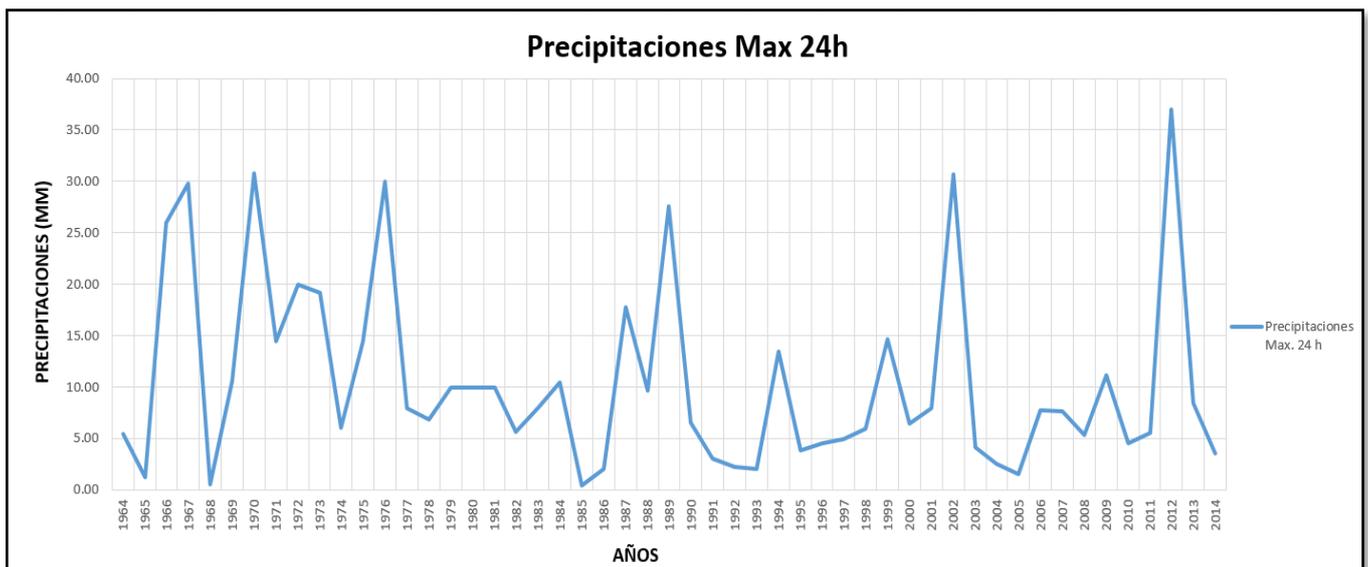
Con este cuadro podemos determinar que el Riesgo Admisibles según el tipo de obra, en este caso sería Defensas Ribereñas con un 25% de Riesgo con un periodo de Retorno de 140 años. Para la Socavación el manual nos recomienda usar un periodo de retorno de 500 años.

c) Precipitaciones

Es importante la evaluación del gasto máximo de aguas extraordinarias en la zona de estudio, ya que es el principal parámetro que determinará el escurrimiento de la quebrada durante su activación.

En el siguiente gráfico se puede visualizar los 51 escurrimientos pico que obtuvimos por año desde 1964 hasta 2014 de la estación Santa Eulalia.

Gráfico 1: Precipitaciones pico de cada año



Fuente: Elaboración propia

Las precipitaciones van desde los 0.017 mm. hasta los 2.779 mm. con un promedio que asciende a los 42.104 mm anuales.

Las precipitaciones muestran cierto nivel de humedad en su condición climática, la cual contribuye con un importante escurrimiento de la quebrada.

En la *Tabla 3* presentaremos las precipitaciones máximas mensuales en 24 horas, y se visualizará que estas precipitaciones mostradas varían a lo largo de los 12 meses del año, la cual también se presenta la precipitación máxima anual.

Para determinar las intensidades en distintos tiempos de retorno, se obtuvo el Coeficiente Regional según se muestra en el cuadro a continuación:

Figura 8: Intensidades en diferentes tiempos de retorno

Tiempo de Duración	Coefficientes Regionales It/I24H
10 min	14.49
20 min	12.27
30 min	10.71
40 min	9.54
50 min	8.64
1.0 h	7.91
1.30 h	6.38
2.0 h	5.40
4.0 h	3.81
6.0 h	2.81
7.0 h	2.51
8.0 h	2.27
10.0 h	1.92
11.0 h	1.79
12.0 h	1.68
24.0 h	1.00

Fuente: Elaboración Propia

d) Intensidad

Para determinar la intensidad empleamos la siguiente Ecuación:

$$I = \frac{10^{1.4863} \times T^{0.3242}}{t^{0.5551}}$$

Donde:

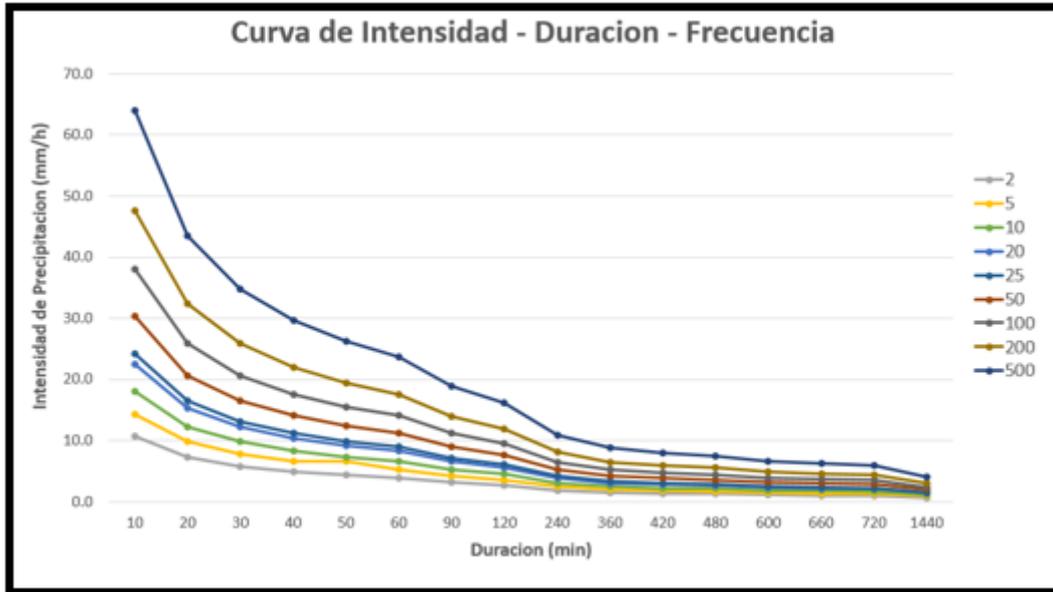
I = Intensidad Máxima (mm/h)

t = Duración de Precipitación (min)

T = Periodo de Retorno (años)

Resolviendo la ecuación *Tabla 6 (Anexo)* obtenemos el Grafico IDF el cual se muestra a continuación:

Gráfico 2: Curva de Intensidad – Duración – Frecuencia



Fuente: Elaboración Propia

e) Tiempo de Concentración

Es el tiempo de Concentración el momento que cae la primera gota de lluvia en el punto más alto de la quebrada hasta el punto más bajo de interés. El tiempo de concentración está en función a las características topográficas que obtuvimos del estudio realizado.

Para el cálculo del tiempo de concentración se realizó con la formula empírica de Kirpich, la cual es la siguiente:

$$T_c = 0.0195 (L^3 / H)^{0.385}$$

Donde:

T_c = Tiempo de Concentración en minutos

L = Longitud máxima de recorrido en m => L = 1.050 km

H = Diferencia de elevación desde el punto más alto. (Cota naciente = 1600.00 msnm; Cota del punto de interés = 825.00 msnm)

Reemplazando los valores:

$$Tc = 0.0195 (1050^3 / 775)^{0.385}$$

$$Tc = 4.64 \text{ min}$$

Esto nos indica que, ante la ocurrencia de las lluvias en la cabecera de la cuenca, se convierten en escurrimientos de manera rápida y las aguas llegan a alcanzar el punto de interés de manera rápida con un tiempo corto de 4 minutos.

f) Periodo de Retorno

Para tomar el periodo de retorno en el diseño de una obra, es importante considerar la relación que tiene la vida útil de la estructura, la probabilidad de excedencia de un evento y el riesgo de falla. Para el análisis de frecuencia el periodo de retorno de un evento X mayor que x_t es el inverso de la probabilidad ocurrida P . Por lo tanto

$$T \text{ (Periodo de Retorno)} = 1/P \text{ (probabilidad de ocurrencia } X \text{ mayor } x_t)$$

Se recopiló una data de 102 años para su evaluación. Para hallar el Periodo de Retorno se ordenó los caudales en orden descendente y se enumeró a cada uno y se obtuvo el porcentaje de probabilidad de ocurrencia. Para así calcular el periodo de retorno con la siguiente expresión:

$T = (n+1) / m$ o también $T = n/m$; donde T es el Periodo de retorno en años, n es el número de años del registro y m el número de orden de la lluvia.

Se determinó el periodo de retorno del registro de caudales con los 102 datos, la cual se sacó el porcentaje de ocurrencia (*Tabla 5*)

Para este proyecto necesitamos los caudales máximos de diseño y para ello necesitamos el periodo de retorno de 140 años y necesitamos 500 años para determinar la profundidad de la socavación, para ello tomaremos un registro de 102 caudales desde el año 1912 hasta el año 2013 que la oficina de Dirección de Conservación y Planeamiento de Recursos Hídricos Área de Aguas Superficiales del Ministerio de Agricultura realizó. (*Tabla 4*)

Para determinar los caudales máximos se aplicará los métodos probabilísticos de Gumbell Tipo I y Log Pearson Tipo III para así poder determinar los periodos de retorno necesarios.

g) Aplicación del Método de Gumbel Tipo I.

Este método nos ayuda a predecir magnitudes máximas hidrológicas, se conoce también que este método se utiliza los datos de descargas máximas anuales.

Para el método de Gumbel se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$Q = Q_m + K \sigma_Q$$

Donde:

Q = Caudal

Q = Media de los Caudales

$\sigma_{Q_{max}}$ = Desviación estándar de los Caudales

K= Factor de frecuencia definido por cada distribución

Paso 1: Ordenamos los caudales obtenidos de forma descendente.

Figura 9: Caudales de años anteriores en la Quebrada Santo Domingo

N° Orden	Q max (m3/s)	N° Orden	Q max (m3/s)
1	325.000	52	115.000
2	320.100	53	114.490
3	320.000	54	111.130
4	316.000	55	108.930
5	315.800	56	108.650
6	315.000	57	108.580
7	261.000	58	108.100
8	254.500	59	108.000
9	250.000	60	108.000
10	225.000	61	105.000
11	216.000	62	104.610
12	210.000	63	103.000
13	205.000	64	100.600
14	202.000	65	100.500
15	200.000	66	100.000
16	195.970	67	99.800
17	187.090	68	99.000
18	185.690	69	98.500
19	185.000	70	97.630
20	183.490	71	97.000
21	175.000	72	95.000
22	175.000	73	94.500
23	175.000	74	92.650
24	168.500	75	92.200
25	164.180	76	91.500
26	164.000	77	90.500
27	162.000	78	87.910
28	158.000	79	84.960
29	155.000	80	84.100
30	152.210	81	83.360
31	151.000	82	83.000
32	144.000	83	82.000
33	144.000	84	81.400
34	139.800	85	79.100
35	139.170	86	78.800
36	139.000	87	78.640
37	137.600	88	78.000
38	133.960	89	77.400
39	131.020	90	77.370
40	130.000	91	76.080
41	130.000	92	72.660
42	130.000	93	72.570
43	128.610	94	72.200
44	127.710	95	70.500
45	125.490	96	66.980
46	121.140	97	65.500
47	120.610	98	60.350
48	118.890	99	58.140
49	118.000	100	46.400
50	117.640	101	39.840
51	116.000	102	32.880

Paso 2: Se calcula la descarga Media

$$Q_m = \frac{\sum Q_{max}}{n}$$

Donde:

Q_m = Caudal media máxima en m^3/s

$\sum Q_{max}$ = Sumatoria de los valores de descargas máximas en m^3/s

n = Numero de datos obtenidos según registro.

Figura 10: Caudales máximos ocurridos en la Quebrada Santo Domingo

N° Orden	Q max (m3/s)	N° Orden	Q max (m3/s)
1	325.000	52	115.000
2	320.100	53	114.490
3	320.000	54	111.130
4	316.000	55	108.930
5	315.800	56	108.650
6	315.000	57	108.580
7	261.000	58	108.100
8	254.500	59	108.000
9	250.000	60	108.000
10	225.000	61	105.000
11	216.000	62	104.610
12	210.000	63	103.000
13	205.000	64	100.600
14	202.000	65	100.500
15	200.000	66	100.000
16	195.970	67	99.800
17	187.090	68	99.000
18	185.690	69	98.500
19	185.000	70	97.630
20	183.490	71	97.000
21	175.000	72	95.000
22	175.000	73	94.500
23	175.000	74	92.650
24	168.500	75	92.200
25	164.180	76	91.500
26	164.000	77	90.500
27	162.000	78	87.910
28	158.000	79	84.960
29	155.000	80	84.100
30	152.210	81	83.360
31	151.000	82	83.000
32	144.000	83	82.000
33	144.000	84	81.400
34	139.800	85	79.100
35	139.170	86	78.800
36	139.000	87	78.640
37	137.600	88	78.000
38	133.960	89	77.400
39	131.020	90	77.370
40	130.000	91	76.080
41	130.000	92	72.660
42	130.000	93	72.570
43	128.610	94	72.200
44	127.710	95	70.500
45	125.490	96	66.980
46	121.140	97	65.500
47	120.610	98	60.350
48	118.890	99	58.140
49	118.000	100	46.400
50	117.640	101	39.840
51	116.000	102	32.880

$$Q_m = \frac{\sum Q_{max}}{n}$$

$$Q_m = \frac{13,708.180}{102} = 134.394 \text{ m}^3/s$$

$$Q_m = 134.394 \text{ m}^3/s$$

Fuente: Elaboración propia

Paso 3: Se calcula la Desviación Standard según los caudales máximos.

$$\sigma_{Q_{max}} = \sqrt{\frac{\sum(Q_{max} - Q_m)^2}{n - 1}}$$

Para desarrollar la desviación se realizó el siguiente cuadro con las siguientes expresiones:

Figura 11: Cálculo para hallar la desviación

N° de ORDEN	Q (m3/s)	(Qmax - Qm^2)	N° de ORDEN	Q (m3/s)	(Qmax - Qm^2)
1	325.000	36330.677	52	115.000	376.124
2	320.100	34486.748	53	114.490	396.166
3	320.000	34449.616	54	111.130	541.210
4	316.000	32980.768	55	108.930	648.411
5	315.800	32908.165	56	108.650	662.749
6	315.000	32618.556	57	108.580	666.359
7	261.000	16029.099	58	108.100	691.370
8	254.500	14425.470	59	108.000	696.639
9	250.000	13364.765	60	108.000	696.639
10	225.000	8209.461	61	105.000	864.003
11	216.000	6659.552	62	104.610	887.082
12	210.000	5716.279	63	103.000	985.578
13	205.000	4985.218	64	100.600	1142.029
14	202.000	4570.582	65	100.500	1148.798
15	200.000	4304.158	66	100.000	1182.942
16	195.970	3791.613	67	99.800	1196.739
17	187.090	2776.877	68	99.000	1252.730
18	185.690	2631.288	69	98.500	1288.374
19	185.000	2560.975	70	97.630	1351.586
20	183.490	2410.425	71	97.000	1398.305
21	175.000	1648.854	72	95.000	1551.881
22	175.000	1648.854	73	94.500	1591.525
23	175.000	1648.854	74	92.650	1742.555
24	168.500	1163.225	75	92.200	1780.327
25	164.180	887.210	76	91.500	1839.889
26	164.000	876.520	77	90.500	1926.676
27	162.000	762.096	78	87.910	2160.755
28	158.000	557.247	79	84.960	2443.713
29	155.000	424.610	80	84.100	2529.479
30	152.210	317.413	81	83.360	2604.461
31	151.000	275.762	82	83.000	2641.335
32	144.000	92.277	83	82.000	2745.123
33	144.000	92.277	84	81.400	2808.356
34	139.800	29.226	85	79.100	3057.418
35	139.170	22.811	86	78.800	3090.684
36	139.000	21.216	87	78.640	3108.500
37	137.600	10.279	88	78.000	3180.274
38	133.960	0.188	89	77.400	3248.307
39	131.020	11.383	90	77.370	3251.728
40	130.000	19.307	91	76.080	3400.513
41	130.000	19.307	92	72.660	3811.077
42	130.000	19.307	93	72.570	3822.197
43	128.610	33.454	94	72.200	3868.084
44	127.710	44.675	95	70.500	4082.433
45	125.490	79.280	96	66.980	4544.637
46	121.140	175.666	97	65.500	4746.372
47	120.610	189.996	98	60.350	5482.502
48	118.890	240.372	99	58.140	5814.661
49	118.000	268.761	100	46.400	7742.930
50	117.640	280.694	101	39.840	8940.444
51	116.000	338.336	102	32.880	10305.076
Registro	Sumatoria de Caudal	$\sum (Q_{max} - Q_m)^2$			
n = 102	Σ 13708.180	440347.492			

Fuente: Elaboración propia

Luego reemplazando los valores se tiene:

$$\sigma Q_{max} = \sqrt{\frac{440347.492}{102 - 1}} \Rightarrow \sigma Q_{max} = 66.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

Paso 4: Se determina la EC. Gumbel.

Reemplazando los datos obtenidos en la ecuación Gumbel se tiene

$$Q = 134.394 + 66.03 K$$

h) Aplicación del Método de Gumbel Tipo I caudales máximos para distintos periodos de retorno

Determinar los caudales máximos para distintos periodos de retorno según el método de Gumbel Tipo I.

Al tener la formula Gumbel ya realizada solo quedaría calcular el valor de K llamado Factor de Frecuencia, el cual depende del periodo de retorno.

$$K = \frac{Y - Y_n}{\sigma_n}$$

Donde:

Y = Variable reducida

Y = $\text{Ln} \{-\text{Ln} (1-1/\text{Tr})\}$

Y_n = Valor medio de la variable reducida (Tabla)

σ = Desviación estándar de la Variable reducida (Tabla)

Figura 12: Tabla de valores Y_n y σ_n

Nº Periodo	10	20	30	40	50	100	200
Y _n	0.5	0.52	0.54	0.54	0.55	0.56	0.57
σ _n	0.95	1.06	1.11	1.14	1.16	1.22	1.24

Fuente: Elaboración Propia

- Se desarrollará el cálculo del caudal máximo para 10, 20, 30, 40, 50, 100, 200 y 500 años.

T = Periodo de Retorno a 100 años

P = 1/100 = 0.01

Por lo tanto

$$Y = \text{Ln} \left\{ -\text{Ln} \left(1 - \frac{1}{100} \right) \right\}$$

Según la tabla

Y_n = 0.56

σ_n = 1.22

Reemplazando valores se tiene:

$$K = \frac{4.6001 - 0.56}{1.22} \Rightarrow K = 3.3116$$

$$Y = 4.600$$

- Cálculo de caudales máximos para el periodo de retorno de 140 años:

Resolvemos la ecuación del método de Gumbel Tipo I y tenemos:

$$Q = 0.0953 + 0.083024 K$$

Reemplazamos K

$$Q = 134.394 + 66.03 (3.5935)$$

$$Q = 371.673 \text{ m}^3/\text{s}$$

- A continuación, se presenta el cálculo de caudales máximos para los periodos de Retorno de 100, 200 y 500 años.

Figura 13: Cálculo de caudales máximos

Periodo de Retorno en Años (Tr)	Y	Yn	σ_n	k	Q max (m3/seg)
10	2.2500	0.5	0.95	1.8421	256.0282
20	2.9701	0.52	1.06	2.3114	287.0167
30	3.3842	0.54	1.11	2.5623	303.5855
40	3.6762	0.54	1.14	2.7511	316.0460
50	3.9019	0.55	1.16	2.8896	325.1922
100	4.6001	0.56	1.22	3.3116	353.0561
200	5.2958	0.57	1.24	3.8111	386.0429
500	6.2136	0.58	1.28	4.4013	425.0085

Fuente: Elaboración Propia

i) Aplicación del Método de Log Pearson Tipo III

Este método consiste en transformar los valores extremos en logaritmos adecuados, para el método Pearson el valor de K no solo depende del periodo de Retorno sino también en función del coeficiente de asimetría g, que nos va a indicar cuan distante están los datos de distribución.

Para el método de Log Pearson Tipo III se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Log } Q = \text{Log}_{med} Q + \sigma \text{Log } Q_{max}(K)$$

Donde:

Log Q = Logaritmo del caudal máximo

Log_{med} Q = Media de los logaritmos de los caudales

σ Log Q_{max} = Desviación estándar de los logaritmos de los caudales

K = Factor de Frecuencia

Paso 1: Se ordena los valores de los caudales máximos en orden descendente

Figura 14: Orden descendente de los caudales máximos en la Quebrada Santo

Domingo

N° Orden	Q max (m3/s)	N° Orden	Q max (m3/s)
1	325.000	52	115.000
2	320.100	53	114.490
3	320.000	54	111.130
4	316.000	55	108.930
5	315.800	56	108.650
6	315.000	57	108.580
7	261.000	58	108.100
8	254.500	59	108.000
9	250.000	60	108.000
10	225.000	61	105.000
11	216.000	62	104.610
12	210.000	63	103.000
13	205.000	64	100.600
14	202.000	65	100.500
15	200.000	66	100.000
16	195.970	67	99.800
17	187.090	68	99.000
18	185.690	69	98.500
19	185.000	70	97.630
20	183.490	71	97.000
21	175.000	72	95.000
22	175.000	73	94.500
23	175.000	74	92.650
24	168.500	75	92.200
25	164.180	76	91.500
26	164.000	77	90.500
27	162.000	78	87.910
28	158.000	79	84.960
29	155.000	80	84.100
30	152.210	81	83.360
31	151.000	82	83.000
32	144.000	83	82.000
33	144.000	84	81.400
34	139.800	85	79.100
35	139.170	86	78.800
36	139.000	87	78.640
37	137.600	88	78.000
38	133.960	89	77.400
39	131.020	90	77.370
40	130.000	91	76.080
41	130.000	92	72.660
42	130.000	93	72.570
43	128.610	94	72.200
44	127.710	95	70.500
45	125.490	96	66.980
46	121.140	97	65.500
47	120.610	98	60.350
48	118.890	99	58.140
49	118.000	100	46.400
50	117.640	101	39.840
51	116.000	102	32.880

Fuente: Elaboración propia

Paso 2: Se calcula los logaritmos de las descargas de los caudales.

Figura 15: Cálculo de logaritmos desde las descargas de los caudales

N° Orden	Q (m ³ /s)	Log. Q	N° Orden	Q (m ³ /s)	Log. Q
1	325.000	2.512	52	115.000	2.061
2	320.100	2.505	53	114.490	2.059
3	320.000	2.505	54	111.130	2.046
4	316.000	2.500	55	108.930	2.037
5	315.800	2.499	56	108.650	2.036
6	315.000	2.498	57	108.580	2.036
7	261.000	2.417	58	108.100	2.034
8	254.500	2.406	59	108.000	2.033
9	250.000	2.398	60	108.000	2.033
10	225.000	2.352	61	105.000	2.021
11	216.000	2.334	62	104.610	2.020
12	210.000	2.322	63	103.000	2.013
13	205.000	2.312	64	100.600	2.003
14	202.000	2.305	65	100.500	2.002
15	200.000	2.301	66	100.000	2.000
16	195.970	2.292	67	99.800	1.999
17	187.090	2.272	68	99.000	1.996
18	185.690	2.269	69	98.500	1.993
19	185.000	2.267	70	97.630	1.990
20	183.490	2.264	71	97.000	1.987
21	175.000	2.243	72	95.000	1.978
22	175.000	2.243	73	94.500	1.975
23	175.000	2.243	74	92.650	1.967
24	168.500	2.227	75	92.200	1.965
25	164.180	2.215	76	91.500	1.961
26	164.000	2.215	77	90.500	1.957
27	162.000	2.210	78	87.910	1.944
28	158.000	2.199	79	84.960	1.929
29	155.000	2.190	80	84.100	1.925
30	152.210	2.182	81	83.360	1.921
31	151.000	2.179	82	83.000	1.919
32	144.000	2.158	83	82.000	1.914
33	144.000	2.158	84	81.400	1.911
34	139.800	2.146	85	79.100	1.898
35	139.170	2.144	86	78.800	1.897
36	139.000	2.143	87	78.640	1.896
37	137.600	2.139	88	78.000	1.892
38	133.960	2.127	89	77.400	1.889
39	131.020	2.117	90	77.370	1.889
40	130.000	2.114	91	76.080	1.881
41	130.000	2.114	92	72.660	1.861
42	130.000	2.114	93	72.570	1.861
43	128.610	2.109	94	72.200	1.859
44	127.710	2.106	95	70.500	1.848
45	125.490	2.099	96	66.980	1.826
46	121.140	2.083	97	65.500	1.816
47	120.610	2.081	98	60.350	1.781
48	118.890	2.075	99	58.140	1.764
49	118.000	2.072	100	46.400	1.667
50	117.640	2.071	101	39.840	1.600
51	116.000	2.064	102	32.880	1.517
Registro	Sumatoria de Caudal	∑ Log Q	212.415		
n = 102	∑ 13708.180				

Fuente: Elaboración propia

Paso 3: Hallamos la media de los logaritmos sacados de los caudales según la siguiente ecuación:

$$\text{Log}_{med}Q = \frac{\sum \text{Log } Q}{n}$$

Donde:

$\text{Log}_{med} Q$ = Media de los logaritmos

$\sum \text{Log } Q$ = Sumatoria de los valores de los logaritmos

n = Numero de datos del registro

Se reemplazan los datos :

$$\text{Log}_{med}Q = \frac{212.415}{102} = 2.083$$

Paso 4: Hallamos la desviación estándar de los logaritmos según la siguiente ecuación:

$$\sigma \text{Log } Q_{max} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } Q_i - \text{Log}_{med}Q)^2}{n - 1}}$$

Se reemplazan los datos y se obtienen el siguiente cuadro:

Figura 16: Cálculo para hallar la sumatoria de los valores de los logaritmos

N° Orden	Q (m3/s)	Log. Q	(Log Q - Log medQ)^2	N° Orden	Q (m3/s)	Log. Q	(Log Q - Log medQ)^2
1	325.000	2.512	0.184370	52	115.000	2.061	0.000475
2	320.100	2.505	0.178747	53	114.490	2.059	0.000563
3	320.000	2.505	0.178633	54	111.130	2.046	0.001345
4	316.000	2.500	0.174045	55	108.930	2.037	0.002057
5	315.800	2.499	0.173815	56	108.650	2.036	0.002160
6	315.000	2.498	0.172898	57	108.580	2.036	0.002186
7	261.000	2.417	0.111650	58	108.100	2.034	0.002369
8	254.500	2.406	0.104450	59	108.000	2.033	0.002409
9	250.000	2.398	0.099502	60	108.000	2.033	0.002409
10	225.000	2.352	0.072729	61	105.000	2.021	0.003759
11	216.000	2.334	0.063481	62	104.610	2.020	0.003960
12	210.000	2.322	0.057465	63	103.000	2.013	0.004853
13	205.000	2.312	0.052557	64	100.600	2.003	0.006384
14	202.000	2.305	0.049663	65	100.500	2.002	0.006454
15	200.000	2.301	0.047755	66	100.000	2.000	0.006806
16	195.970	2.292	0.043970	67	99.800	1.999	0.006951
17	187.090	2.272	0.035929	68	99.000	1.996	0.007546
18	185.690	2.269	0.034703	69	98.500	1.993	0.007932
19	185.000	2.267	0.034104	70	97.630	1.990	0.008634
20	183.490	2.264	0.032802	71	97.000	1.987	0.009164
21	175.000	2.243	0.025772	72	95.000	1.978	0.010978
22	175.000	2.243	0.025772	73	94.500	1.975	0.011464
23	175.000	2.243	0.025772	74	92.650	1.967	0.013376
24	168.500	2.227	0.020765	75	92.200	1.965	0.013870
25	164.180	2.215	0.017641	76	91.500	1.961	0.014660
26	164.000	2.215	0.017515	77	90.500	1.957	0.015839
27	162.000	2.210	0.016133	78	87.910	1.944	0.019172
28	158.000	2.199	0.013492	79	84.960	1.929	0.023497
29	155.000	2.190	0.011628	80	84.100	1.925	0.024871
30	152.210	2.182	0.009989	81	83.360	1.921	0.026096
31	151.000	2.179	0.009308	82	83.000	1.919	0.026707
32	144.000	2.158	0.005755	83	82.000	1.914	0.028455
33	144.000	2.158	0.005755	84	81.400	1.911	0.029541
34	139.800	2.146	0.003970	85	79.100	1.898	0.033975
35	139.170	2.144	0.003727	86	78.800	1.897	0.034586
36	139.000	2.143	0.003662	87	78.640	1.896	0.034915
37	137.600	2.139	0.003149	88	78.000	1.892	0.036254
38	133.960	2.127	0.001978	89	77.400	1.889	0.037543
39	131.020	2.117	0.001214	90	77.370	1.889	0.037608
40	130.000	2.114	0.000989	91	76.080	1.881	0.040493
41	130.000	2.114	0.000989	92	72.660	1.861	0.048932
42	130.000	2.114	0.000989	93	72.570	1.861	0.049170
43	128.610	2.109	0.000717	94	72.200	1.859	0.050159
44	127.710	2.106	0.000563	95	70.500	1.848	0.054902
45	125.490	2.099	0.000259	96	66.980	1.826	0.065821
46	121.140	2.083	0.000001	97	65.500	1.816	0.070894
47	120.610	2.081	0.000001	98	60.350	1.781	0.091097
48	118.890	2.075	0.000054	99	58.140	1.764	0.101140
49	118.000	2.072	0.000113	100	46.400	1.667	0.173041
50	117.640	2.071	0.000143	101	39.840	1.600	0.232498
51	116.000	2.064	0.000326	102	32.880	1.517	0.319868
Registro	Sumatoria de Caudal	$\sum (\text{Log } Q - \text{Log}_{med}Q)^2$					
n = 102	\sum 13708.180	3.9912					

Fuente: Elaboración propia

Con los valores obtenidos se tiene:

$$\sigma \text{Log } Q_{max} = \sqrt{\frac{3.9912}{102 - 1}} = 0.1988$$

$$\sigma \text{Log } Q_{max} = 0.1988$$

Paso 5: Se determina la EC. de Log Pearson Tipo III.

Reemplazando los datos obtenidos en la ecuación Log Pearson Tipo III se tiene:

$$\text{Log } Q = 2.083 + 0.1988(K)$$

j) Aplicación del Método de Log Pearson Tipo III caudales máximos para distintos periodos de retorno

Determinar los caudales máximos para distintos periodos de retorno según el método de Pearson Tipo III.

Al tener la formula Gumbel ya realizada solo quedaría calcular el valor de K llamado Factor de Frecuencia, el cual depende del periodo de retorno y coeficiente de Asimetría (Cs).

- Se calcula el Coeficiente de Asimetría (Cs) según la siguiente formula:

$$Cs = \frac{n \sum (\text{Log } Q - \text{Log}_{med} Q)^3}{(n - 1)(n - 2)(\sigma \text{Log } Q_{max})^3}$$

Donde:

Log_{med} Q = Media de los logaritmos de los caudales

Log Q = Valores de los logaritmos de los caudales máximos

n = Numero de datos del registro

σLog Q_{max} = Desviación estándar de los logaritmos

Con los datos obtenidos se calcula el siguiente cuadro:

Figura 17: Cálculo para determinar el coeficiente de asimetría

Q (m3/s)	Log. Q	(Log Q - Log medQ)^2	(Log Q - Log medQ)^3	N° Orden	Q (m3/s)	Log. Q	(Log Q - Log medQ)^2	(Log Q - Log medQ)^3
325.0000	2.5119	0.184370	0.079165	52	115.0000	2.0607	0.000475	-0.000010
320.1000	2.5053	0.178747	0.075572	53	114.4900	2.0588	0.000563	-0.000013
320.0000	2.5051	0.178633	0.075499	54	111.1300	2.0458	0.001345	-0.000049
316.0000	2.4997	0.174045	0.072609	55	108.9300	2.0371	0.002057	-0.000093
315.8000	2.4994	0.173815	0.072466	56	108.6500	2.0360	0.002160	-0.000100
315.0000	2.4983	0.172898	0.071893	57	108.5800	2.0357	0.002186	-0.000102
261.0000	2.4166	0.111650	0.037307	58	108.1000	2.0338	0.002369	-0.000115
254.5000	2.4057	0.104450	0.033757	59	108.0000	2.0334	0.002409	-0.000118
250.0000	2.3979	0.099502	0.031387	60	108.0000	2.0334	0.002409	-0.000118
225.0000	2.3522	0.072729	0.019614	61	105.0000	2.0212	0.003759	-0.000230
216.0000	2.3345	0.063481	0.015994	62	104.6100	2.0196	0.003960	-0.000249
210.0000	2.3222	0.057465	0.013775	63	103.0000	2.0128	0.004853	-0.000338
205.0000	2.3118	0.052557	0.012049	64	100.6000	2.0026	0.006384	-0.000510
202.0000	2.3054	0.049663	0.011067	65	100.5000	2.0022	0.006454	-0.000518
200.0000	2.3010	0.047755	0.010436	66	100.0000	2.0000	0.006806	-0.000562
195.9700	2.2922	0.043970	0.009220	67	99.8000	1.9991	0.006951	-0.000579
187.0900	2.2721	0.035929	0.006810	68	99.0000	1.9956	0.007546	-0.000655
185.6900	2.2688	0.034703	0.006465	69	98.5000	1.9934	0.007932	-0.000706
185.0000	2.2672	0.034104	0.006298	70	97.6300	1.9896	0.008634	-0.000802
183.4900	2.2636	0.032802	0.005941	71	97.0000	1.9868	0.009164	-0.000877
175.0000	2.2430	0.025772	0.004137	72	95.0000	1.9777	0.010978	-0.001150
175.0000	2.2430	0.025772	0.004137	73	94.5000	1.9754	0.011464	-0.001227
175.0000	2.2430	0.025772	0.004137	74	92.6500	1.9668	0.013376	-0.001547
168.5000	2.2266	0.020765	0.002992	75	92.2000	1.9647	0.013870	-0.001633
164.1800	2.2153	0.017641	0.002343	76	91.5000	1.9614	0.014660	-0.001775
164.0000	2.2148	0.017515	0.002318	77	90.5000	1.9566	0.015839	-0.001993
162.0000	2.2095	0.016133	0.002049	78	87.9100	1.9440	0.019172	-0.002655
158.0000	2.1987	0.013492	0.001567	79	84.9600	1.9292	0.023497	-0.003602
155.0000	2.1903	0.011628	0.001254	80	84.1000	1.9248	0.024871	-0.003922
152.2100	2.1824	0.009989	0.000998	81	83.3600	1.9210	0.026096	-0.004216
151.0000	2.1790	0.009308	0.000898	82	83.0000	1.9191	0.026707	-0.004364
144.0000	2.1584	0.005755	0.000437	83	82.0000	1.9138	0.028455	-0.004800
144.0000	2.1584	0.005755	0.000437	84	81.4000	1.9106	0.029541	-0.005077
139.8000	2.1455	0.003970	0.000250	85	79.1000	1.8982	0.033975	-0.006262
139.1700	2.1435	0.003727	0.000227	86	78.8000	1.8965	0.034586	-0.006432
139.0000	2.1430	0.003662	0.000222	87	78.6400	1.8956	0.034915	-0.006524
137.6000	2.1386	0.003149	0.000177	88	78.0000	1.8921	0.036254	-0.006903
133.9600	2.1270	0.001978	0.000088	89	77.4000	1.8887	0.037543	-0.007274
131.0200	2.1173	0.001214	0.000042	90	77.3700	1.8886	0.037608	-0.007293
130.0000	2.1139	0.000989	0.000031	91	76.0800	1.8813	0.040493	-0.008148
130.0000	2.1139	0.000989	0.000031	92	72.6600	1.8613	0.048932	-0.010824
130.0000	2.1139	0.000989	0.000031	93	72.5700	1.8608	0.049170	-0.010903
128.6100	2.1093	0.000717	0.000019	94	72.2000	1.8585	0.050159	-0.011234
127.7100	2.1062	0.000563	0.000013	95	70.5000	1.8482	0.054902	-0.012864
125.4900	2.0986	0.000259	0.000004	96	66.9800	1.8259	0.065821	-0.016887
121.1400	2.0833	0.000001	0.000000	97	65.5000	1.8162	0.070894	-0.018876
120.6100	2.0814	0.000001	0.000000	98	60.3500	1.7807	0.091097	-0.027495
118.8900	2.0751	0.000054	0.000000	99	58.1400	1.7645	0.101140	-0.032165
118.0000	2.0719	0.000113	-0.000001	100	46.4000	1.6665	0.173041	-0.071982
117.6400	2.0706	0.000143	-0.000002	101	39.8400	1.6003	0.232498	-0.112106
116.0000	2.0645	0.000326	-0.000006	102	32.8800	1.5169	0.319868	-0.180907
Σ							(Log Q - Log medQ)^3	
							0.09636300	

Fuente: Elaboración propia

Reemplazamos los valores obtenidos en la Ecuación del coeficiente de Asimetría.

$$C_s = \frac{102 \times (0.09636300)^3}{(102 - 1)(102 - 2)(0.1988)^3} = 0.501$$

- Con el valor del coeficiente de asimetría se tendrá el valor de K, el cual se interpolará con los datos en el siguiente cuadro:

Figura 18: Coeficiente de Asimetría

COEFICIENTE DE ASIMETRÍA C_s	PERIODO DE RETORNO (Años)							
	1.0101	2	5	10	25	50	100	200
	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA $P(y \geq y_i)$							
	0.99	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
3.0	-0.667	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-1.037	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-1.660	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.733	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-1.806	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-1.880	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-1.955	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-2.029	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-2.104	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-2.178	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-2.252	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0	-2.326	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Fuente: Fasanando (2018) - Dimensionamiento hidráulico y estructural de la defensa ribereña en el margen izquierdo del Río Mayo en la Localidad de Shanao -Lamas- Región San Martín

- Calculamos K para un periodo de retorno de 10, 20, 25, 50, 100, 200 y 500 años.

Figura 19: Factor de frecuencia

Coeficiente de Asimetría C_s	PERIODO DE RETORNO (años)							
	10	20	30	40	50	100	200	500
0.50	1.323	1.91	2.043	2.177	2.311	2.686	3.041	3.609

Fuente: Elaboración propia

- Empleamos la ecuación de Pearson y reemplazamos K según los datos obtenidos en el cuadro anterior

- ✓ Para determinar del caudal máximo de un Periodo de retorno de **10 años**:

$$\mathbf{Log\ Q = 2.083 + 0.1988(1.323)}$$

$$\mathbf{Log\ Q = 2.346}$$

Para hallar el caudal máximo se calcula el Antilogaritmo

$$\mathbf{Q_{max} = Antilog\ (Q) = Antilog\ (2.346)}$$

$$\mathbf{Q_{max} = 221.819\ m^3/s}$$

- ✓ Para determinar del caudal máximo de un Periodo de retorno de **20 años**:

$$\mathbf{Log\ Q = 2.083 + 0.1988(1.91)}$$

$$\mathbf{Log\ Q = 2.462}$$

Para hallar el caudal máximo se calcula el Antilogaritmo

$$\mathbf{Q_{max} = Antilog\ (Q) = Antilog\ (2.462)}$$

$$\mathbf{Q_{max} = 289.73\ m^3/s}$$

- ✓ Para determinar del caudal máximo de un Periodo de retorno de **30 años**:

$$\mathbf{Log\ Q = 2.083 + 0.1988(2.043)}$$

$$\mathbf{Log\ Q = 2.489}$$

Para hallar el caudal máximo se calcula el Antilogaritmo

$$\mathbf{Q_{max} = Antilog\ (Q) = Antilog\ (2.489)}$$

$$\mathbf{Q_{max} = 308.318\ m^3/s}$$

- ✓ Para determinar del caudal máximo de un Periodo de retorno de **40 años**:

$$\mathbf{Log Q = 2.083 + 0.1988(2.177)}$$

$$\mathbf{Log Q = 2.515}$$

Para hallar el caudal máximo se calcula el Antilogaritmo

$$\mathbf{Q_{max} = Antilog (Q) = Antilog (2.515)}$$

$$\mathbf{Q_{max} = 327.340 m^3/s}$$

- ✓ Para determinar del caudal máximo de un Periodo de retorno de **50 años**:

$$\mathbf{Log Q = 2.083 + 0.1988(2.311)}$$

$$\mathbf{Log Q = 2.542}$$

Para hallar el caudal máximo se calcula el Antilogaritmo

$$\mathbf{Q_{max} = Antilog (Q) = Antilog (2.542)}$$

$$\mathbf{Q_{max} = 348.337 m^3/s}$$

- Para determinar del caudal máximo de un Periodo de retorno de **100 años**:

$$\mathbf{Log Q = 2.083 + 0.1988(2.686)}$$

$$\mathbf{Log Q = 2.616}$$

Para hallar el caudal máximo se calcula el Antilogaritmo

$$\mathbf{Q_{max} = Antilog (Q) = Antilog (2.616)}$$

$$\mathbf{Q_{max} = 413.977 m^3/s}$$

- Para el cálculo del caudal máximo para un Periodo de retorno de **200 años**:

$$\mathbf{Log\ Q = 2.083 + 0.1988(3.041)}$$

$$\mathbf{Log\ Q = 2.687}$$

Para hallar el caudal máximo se calcula el Antilogaritmo

$$\mathbf{Q_{max} = Antilog\ (Q) = Antilog\ (2.687)}$$

$$\mathbf{Q_{max} = 487.024\ m^3/s}$$

- Para el cálculo del caudal máximo para un Periodo de retorno de **500 años**:

$$\mathbf{Log\ Q = 2.083 + 0.1988(3.609)}$$

$$\mathbf{Log\ Q = 2.800}$$

Para hallar el caudal máximo se calcula el Antilogaritmo

$$\mathbf{Q_{max} = Antilog\ (Q) = Antilog\ (2.7988)}$$

$$\mathbf{Q_{max} = 630.957\ m^3/s}$$

- En el Siguiete Cuadro presentamos los Caudales Máximos para cada periodo de Retorno.

Figura 20: Caudales Máximos y Factor de Frecuencia

Periodo de Retorno en Años (Tr)	K	Qmax (m3/s)
10	1.323	221.819
20	1.910	289.730
30	2.043	308.318
40	2.177	327.340
50	2.311	348.337
100	2.686	426.285
200	3.041	506.291
500	3.609	629.216

Fuente: Elaboración Propia

k) Análisis comparativo de Caudales Máximos mediante los métodos Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III.

En el siguiente Cuadro se presentan los caudales máximos:

Figura 21: Caudales Máximos según cada método

Caudal Máximo (m ³ /seg)		
Periodo de Retorno en Años (Tr)	Método Probabilístico	
	Gumbel Tipo I	Log. Pearson Tipo III
10	256.028	221.819
20	287.017	289.730
30	303.585	308.318
40	316.046	327.340
50	325.192	348.337
100	353.056	426.285
200	386.043	506.291
500	425.009	629.216

Fuente: Elaboración Propia

Al obtener los datos de los caudales se hace un análisis comparativo, y se puede observar que la diferencia de variables entre ambos métodos es notoria, por lo que se debe de considerar que el método de distribución de Gumbel se adecua bien para muestras que tengan como mínimo 20 registros, en cambio la distribución de Pearson se adecua para muestras mayores a 20, sin embargo se va a seleccionar el valor promedio de los datos obtenidos, en el siguiente cuadro se presentaran los resultados de las descargas máximas para el diseño.

Figura 22: Descarga Máxima

Caudal Máximo (m ³ /seg)			Descarga Máxima (m ³ /seg)
Periodo de Retorno en Años (Tr)	Método Probabilístico		
	Gumbel Tipo I	Log Pearson Tipo III	
10	256.028	221.819	238.924
20	287.017	289.730	288.373
30	303.585	308.318	305.952
40	316.046	327.340	321.693
50	325.192	348.337	336.765
100	353.056	426.285	389.671
200	386.043	506.291	446.167
500	425.009	629.216	527.112

Fuente: Elaboración Propia

A Continuación, se presenta el Cuadro de Resumen de las Descargas:

Figura 23: Descargas Máximas en cada Periodo De Retorno

Quebrada Santo Domingo (m3/seg)	
Periodo de Retorno en Años (Tr)	Descarga Máxima (m3/seg)
10	238.924
20	288.373
30	305.952
40	321.693
50	336.765
100	389.671
200	446.167
500	527.112

Fuente: Elaboración propia

I) Caudal de diseño

El caudal de diseño para un muro de contención de gravedad, será obtenido en función al periodo de retorno, esto permitirá minimizar los deslizamientos que ocasionan los huaycos, para este diseño vamos a considerar la vida útil (n) de 40 años, con el Riesgo Admisible de un 25 % según nos detalla el del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje de Carreteras – MTC.

- Calculamos el Periodo de Retorno (TR) según la vida útil y el Riesgo Admisible

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n$$

Donde reemplazamos en la formula $R = 0.25$ y el número de registro $n = 40$

$$0.25 = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^{40}$$

$$Tr = 139.543 \text{ años}$$

Según el resultado vemos que el periodo de retorno se ajusta a 500 años, por lo tanto, el caudal de diseño será correspondiente a tal periodo.

Figura 24: Descarga Máxima en el Periodo De Retorno 500 años

Quebrada Santo Domingo (m ³ /seg)	
Periodo de Retorno en Años (Tr)	Descarga Máxima (M ³ /Seg)
10	238.924
20	288.373
30	305.952
40	321.693
50	336.765
100	389.671
200	446.167
500	527.112

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, el Caudal de Diseño para el muro de contención de gravedad en la quebrada Santo Domingo es **446.167 m³/seg**.

m) Concentración de Sedimentos

Para determinar la función del flujo en función al sedimento tomamos la clasificación de O'Brien y Julien (1988) según tabla adjunta.

Figura 25: Concentración de sedimentos

Descripción del Tipo de Flujo	Concent. de Sedimentos (Cv)		Características del Flujo
	En Volumen	En Peso	
Deslizamientos	0,65 – 0,80	0,83 – 0,91	No hay flujo; falla por deslizamiento de bloques
	0,55 – 0,65	0,76 – 0,83	Derrumbe de bloques con deformación interna durante el deslizamiento, movimiento paulatino del terreno antes de fallar.
Flujos de lodo (Mudflow)	0,48 – 0,55	0,72 – 0,76	Flujo evidente; deslizamiento lento sostenido por el flujo de lodo; deformación plástica bajo su propio peso; cohesivo; no se expande en la superficie.
	0,45 – 0,48	0,69 – 0,72	Flujo se extiende sobre la superficie; flujo cohesivo; algo de mezcla.
Avenida de lodo (Mud Flood)	0,40 – 0,45	0,65 – 0,69	El flujo se mezcla fácilmente; muestra las propiedades fluidas en la deformación; distribuido en la superficie horizontal pero mantiene una superficie fluida inclinada; partículas grandes se depositan (peñones); aparecen ondas pero se disipan rápidamente.
	0,35 – 0,40	0,59 – 0,65	Deposición marcada de gravas y cantos rodados; se expande casi completamente sobre la superficie horizontal; aparece la superficie líquida con dos fases del fluido; las olas viajan en la superficie.
	0,30 – 0,35	0,54 – 0,59	Separación del agua en la superficie; las olas viajan fácilmente; la mayoría de las arenas y gravas se han sedimentado y se mueven como arrastre de fondo
	0,20 – 0,30	0,41 – 0,54	Se distinguen claramente las olas y ondas; todas las partículas descansando en el fondo en condición inmóvil.
Inundación de agua	< 0,20	< 0,41	Inundación de agua con carga suspendida convencional y arrastre de fondo.

Tomando como dato 0.45 de Concentración de Sedimentos

n) Volumen

- Agua

Para determinar el Volumen del Agua utilizaremos la siguiente ecuación:

$$V_A = Q \times T_c$$

$$V_A = 446.167 \times 278.4 \Rightarrow V_A = 124,212.9 \text{ m}^3$$

Dónde:

Q = Caudal de Agua (m³/s) (200 años)

Tc = Tiempo de Concentración (s)

- Sedimentos

Para determinar el Volumen de Sedimentos utilizaremos la siguiente ecuación:

$$\frac{C_v V_A}{1 - C_v} = V_s \quad \rightarrow \quad \frac{0.450 \times 124862.4}{1 - 0.45} = 102,160.15 \text{ m}^3$$

o) Caudal Total del Flujo

Para determinar el flujo de detritos, resolveremos la siguiente ecuación de Takahashi (1978,1981)

$$Q_d = Q_0 \frac{C^*}{C^* - C_d} = > 446.167 \frac{0.65}{0.65 - 0.45} = 1450.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde:

Q_d = Caudal Máximo de flujo de detritos

Q₀ = Caudal Máximo líquido

C_d = Concentración Volumétrica de Sólidos

C* = Concentración Máxima de Sólidos (65%)

p) Densidad del Flujo

Según lo obtenido del caudal total del flujo sienta 1450.04 m³/s, hallamos la desviación estándar según la siguiente ecuación:

$$Q_t = \left[\left(1 + \frac{V_s}{V_a} \right) + \frac{(\rho - 1)}{(\sigma - \rho)} \right] \times Q_l$$

Donde:

Q_t = Caudal Máximo de Flujos de detritos

V_s = Volumen de detritos

V_a = Volumen del Agua

ρ = Densidad del flujo de detritos

σ = Densidad del Sedimento (1.8)

Q_l = Caudal Líquido

$$1450.04 = \left[\left(1 + \frac{102,160.15}{124,212.9} \right) + \frac{(\rho - 1)}{(1.8 - \rho)} \right] \times 446.167 \rightarrow \rho = 1.470 \text{ t/m}^3$$

q) Velocidad

Para determinar la Velocidad del Flujo emplearemos la propuesta dada por Costa (1984) según la siguiente ecuación:

$$V = 2.11 \times Q^{0.33} \times S^{0.33}$$

Donde:

Q = Caudal de Flujo de detritos

S = Pendiente

$$V = 2.11 \times 1450.04^{0.33} \times 0.167^{0.33} \Rightarrow V = 12.91 \text{ m/s}$$

r) Rugosidad del Tramo

Para determinar el valor de rugosidad de Manning y Strickler, se ha utilizado la información recopilada en campo y desarrollando el método de Cowan, ya que relaciona la pendiente, el material de la zona, la cobertura vegetal como obstrucciones que se puedan presentar y la sinuosidad del cauce.

Según el método de Cowan (Valores en *Tabla 8*, el cálculo de rugosidad se expresa de la siguiente manera:

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

Donde:

n = Coeficiente de Rugosidad Manning.

n_b = un valor base de n para un cauce recto, uniforme y liso en función del material del fondo

n_1 = factor de corrección para implementar el efecto de las irregularidades superficiales

n_2 = un valor que añade las variaciones de forma y tamaño de la sección del cauce.

n_3 = un valor que implementa el efecto de obstrucciones

n_4 = un valor que incorpora el efecto de presencia de vegetación

m = un factor corrector que implementa la sinuosidad del cauce.

Desarrollando el método se tiene:

Figura 26: Valores del Cauce

Condición del Cauce	Símbolo	Valor
Material	n_b	0.026
Irregularidad	n_1	0.000
Variación de la Sección Transversal	n_2	0.005
Efecto relativo de obstrucciones	n_3	0.000
Vegetación	n_4	0.110
Presencia de meandros	m	0.050

$$n = (0.026 + 0.00 + 0.005 + 0.00 + 0.110)0.05 \Rightarrow n = 0.00705$$

4.3 Socavación

Para este proyecto calcularemos la profundidad de socavación general, de tal manera que los valores calculados nos ayuden a dimensionar el muro de contención según el tramo elegido (0+400 al 0+850).

Para el cálculo de la socavación general utilizaremos la ecuación del método de Straub, la cual se presenta de la siguiente manera:

Donde:

H_f = Altura de Socavación

H_0 = Altura según el nivel de referencia

B_0 = Longitud mayor superior del agua

B_f = Longitud de base del diseño de muro

$$H_f = (H_0) x \left[\frac{B_0}{B_f} \right]^{0.642}$$

Resolviendo la ecuación logramos tener:

Figura 27: Altura para el diseño

Progresiva	Altura de Socavación	Altura a utilizar
P 0+400	2.06	2.07
P 0+450	1.89	
P 0+500	1.62	
P 0+550	1.75	
P 0+600	2.07	
P 0+650	1.56	
P 0+700	1.86	
P 0+750	1.39	
P 0+800	1.33	
P 0+850	1.56	

4.4 Diseño de muro de contención de gravedad

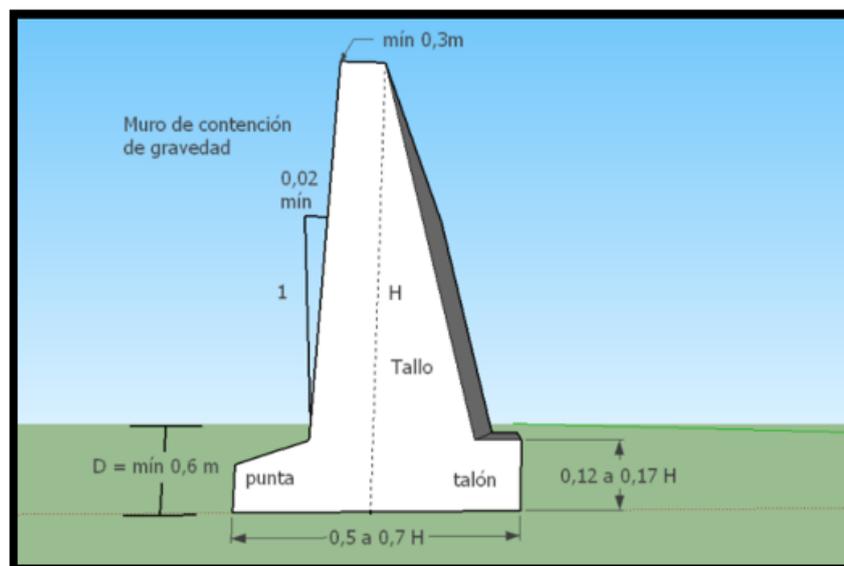
Al establecer las zonas de colocación de los muros de contención de gravedad con bolonería, se procedió al diseño estructural de los elementos. Para ello, tenemos en cuenta que las presiones longitudinales a lo largo de la Quebrada vendrán dadas por la acción de los huaycos, al momento del suceso de este fenómeno. Ya que, por lo que precisamos anteriormente, lo que buscamos es que al colocar los muros de contención con bolonería de manera escalonada, en la quebrada, estos permitan reducir los efectos que ocasionan los huaycos, sobre las personas e infraestructuras aledañas.

Los muros de contención de gravedad pueden ser construidos en hormigón simple o concreto y en mampostería de piedras o una combinación de las anteriores, debido a que no se recomiendan para el diseño de muros altos, pues las grandes dimensiones de su sección pueden hacer que los muros resulten muy costosos, por ello se opta por la forma más económica de realizarlos, es así que se decide tomar la bolonería de la zona, pues en la visita a campo se pudo observar que existe tal material, para la elaboración de los muros, reduciendo considerablemente su costo.

Pre dimensionamiento

Se realizará el pre dimensionamiento del muro de contención de gravedad, para ello se tomará en cuenta algunas aproximaciones siguiendo las siguientes consideraciones:

- Base del muro = De $0,5H$ a $0,75H$
- Ancho de corona = Mín. 30 cm.
- Base de la punta = De $0,12H$ a $0,17H$
- Altura del talón = De $0,12H$ a $0,17H$
- Profundidad de emplazamiento (D) = Mín. 0,6 m. → Tomar en cuenta: Siempre el fondo de la losa base debe estar por debajo de la línea de congelamiento estacional.



Fuente: Reyes, N. (2017) *Tipos de muro de contención y predimensionamiento*

A continuación, mostraremos dos propuestas de diseño de muro de gravedad, el cual se consideró el procedimiento según la Norma CE. 020. Componentes estructurales del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Propuesta de Diseño de Muro 1

a) Pre dimensionamiento

La cual hemos propuesto las siguientes dimensiones para el muro

- Ancho de Corona (**t1**)

$$t1 = 0.08 H \quad , \quad t1 \geq 0.30m$$

$$t1 = 0.36 \rightarrow 0.94m \geq 0.30m \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Altura de Zapata (**hz**)

$$hz = \text{De } 0,12H \text{ a } 0,17H$$

$$hz = 0.15 H = 0.15 \times 4.5$$

$$hz = 0.675 \text{ m} \rightarrow 2.10$$

- Base de la punta (**P1**)

$$P1 = hz / 2 \text{ a } hz$$

$$P1 = \text{De } 0.338 \text{ a } 0.675$$

$$P1 = 0.5 \text{ m}$$

- Base del talón (**P2**)

$$P2 = hz / 2 \text{ a } hz$$

$$P2 = \text{De } 0.338 \text{ a } 0.675$$

$$P2 = 0.5 \text{ m}$$

- Ancho de Zapata (**B**)

$$B = \text{De } 0.5 Ht \text{ a } 0.75 Ht$$

$$B = 0.6 \times 5.175$$

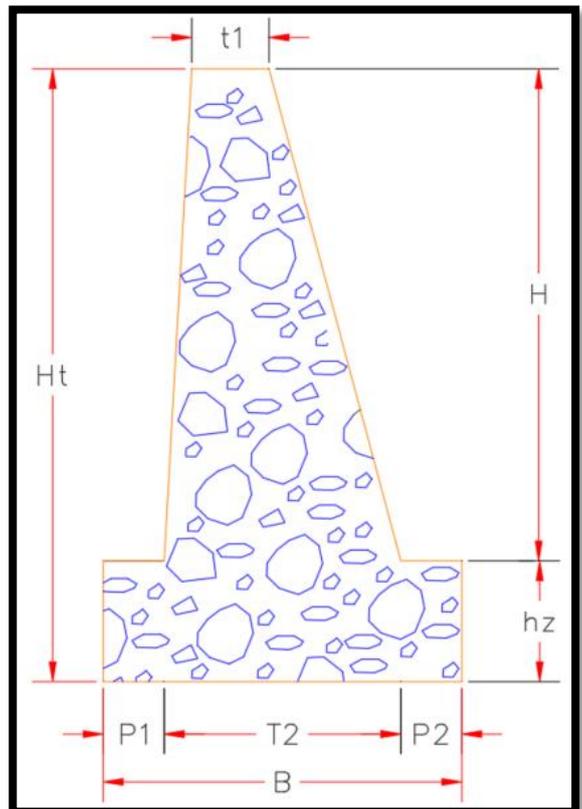
$$B = 3.105 \text{ m} \rightarrow 3.96m$$

- Ancho Inferior de Pantalla (**T2**)

$$T2 = B - P1 - P2$$

$$T2 = 3.105 - 0.5 - 0.5$$

$$T2 = 2.105 \text{ m} \rightarrow 2.96m$$



Al realizar el pre diseño nos damos cuenta que la profundidad de cimiento es 0.675, más para esta propuesta tomamos en cuenta la profundidad de socavación y según los resultados obtenidos es de 2.07m, así que consideramos la altura de la zapata de 2.10m.

Coeficiente de Presión

- **Coeficiente de Presión Activa según Teoría de Rankine para suelos friccionantes.**

Según la ecuación tenemos:

Ang. fricción interna del terreno $\phi_s = 31.04^\circ$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(31.04)}{1 + \text{sen}(31.04)} \rightarrow K_a = 0.3195$$

- **Coeficiente de Presión Pasiva según Teoría de Rankine para suelos friccionantes.**

Ang. fricción interna del terreno $\phi_s = 31.04^\circ$

Según la ecuación tenemos:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(31.04)}{1 - \text{sen}(31.04)} \rightarrow K_p = 3.129$$

b) Empujes según la Teoría de Rankine para suelos friccionantes.

- **Activo**

Para determinar el Empuje Activo lo determinamos según la siguiente ecuación.

Peso específico del terreno = 1.76 kg/m³

$$Ea = \frac{K_a \gamma_m h^2}{2}$$

$$Ea = \frac{0.3195 * 1.76 * 6.60^2}{2} \rightarrow Ea = 12.247 \text{ T/m}$$

- **Pasivo**

Para determinar el Empuje Pasivo lo determinamos según la siguiente ecuación.

Peso específico del terreno = 1.76 kg/m³

$$Ep = \frac{K_p \gamma_m h^2}{2}$$

$$Ep = \frac{3.129 * 1.76 * 2.10^2}{2} \rightarrow Ep = 12.1430 \text{ T/m}$$

c) Factores de Seguridad

- **Hallando el Momento de Volteo (Mo)**

Para determinar el Momento de Volteo lo determinamos según la siguiente ecuación.

$$M_o = E_a * \frac{Ht}{3}$$

$$M_o = 12.247 * \frac{6.60}{3} \rightarrow M_o = 26.943 \text{ Ton} * m$$

- **Hallando los Momentos Resistentes (MR)**

Para determinar los Momentos Resistentes lo determinamos de la siguiente manera

Determinando las Fuerzas:

$$W_1 = B * hz * \gamma_c$$

$$W_1 = 3.96 * 2.10 * 2.40 \rightarrow W_1 = 19.958 \text{ Ton}$$

$$W_2 = t1 * H * \gamma_c$$

$$W_2 = 0.94 * 4.50 * 2.40 \rightarrow W_2 = 10.152 \text{ Ton}$$

$$W_3 = (T2 - t1) * H * \gamma_c$$

$$W_3 = (2.96 - 0.94) * 4.50 * 2.40 \rightarrow W_3 = 21.816 \text{ Ton}$$

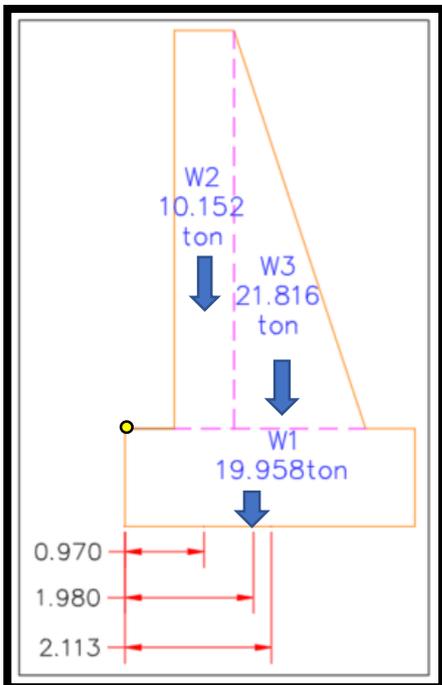
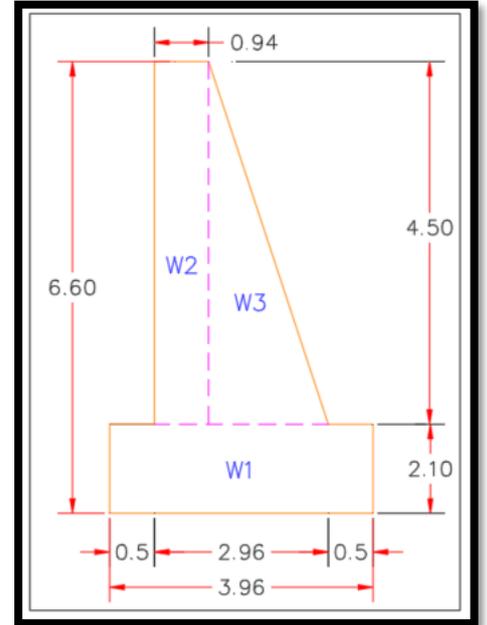


Figura 28: Sumatoria de Momentos Resistentes 1

Fuerzas	Brazo de Palanca	Momento Resistente
W1 = 19.958 Ton	1.980 m	39.517 Ton*m
W2 = 10.152 Ton	0.970 m	9.847 Ton*m
W3 = 21.816 Ton	2.113 m	46.104 Ton*m
Rv = 51.926 Ton	ΣMR	95.469 Ton*m

d.1) Factor de Seguridad Contra el Volteo (F.S.V)

Según la Norma CE.020 Estabilización de Suelos y Taludes del Reglamento Nacional de Edificaciones para determinar el Factor de Seguridad contra el Volteo necesitamos la siguiente ecuación.

$$F.S.V = \frac{MR \rightarrow \text{Momentos Resistentes}}{Mo \rightarrow \text{Momento de Volteo}} \geq 2.0$$

Para determinar el F.S.V utilizamos la siguiente ecuación mencionada:

$$F.S.V = \frac{MR}{Mo} \rightarrow \frac{95.469 \text{ Ton} * m}{26.943 \text{ Ton} * m} = 3.54$$

$$F.S.V = 3.54 \geq 2.0 \rightarrow \text{El Valor es Aceptable}$$

d.2) Factor de Seguridad Contra Deslizamiento (F.S.D)

Según la Norma CE.020 Estabilización de Suelos y Taludes del Reglamento Nacional de Edificaciones para determinar el Factor de Seguridad contra Deslizamiento necesitamos la siguiente ecuación.

$$F.S.D = \frac{\mu * R_v + E_p}{E_a} \geq 1.5$$

Dónde:

μ = Coeficiente de Fricción (0.55) - Concreto o mampostería contra arena limosa media a gruesa, grava limosa

R_v = Resultante de la Σ de las Fuerzas Verticales

E_p = Empuje Pasivo

E_a = Empuje Activo

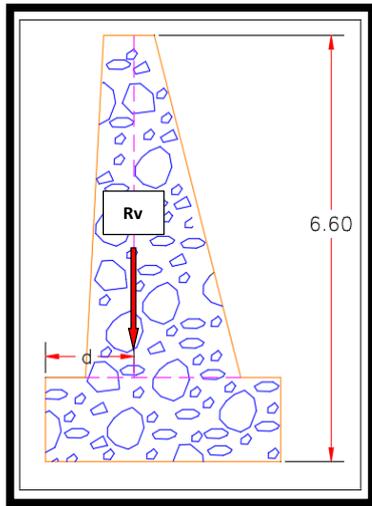
Reemplazando los datos en la ecuación tenemos lo siguiente:

$$F.S.D = \frac{0.55 * 51.926 + 12.1430}{12.247} \geq 1.5$$

$$F.S.D = \frac{0.55 * 51.926 + 12.1430}{12.247} = 3.32$$

$F.S.D = 3.32 \geq 1.5 \rightarrow$ El Valor es Aceptable

d) Distancia de la Resultante a la Punta del Muro



$$d = \frac{M_R - M_o}{R_v}$$

$$d = \frac{95.469 - 26.943}{51.926} = 1.461m$$

$d = 1.461m$ A partir de la punta del muro

Es importante que la resultante de las fuerzas verticales (R_v) se encuentre entre la tercera parte y dos veces la tercera parte de la base, en caso contrario esto provocaría que en el talón existan esfuerzos superiores a los del suelo que el muro no pueda resistir.

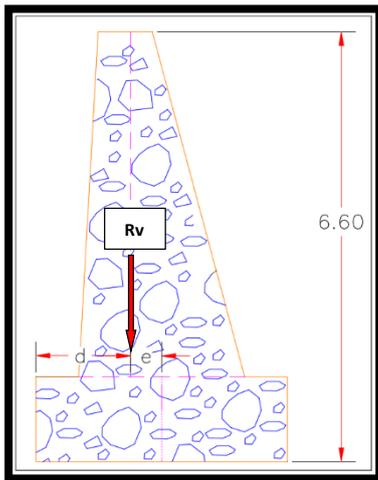
$$\frac{B}{3} < d > \frac{2B}{3} \rightarrow 1.32 < 1.461 > 2.64$$

Como se puede ver si cumple con los parámetros, en caso no hubiera cumplido se tendría que dimensionar nuevamente el muro, en cuanto a la corona y la base de zapata.

e) Presión del Suelo bajo el Talón y la Punta.

- **Hallando la Excentricidad**

La excentricidad es la distancia tomada del centro del cimiento a la resultante vertical (R_v).



Para hallar la excentricidad tomamos la siguiente ecuación.

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$e = \frac{3.96}{2} - 1.461 = 0.519m$$

$$e = 0.591 m < B/6 = 0.66 m$$

- **Hallando Presiones**

Determinando el esfuerzo bajo la punta:

$$q_1 = -\frac{\text{Peso del muro}}{B} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_1 = -\frac{(\text{Area del Muro} * \gamma_c)}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_1 = -\frac{(17.091 * 2.40)}{3.96} * \left(1 + \frac{6 * (0.519m)}{3.96 m}\right)$$

$$q_1 = -18.50 * 0.1 \rightarrow q_1 = -1.850 \text{ kg/cm}^2$$

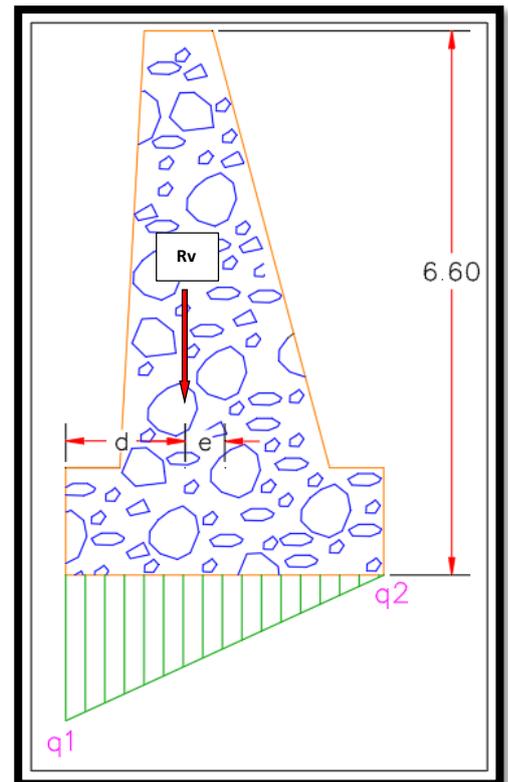
Determinando el esfuerzo bajo el Talón:

$$q_2 = -\frac{\text{Peso del muro}}{B} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = -\frac{(\text{Area del Muro} * \gamma_c)}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = -\frac{(17.091 * 2.40)}{3.96} * \left(1 - \frac{6 * (0.519m)}{3.96 m}\right)$$

$$q_2 = 2.21 \rightarrow q_2 = -0.221 \text{ kg/cm}^2$$



Como se puede ver en los resultados, éstos no sobrepasan a la Carga Admisibile del terreno (2.50 kg/cm²), por ende, podemos emplear este diseño.

Propuesta de Diseño de Muro 2

a) Pre dimensionamiento

Para ello, hemos propuesto las siguientes dimensiones para el muro

- Ancho de Corona (**t1**)

$$t1 = 0.08 H \quad , \quad t1 \geq 0.30m$$

$$t1 = 0.304 \rightarrow 1.12 m \geq 0.30m \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Altura de Zapata (**hz**)

$$hz = \text{De } 0,12H \text{ a } 0,17H$$

$$hz = 0.15 H = 0.15 \times 3.8$$

$$hz = 0.57 m \rightarrow 2.10 m$$

- Base de la punta (**P1**)

$$P1 = \text{De } hz / 2 \text{ a } hz$$

$$P1 = \text{De } 1.05 \text{ a } 2.10$$

$$P1 = 1.05 m$$

- Base del talón (**P2**)

$$P2 = \text{De } hz / 2 \text{ a } hz$$

$$P1 = \text{De } 1.05 \text{ a } 2.10$$

$$P1 = 1.05 m$$

- Ancho de Zapata (**B**)

$$B = \text{De } 0.5 Ht \text{ a } 0.75 Ht$$

$$B = \text{De } 2.95 \text{ a } 4.425$$

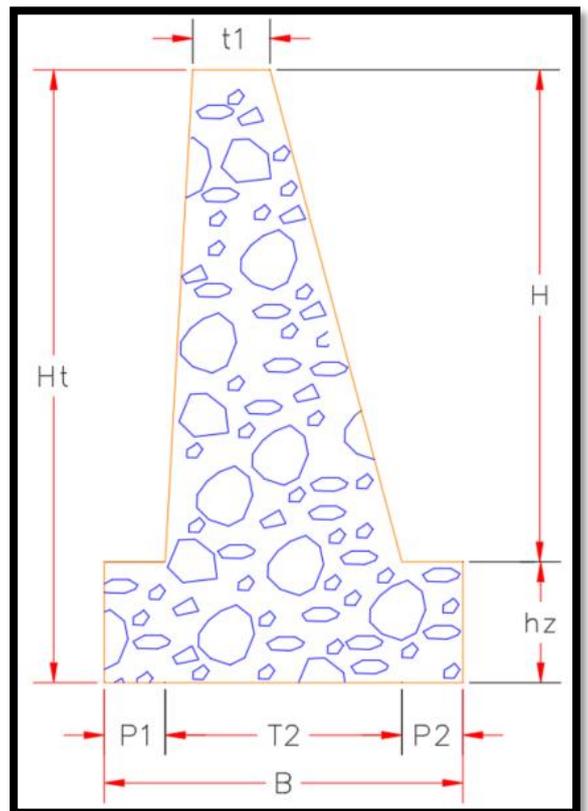
$$B = 4.425 m$$

- Ancho Inferior de Pantalla (**T2**)

$$T2 = B - P1 - P2$$

$$T2 = 4.425 - 1.05 - 1.05$$

$$T2 = 2.325 m$$



Al realizar el pre diseño nos damos cuenta que la profundidad de cimiento es 0.675, más para esta propuesta tomamos en cuenta la profundidad de socavación y según los resultados obtenidos es de 2.07m, así que consideramos la altura de la zapata de 2.10m.

b) Coeficiente de Presión

- **Coeficiente de Presión Activa según Teoría de Rankine para suelos friccionantes.**

Según la ecuación tenemos:

Ang. fricción interna del terreno $\phi_s = 31.04^\circ$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(31.04)}{1 + \text{sen}(31.04)} \rightarrow K_a = 0.3195$$

- **Coeficiente de Presión Pasiva según Teoría de Rankine para suelos friccionantes.**

Ang. fricción interna del terreno $\phi_s = 31.04^\circ$

Según la ecuación tenemos:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(31.04)}{1 - \text{sen}(31.04)} \rightarrow K_p = 3.129$$

c) Empujes según la Teoría de Rankine para suelos friccionantes.

- **Activo**

Para determinar el Empuje Activo lo determinamos según la siguiente ecuación.

Peso específico del terreno = 1.76 kg/m³

$$Ea = \frac{K_a \gamma_m h^2}{2}$$

$$Ea = \frac{0.3195 * 1.76 * 5.90^2}{2} \rightarrow Ea = 9.79 \text{ T/m}$$

- **Pasivo**

Para determinar el Empuje Pasivo lo determinamos según la siguiente ecuación.

Peso específico del terreno = 1.76 kg/m³

$$Ep = \frac{K_p \gamma_m h^2}{2}$$

$$Ep = \frac{3.129 * 1.76 * 2.10^2}{2} \rightarrow Ep = 12.14 \text{ T/m}$$

d) Factores de Seguridad

- **Hallando el Momento de Volteo (M_o)**

Para determinar el Momento de Volteo lo determinamos según la siguiente ecuación.

$$M_o = E_a * \frac{Ht}{3}$$

$$M_o = 9.79 * \frac{5.90}{3} \rightarrow M_o = 19.253 \text{ Ton} * m$$

- **Hallando los Momentos Resistentes (MR)**

Para determinar los Momentos Resistentes lo determinamos de la siguiente manera

Determinando las Fuerzas:

$$W_1 = B * hz * \gamma_c$$

$$W_1 = 4.425 * 2.10 * 2.40 \rightarrow W_1 = 22.302 \text{ Ton}$$

$$W_2 = t1 * H * \gamma_c$$

$$W_2 = 1.12 * 3.80 * 2.40 \rightarrow W_2 = 10.214 \text{ Ton}$$

$$W_3 = (T2 - t1) * H * \gamma_c$$

$$W_3 = (2.33 - 1.12) * 3.80 * 2.40 \rightarrow W_3 = 10.990 \text{ Ton}$$

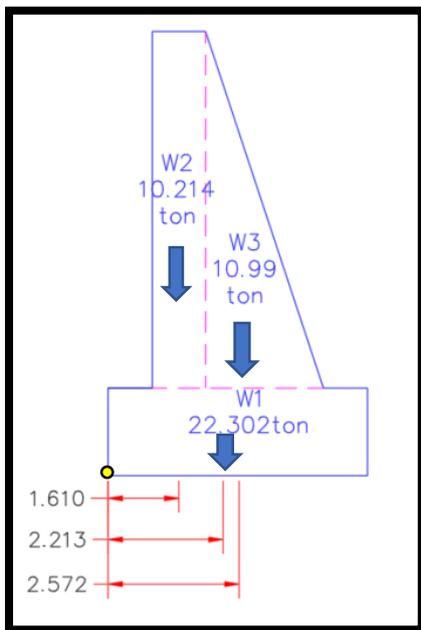
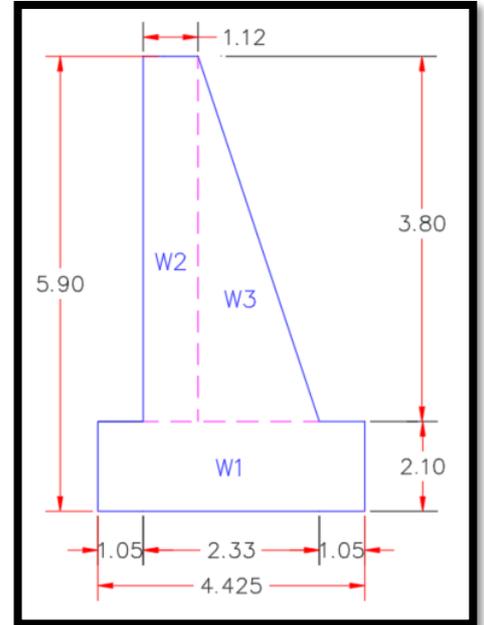


Figura 29: Sumatoria de Momentos Resistentes 2

Fuerzas	Brazo de Palanca	Momento Resistente
W1 = 22.302 Ton	2.213 m	49.343 Ton*m
W2 = 10.214 Ton	1.610 m	16.445 Ton*m
W3 = 10.990 Ton	2.572 m	28.262 Ton*m
Rv = 43.506 Ton	∑MR	94.05 Ton*m

d.1) Factor de Seguridad Contra el Volteo (F.S.V)

Según la Norma CE.020 Estabilización de Suelos y Taludes del Reglamento Nacional de Edificaciones para determinar el Factor de Seguridad contra el Volteo necesitamos la siguiente ecuación.

$$F.S.V = \frac{MR \rightarrow \text{Momentos Resistentes}}{Mo \rightarrow \text{Momento de Volteo}} \geq 2.0$$

Para determinar el F.S.V utilizamos la siguiente ecuación mencionada:

$$F.S.V = \frac{MR}{Mo} \rightarrow \frac{94.05 \text{ Ton} * m}{19.253 \text{ Ton} * m} = 4.88$$

$$F.S.V = 4.88 \geq 2.0 \rightarrow \text{El Valor es Aceptable}$$

d.2) Factor de Seguridad Contra Deslizamiento (F.S.D)

Según la Norma CE.020 Estabilización de Suelos y Taludes del Reglamento Nacional de Edificaciones para determinar el Factor de Seguridad contra Deslizamiento necesitamos la siguiente ecuación.

$$F.S.D = \frac{\mu * R_v + E_p}{E_a} \geq 1.5$$

Dónde:

μ = Coeficiente de Fricción (0.55) - Concreto o mampostería contra arena limosa media a gruesa, grava limosa

R_v = Resultante de la Σ de las Fuerzas Verticales

E_p = Empuje Pasivo

E_a = Empuje Activo

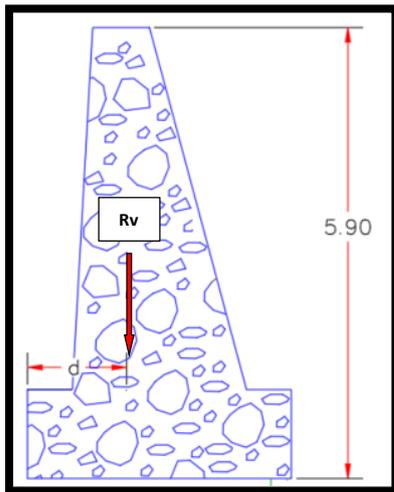
Reemplazando los datos en la ecuación tenemos lo siguiente:

$$F.S.D = \frac{0.55 * 43.506 + 12.14}{9.79} \geq 1.5$$

$$F.S.D = \frac{0.55 * 43.506 + 12.14}{9.79} = 3.68$$

$F.S.D = 3.68 \geq 1.5 \rightarrow$ El Valor es Aceptable

e) Distancia de la Resultante a la Punta del Muro



$$d = \frac{M_R - M_o}{R_v}$$

$$d = \frac{94.050 - 19.253}{43.506} = 1.719 \text{ m}$$

$d = 1.719 \text{ m}$ A partir de la punta del muro

Es importante que la resultante de las fuerzas verticales (R_v) se encuentre entre la tercera parte y dos veces la tercera parte de la base, en caso contrario esto provocaría que en el talón existan esfuerzos superiores a los del suelo que el muro no pueda resistir.

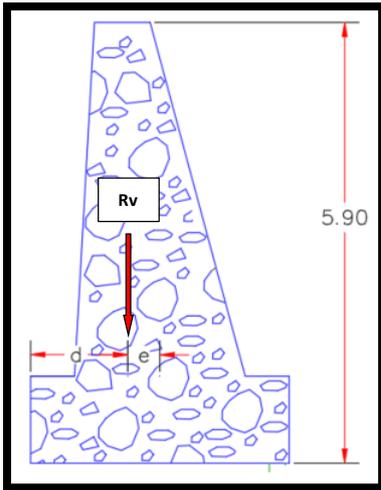
$$\frac{B}{3} < d > \frac{2B}{3} \rightarrow 1.475 < 1.719 > 2.95$$

Como se puede ver si cumple con los parámetros, en caso no hubiera cumplido se tendría que dimensionar nuevamente el muro, en cuanto a la corona y la base de zapata.

f) Presión del Suelo bajo el Talón y la Punta.

- **Hallando la Excentricidad**

La excentricidad es la distancia tomada del centro del cimiento a la resultante vertical (R_v).



Para hallar la excentricidad tomamos la siguiente ecuación.

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$e = \frac{4.425}{2} - 1.719 = 0.494 \text{ m}$$

$$e = 0.494 \text{ m} < B/6 = 0.738 \text{ m}$$

- **Hallando Presiones**

Determinando el esfuerzo bajo la punta:

$$q_1 = -\frac{\text{Peso del muro}}{B} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_1 = -\frac{(\text{Area del Muro} * \gamma_c)}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_1 = -\frac{(15.838 * 2.40)}{4.425} * \left(1 + \frac{6 * (0.494 \text{ m})}{4.425 \text{ m}}\right)$$

$$q_1 = -14.344 * 0.1 \rightarrow q_1 = -1.434 \text{ kg/cm}^2$$

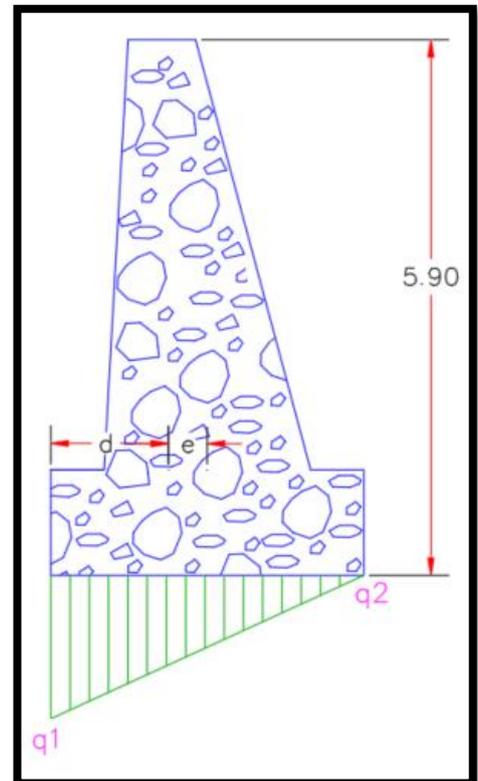
Determinando el esfuerzo bajo el Talón:

$$q_2 = -\frac{\text{Peso del muro}}{B} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = -\frac{(\text{Area del Muro} * \gamma_c)}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = -\frac{(15.838 * 2.40)}{4.425} * \left(1 - \frac{6 * (0.494 \text{ m})}{4.425 \text{ m}}\right)$$

$$q_2 = -2.836 * 0.1 \rightarrow q_2 = -0.284 \text{ kg/cm}^2$$



Como se puede ver en los resultados, éstos no sobrepasan a la Carga Admisible del terreno (2.08 kg/cm^2), por ende, podemos emplear este diseño.

Determinando el Peso Específico de los dos Diseños tenemos:

$$\text{Diseño 1 – Progresiva 0+640: } \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}} \Rightarrow \frac{401.980}{239.274} = 1.67 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Diseño 1 – Progresiva 0+715: } \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}} \Rightarrow \frac{401.980}{119.637} = 3.36 \text{ t/m}^3$$

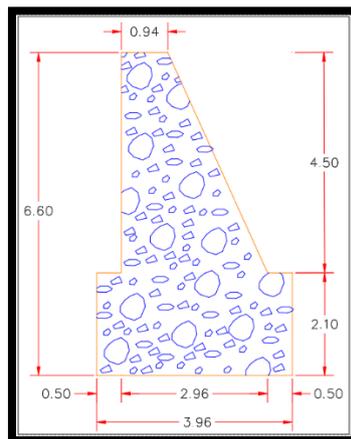
$$\text{Diseño 2 – Progresiva 0+640: } \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}} \Rightarrow \frac{221.732}{221.732} = 1.68 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Diseño 2 – Progresiva 0+715: } \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}} \Rightarrow \frac{372.509}{110.866} = 3.35 \text{ t/m}^3$$

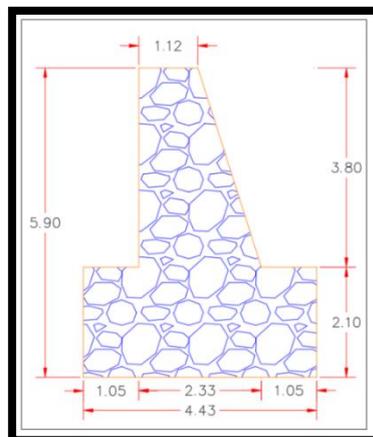
4.4.2 Diseño Final

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, concluimos mostrando los diseños finales de los muros de Gravedad con las siguientes dimensiones. Se adjuntará un resumen del diseño: (ver el Anexo 5 – Diseño del Muro).

- Dimensiones del Diseño 1



- Dimensiones del Diseño 2 (Se considera este diseño con drenes)



4.5 Ubicación de los muros

Se colocarán 2 muros me forma transversal a la caída del huayco, la cual tendremos en consideración el drenaje.

Además, proponemos la colocación de muros de contención como defensas ribereñas, (aproximadamente 100m de longitud) de no tomarse en cuenta esto, podría ocasionar un desbordamiento.

En la siguiente imagen las líneas de color rojo serían las defensas rivereñas propuestas, y las líneas color azul serían los muros transversales con su sistema de drenaje. En los anexos se podrán encontrar los perfiles transversales y longitudinales de su ubicación.

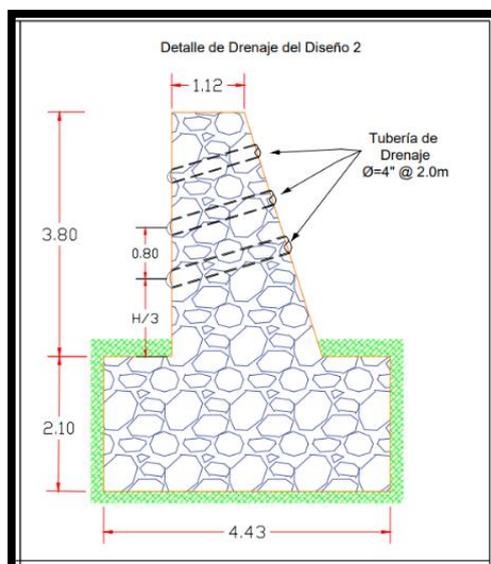


Progresiva 0+650 y 0+750

4.6 Drenaje del muro de contención

Muchas veces se ha visto que los muros de contención tienden a fallar por un inapropiado sistema de drenaje, ya que el muro al encontrarse bajo el nivel freático, ya sea ocasional o permanente, las presiones que ejerce el agua sumaría a las presiones de empuje contra el muro, es por eso que se recomienda colocar drenes situados adecuadamente para que puedan canalizar el agua. Por tales motivos es recomendable incluir material granular ($\phi > 0$) como relleno en los muros.

Para la colocación de drenes se va a considerar el segundo diseño, en la siguiente imagen se podrá visualizar el muro de contención con los drenes y en los anexos se encontrará los planos correspondientes al muro.



4.7 Estudio de la viabilidad del material

Es importante Identificar la Viabilidad del material en cuanto a la bolonería, ya que al hacer uso de este material encontrado en la zona de estudio debería ser de aporte beneficioso para la ejecución del muro de contención, por la cual se indagó algunos proyectos que han dado uso a la bolonería en la ejecución de su proyecto. A continuación, se mencionan algunos proyectos encontrados.

Viabilidad del Material				
Año	Título	Entidad	Viabilidad de Material	
2013	Proyecto de inversión Pública a Nivel de Perfil	"Mejoramiento de Defensa Ribereña en los Margenes del Río Agomayo y el Río Jirim del centro poblado de Pucurhuay distrito de Ticlacayan - Provincia de Pasco - Pasco"	Municipalidad Provincial de Pasco - Pasco	- "En vista máxima que existe bolonería en la zona se colocará un anclaje de cimentación tanto en el inicio como al final del trazo planteado para la zocavación. Se colocará Mampostería de Piedra en los laterales de las defensas ribereñas." - "Las Canteras a usar son las existentes más próximas al área del proyecto, entre ellas se encuentra la cantera de aguas arriba del puente nuevo del Río Agomay y Jirim."
2015-2018	Proyecto de inversión Pública a Nivel de Perfil	"Creación de Malecón, Puente Nva. Esperanza y Defensa Ribereña en la Margen derecha e izquierda del Río Tauli, desde Jr. Nva. Esperanza, hasta Jr. San Simón Conchucos, Distrito de Conchucos - Pallasca - Ancash"	Municipalidad Distrital de Conchucos - Ancash	"Se puede ver que la diferencia principal es el costo por metro lineal de la estructura; siendo de alternativa bastante bajo y como emplea como insumo el material del cause y roca. "
2015	Proyecto de inversión Pública a Nivel de Perfil	"Creación de Defensa Ribereña y Encauzamiento de la Quebrada Santa Cruz, Localidad de Santa Cruz, Santa Cruz - Cajamarca"	Municipalidad Provincial de Santa Cruz - Cajamarca	- "Consiste en el corte y remoción de la capa superficial del material granular que conforma el cauce para la conformación de un dique trapezoidal de protección, a través del arrimado de material del lecho de la Quebrada Santa Cruz , el cual es compactado con el peso y paso repetidamente de la máquina sobre el material arrimado, conformándose un dique seco semicompactado." - " La roca a utilizar será extraída de la cantera denominada Círate, ubicada en el río del mismo nombre." - "MAMPOSTERÍA DE PIEDRA (e=0.20m) MAX=6" "
2013	Proyecto de inversión Pública a Nivel de Perfil	"Construcción de Defensas Ribereñas - Sectores - Chiquerillo - Río Grande - Pallasca, montesierpe, San Ignacio, Francia y La Cuchilla - Pisco en la Región Ica"	Gobierno Regional de Ica	"La cantera de piedras para gaviones, se encuentra ubicada en el lecho del río Grande a 0.50 km del punto de ubicación de las obras." - "Se ha previsto la provisión de piedra grande con diámetros promedios de 0.60 m a 1.20 m; los cuales serán empleados para la conformación del enrocado de protección tanto en la uña antisocavante como para el revestimiento del talud." - "El tamaño de la cocada de los gaviones para el presente caso tiene dimensiones de 8.00 x 10.00 cm por lo que se ha definido que el tamaño piedras fluctúe entre 6 y 8 pulgadas."

V. DISCUSIÓN

Según los autores Romani y Cruzate (2018) en su análisis sobre la mitigación de desbordes de flujo de lodos mediante muros de contención en el Asentamiento Humano Nicolás de Piérola – Chosica, 2018, realizaron un modelamiento con el programa HEC-RAS del comportamiento del huayco obteniendo así un tirante del flujo crítico, la cual es importante conocer dicho dato para determinar la altura del muro y así poder realizar un correcto diseño y colocación de ellos.

Para ésta tesis realizamos un análisis hidráulico del huayco, por lo que utilizamos el software HEC-RAS y el software HCanales V para conocer su desplazamiento y hallar su tirante normal y crítico, y así poder determinar la altura del muro de contención y la profundidad de socavación.

En el siguiente cuadro realizamos una comparación de ambas propuestas, conociendo así los datos del tirante crítico, altura del muro y de la quebrada Quirio analizada por Romaní y Cruzate y nuestra propuesta para la quebrada Santo Domingo.

	Cruzate y Romani	Morote y Lurita	
		Diseño 1	Diseño 2
Tirante Critico	5.50 m	3.60 m	3.60 m
Altura del muro	6.00 m	4.50 m	3.80 m
Socavacion	1.50 m	2.07 m	2.07 m

Considerando su investigación determinamos la altura del muro de gravedad y la socavación. Analizando los resultados concluimos que la quebrada Quirio es más agresivo a comparación de la quebrada Santo Domingo, considerando así una altura de 4.50 m para el diseño 1 y 3.80 m para el diseño 2 con una socavación de 2.07 m para ambos diseños.

Según Ferroñay (2017) en su estudio sobre propuestas de diseño de muros mixtos de gaviones y de mampostería de piedra para la defensa ribereña del Río Rímac en los Kilómetros 34-35 Lurigancho Chosica, realizaron un análisis a las propiedades hidráulicas y a los distintos tipos de muros de contención, planteando así dos propuestas de protección para la defensa ribereña del Río Rímac, considerando el muro de gravedad de ciclópeo con una altura de 3.90 m como primera opción y el muro en gaviones como segunda opción con una altura de 3.00 m.

Para ésta tesis hemos considerado proponer para los muros de gravedad que se encuentran como defensa ribereña, una altura de 4.50 m, y para los muros colocados de forma escalonada, una altura de 3.90 m, puesto que es la mejor opción según los resultados hidráulicos obtenidos y considerando el análisis realizado por Ferroñay se planteó este diseño ya que también se adecua al lugar de estudio y su construcción es más económica.

Según Cuzco (2018) en su análisis acerca de la comparación del comportamiento estructural de muros de contención en gravedad, voladizo y contrafuertes, indicó que los muros suelen producir fallas en la base ya que los esfuerzos generados debido a su propio peso, son mayores al esfuerzo que produce el terreno, por esto Cuzco realizó un estudio sobre los esfuerzos y los factores de seguridad, concluyendo que los muros de gravedad y contrafuertes nos proporcionan valores bajos en cuanto a sus fallas, tiendo un buen comportamiento.

Para esta Tesis, consideramos los factores de seguridad y la capacidad portante para tener así una resistencia adecuada para el muro diseñado, y sobre todo encontrar un estudio de suelos idóneo que nos indique la resistencia del terreno con la profundidad apropiada que necesitamos para nuestro diseño.

En el siguiente cuadro realizamos una comparación de los resultados obtenidos de Cuzco y los nuestros, conociendo así los datos de los factores de seguridad y los esfuerzos.

	Cuzco		Morote y Lurita	
	Muro Contrafuerte	Muro de Gravedad	Muro de Gravedad Diseño1	Muro de Gravedad Diseño 2
Desplazamiento	0.0762 cm.	0.2834 cm.	0.332 cm.	0.368 cm.
Esfuerzo Máximo	37.086 Kg/cm ² .	91.41 kg/cm ² .	51.926 kg/cm ²	43.506 kg/ cm ²
Volteo	1.985 Tn-m.	20.764 Tn-m.	3.54 Tn-m.	4.88 Tn-m

Considerando estos datos, vemos que nuestros resultados a comparación de los de Cuzco son favorables en cuanto al volteo y los esfuerzos máximos, ya que en

sus recomendaciones nos da a conocer que en su estudio no consideró otras cargas como el agua y posibles golpes de rocas.

Según Huamán (2019) en su análisis de diseño de muros de contención como defensa ribereña, tramo Huaura – Sayán del Rio Huaura, indicó que consideró el conjunto de rocas encontradas en el área del proyecto y en las canteras a unos metros de la zona de estudio, presentando las rocas una buena composición para el uso en el muro de contención.

Para esta Tesis, consideramos la propuesta dada por Huamán, en emplear como material de construcción para el muro de contención la bolonería de la zona. Para ello buscamos distintos proyectos elaborados para sustentar esta propuesta, los cuales menciono a continuación.

2013	"Mejoramiento de Defensa Ribereña en los Margenes del Rio Agomayo y el Rio Jirim del centro poblado de Pucurhuay distrito de Tlilacayan - Provincia de Pasco - Pasco"	Municipalidad Provincial de Pasco - Pasco
2015-2018	"Creacion de Malecon, Puente Nva. Esperanza y Defensa Ribereña en la Margen derecha e izquierda del Rio Tauli, desde Jr. Nva. Esperanza, hasta Jr. San Simon Conchucos, Distrito de Conchucos - Pallasca - Ancash"	Municipalidad Distrital de Conchucos - Ancash
2015	"Creacion de Defensa Ribereña y Encauzamiento de la Quebrada Santa Cruz, Localidad de Santa Cruz, Santa Cruz - Cajamarca"	Municipalidad Provincial de Santa Cruz - Cajamarca
2013	"Construccion de Defensas Ribereñas - Sectores - Chiquerillo - Rio Grande - Pallasca, montesierpe, San Ignacio, Francia y La Cuchilla - Pisco en la Region Ica"	Gobierno Regional de Ica

Consiguiendo así la viabilidad del material propuesto para el muro de contención de Gravedad.

VI. CONCLUSIONES

1.- El diseño ha sido elaborado con el fin de mitigar los efectos producidos por los huaycos en la quebrada Santo Domingo, tendrá resultados favorables, pues con la construcción de ellos disminuirá la caída de los sedimentos y minimizará la erosión, ya que el muro de gravedad es una forma eficiente de proteger las viviendas aledañas de la zona y las vías de transporte. Para la profundidad de cimentación del muro consideramos la socavación, ya que al ocurrir en los alrededores del muro podría ocasionar un desequilibrio y perder estabilidad provocando su derrumbe. Para ello consideramos el método de Straub la cual nos determinó una socavación de 2.07m, optando una profundidad de 2.10m.

2.- Los resultados de los parámetros hidráulicos necesarios que influyen en el diseño de muro de gravedad, se obtuvieron mediante la evaluación y desarrollo de las precipitaciones anuales y caudales máximos anuales de un determinado tiempo de retorno, que en este caso se consideró un tiempo de ocurrencia de 100 años y para la socavación un tiempo de 500 años. Utilizamos el método de Gumbel y Long Pearson Tipo I para hallar el caudal máximo de diseño. Asimismo, para hallar el tirante (3.60m) consideramos la rugosidad y la pendiente del terreno, este nos permitió identificar la altura máxima del muro de contención.

3.- Se identificó que la fuerza de empuje ocasionado por los deslizamientos del huayco, comparado con el peso propio que ejerce el diseño 2 de muro de gravedad, influye un 29.87 %, concluyendo que el muro propuesto puede soportar con efectividad presiones de 12.14 t. Según la ubicación propuesta y resistencia estructural analizada de los muros de gravedad se colocarán 2 muros con longitudes entre 4.00m a 5.00m.

4.- Para evitar una falla estructural y poder cumplir con las condiciones de estabilidad, consideramos importante los factores de seguridad. Según los resultados obtenidos, se puede concluir que el factor de seguridad de deslizamiento es 3.32 para el diseño 1 y 3.68 para el diseño 2 y según el reglamento Nacional de Edificaciones tendría que ser mayor a 1.50, por lo que cumpliría el parámetro establecido. Para el factor de seguridad de volteo o vuelco se obtuvo según los resultados 3.54 para el diseño 1 y 4.89 para el diseño 2 y según el Reglamento Nacional de Edificaciones tendría que ser mayor a 2.0, por lo que también estaría cumpliendo con el parámetro establecido.

VII. RECOMENDACIONES

- 1.- Se recomienda que, para tener mayor precisión en el estudio de mecánica de suelos, se debe elaborar propiamente las calicatas del lugar exacto de estudio, para posteriormente llevarlas a analizar por especialistas.
- 2.- Recomendamos analizar toda la Quebrada Santo Domingo de inicio a fin, ya que en este estudio solo se consideró estudiar un tramo de 400 m.
- 3.- Se recomienda usar el software HEC-RAS para una buena simulación, ya que consideramos que es una herramienta muy útil y didáctica, ya que nos ayudó mucho con el análisis del modelamiento del huayco en la Quebrada Santo Domingo.
- 4.- Recomendamos también la colocación de los muros como defensa ribereña y para mayor efecto de contención, considerar colocarlos también de forma escalonada, esto ayudará a mayor disipación y control del caudal.
- 5.- Se recomienda realizar los estudios Topográficos apropiado de la zona, puesto a que por la caída de los huaycos el terreno tiende a cambiar.
- 6.- Se recomienda realizar una limpieza de la zona posteriormente a la caída de un huayco.
- 7.- Para el diseño del muro se recomienda considerar los movimientos sísmicos ya que en este proyecto no lo hemos considerado.

REFERENCIAS

Barros. J (2005). *Muros de Contención*. Barcelona, España: Grupo Planeta (GBS).

Cannon.S.H, Haller.K.M, Ekstrom.I, SchweigIII.E.S, Devoli.G, Moore.D.W, Rafferty.S.A. y Tarr.A.C. (2001). USGS: Science for a Changing World. Publicado en el 2001. Recuperado de <https://pubs.usgs.gov/of/2001/ofr-01-0412-b/OFR01-412-B.pdf>

Gastulo, C. (2014). Evaluación de riesgo en el asentamiento humano Perú – Jaén ante el peligro de huaycos (Tesis de pregrado, Universidad nacional de Cajamarca, Jaén, Perú). Recuperado de <http://190.116.36.86/bitstream/handle/UNC/383/T%20904%20G255%202014.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

González, M. (2001). *El Terreno*. Barcelona, España: Universitat Politècnica de Catalunya, SL.

Cuya, A. (2017). Escenarios de riesgos sísmicos y lluvias intensas en el área urbana de Chosica (Tesis de pregrado, Universidad Nacional Federico Villarreal, Lima, Perú) Recuperado de <https://scts.igp.gob.pe/sites/scts.igp.gob.pe/files/Unidad-Sismologia/PUBLICACIONES/04-tesis/Tavera%2C%20cuya%202017.pdf>

Calavera, J. (1989). Muros de contención y muros de sótano. Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC).

Carrillo, N. y Guadalupe, E. (2001). Desastres naturales y su influencia en el medio ambiente. Revista del Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica y Geográfica, 4(7).

Hernández, R., Fernández, C., y Baptista, P. (2018). Metodología de la Investigación (6ª ed.). México D.F., México: Editorial McGraw-Hill Interamericana.

- Habibullah, A. (2013) CSI KNOWLEDGE BASE. Publicado el 15 de Mayo de 2013. Recuperado de <https://wiki.csiamerica.com/display/sap2000/Home>
- Brunner, G.W. (2016). HRC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual. US Army Corps of Engineers, 5(0), 1-2.
- Sánchez, E. (2019). Diseño de muro de contención, calles Juan León Mera y Primero de Junio ciudadela Mirador San Antonio – ciudad Jipijapa (Tesis de pregrado, Universidad Estatal del Sur de Manabí, Manabí, Ecuador.)
Recuperado de URL
<http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/1738/1/UNESUM-ECUADOR-ING.CIVIL-2019-70.pdf>
- Torres, P. A. (2016). Estabilización de taludes con neumáticos usados (Tesis de pregrado, Universidad Santo Tomás, Bogotá D.C., Colombia).
Recuperado de URL
<https://repository.usta.edu.co/bitstream/handle/11634/2666/Torrespaula2016.pdf?sequence=2>
- Caro, P., (2015). Análisis en la Ejecución de Cámaras mediante Estructuras de Contención Flexible para Estaciones de Metro. (Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España). Recuperado de http://oa.upm.es/42924/1/PEDRO_CARO_PERDIGON.pdf
- Sánchez, M.L. (2015). Muros de Contención de Materiales Reciclados en Suelos Inestables (Tesis de maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, México D.F., México). Recuperado de URL
<http://zaloamati.azc.uam.mx/handle/11191/6010>
- Lucero F., Pachacama, E. y Rodríguez, W. (2012). Análisis y Diseño de Muro de Contención (Tesis Pregrado, Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador) Recuperado de URL
<http://200.12.169.19:8080/bitstream/25000/156/1/T-UCE-0011-5.pdf>
- Bernuy, R. y Bueno, A (2015). Estabilización de Ladera con Muros de Contención y Estudio de Impacto ambiental para la protección de viviendas en el barrio de San Isidro del distrito de San Marcos – Huari, Ancash (Tesis de

pregrado, Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú) Recuperado de URL <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/2046?mode=full>

Romani, V. y Cruzate, B. (2018). Mitigación de desbordes de flujo de lodos mediante muros de contención en el Asentamiento Humano Nicolás de Piérola – Chosica, 2018 (Tesis de pregrado, Universidad Cesar Vallejo, Lima, Perú) Recuperado de URL http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/41875/Cruzate_CB.%20Romani_%20VS.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Cuzco, J.C. (2018) Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en gravedad, voladizo y contrafuertes (Tesis pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú) Recuperado de URL <http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/2533/TESIS%20CUZCO%20MINCHAN.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Huamán, C.A. (2019) Diseño de muros de contención como defensa ribereña, tramo Huaura – Sayán del Río Huaura (Tesis pregrado, Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, Huacho, Perú) Recuperado de URL <http://repositorio.unjfsc.edu.pe/bitstream/handle/UNJFSC/2664/HUAMAN%20SILVA%20CESAR%20ANTONIO.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Universidad de Castilla la Mancha. (2011). Ingeniería Rural. Publicado el 2011. Recuperado de https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Hormigon/Temas/Muros2011.pdf

Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2014) Glosario de términos de uso frecuente en proyectos de infraestructura vial. Recuperado <http://spij.minjus.gob.pe/Graficos/Peru/2013/Julio/14/RD-18-2013-MTC-14.pdf>

J.A. Gómez, E.V. Taguas, T. Vanwalleghem, J.V. Giráldez, F. Sánchez, J.L. Ayuso, A. Lora, J. Mora (2011). Criterios técnicos para el control de

cárcavas, diseño de muros de retención y revegetación de paisajes agrarios. Manual del operador en inversiones no productivas, (21).

O'Neill, R. J. (1987). U.S. Patent No. 4,684,294. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office.

Báez, L.C. y Echeverri, P. (2015). Diseño de estructuras de contención considerando interacción Suelo-Estructura (Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia). Recuperado de URL <https://repository.javeriana.edu.co/bitstream/handle/10554/21408/BaezLopezLuisCarlos2016.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Rincón, M.A., Vargas, W.E. y González, C.J. (2017). Topografía: Conceptos y Aplicaciones. Bogotá, Colombia: Editorial ECOE Ediciones

García, A., Rosique, M. y Segado, F. (1994). Topografía básica para Ingenieros. (4ª ed.). Murcia, España: Editorial Servicio de Publicaciones, Universidad Murcia

Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico. (2017). Sector energía y minas INGEMMET instituto geológico, minero y metalúrgico. Publicado el 21 de marzo de 2017. Recuperado de <https://www.ingemmet.gob.pe/-/inundaciones-y-huaicos-en-la-costa-norte-causas-y-efectos>

Arroyo, J. (2017). Universidad Continental. Publicado el 20 de marzo 2017. Recuperado de <https://blogs.ucontinental.edu.pe/tan-responsables-somos-los-efectos-los-huaicos/temas/ingenieria/>

García, R. (2016). *Alternativas para la estabilización de la quebrada cantuta II con fines de Mitigación de Huaycos* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional Agraria la Molina, Lima, Perú). Recuperado de URL <http://repositorio.lamolina.edu.pe/handle/UNALM/2487>

Real Academia Española. (2020). DEL Real Academia Española. Publicado el 2019. Recuperado de <https://dle.rae.es/mitigar>

Capuñay, S. y Arroyo, Z. (2016) Alternativas De Contencion En Las Mz D1 Y E1 Del Sector Arica, Distrito De Coishco – Santa – Ancash (Tesis pregrado, Universidad Nacional del Santa, Nuevo Chimbote, Perú)

Cruzate, B. y Romani, V. (2018) Mitigación de desbordes de flujo de lodos mediante muros de contención en el Asentamiento Humano Nicolás de Piérola – Chosica, 2018. (Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo, Lima, Perú).

Toapaxi J., Galiano L., Castro M., Hidalgo X. y Valencia N. (Febrero, 2015) Análisis de la Socavación en Cauces Naturales. Revista Politécnica, 35 (3), 1-2.

RECUPERADO:

<https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/images/revista/volumen35/tomo3/AnalisisdelaSocavacionenCaucesNaturales.pdf>

Roncal, C. (2017) Diseño de estructuras de contención en estacionamiento subterráneo de centro comercial distrito de Puente Piedra 2017 (Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo, Lima, Perú).

APARICIO, Francisco. Fundamentos de hidrología de superficie. México: editorial Limusa, S.A. 2017.

ISBN 13-978-968-18-3014-4

Criollo, J.A. y León, S.A. (2017). *Construcción Y Análisis De Un Modelo Experimental De Muro De Contención, Fabricado Con Llantas Recicladas Usando Suelo In Situ*. (Tesis pregrado, Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, Colombia) Recuperado de URL <http://repository.udistrital.edu.co/bitstream/11349/6885/1/CriolloPolancoJohnyAlejandro2017.pdf>

Rizo Patrón, C. (2017). Gestión. Publicado el 28 de Marzo de 2017. Recuperado de <https://gestion.pe/blog/tripleenfoque/2017/03/los-huaycos-en-nuestro-pais-estan-relacionados-al-cambio-climatico.html/?ref=gesr>

Farroñay, P. (2017). *Propuesta de diseño de muros mixtos de gaviones y de mampostería de piedra para la defensa ribereña del Río Rímac en los Kilómetros 34-35 Lurigancho-Chosica*. (Tesis pregrado, Universidad San Martín de Porres, Lima, Perú).

Vara, J. (2017). *Análisis Técnico Económico Comparativo Del Diseño Muro De Contención Tipo Gavión Y Mampostería En El Rio Parco, Centro Poblado De Parco – Piscobamba 2017*. (Tesis pregrado, Universidad César Vallejo, Huaraz, Perú).

Washington, Ph., (2018). *Diseño de obras Hidrotécnicas*. Sangolqui, Ecuador: Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

Das, B. (2014). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. 4ª edic. México, D.F.: Cengage Learning.

Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual. (2017). Reporte Electrónico Tecnológico. <https://www.indecopi.gob.pe/documents/20791/1486110/Reporte+N%C2%BA0+1-+Huaicos+e+inundaciones/650aba23-53f1-3921-6636-d43af45e1538> (Indecopi)

Ebriik (2013) Manual Microsoft Office| Excel 2010. <https://www.uv.mx/personal/llopez/files/2013/03/Manual-Microsoft-Office-Excel-2010.pdf>

Suárez, J. (2009). *Deslizamientos Técnicas de remediación*. Santander, Colombia: Universidad Industrial de Santander UIS.

Allanblock (2018). *AB Engineering Manual*. Minnesota, Estados Unidos de América: Editorial Allan Block Corporation.

Ugaz Sánchez, J. H. (2018). *Análisis técnico del uso de muros anclados y empotrados para excavaciones profundas en suelos gravosos y rellenos*. (Tesis de pregrado, Universidad San Ignacio de Loyola, Lima, Perú) Recuperado de

http://repositorio.usil.edu.pe/bitstream/USIL/8757/1/2018_Ugaz-Sachez.pdf

Sánchez. H., Reyes. C. y Mejía. K. (2018). *Manual De Términos En Investigación Científica, Tecnológica Y Humanística*. Lima. Perú: Universidad Ricardo Palma Vicerrectorado de Investigación

Arispe, J. (2015). Chosica: Muros mal hechos no soportarán huaicos del fenómeno El Niño. Perú21. Publicado el 30 de noviembre de 2015. Recuperado de <https://peru21.pe/lima/chosica-muros-mal-hechos-soportaran-huaicos-fenomeno-nino-fotos-video-205369-noticia/?ref=p21r>

Cuzco Minchán, J. C. (2018). Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en gravedad, voladizo y contrafuertes.

Mejor época para viajar, tiempo y Clima Chosica. Cuando visitar. Recuperado de https://www.cuandovisitar.pe/peru/chosica-2980381/#Clima_Chosica

Fasanando. J. H. (2018) *Dimensionamiento hidráulico y estructural de la defensa ribereña en la margen izquierda del Río Mayo en la localidad de Shanao – Lamas – Región San Martín* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto, Perú). Recuperado de <http://repositorio.unsm.edu.pe/bitstream/handle/11458/3330/CIVIL%20-%20Jimmy%20Holdem%20Fasanando%20Sinti.pdf?sequence=1>

Garcias, A. (2018) *Estudio Topohidraulico e Hidrologico sobre el Río Altar* (Tesis de pregrado, Universidad de Sonora, Sonora, Mexico). Recuperado de <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/8417/Capitulo4.pdf>

Villón, M. (2014). *Cálculos hidrológicos e hidráulicos en cuencas Hidrográficas*. Recuperado de https://www.academia.edu/16705366/Calculos_hidrologicos_e_hidraulicos_Maximo_Villon

Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres (2013). *Zonificación Sísmica – Geotécnica del Área Urbana de Carapongo Lurigancho – Chosica (Comportamiento Dinámico del Suelo)*. Ministerio

del Ambiente. Recuperado de http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA%20PUBLICAR/IGP/informe_capiro2013.pdf

Sepúlveda, A. y Patiño, J. (2016). *Metodología para la Evaluación de Riesgo por flujo de detritos detonados por lluvia*. (Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia) Recuperado de <https://docplayer.es/96666017-Facultad-de-ingenieria-maestria-en-ingenieria-civil-trabajo-de-grado-presentado-por-director.html>

Oliveras, J (2016) *HidroJING*. Publicado el 22 de febrero del 2016. recuperado de <https://www.hidrojing.com/como-seleccionar-el-coeficiente-de-rugosidad-de-manning-en-cauces-naturales/>

Elbio, M (2016). *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los Métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS* (Tesis de maestría, Universidad de Piura, Piura, Perú). Recuperado de https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/2627/MAS_ICIV-L_035.pdf?sequence=3

Trinidad, H. (2018) *Diseño de la sobreelevación del dique del depósito de relaves de la planta concentradora de Alpamarca nivel 4 703 msnm – Junín – 2017* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional Alcides Carrión, Cerro de Pasco, Perú).

Tito, Y. (2017) *Modelamiento Hidráulico del Río Cañete Sector Puente Socsi – Altura Puente Colgante (9 Km), con fines de Diseño de Defensas Ribereñas* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima, Perú).

Cielo, J. y Otiniano D. (2016) *Diseño Hidráulico y estructural de la defensa ribereña del Río Nepeña, Sector Puente Huambacho – Distrito de Nepeña – Santa - Ancash* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional del Santa, Nuevo Chimbote – Perú).

Sánchez, J. (2019) *Diseño estructural de la defensa ribereña en la margen izquierda del Río Piura Tramo Represa los Ejidos al Puente Cáceres Castilla – Piura 2019* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Piura, Piura, Perú).

Sanchez, N. (2014) Muros de Contencion Ingenieria de Cimentaciones. Universidad Continental. Recuperado de URL: <https://es.slideshare.net/marlenialiaga/muros-de-contension>

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de Operacionalización de variables

TÍTULO:		Diseño de Muro de Gravedad utilizando bolonería de la zona para mitigar efectos producidos por los huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020						
VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	TIPO DE VARIABLE	ÍTEMS		
Variable Independiente: Diseño de Muro de Gravedad utilizando bolonería	Los muros de contención , son estructuras que cumplen la función de cerramiento, soportando por lo general los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de tierras, evitando el desmoronamiento y conteniendo del talud. Criollo y León (2017)	El muro de contención de Gravedad tienen en general un perfil trapezoidal y dependen principalmente de su peso propio para asegurar la estabilidad; se hacen generalmente de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones y no llevan ningún refuerzo. Ordoñez (2009)	Diseño	Pre dimensionamiento	Discreta	1		
				Peso propio del muro	Continua	1		
				Fuerza de Empuje	Continua	1		
			Estudios básicos			Estudios de Topografía	Continua	1
						Estudios de Suelos	Continua	1
						Estudio Hidrológico	Continua	1
			Factores de Seguridad			Deslizamiento	Discreta	1
						Volcamiento	Discreta	1
Variable Dependiente: Efectos producidos por los huaycos	El efecto es la impresión que un acontecimiento o una circunstancia sorpresiva deja en el ánimo de las personas. Pérez y Gardey (2008)	Los desprendimientos de tierra, con veloz movimiento y muchas veces destructivos, han atentado contra las vidas humanas y ganados, han derrumbado puentes y otras obras civiles e inundaron también tierras de cultivo. Cannon (2001)	Socavación	Profundidad del cimiento	Discreta	1		
			Máximo Nivel del Huayco	HEC-RAS	Continua	1		
			Características Hidráulicas	Velocidad y desplazamiento del huayco	Continua	2		

Anexo 2: Matriz de Consistencia

TÍTULO: Diseño de Muro de Gravedad utilizando bolonería de la zona para mitigar efectos producidos por los huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020									
Problema	Objetivo	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Métodos	Técnicas	Instrumentos	
Problema General:	Objetivo General:	Hipótesis General	Variable Independiente: Diseño de Muro de Gravedad utilizando bolonería	Diseño	Pre dimensionamiento	Tipo Descriptivo	Recopilación y Análisis de Datos	Datos Técnicos	
¿De qué manera el empleo de muro de gravedad con bolonería mitiga los efectos producidos por los huaycos?	Determinar como se mitiga los efectos producidos por los huaycos mediante el empleo de Muro de Gravedad con Bolonería.	El empleo del muro de gravedad con bolonería mitiga los efectos producidos por los huaycos.			Peso propio del muro				Nivel Transversal
					Fuerza de Empuje				
				Estudios básicos	Estudios de Topografía				
Estudios de Suelos									
Estudio Hidrológico									
Problemas Específicos:	Objetivos Específicos:	Hipótesis Específicas:	Factores de Seguridad	Deslizamiento	Método Cuantitativo	Quebrada Santo Domingo	Datos Estadísticos		
PE.1: ¿Los parámetros hidráulicos que influyen en el diseño de muro de gravedad con bolonería?	OE.1: Determinar los parámetros hidráulicos necesarios que influyen en el diseño de muro de gravedad con bolonería.	H1: Los parámetros hidráulicos influyen en el diseño de muro de gravedad con bolonería.		Volcamiento				Población	
PE.2: ¿De que manera influye la fuerza de empuje del huayco en el diseño de muro de gravedad con bolonería?	OE.2: Identificar como influye la fuerza de empuje en el diseño de muro de gravedad con bolonería.	H2: La fuerza de empuje que produce el huayco influye en el Diseño del Muro de Gravedad.	Variable Dependiente: Efectos producidos por los huaycos	Socavación	Profundidad del cimiento	Muestreo No Probabilístico de Conducta Intencional	Medición		Software HEC - RAS
				Máximo Nivel del Huayco	HEC-RAS				
PE.3: ¿De que manera influye los factores de seguridad en el diseño de muro de gravedad con bolonería?	OE.3: Determinar como los factores de seguridad influyen en el diseño de muro de gravedad con bolonería.	H3: Los factores de seguridad influyen en el diseño de muro de gravedad con bolonería.		Características Hidráulicas	Velocidad y desplazamiento del huayco				

Anexo 3: Instrumento de Recolección de datos

Certificado de validez de contenido del instrumento que mide → 1= Bien 2= Mal 3= Necesita Mejorar

N°	DIMENSIONES / ÍTEMS DE LA VARIABLE 1	1	2	3	OBSERVACIONES
DIMENSION1: Diseño					
1	¿Para el diseño de los muros de contención se debe considerar el pre dimensionamiento?				
2	¿Se debe considerar el peso propio de la estructura para equilibrar las fuerzas generadas?				
3	¿Se debe tener en cuenta los empujes de fuerza pasivo y activo para evitar el corrimiento en los muros?				
DIMENSION 2: Estudios Básicos					
4	¿La topografía es el estudio de métodos para obtención de la representación de una superficie plana terrestre con todos sus detalles?				
5	¿El estudio de suelos nos permite definir ciertas características geotécnicas de la zona a cimentar, sus parámetros y propiedades que faciliten entender su comportamiento?				
6	¿El estudio hidrológico es la ciencia natural que estudia el comportamiento del agua, en la superficie terrestre su distribución y circulación?				
DIMENSION 3: Factor de Seguridad					
7	¿Se deben considerar los fallos de deslizamientos del muro?				
8	¿Se debe considerar los fallos de volcamiento del muro?				

N°	DIMENSIONES / ÍTEMS DE LA VARIABLE 2	1	2	3	OBSERVACIONES
DIMENSION1: Socavación					
1	¿La socavación es un fenómeno físico ocurrido por la interacción de un flujo y el suelo, es de consideración para el cimiento del muro?				
DIMENSION 2: Máximo Nivel del Huayco					
2	¿El HEC-RAS es un software el cual nos va a permitir realizar simulaciones del comportamiento hidráulico del huayco?				
DIMENSION 3: Características Hidráulicas					
3	¿Es importante tener en cuenta las velocidades medias y la profundidad de un caudal.?				
4	¿Para conseguir el desplazamiento de un fluido, dependerá del caudal, la altura, la presión y las longitudes?				

Anexo 4: Tablas Adicionales

Tabla 1: Alfa de Cronbach

	Ítem 1	Ítem 2	Ítem 3	Ítem 4	Ítem 5	Ítem 6	Ítem 7	Ítem 8	Ítem 9	Ítem 10	Ítem 11	Ítem 12	SUMA
Sujeto 1	1	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	13
Sujeto 2	1	1	3	1	3	3	1	1	1	1	1	3	20
Sujeto 3	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	13
Varianzas	0	0	0.66667	0	0.88889	0.88889	0.22222	0	0	0	0	0.88889	

$$\alpha = \frac{K}{K - 1} \left[1 - \frac{\sum Vi}{Vt} \right]$$

α (Alfa) =	0.73469
K (Número de ítems) =	12
Vi (Varianza de cada ítem) =	3.55556
Vt (Varianza total) =	10.8889

Intervalo al que pertenece el coeficiente alfa de	Valoración de la fiabilidad de los ítems analizados
[0 ; 0,5[Inaceptable
[0,5 ; 0,6[Pobre
[0,6 ; 0,7[Débil
[0,7 ; 0,8[Aceptable
[0,8 ; 0,9[Bueno
[0,9 ; 1]	Excelente

Tabla 2: Tabla: Precipitaciones Maximias en 24 horas (mensuales) – Estacion Santa Eulalia

Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	MÁXIMO
1964	1.30	5.40	4.10	1.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.40
1965	0.00	0.00	0.00	0.20	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10	0.60	1.20	1.20
1966	26.00	0.30	25.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	10.20	0.00	0.00	26.00
1967	10.50	29.80	26.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	29.80
1968	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
1969	6.00	2.80	10.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.90	5.00	10.60
1970	30.80	5.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00	1.50	1.50	0.00	30.80
1971	0.00	13.00	14.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.60	14.50
1972	6.80	10.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	20.00
1973	19.20	0.00	12.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.50	0.00	5.00	19.20
1974	3.00	5.80	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.80	6.00
1975	2.80	8.80	14.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	3.50	14.50
1976	3.00	30.00	5.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.30	30.00
1977	5.00	5.30	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00
1978	5.00	0.00	6.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.80
1979	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00
1980	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00
1981	1.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	10.00
1982	0.00	5.19	2.50	1.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.60	5.60
1983	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00
1984	0.00	10.50	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.50
1985	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.40
1986	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	2.00	2.00
1987	0.00	17.80	0.50	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.80
1988	9.70	4.50	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	9.70
1989	4.30	27.60	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.60
1990	3.00	0.00	6.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.00	6.50
1991	0.00	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00
1992	0.30	2.29	0.60	0.30	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	1.00	2.29
1993	0.50	1.60	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00
1994	13.50	2.90	0.00	0.00	3.90	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.70	13.50
1995	3.80	0.00	2.50	0.50	0.40	0.00	0.00	0.00	0.20	0.70	1.30	0.00	3.80
1996	3.00	4.50	4.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	4.50
1997	2.20	2.59	0.40	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	4.90	4.90
1998	5.90	5.30	2.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	2.20	5.90
1999	3.70	14.69	0.50	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.10	0.00	0.80	14.69
2000	6.40	3.79	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	6.40
2001	8.00	7.59	3.70	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	1.00	0.00	8.00
2002	7.00	30.70	1.10	0.10	0.30	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.20	0.50	30.70
2003	1.50	2.50	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.10	4.10
2004	0.00	2.50	2.40	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.80	2.50
2005	1.20	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10	1.50
2006	6.30	7.80	4.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.50	2.70	7.80
2007	2.80	2.79	2.70	7.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	7.70
2008	3.00	3.50	5.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.80	5.30
2009	4.40	11.19	4.30	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10	0.60	1.10	11.19
2010	4.50	0.69	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.60	0.00	3.00	4.50
2011	5.00	5.50	2.10	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	5.00	5.50
2012	0.00	9.50	3.10	37.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	0.50	1.50	37.00
2013	0.00	3.50	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.50	8.50
2014	3.50	2.20	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.70	3.50

Tabla 3: Caudales Máximos m³/s de la Estación Chosica – Periodo 1912 - 2013

Año	Qmax m ³ /s	Año	Qmax m ³ /s
1912	72.660	1963	92.200
1913	117.640	1964	78.800
1914	92.650	1965	108.100
1915	152.210	1966	100.600
1916	111.130	1967	100.500
1917	185.690	1968	46.400
1918	127.710	1969	81.400
1919	87.910	1970	158.000
1920	195.970	1971	139.000
1921	95.000	1972	210.000
1922	99.000	1973	115.000
1923	97.000	1974	79.100
1924	90.500	1975	144.000
1925	78.000	1976	116.000
1926	187.090	1977	162.000
1927	137.600	1978	151.000
1928	183.490	1979	144.000
1929	139.800	1980	91.500
1930	320.100	1981	216.000
1931	97.630	1982	72.200
1932	315.000	1983	108.000
1933	225.000	1984	103.000
1934	200.000	1985	118.000
1935	250.000	1986	164.180
1936	65.500	1987	168.500
1937	105.000	1988	83.000
1938	175.000	1989	58.140
1939	205.000	1990	39.840
1940	254.500	1991	66.980
1941	325.000	1992	32.880
1942	315.800	1993	114.490
1943	261.000	1994	133.960
1944	130.000	1995	60.350
1945	94.500	1996	108.930
1946	185.000	1997	77.370
1947	130.000	1998	120.610
1948	130.000	1999	125.490
1949	108.000	2000	108.580
1950	98.500	2001	108.650
1951	316.000	2002	76.080
1952	164.000	2003	128.610
1953	175.000	2004	82.000
1954	202.000	2005	72.570
1955	320.000	2006	118.890
1956	155.000	2007	121.140
1957	100.000	2008	78.640
1958	99.800	2009	139.170
1959	175.000	2010	84.960
1960	77.400	2011	83.360
1961	70.500	2012	104.610
1962	84.100	2013	131.020

Tabla 4: Periodo de Retorno en orden descendente según probabilidad de ocurrencia – Registro de Caudales

N° Orden	Caudal Máximo	Probabilidad de Ocurrencia	Tr	N° Orden	Caudal Máximo	Probabilidad de Ocurrencia	Tr
1	325.000	1.0%	103	52	115.000	50.5%	2
2	320.100	1.9%	52	53	114.490	51.5%	2
3	320.000	2.9%	34	54	111.130	52.4%	2
4	316.000	3.9%	26	55	108.930	53.4%	2
5	315.800	4.9%	21	56	108.650	54.4%	2
6	315.000	5.8%	17	57	108.580	55.3%	2
7	261.000	6.8%	15	58	108.100	56.3%	2
8	254.500	7.8%	13	59	108.000	57.3%	2
9	250.000	8.7%	11	60	108.000	58.3%	2
10	225.000	9.7%	10	61	105.000	59.2%	2
11	216.000	10.7%	9	62	104.610	60.2%	2
12	210.000	11.7%	9	63	103.000	61.2%	2
13	205.000	12.6%	8	64	100.600	62.1%	2
14	202.000	13.6%	7	65	100.500	63.1%	2
15	200.000	14.6%	7	66	100.000	64.1%	2
16	195.970	15.5%	6	67	99.800	65.0%	2
17	187.090	16.5%	6	68	99.000	66.0%	2
18	185.690	17.5%	6	69	98.500	67.0%	1
19	185.000	18.4%	5	70	97.630	68.0%	1
20	183.490	19.4%	5	71	97.000	68.9%	1
21	175.000	20.4%	5	72	95.000	69.9%	1
22	175.000	21.4%	5	73	94.500	70.9%	1
23	175.000	22.3%	4	74	92.650	71.8%	1
24	168.500	23.3%	4	75	92.200	72.8%	1
25	164.180	24.3%	4	76	91.500	73.8%	1
26	164.000	25.2%	4	77	90.500	74.8%	1
27	162.000	26.2%	4	78	87.910	75.7%	1
28	158.000	27.2%	4	79	84.960	76.7%	1
29	155.000	28.2%	4	80	84.100	77.7%	1
30	152.210	29.1%	3	81	83.360	78.6%	1
31	151.000	30.1%	3	82	83.000	79.6%	1
32	144.000	31.1%	3	83	82.000	80.6%	1
33	144.000	32.0%	3	84	81.400	81.6%	1
34	139.800	33.0%	3	85	79.100	82.5%	1
35	139.170	34.0%	3	86	78.800	83.5%	1
36	139.000	35.0%	3	87	78.640	84.5%	1
37	137.600	35.9%	3	88	78.000	85.4%	1
38	133.960	36.9%	3	89	77.400	86.4%	1
39	131.020	37.9%	3	90	77.370	87.4%	1
40	130.000	38.8%	3	91	76.080	88.3%	1
41	130.000	39.8%	3	92	72.660	89.3%	1
42	130.000	40.8%	2	93	72.570	90.3%	1
43	128.610	41.7%	2	94	72.200	91.3%	1
44	127.710	42.7%	2	95	70.500	92.2%	1
45	125.490	43.7%	2	96	66.980	93.2%	1
46	121.140	44.7%	2	97	65.500	94.2%	1
47	120.610	45.6%	2	98	60.350	95.1%	1
48	118.890	46.6%	2	99	58.140	96.1%	1
49	118.000	47.6%	2	100	46.400	97.1%	1
50	117.640	48.5%	2	101	39.840	98.1%	1
51	116.000	49.5%	2	102	32.880	99.0%	1

Tabla 6: Cálculo de Tirante

Lugar: Proyecto:

Tramo: Revestimiento:

Datos:

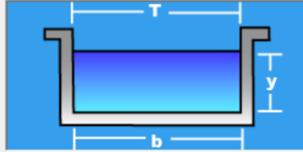
Caudal (Q): m³/s

Ancho de solera (b): m

Talud (Z):

Rugosidad (n):

Pendiente (S): m/m



Resultados:

Tirante normal (y): m

Perímetro (p): m

Area hidráulica (A): m²

Radio hidráulico (R): m

Espejo de agua (T): m

Velocidad (v): m/s

Número de Froude (F):

Energía específica (E): m-Kg/Kg

Tipo de flujo:

Ingresar el nombre del tramo del canal 1:51 PM 10/18/2020

Tabla 7: Valores para el Coeficiente de Rugosidad

Descripción de la corriente	Mínimo	Normal	Máximo
A Cauces naturales			
A.1 Cursos secundarios (ancho de la superficie libre en crecida < 30 m)			
A.1.1 Cursos en planicies			
- Limpios, rectos, sin fallas ni pozos	0,025	0,030	0,033
- Rectos con algunas piedras y pastos	0,030	0,035	0,040
- Limpios con meandros, con algunos pozos y bancos	0,033	0,040	0,045
- Meandros con algunas piedras y pastos	0,035	0,045	0,050
- Meandros con muchas piedras	0,045	0,050	0,060
- Tramos sucios, con pastos y pozos profundos	0,050	0,070	0,080
- Tramo con mucho pasto, pozos profundos y cauce en crecida con muchos arbustos y matorral	0,075	0,100	0,150
A.1.2 Cursos montañosos, carentes de vegetación en el fondo, laderas con pendientes pronunciadas y árboles y arbustos en las laderas que se sumergen en niveles de crecida			
- Cauce de grava, cantos rodados y algunas rocas	0,030	0,040	0,050
- Cauce de cantos rodados, con grandes rocas	0,040	0,050	0,070
A.2 Cursos en planicies inundadas			
A.2.1 Zonas de pastos, sin arbustos			
- Pasto corto	0,025	0,030	0,035
- Pasto alto	0,030	0,035	0,050
A.2.2 Zonas cultivadas			
- Sin cultivo	0,020	0,030	0,030
- Cultivos sembrados en línea en fase de madurez fisiológica	0,025	0,035	0,045
- Cultivos sembrados a voleo en fase de madurez fisiológica	0,030	0,040	0,050
A.2.3 Zonas arbustivas			
- Escasos arbustos y pasto abundante	0,035	0,050	0,070
- Pequeños árboles y arbustos sin follaje (parada invernal)	0,035	0,050	0,060
- Pequeños árboles y arbustos con follaje (fase vegetativa)	0,040	0,060	0,080
- Arbustos medianos a densos durante la parada invernal	0,045	0,070	0,110
- Arbustos medianos a densos durante la fase vegetativa	0,070	0,100	0,160
A.2.4 Zonas arbóreas			
- Sauces densos, temporada invernal	0,110	0,150	0,200
- Terreno claro con ramas sin brotes	0,030	0,040	0,050
- Terreno claro con ramas con gran crecimiento de brotes	0,050	0,060	0,080
- Zonas de explotación maderera con árboles caídos, poco crecimiento en las zonas bajas y nivel de inundación por debajo de las ramas	0,080	0,100	0,120
- Zonas de explotación maderera con árboles caídos, poco crecimiento en las zonas bajas y nivel de inundación que alcanza a las ramas	0,100	0,120	0,160
A.3 Cursos importantes (ancho de la superficie libre en crecida > 30 m)			
En este caso, los valores del coeficiente <i>n</i> son inferiores a los correspondientes de cauces secundarios análogos, ya que los bancos ofrecen una resistencia efectiva menor,			
- Sección regular sin rocas ni arbustos	0,025		0,060
- Sección irregular y rugosa	0,035		0,100

Anexo 5: Diseño del Muro

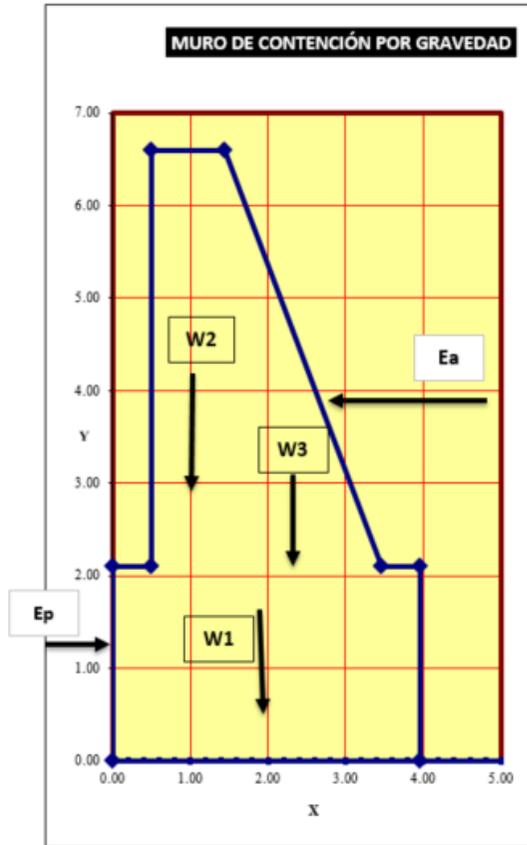


MURO DE GRAVEDAD - ANALISIS DE ESTABILIDAD MURO

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN:	*DISEÑO DE MURO DE GRAVEDAD UTILIZANDO BOLONERÍA DE LA ZONA PARA MITIGAR EFECTOS PRODUCIDOS POR LOS HUAYCOS, QUEBRADA SANTO DOMINGO, CHOSICA, 2020*
TESISTAS:	LURITA ISLA, NAYSHA - MOROTE GAMBOA, ANDREA
ESTRUCTURA:	MURO DE CONTENCIÓN ENTRE LA PROGRESIVA 0+400 A 0+850
CORTE:	SECCIÓN TÍPICA DE LOS MUROS ESCALONADOS

	X	Y
P1	0.00	0.00
P2	0.00	2.10
P3	0.50	2.10
P4	0.50	6.60
P5	1.44	6.60
P6	3.46	2.10
P7	3.96	2.10
P8	3.96	0.00

ALTURA TOTAL	6.60 m
H - FUNDACIÓN (*)	2.10 m
SECCIÓN RECTANGULAR	
BASE	3.96 m
ALTURA	2.10 m
SECCIÓN TRAPEZOIDAL	
BASE MENOR	0.94 m
TALUD IZQUIERDO	0.00
BASE MAYOR	2.96 m
ALTURA	4.50 m
Base Triangulo Izquierdo	0.00 m
Base Triangulo Derecho	0.00 m
VOLADOS	
IZQUIERDA	0.50 m
DERECHA	0.50 m
AREA DE MURO	8.775 m ²
AREA DE ZAPATA	8.316 m ²
CG Muro - Rectangulo	Xcg = 0.970 m Ycg = 2.250 m
CG Muro - Triangulo	Xcg = 2.113 m Ycg = 0.673 m
CG Zapata	Xcg = 1.980 m Ycg = 1.050 m



Fuerzas	Ton	Brazo de Palanca
W1	19.958	39.518
W2	10.152	9.847
W3	21.816	46.104
Rv	51.926	Mr
Mo	26.951	

ANÁLISIS PARA UN METRO DE LONGITUD

DATOS

Peso esp suelo gs =	1.76	kg/m ³
Peso esp concreto gc =	2.40	kg/m ³
Angulo fricción interna del relleno f =	31.04	
Angulo paramento interior con vertical w =	0.00	
Angulo del empuje con la Normal Z =	0.00	
Angulo del relleno con la horizontal d =	0.00	
Coefficiente de fricción en la base f =	0.55	
Resistencia del suelo =	2.08	kg/cm ²
Coef empuje activo Ka (Coulomb) =	0.320	
Coef empuje activo Ka (Rankine-1) =	0.320	
Coef empuje pasivo Kp (Rankine-2) =	3.129	

RESULTADOS

Empuje activo - Coulomb =	12.250	t
Empuje activo - Rankine 1 =	12.250	t
Empuje pasivo - Rankine 2 =	12.144	t
Peso del muro =	21.060	t
Peso del Zapata =	19.958	t
Empuje vertical (Rankine) =	0.000	t
Empuje horizontal (Rankine) =	12.250	t
Fricción del solado con el terreno =	22.560	t
F.S.D. =	3.323	Rankine
F.S.V. =	3.542	Rankine
Presión máxima =	1.036	kg/cm ²
Xa =	1.461	m
Exentricidad e =	0.519	m
B / 6 =	0.660	m
Reacciones del terreno :		
σ1 =	-1.850	kg/cm ²
σ2 =	-0.222	kg/cm ²

ANÁLISIS

F.S.D. > 1.50	¡BIEN!
F.S.V. > 1.50	¡BIEN!
B/6 > e	¡BIEN!
σ1 < Resistencia suelo	BIEN!

(*) PARA EL CASO DE MUROS EN CAUCES NATURALES SUJETAS A SOCAVACIÓN ÉSTA ALTURA PUEDE SER DESPRECIABLE E IGUAL A CERO

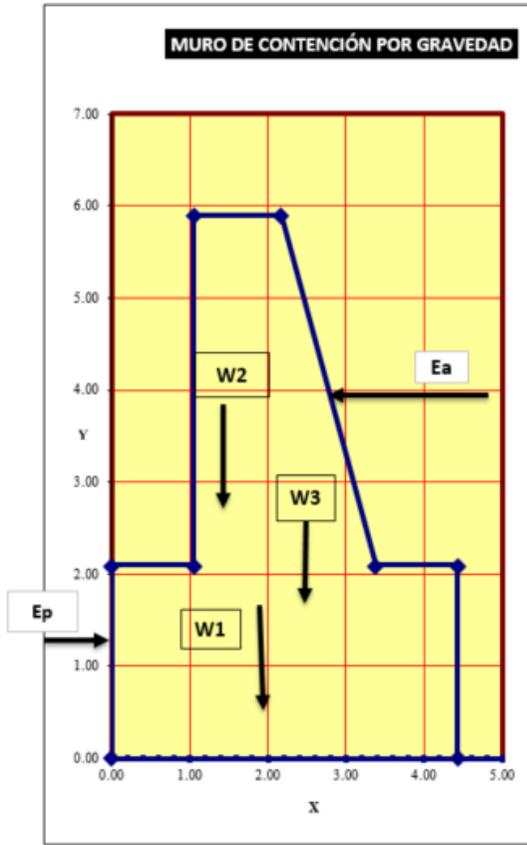


MURO DE GRAVEDAD - ANALISIS DE ESTABILIDAD MURO

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN:	"DISEÑO DE MURO DE GRAVEDAD UTILIZANDO BOLONERÍA DE LA ZONA PARA MITIGAR EFECTOS PRODUCIDOS POR LOS HUAYCOS, QUEBRADA SANTO DOMINGO, CHOSICA, 2020"
TESISTAS:	LURITA ISLA, NAYSHA - MOROTE GAMBOA, ANDREA
ESTRUCTURA:	MURO DE CONTENCIÓN ENTRE LA PROGRESIVA 0+400 A 0+850
CORTE:	SECCIÓN TÍPICA DE LOS MUROS ESCALONADOS

	X	Y
P1	0.00	0.00
P2	0.00	2.10
P3	1.05	2.10
P4	1.05	5.90
P5	2.17	5.90
P6	3.38	2.10
P7	4.43	2.10
P8	4.43	0.00

ALTURA TOTAL	5.90 m
H - FUNDACIÓN (*)	2.10 m
SECCIÓN RECTANGULAR	
BASE	4.43 m
ALTURA	2.10 m
SECCIÓN TRAPEZOIDAL	
BASE MENOR	1.12 m
TALUD IZQUIERDO	0.00
BASE MAYOR	2.33 m
ALTURA	3.80 m
Base Triangulo Izquierdo	0.00 m
Base Triangulo Derecho	0.00 m
VOLADOS	
IZQUIERDA	1.05 m
DERECHA	1.05 m
AREA DE MURO	6.546 m ²
AREA DE ZAPATA	9.293 m ²
CG Muro - Rectangulo	Xcg = 1.610 m Ycg = 1.900 m
CG Muro - Triangulo	Xcg = 2.572 m Ycg = 0.402 m
CG Zapata	Xcg = 2.213 m Ycg = 1.050 m



Fuerzas	Ton	Brazo de Palanca	
W1	22.302	2.213	49.343
W2	10.214	1.610	16.445
W3	10.990	2.572	28.262
Rv	43.506	Mr	94.0499
Mo	19.253		

ANÁLISIS PARA UN METRO DE LONGITUD

DATOS

Peso esp suelo gs =	1.76	kg/m ³
Peso esp concreto gc =	2.40	kg/m ³
Angulo fricción interna del relleno f =	31.04	
Angulo paramento interior con vertical w =	0.00	
Angulo del empuje con la Normal Z =	0.00	
Angulo del relleno con la horizontal d =	0.00	
Coefficiente de fricción en la base f =	0.55	
Resistencia del suelo =	2.08	kg/cm ²
Coef empuje activo Ka (Coulomb) =	0.320	
Coef empuje activo Ka (Rankine-1) =	0.320	
Coef empuje pasivo Kp (Rankine-2) =	3.129	

RESULTADOS

Empuje activo - Coulomb =	9.790	t
Empuje activo - Rankine 1 =	9.790	t
Empuje pasivo - Rankine 2 =	12.144	t
Peso del muro =	15.709	t
Peso del Zapata =	22.302	t
Empuje vertical (Rankine) =	0.000	t
Empuje horizontal (Rankine) =	9.790	t
Fricción del solado con el terreno =	20.906	t
F.S.D. =	3.685	Rankine
F.S.V. =	4.885	Rankine
Presión máxima =	0.859	kg/cm ²
Xa =	1.719	m
Exentricidad e =	0.493	m
B / 6 =	0.738	m
Reacciones del terreno:		
σ1 =	-1.434	kg/cm ²
σ2 =	-0.284	kg/cm ²

ANÁLISIS

F.S.D. > 1.50	¡BIEN!
F.S.V. > 1.50	¡BIEN!
B/6 > e	¡BIEN!
σ1 < Resistencia suelo	BIEN!

(*) PARA EL CASO DE MUROS EN CAUCES NATURALES SUJETAS A SOCAVACIÓN ÉSTA ALTURA PUEDE SER DESPRECIABLE E IGUAL A CERO

Anexo 6: Ilustraciones

Ilustración 1: Mapa de ubicación de poblaciones vulnerables por inundación de la quebrada Santo Domingo – Vista Planta, distrito Lurigancho Chosica, Lima, por Autoridad Nacional Del Agua (Ana), 2016, Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres (SIGRID).

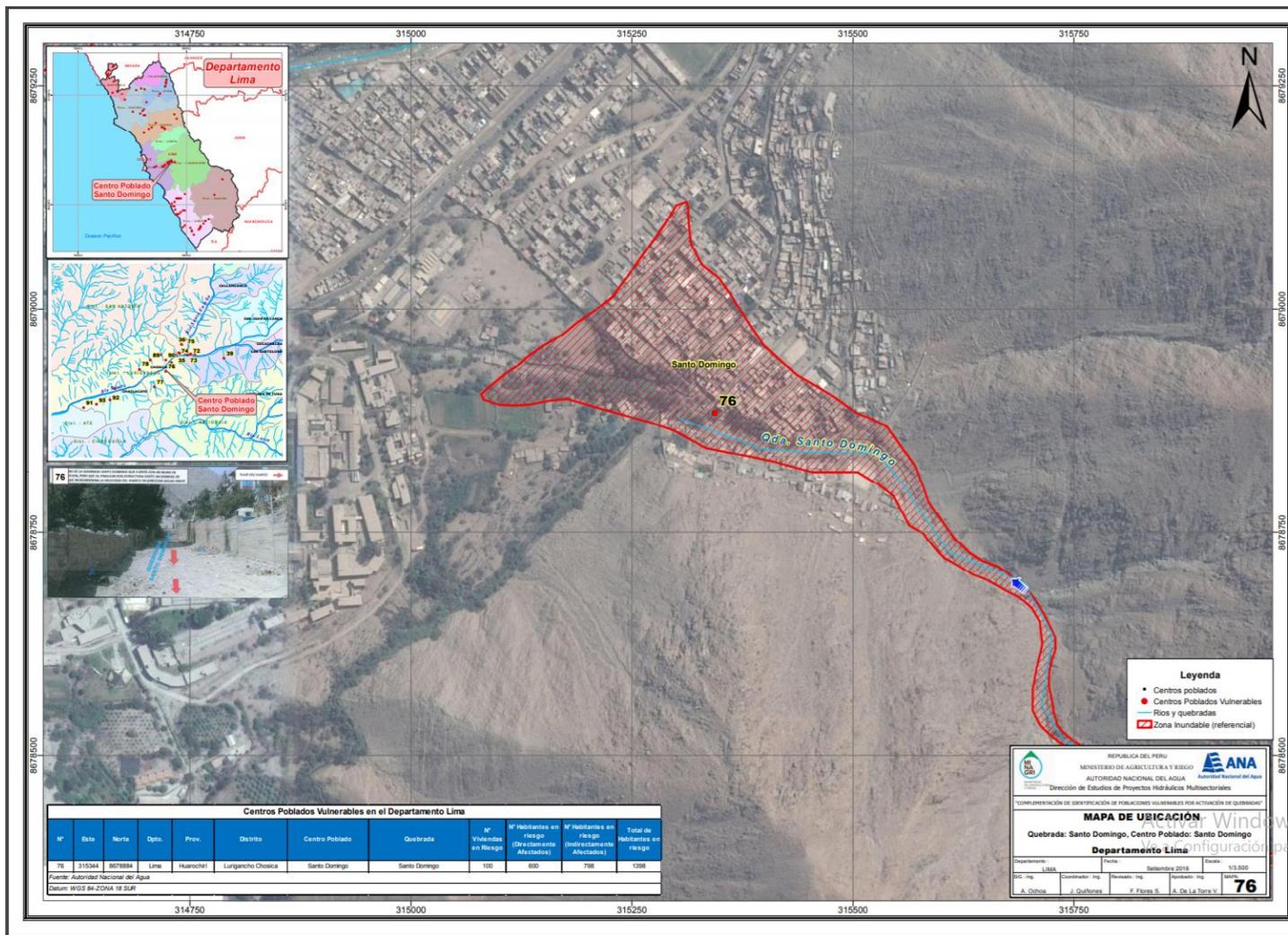
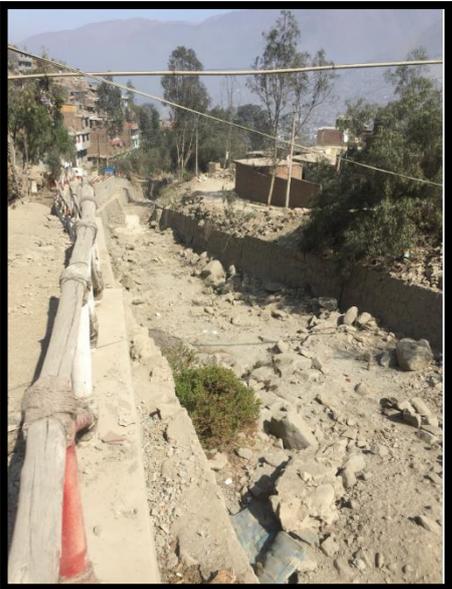
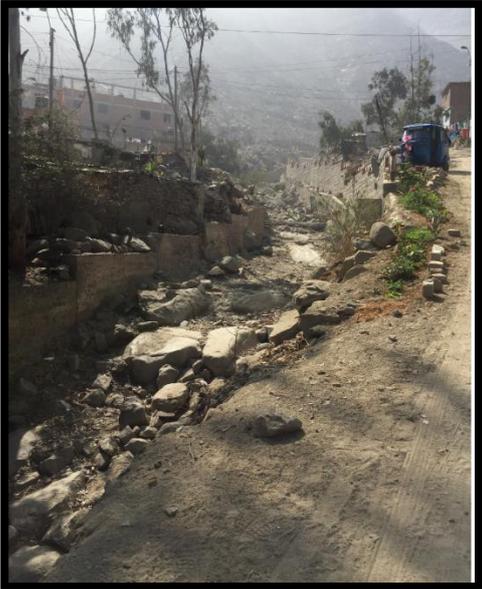


Ilustración 2: Fotos de Salida a Campo



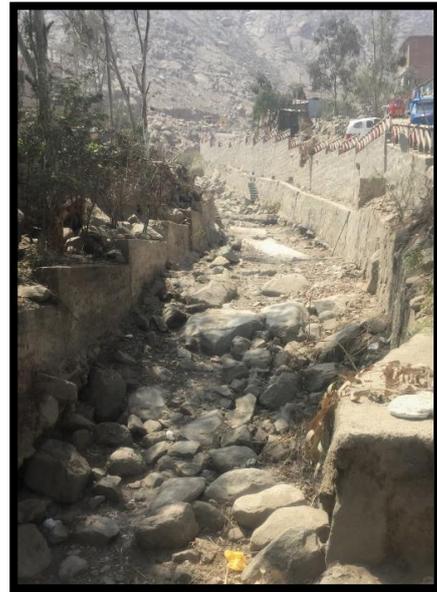
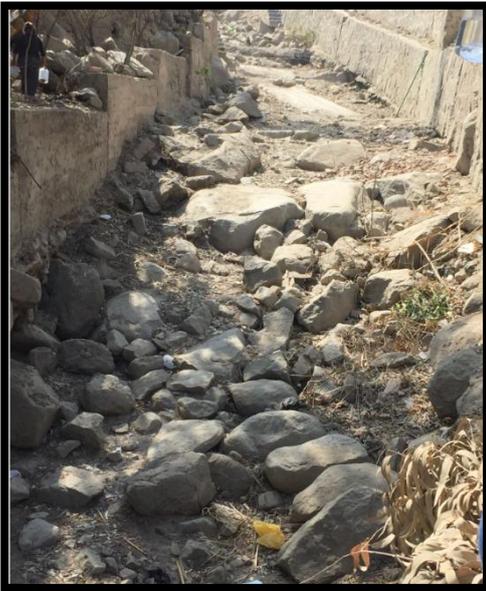
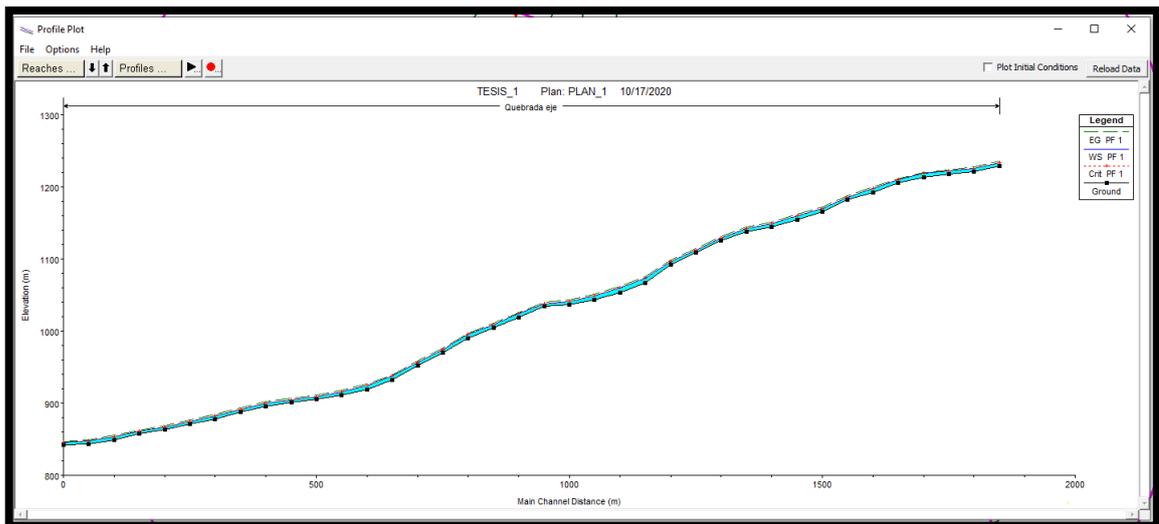
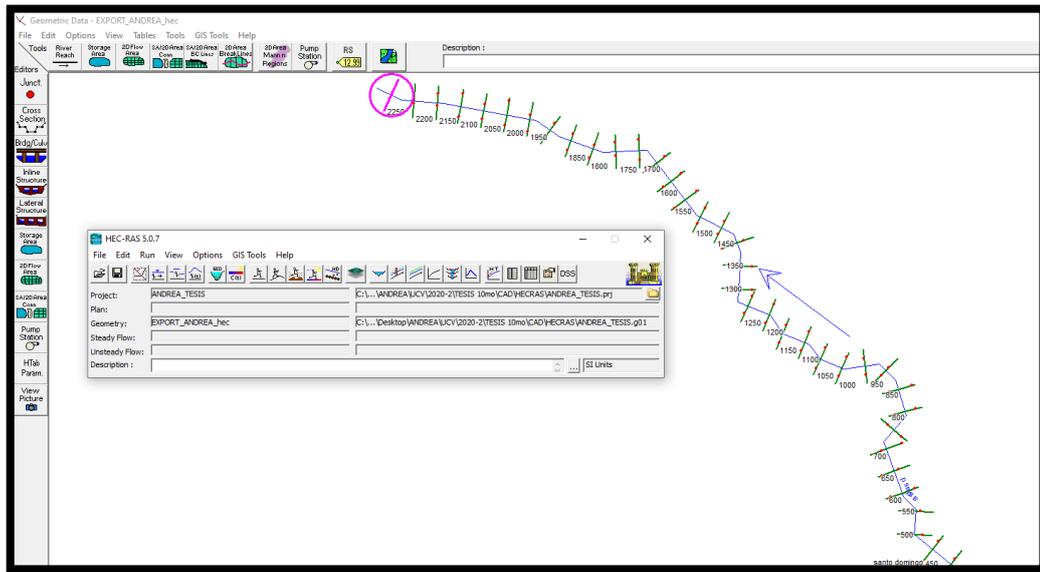
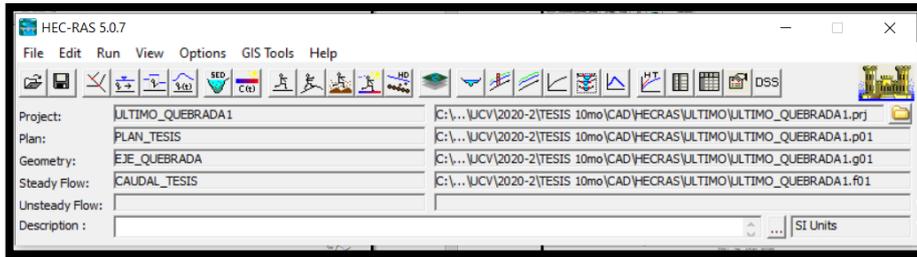
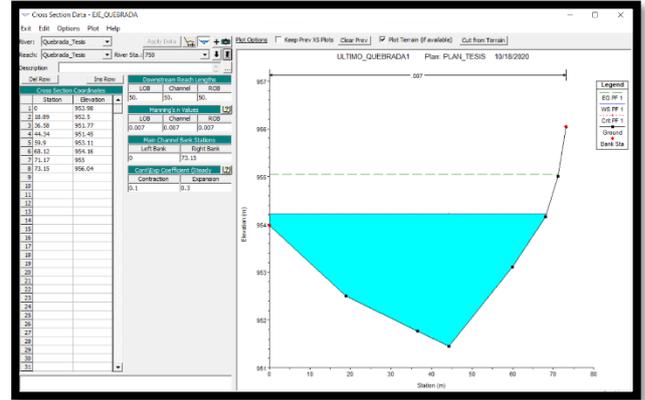
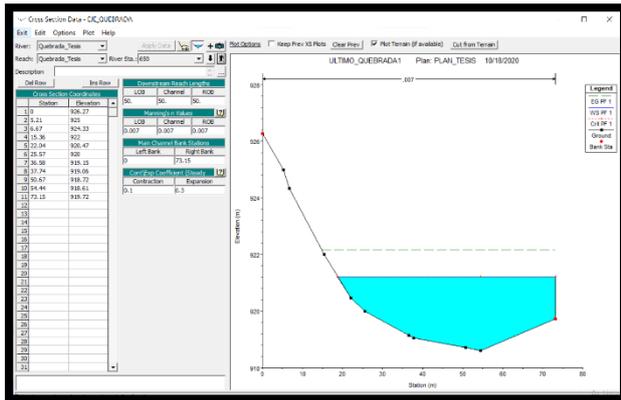
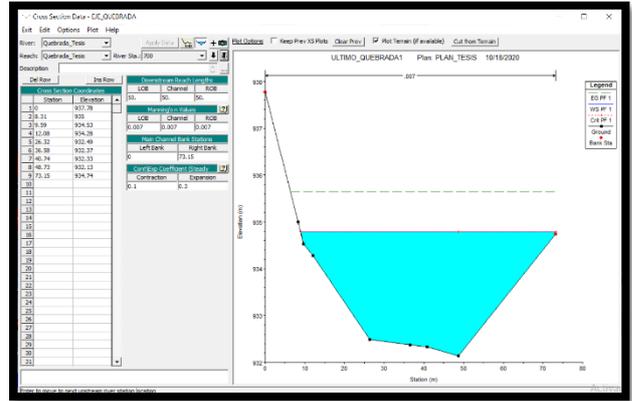
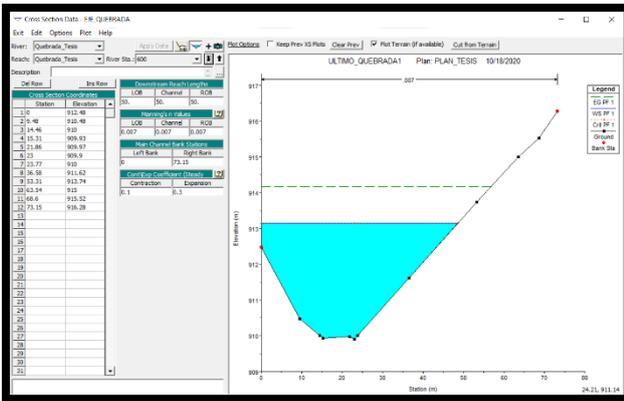
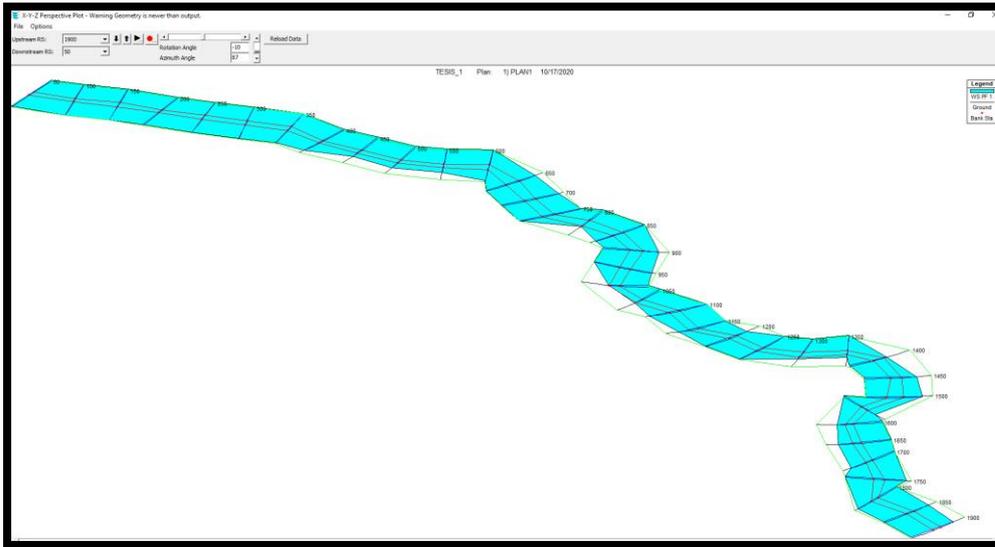
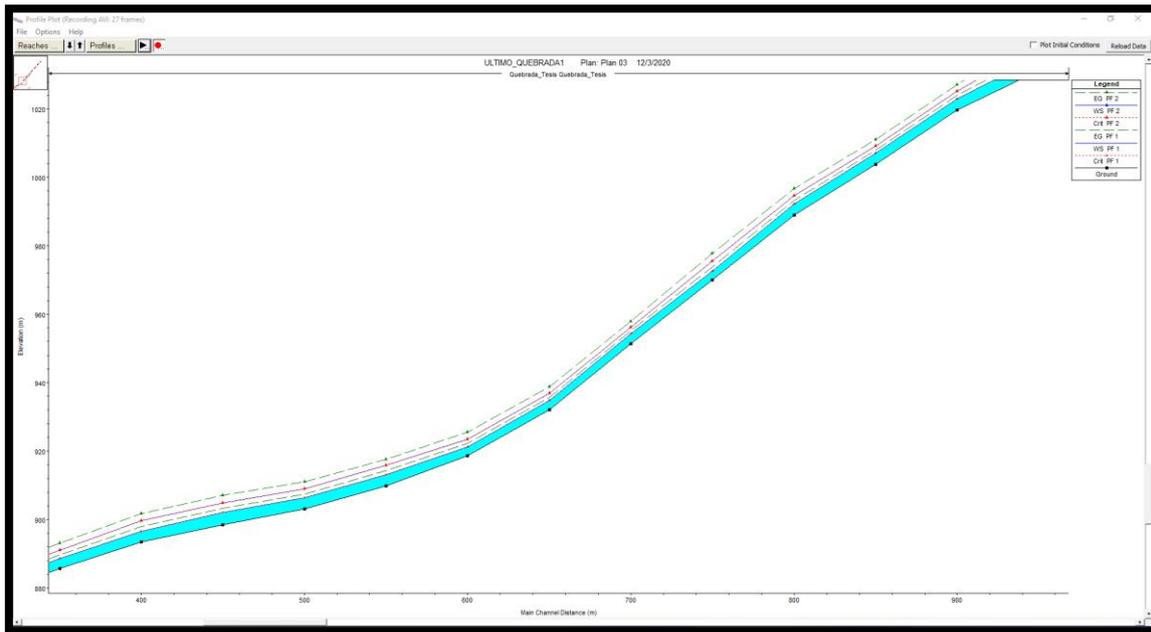




Ilustración 3: HEC-RAS

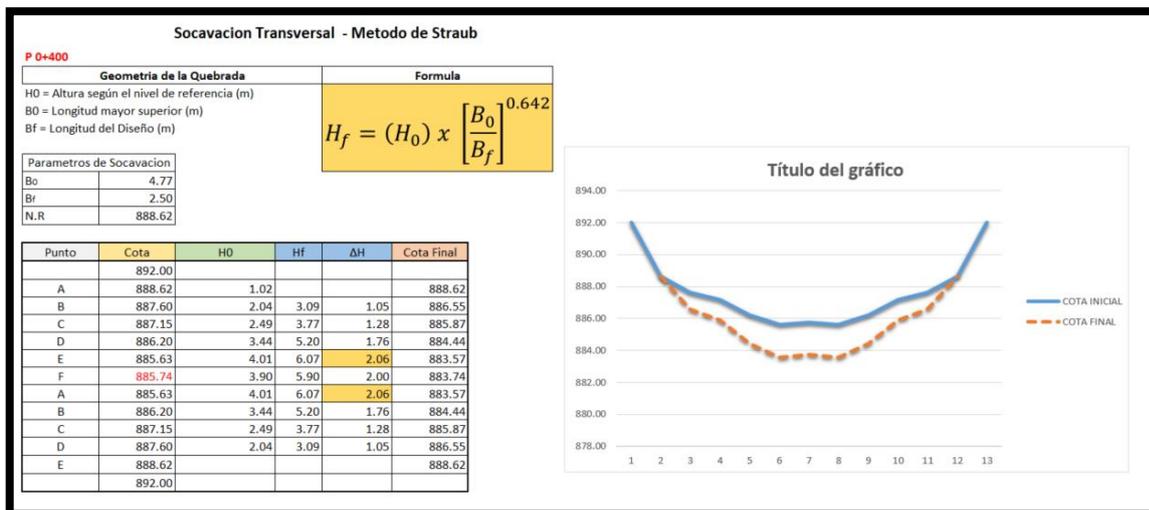


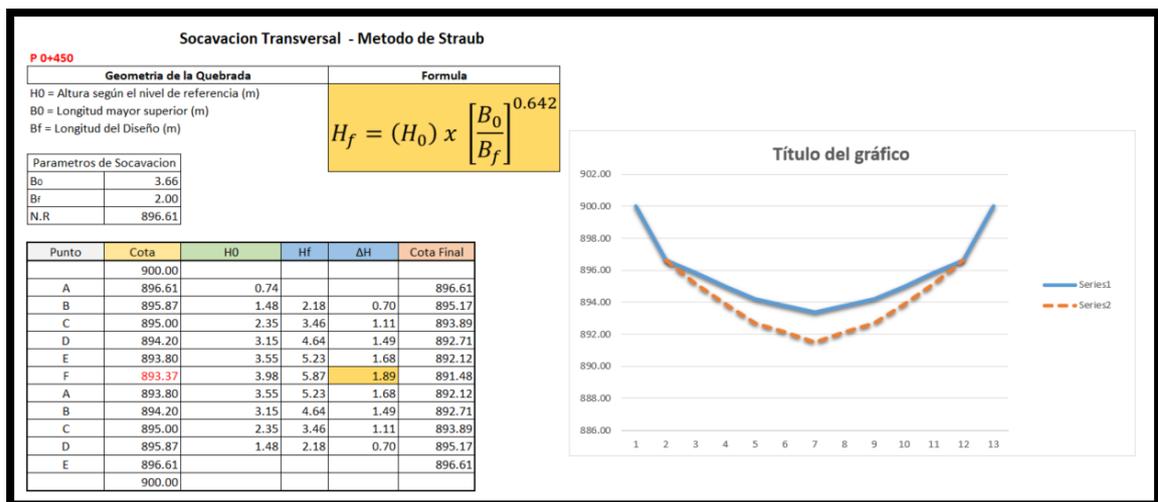
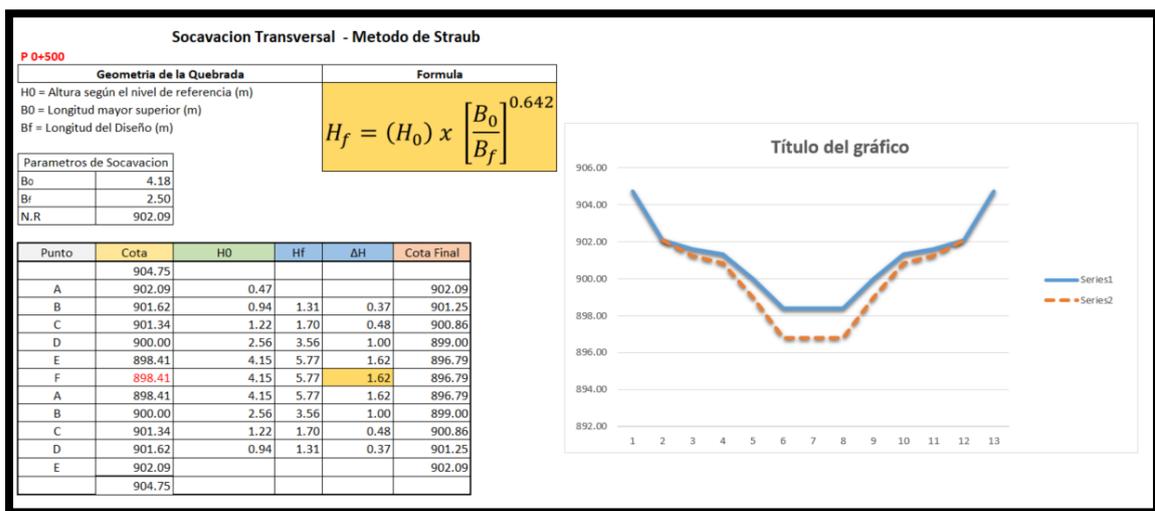
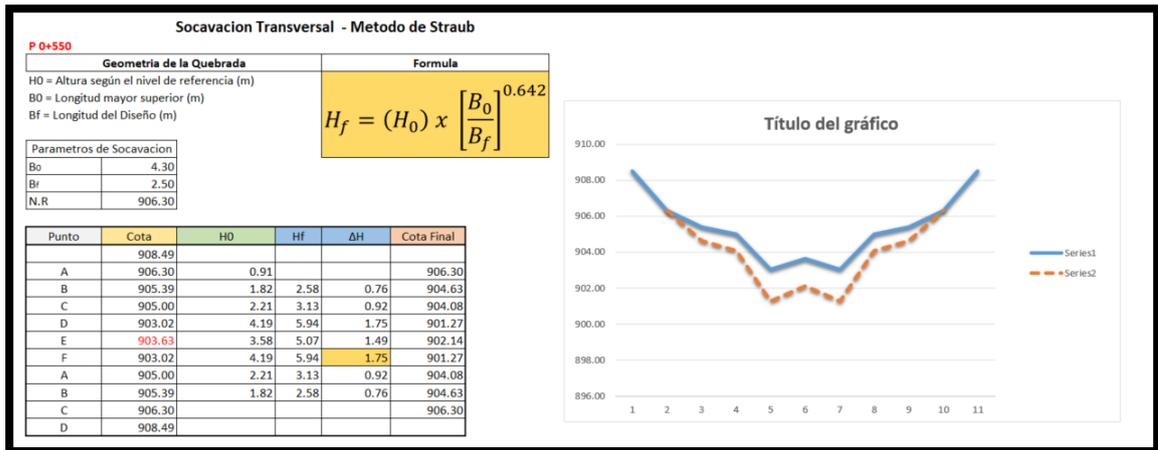




Deslizamiento Normal y Critico (corte 1-1)

Ilustración 4: Socavación





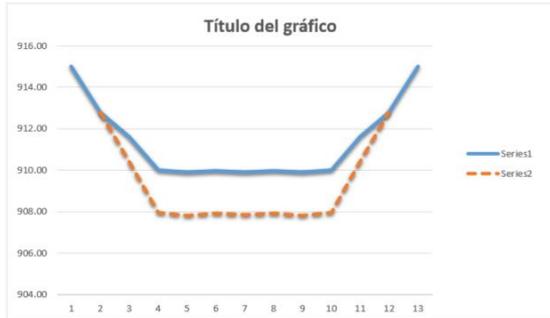
Socavacion Transversal - Metodo de Straub

P 0+600

Geometría de la Quebrada	Formula
H0 = Altura según el nivel de referencia (m) B0 = Longitud mayor superior (m) Bf = Longitud del Diseño (m)	$H_f = (H_0) \times \left[\frac{B_0}{B_f} \right]^{0.642}$

Parametros de Socavacion	
B0	4.76
Bf	2.50
N.R	912.80

Punto	Cota	H0	Hf	ΔH	Cota Final
	915.00				
A	912.80	1.18			912.80
B	911.62	2.36	3.57	1.21	910.41
C	910.00	3.98	6.02	2.04	907.96
D	909.90	4.08	6.17	2.09	907.81
E	909.97	4.01	6.06	2.05	907.92
F	909.93	4.05	6.12	2.07	907.86
G	909.97	4.01	6.06	2.05	907.92
H	909.90	4.08	6.17	2.09	907.81
I	910.00	3.98	6.02	2.04	907.96
J	911.62	2.36	3.57	1.21	910.41
K	912.80	1.18	1.78	0.60	912.80
	915.00				



Socavacion Transversal - Metodo de Straub

P 0+650

Geometría de la Quebrada	Formula
H0 = Altura según el nivel de referencia (m) B0 = Longitud mayor superior (m) Bf = Longitud del Diseño (m)	$H_f = (H_0) \times \left[\frac{B_0}{B_f} \right]^{0.642}$

Parametros de Socavacion	
B0	5.45
Bf	3.00
N.R	921.21

Punto	Cota	H0	Hf	ΔH	Cota Final
	924.33				
A	921.21	0.74			921.21
B	920.47	1.48	2.17	0.69	919.78
C	920.00	1.95	2.86	0.91	919.09
D	919.15	2.80	4.11	1.31	917.84
E	919.06	2.89	4.24	1.35	917.71
F	918.72	3.23	4.74	1.51	917.21
G	918.61	3.34	4.90	1.56	917.05
H	918.72	3.23	4.74	1.51	917.21
I	919.06	2.89	4.24	1.35	917.71
J	919.15	2.80	4.11	1.31	917.84
K	920.00	1.95	2.86	0.91	919.09
L	920.47	1.48	2.17	0.69	919.78
M	921.21				921.21
	924.33				



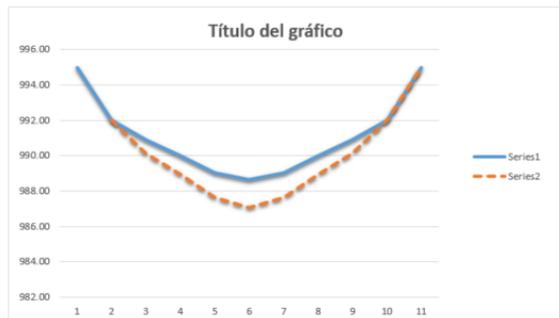
Socavacion Transversal - Metodo de Straub

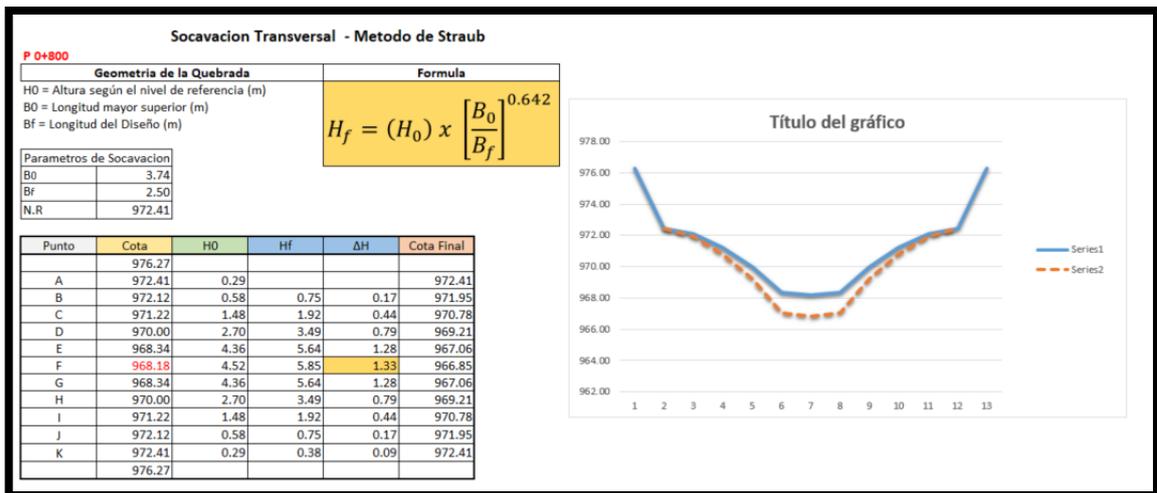
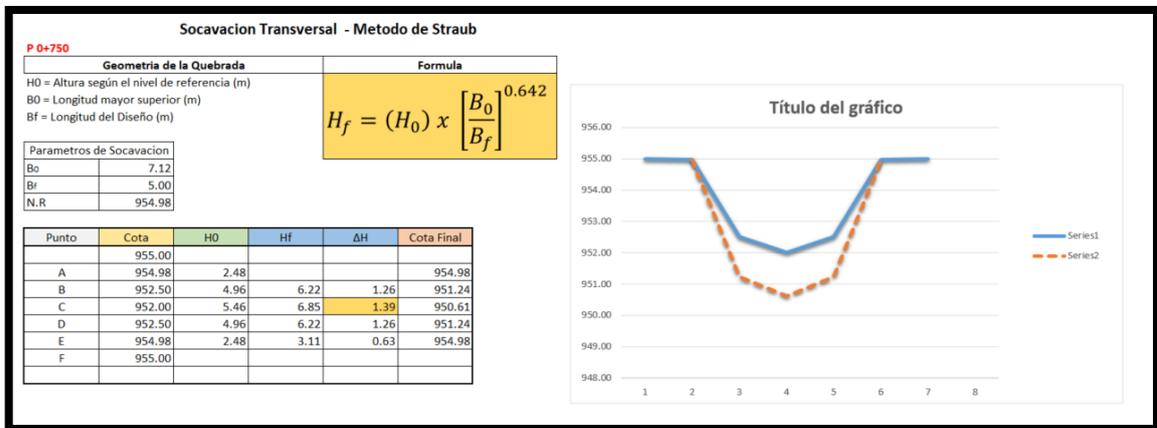
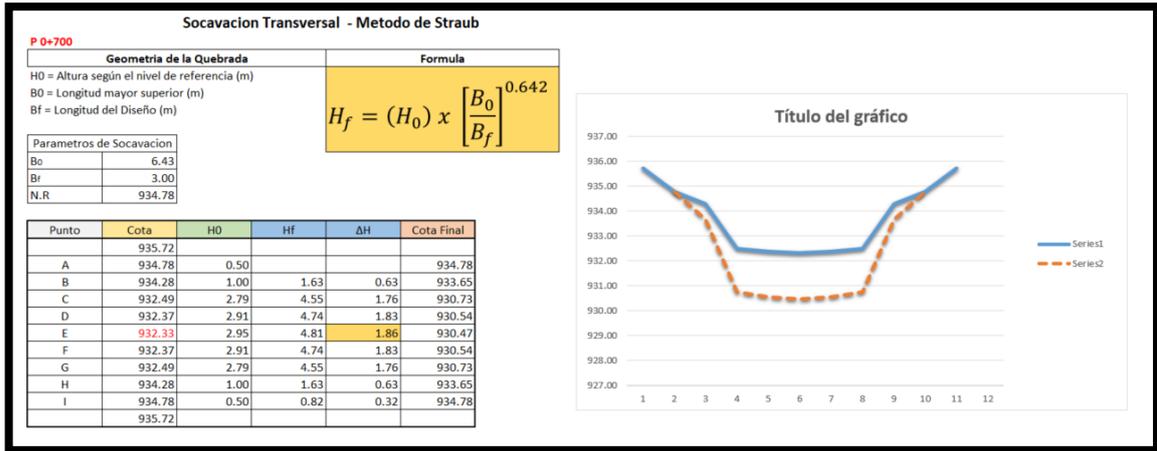
P 0+850

Geometría de la Quebrada	Formula
H0 = Altura según el nivel de referencia (m) B0 = Longitud mayor superior (m) Bf = Longitud del Diseño (m)	$H_f = (H_0) \times \left[\frac{B_0}{B_f} \right]^{0.642}$

Parametros de Socavacion	
B0	4.76
Bf	3.00
N.R	992.03

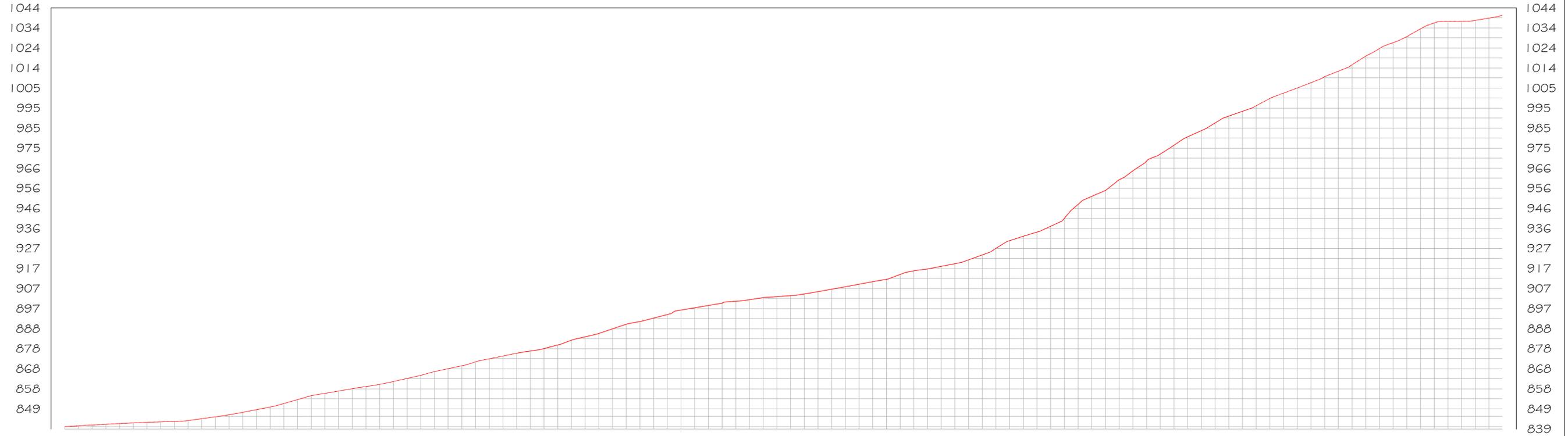
Punto	Cota	H0	Hf	ΔH	Cota Final
	995.00				
A	992.03	1.11			992.03
B	990.92	2.22	2.99	0.77	990.15
C	990.00	3.14	4.23	1.09	988.91
D	989.05	4.09	5.50	1.41	987.64
E	988.64	4.50	6.06	1.56	987.08
F	989.05	4.09	5.50	1.41	987.64
G	990.00	3.14	4.23	1.09	988.91
H	990.92	2.22	2.99	0.77	990.15
I	992.03	1.11	1.49	0.38	992.03
J	995.00				995.00





Anexo 7: Planos

PERFIL LONGITUDINAL - QUEBRADA SANTO DOMINGO



PROGRESIVA	COTA TERRENO
0+000	839.846
0+010	840.379
0+020	840.776
0+030	841.126
0+040	841.474
0+050	841.786
0+060	842.053
0+070	842.320
0+080	842.509
0+090	842.944
0+100	843.836
0+110	844.727
0+120	845.776
0+130	846.933
0+140	848.234
0+150	849.535
0+160	851.234
0+170	853.145
0+180	855.040
0+190	856.173
0+200	857.306
0+210	858.439
0+220	859.489
0+230	860.575
0+240	861.932
0+250	863.428
0+260	864.924
0+270	866.747
0+280	868.160
0+290	869.573
0+300	871.484
0+310	872.969
0+320	874.319
0+330	875.649
0+340	876.739
0+350	877.958
0+360	879.675
0+370	882.020
0+380	883.657
0+390	885.290
0+400	887.540
0+410	889.757
0+420	891.104
0+430	892.763
0+440	894.486
0+450	896.668
0+460	897.784
0+470	898.899
0+480	900.047
0+490	900.966
0+500	901.715
0+510	902.728
0+520	903.198
0+530	903.693
0+540	904.504
0+550	905.642
0+560	906.825
0+570	908.008
0+580	909.251
0+590	910.472
0+600	911.652
0+610	913.994
0+620	915.762
0+630	916.666
0+640	917.940
0+650	919.215
0+660	921.094
0+670	923.507
0+680	926.729
0+690	930.441
0+700	932.584
0+710	934.599
0+720	937.452
0+730	941.343
0+740	945.088
0+750	951.990
0+760	954.893
0+770	960.091
0+780	964.393
0+790	969.142
0+800	972.566
0+810	976.855
0+820	980.960
0+830	983.960
0+840	987.681
0+850	991.023
0+860	993.361
0+870	996.046
0+880	999.590
0+890	1002.189
0+900	1004.672
0+910	1007.262
0+920	1010.202
0+930	1012.859
0+940	1015.972
0+950	1020.177
0+960	1023.867
0+970	1026.725
0+980	1029.655
0+990	1033.442
1+000	1036.328
1+010	1037.088
1+020	1037.108
1+030	1037.578
1+040	1038.701
1+050	

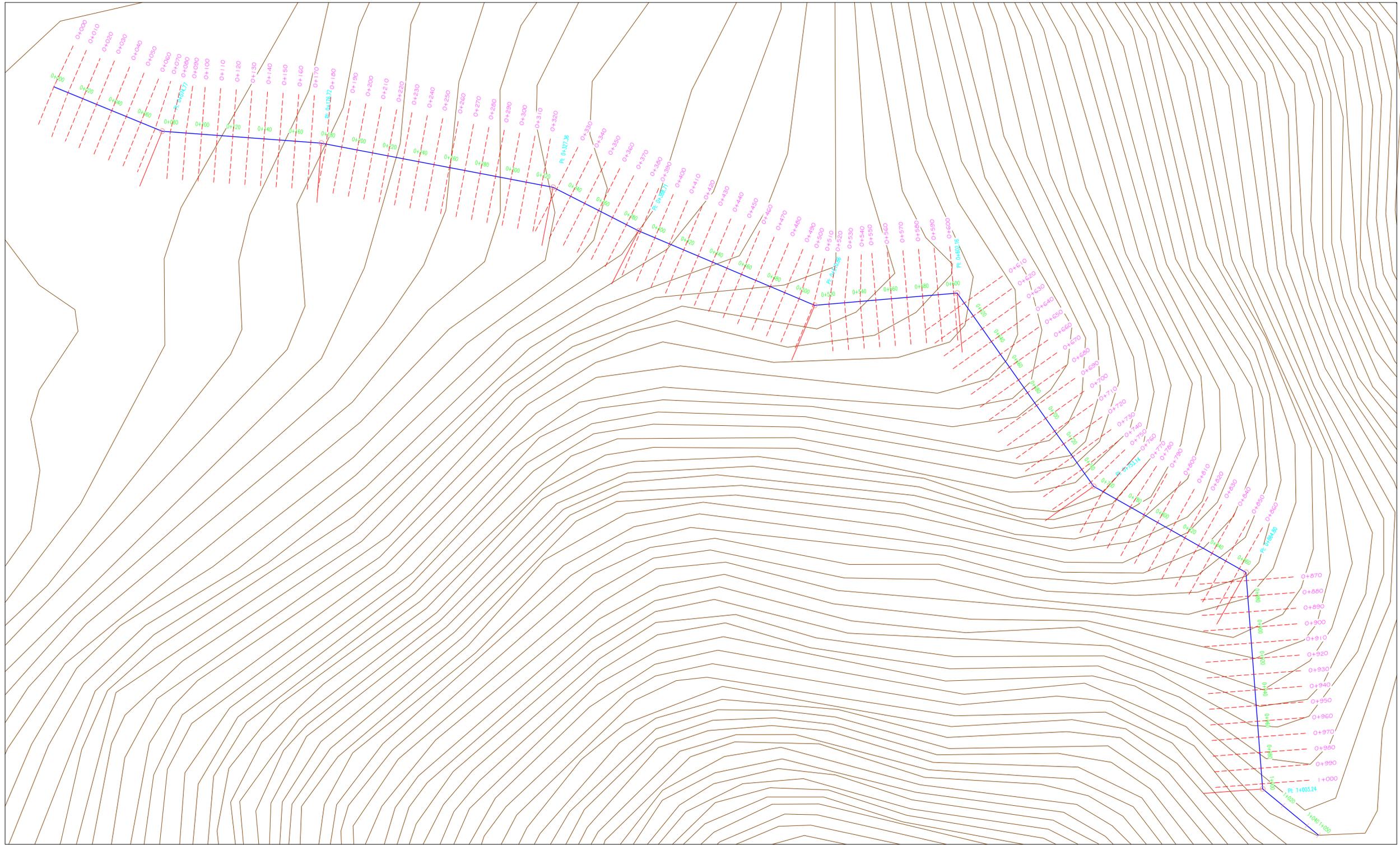
UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
 Facultad de Ingeniería y Arquitectura
 Carrera Profesional de Ingeniería Civil

Proyecto: Diseño de Muro de Gravedad Utilizando Bolonería de la Zona para mitigar efectos Producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020.

Plano: Perfil Longitudinal de la Quebrada Santo Domingo **Lamina:**

Tesistas: Lurita Isla, Naysha y Morote Gamboa, Andrea **Escala:** 1 / 1000

P-01



LEYENDA

 Curvas de Nivel

 Alineamiento

 **UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO**
 Facultad de Ingeniería y Arquitectura
 Carrera Profesional de Ingeniería Civil

Proyecto: Diseño de Muro de Gravedad Utilizando Bolonería de la Zona para mitigar efectos Producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020.

Plano: Alineamiento de la Quebrada Santo Domingo

Tesistas: Lurita Isla, Naysha y Morote Gamboa, Andrea

Escala: 1 / 1000

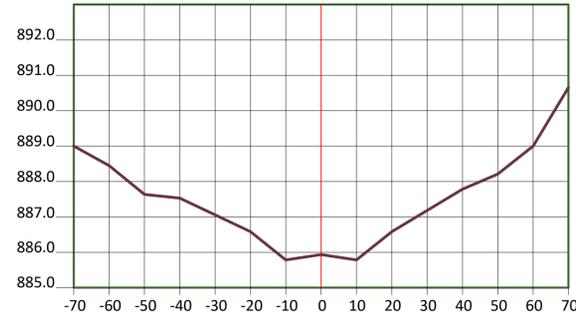
Lamina: P-02

CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

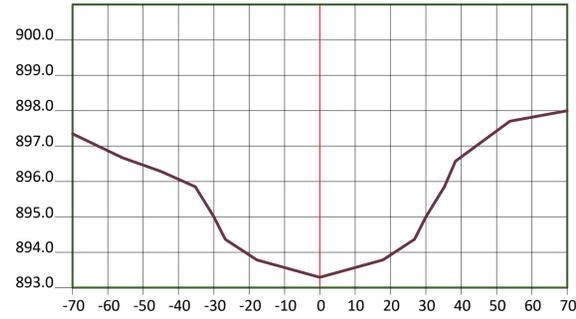
CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

Perfil Transversal - Corte 1 - 1

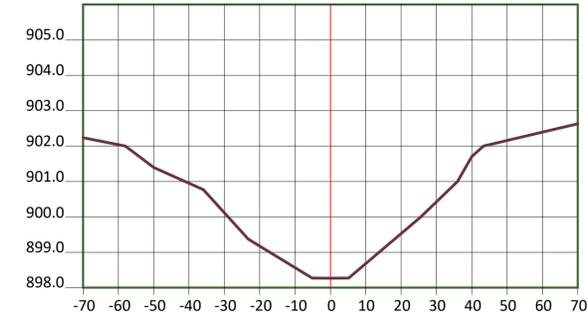
0+400



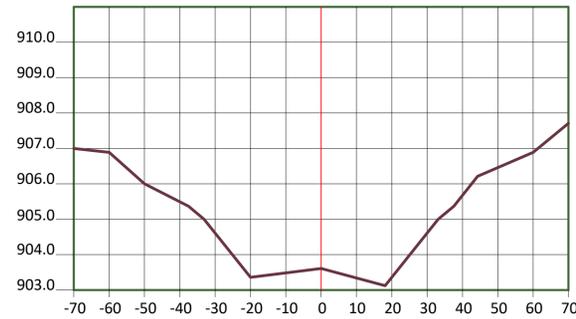
0+450



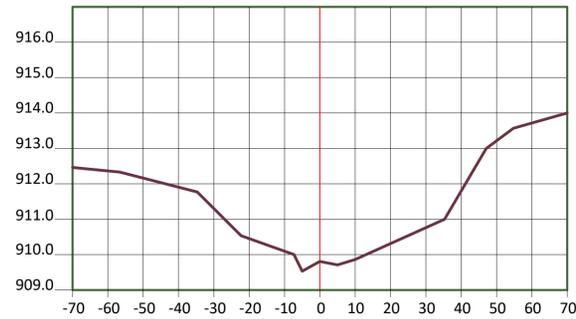
0+500



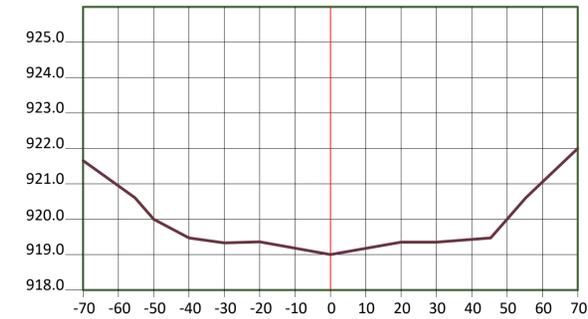
0+550



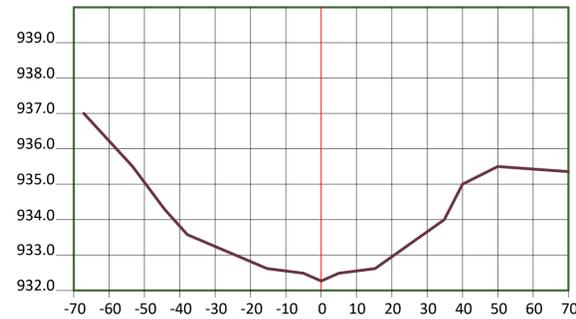
0+600



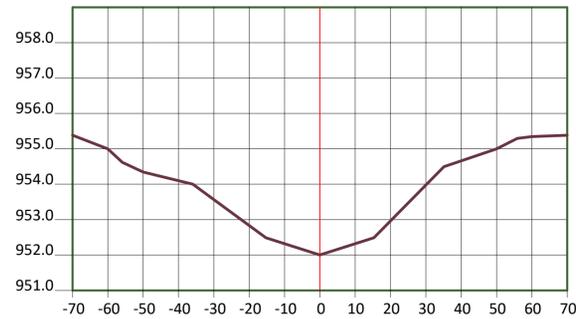
0+650



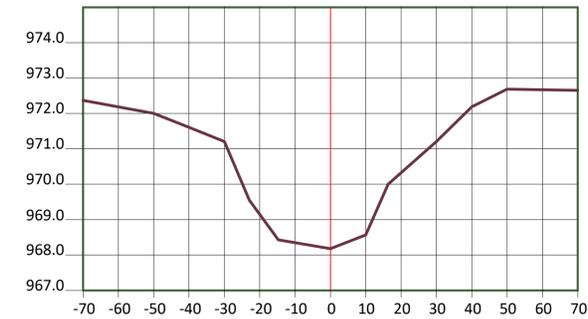
0+700



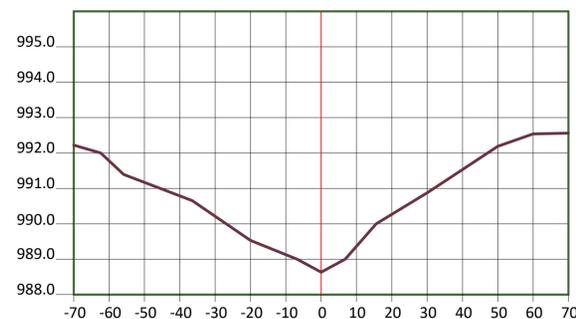
0+750



0+800



0+850

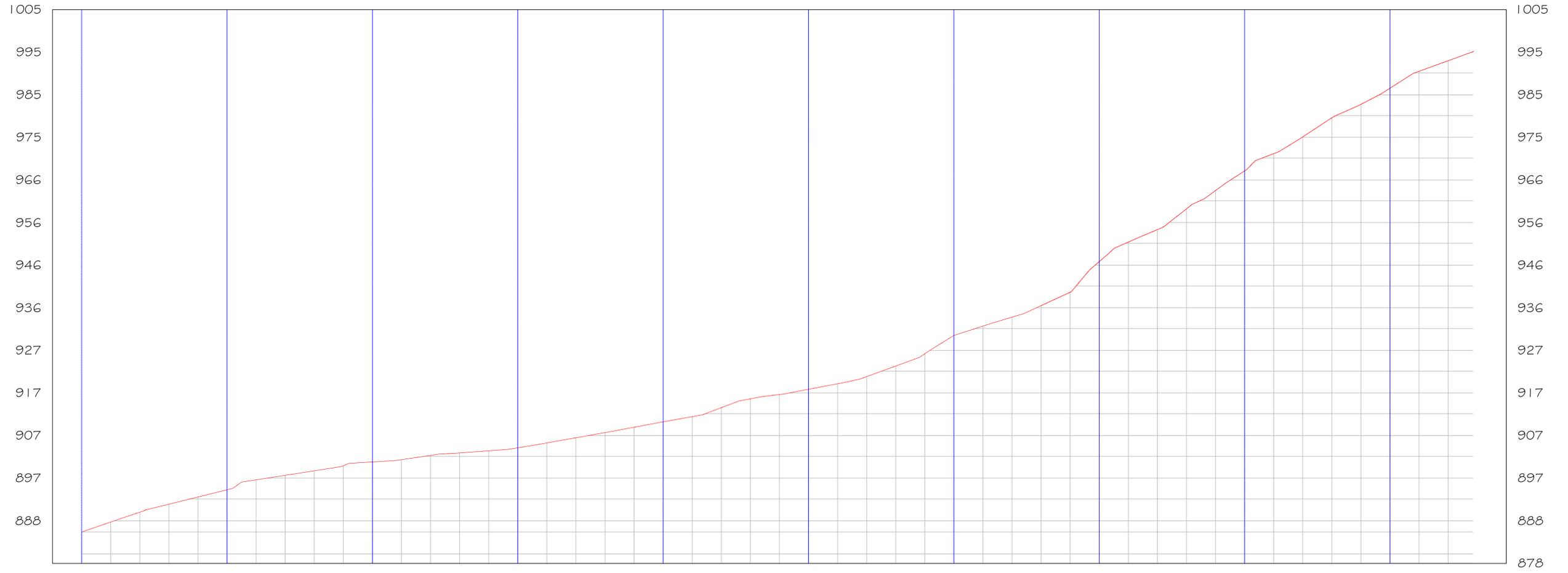


 UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO Facultad de Ingeniería y Arquitectura Carrera Profesional de Ingeniería Civil	
Proyecto: Diseño de Muro de Gravedad Utilizando Bolonería de la Zona para mitigar efectos Producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020.	
Plano:	Perfil Transversal - Corte 1 - 1
Tesistas:	Lurita Isla, Naysha y Morote Gamboa, Andrea
Escala:	1 / 1000
P-03	

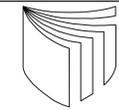
CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

Corte de Estudio 1-1
(0+400 al 0+850)



PROGRESIVA	0+000	0+010	0+020	0+030	0+040	0+050	0+060	0+070	0+080	0+090	0+100	0+110	0+120	0+130	0+140	0+150	0+160	0+170	0+180	0+190	0+200	0+210	0+220	0+230	0+240	0+250	0+260	0+270	0+280	0+290	0+300	0+310	0+320	0+330	0+340	0+350	0+360	0+370	0+380	0+390	0+400	0+410	0+420	0+430	0+440	0+450	0+460	0+470	0+480
COTA TERRENO	885.000	887.287	889.552	891.374	893.025	894.676	896.950	897.984	899.019	900.164	901.050	901.564	902.534	903.097	903.592	904.283	905.400	906.583	907.767	908.997	910.231	911.411	913.481	915.502	916.480	917.680	918.955	920.600	923.014	925.816	930.004	932.146	934.192	936.825	939.893	946.920	951.395	954.256	958.982	963.193	967.678	971.629	975.468	979.852	982.917	986.617	990.500	992.919	



UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
Facultad de Ingeniería y Arquitectura
Carrera Profesional de Ingeniería Civil

Proyecto: Diseño de Muro de Gravedad Utilizando Boloneria de la Zona para mitigar efectos Producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020.

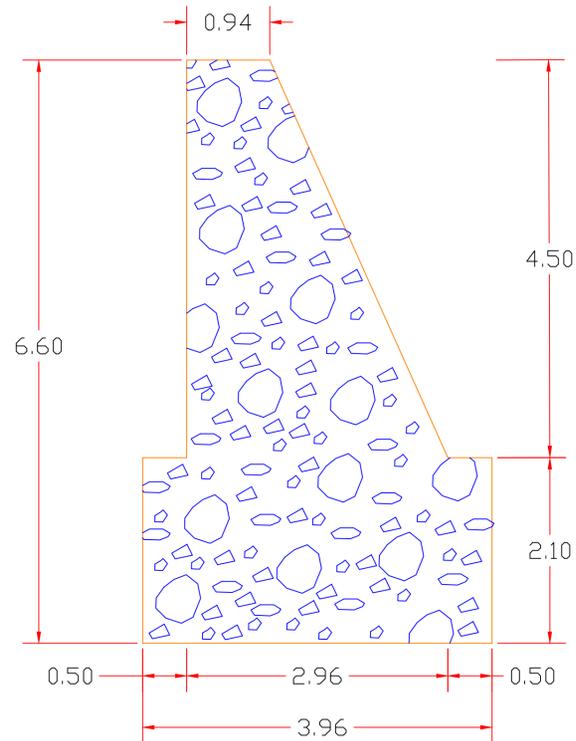
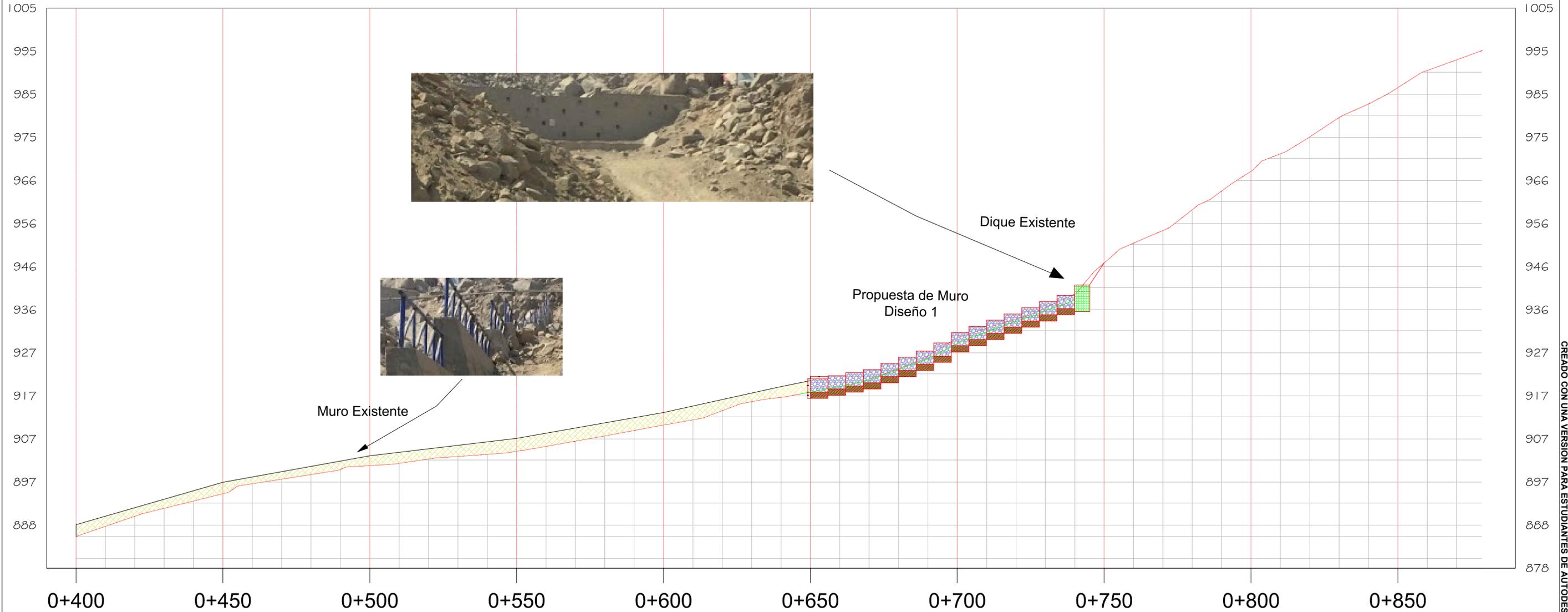
Plano: Corte de Estudio 1 - 1 (0+400 al 0+850)

Tesistas: Lurita Isla, Naysha y Morote Gamboa, Andrea

Escala: 1 / 1000

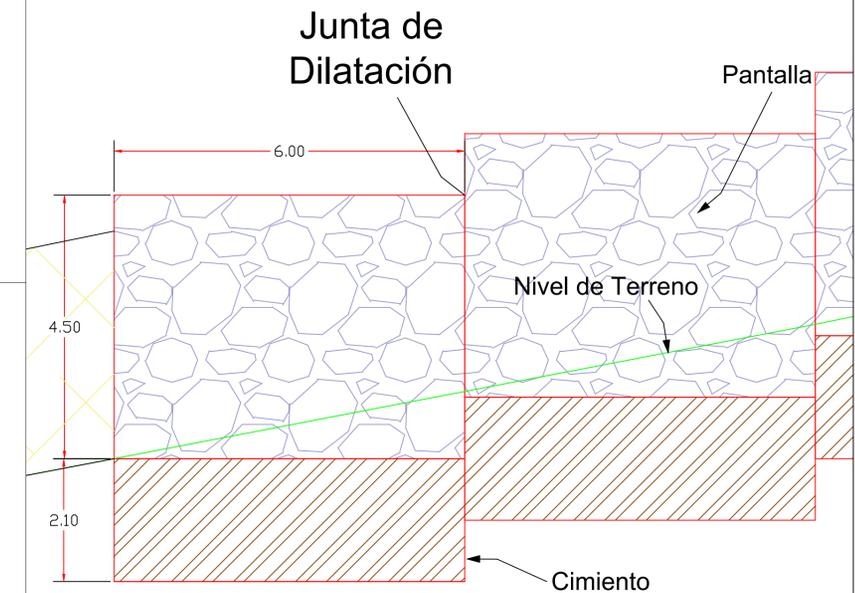
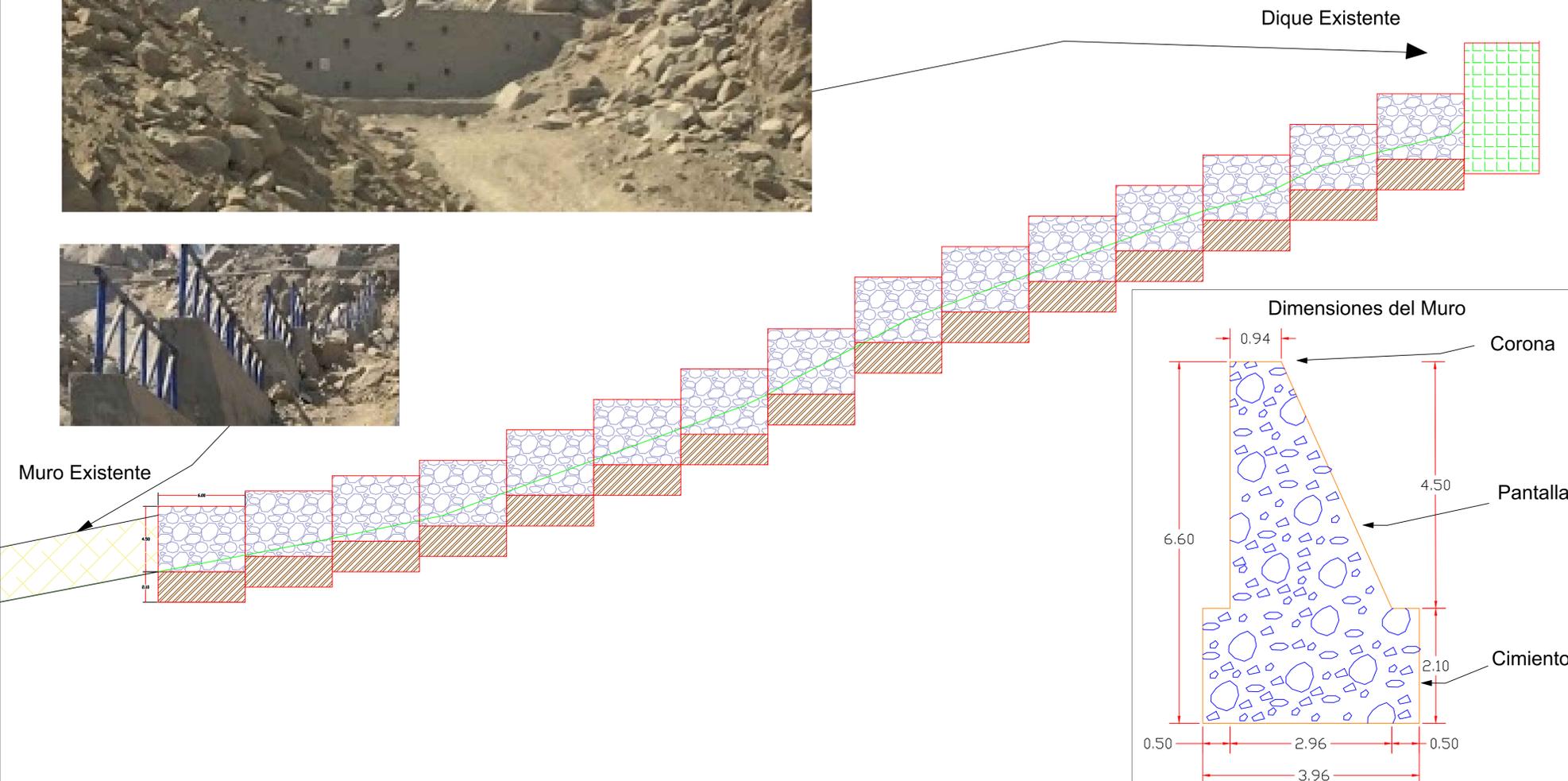
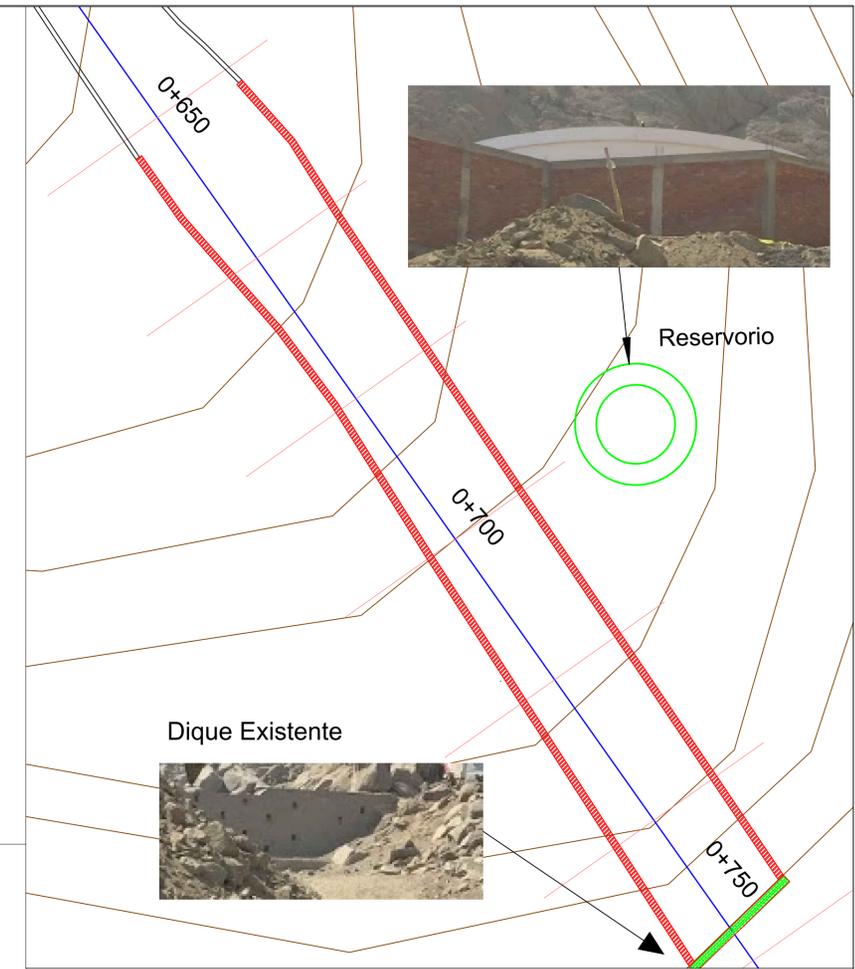
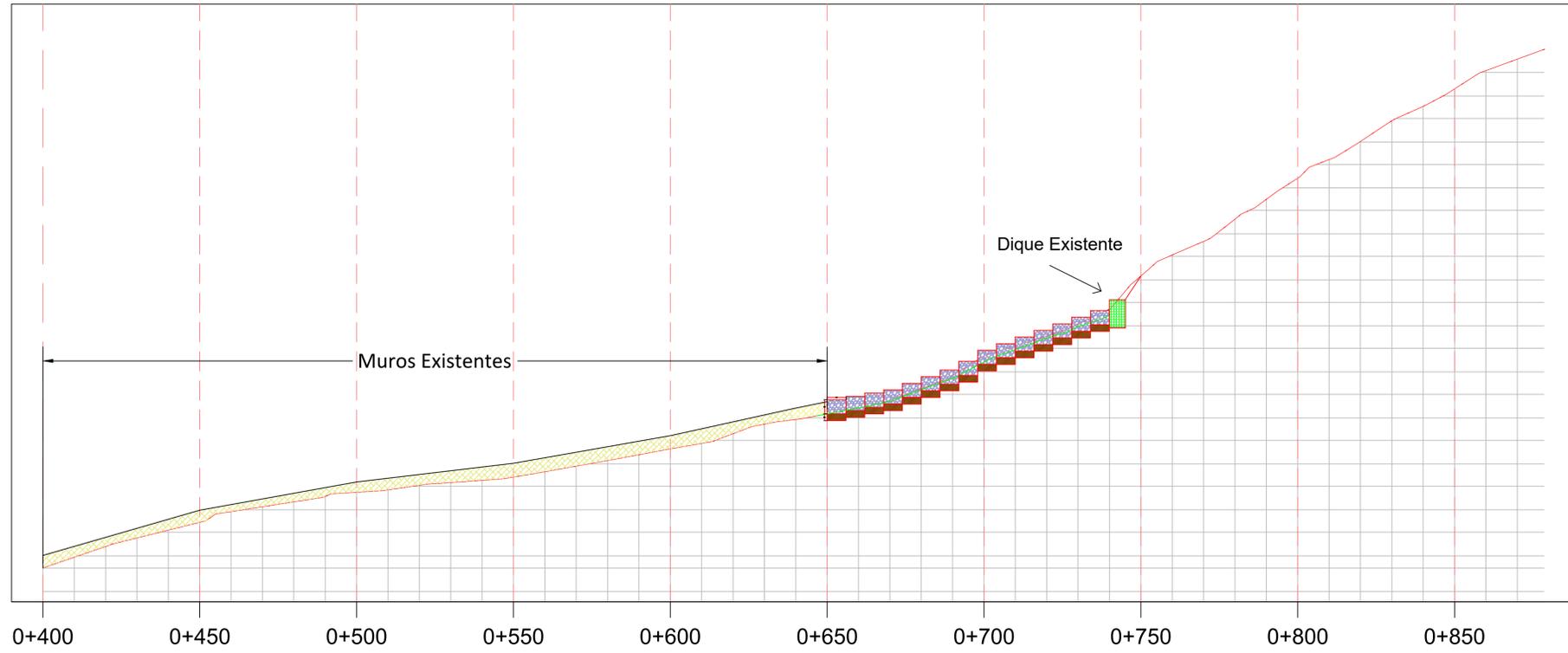
Lamina: P-04

Corte de Estudio 1-1
(0+400 al 0+850)



 UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO Facultad de Ingeniería y Arquitectura Carrera Profesional de Ingeniería Civil	
Proyecto: Diseño de Muro de Gravedad Utilizando Bolonería de la Zona para mitigar efectos Producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020.	
Plano: Corte de Estudio 1 - 1 (0+400 al 0+850) - Diseño 1	Lamina: P-05
Tesistas: Lurita Isla, Naysha y Morote Gamboa, Andrea	Escala: 1 / 1000

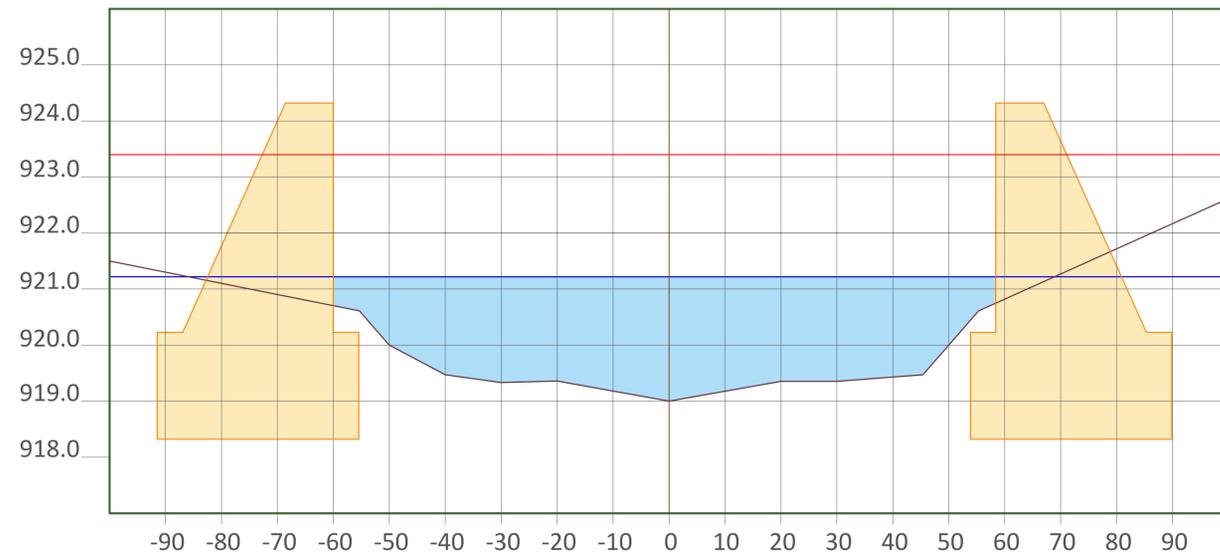
DISEÑO 1 DE MURO PARA PROTECCIÓN DE LADERAS



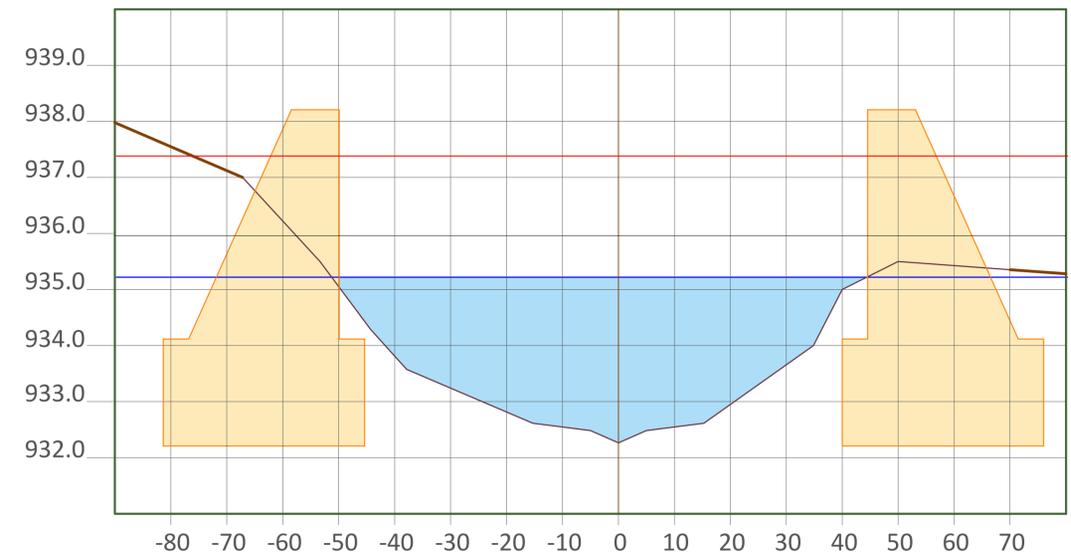
 UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO Facultad de Ingeniería y Arquitectura Carrera Profesional de Ingeniería Civil		
Proyecto: Diseño de Muro de Gravedad Utilizando Bolonería de la Zona para mitigar efectos Producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020.		
Plano: MURO PARA PROTECCIÓN DE LADERAS	Lamina: P-05-1	
Tesistas: Lurita Isla, Naysha y Morote Gamboa, Andrea	Escala: 1 / 1000	

PERFIL TRANSVERSAL - DISEÑO 1 DE MURO PARA PROTECCIÓN DE LADERAS

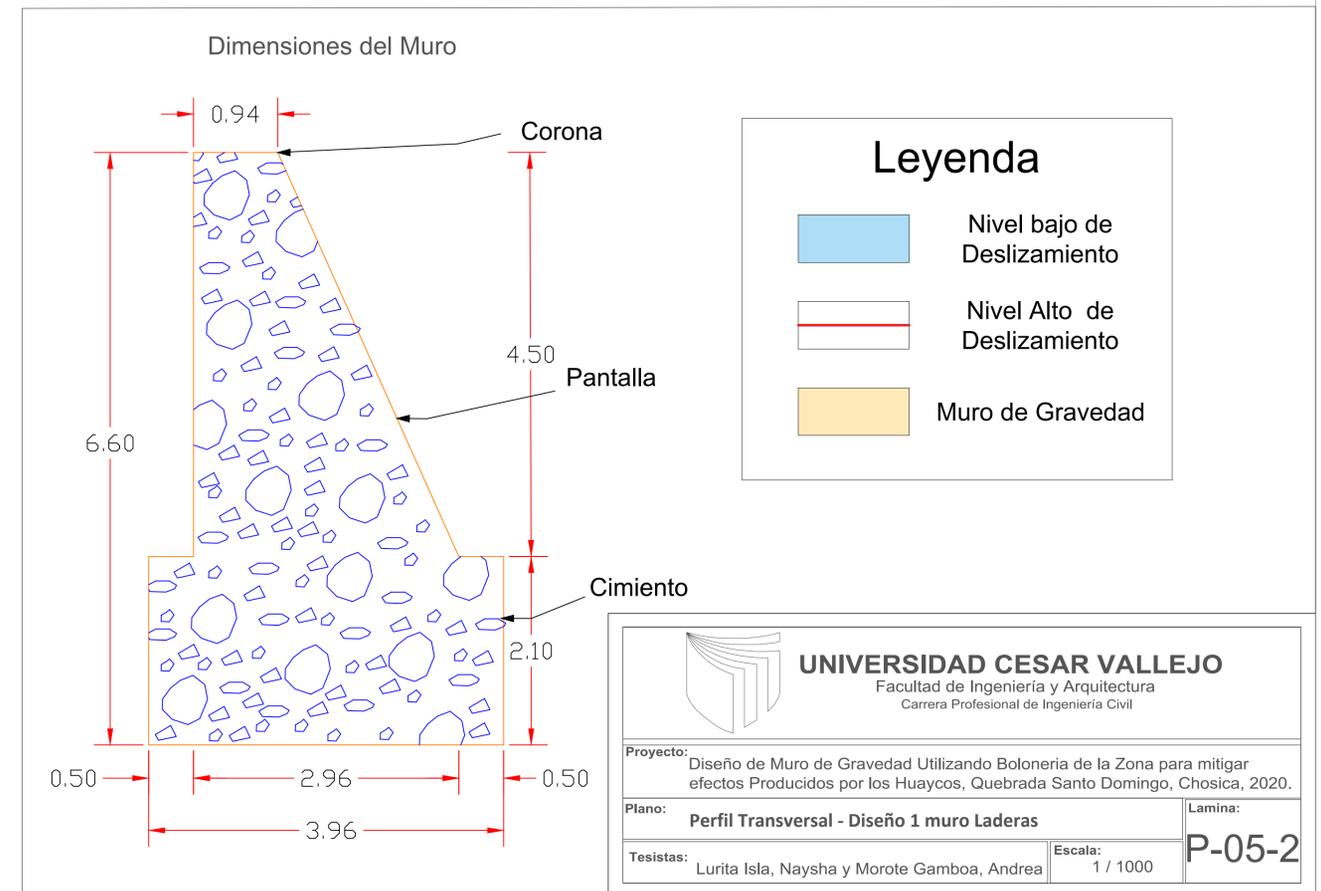
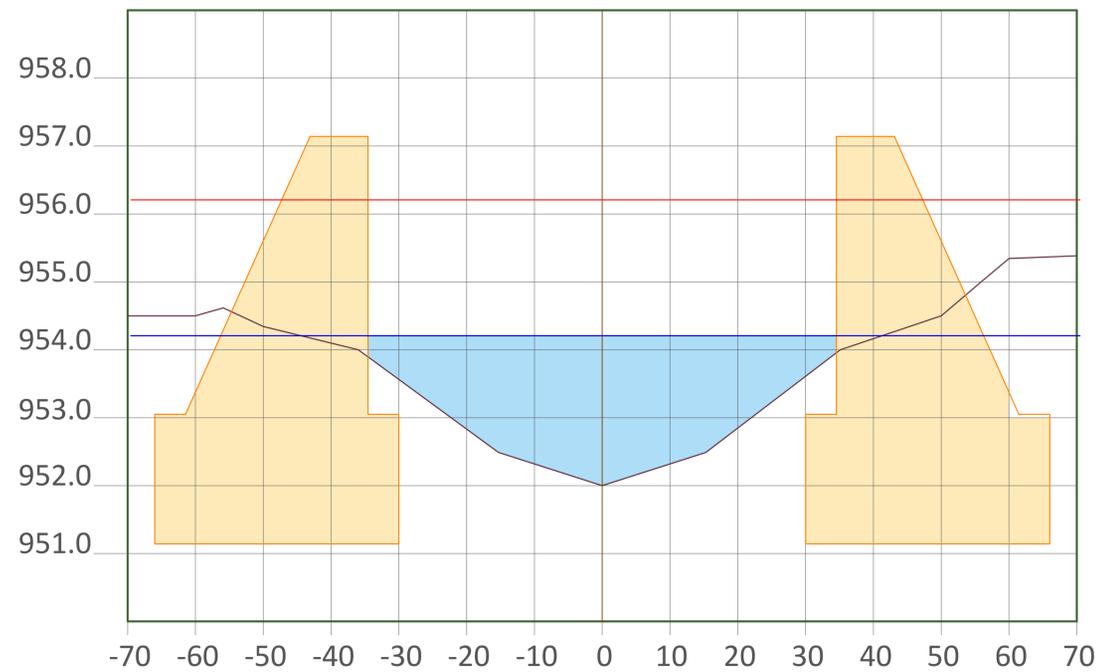
0+650



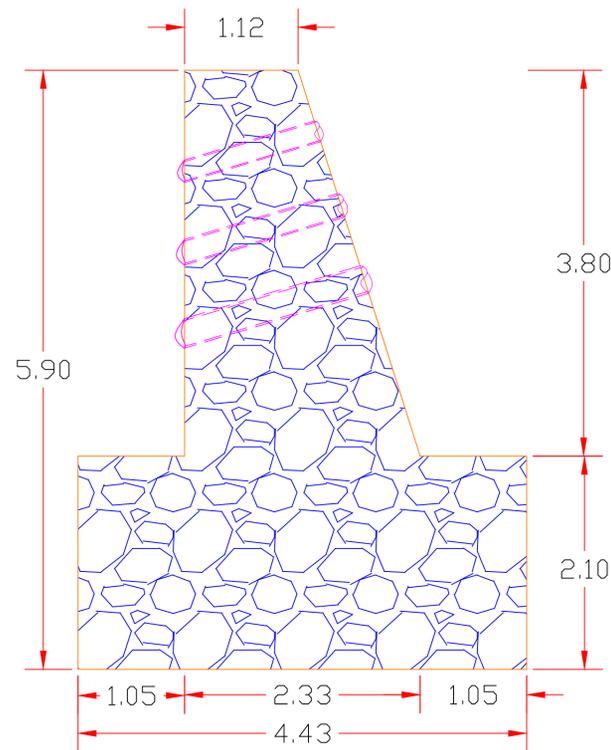
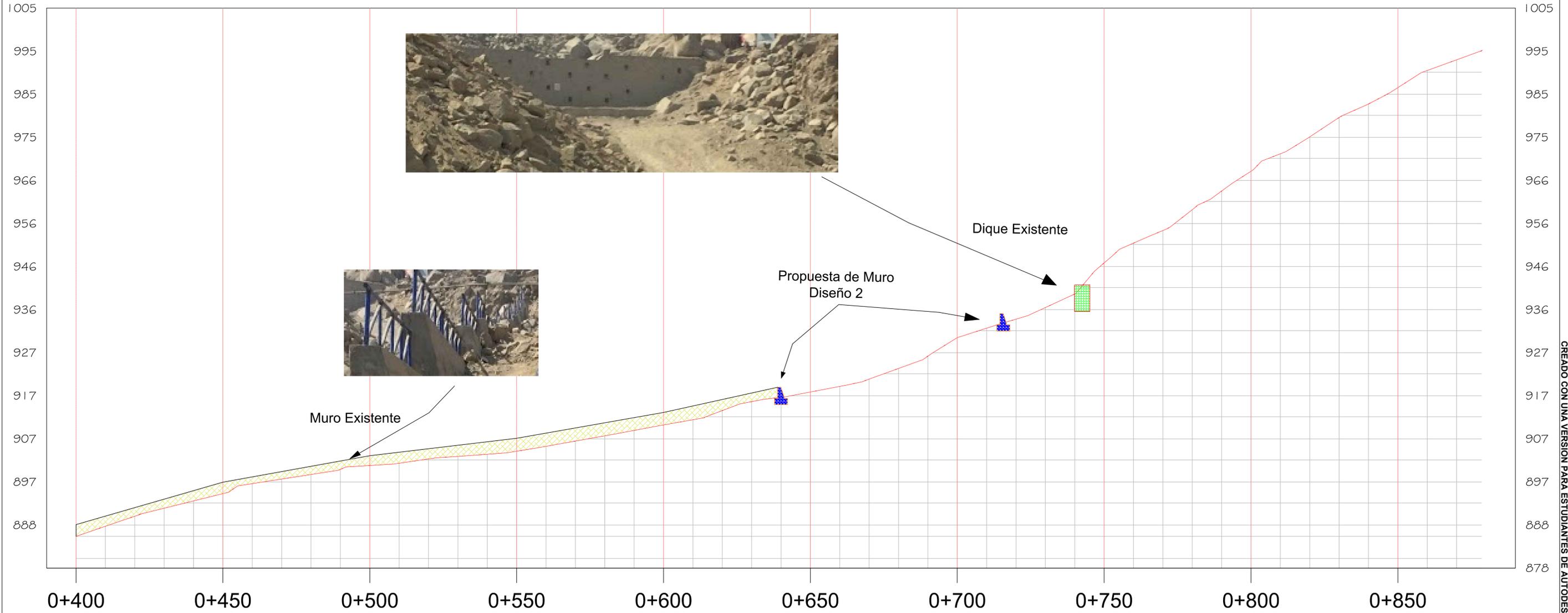
0+700



0+750

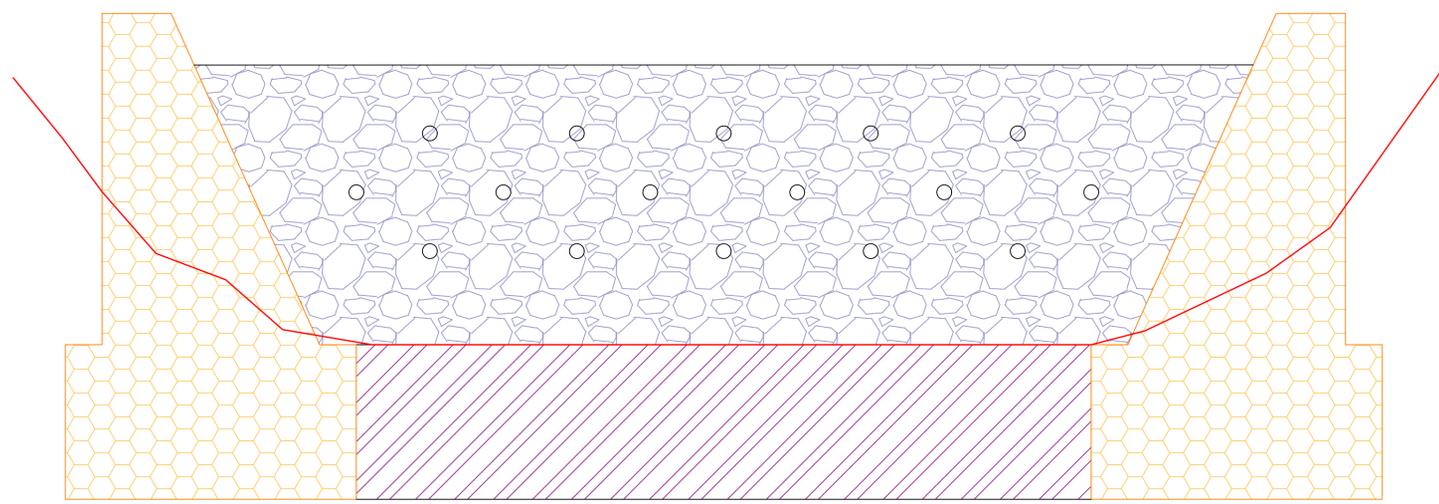
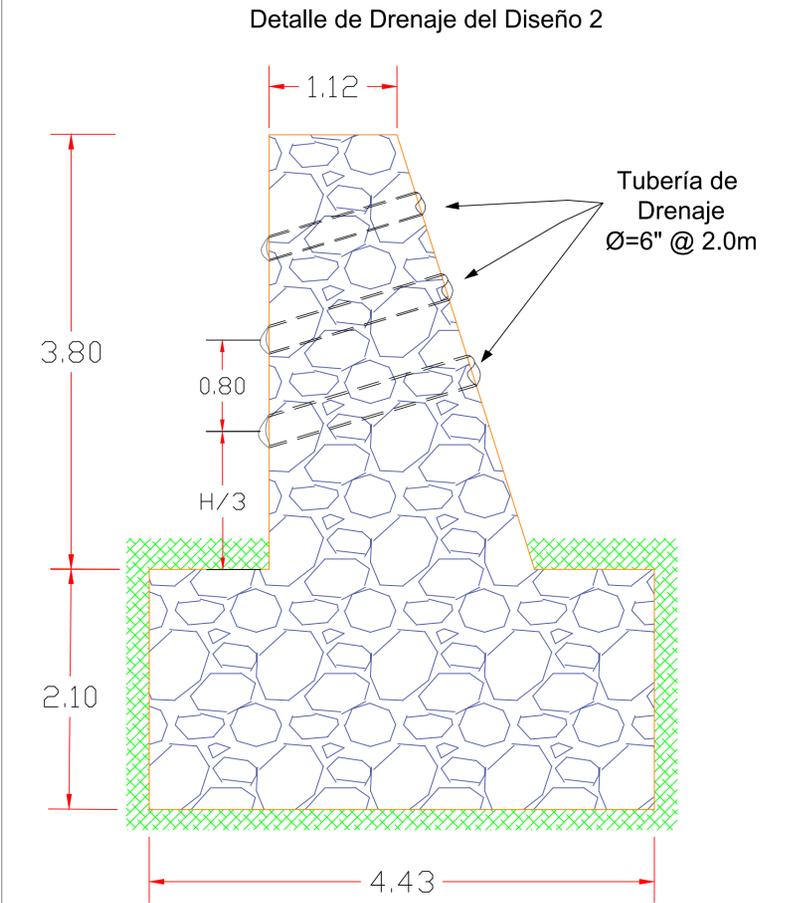
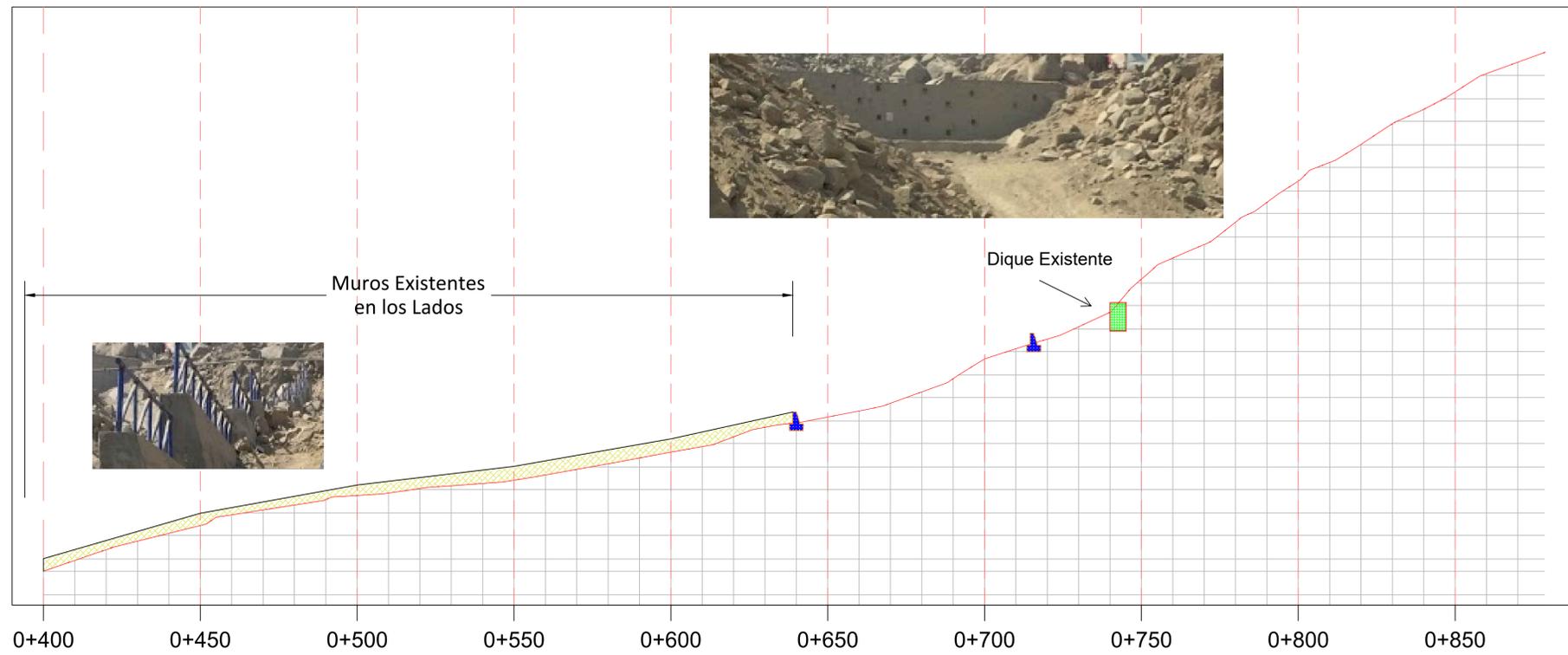


Corte de Estudio 1-1
(0+400 al 0+850)



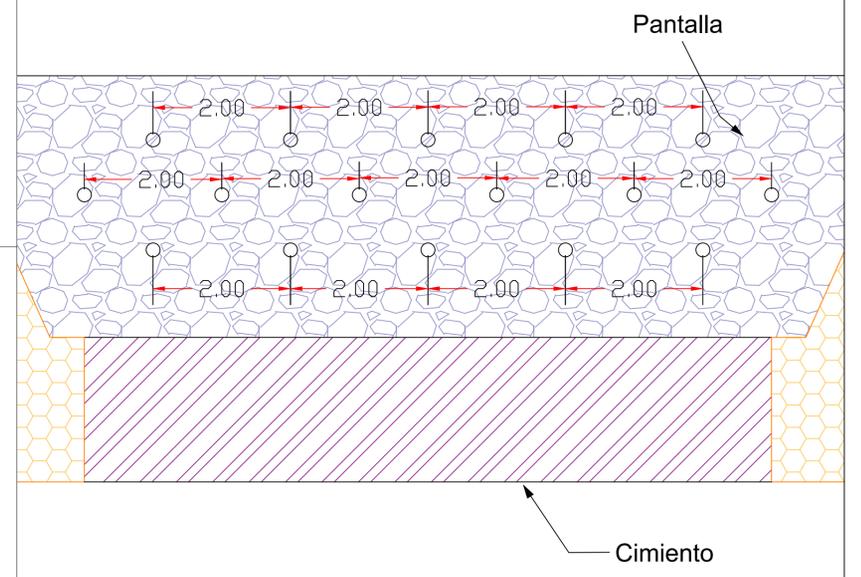
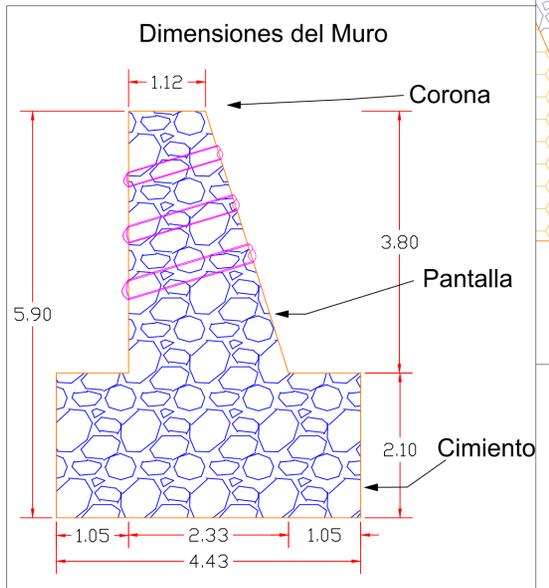
 UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO Facultad de Ingeniería y Arquitectura Carrera Profesional de Ingeniería Civil	
Proyecto: Diseño de Muro de Gravedad Utilizando Bolonera de la Zona para mitigar efectos Producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020.	
Plano: Corte de Estudio 1 - 1 (0+400 al 0+850) - Diseño 2	Lamina:
Tesistas: Lurita Isla, Naysha y Morote Gamboa, Andrea	Escala: 1 / 1000
P-06	

DISEÑO 2 DE MURO DE GRAVEDAD



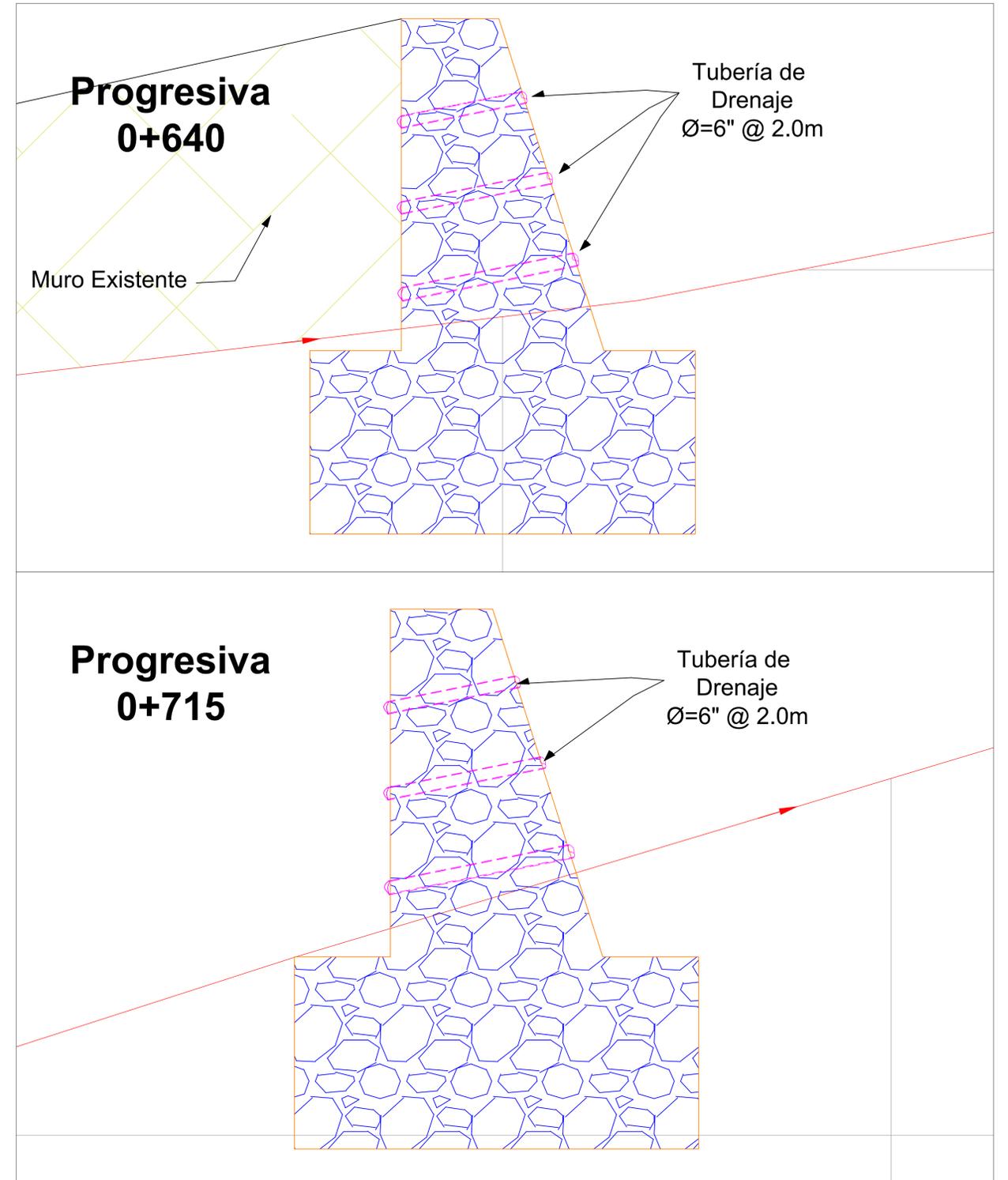
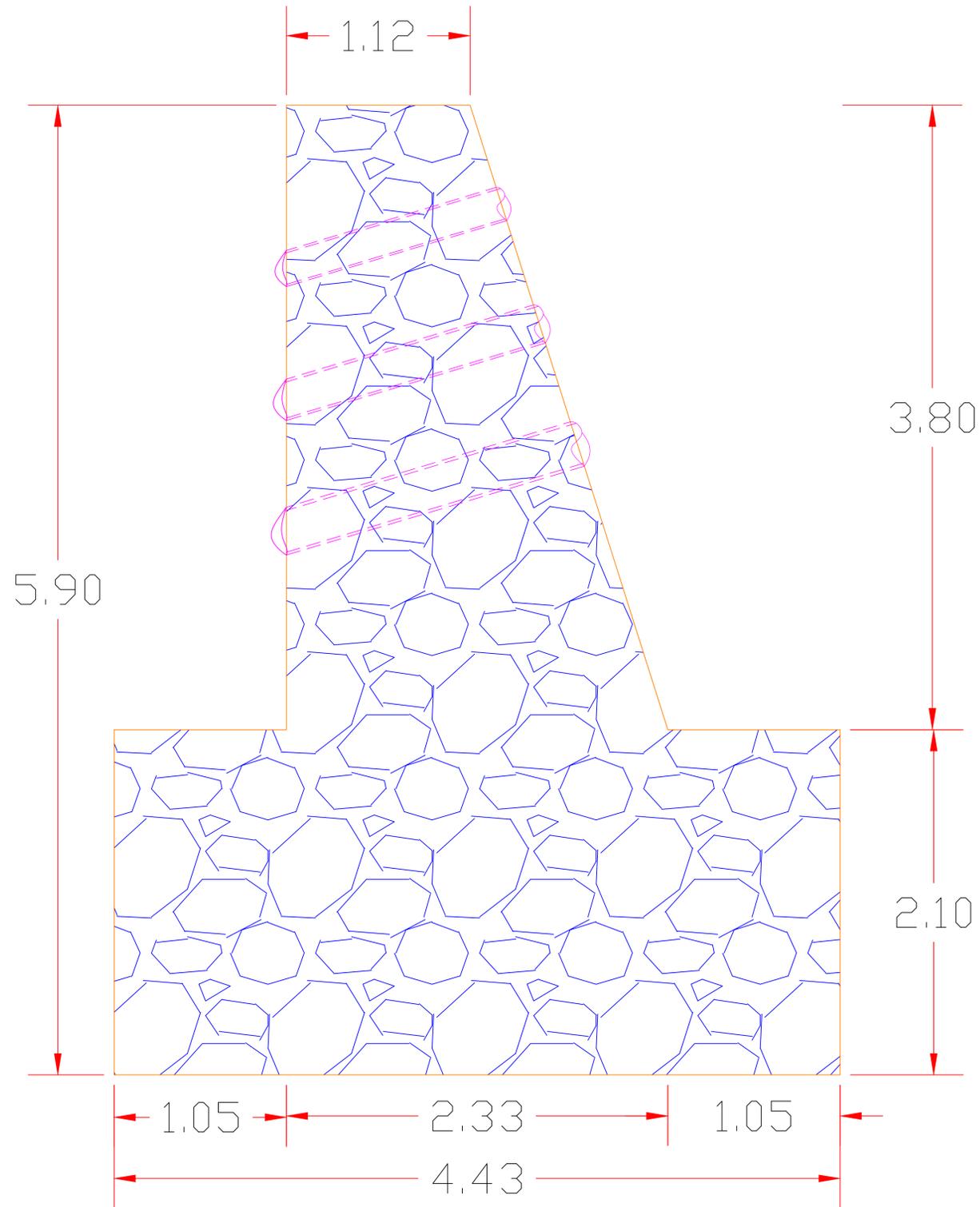
Leyenda

	Muro Diseño 1
	Muro Diseño 2 Pantalla
	Muro Diseño 2 Cimiento
	Nivel de Terreno



<p>UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO Facultad de Ingeniería y Arquitectura Carrera Profesional de Ingeniería Civil</p>		
<p>Proyecto: Diseño de Muro de Gravedad Utilizando Bolonería de la Zona para mitigar efectos Producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020.</p>		
<p>Plano: MURO DISEÑO 2 - TRANSVERSAL</p>	<p>Escala: 1 / 1000</p>	<p>Lamina: P-06-1</p>
<p>Tesistas: Lurita Isla, Naysha y Morote Gamboa, Andrea</p>		

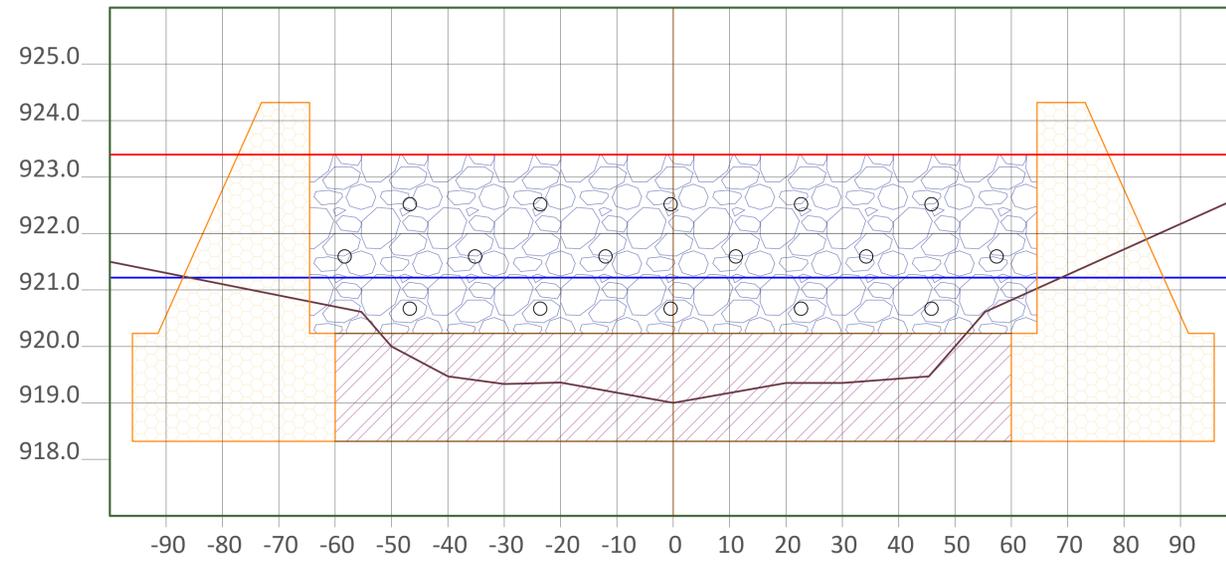
Dimensiones de Muro de Gravedad 1



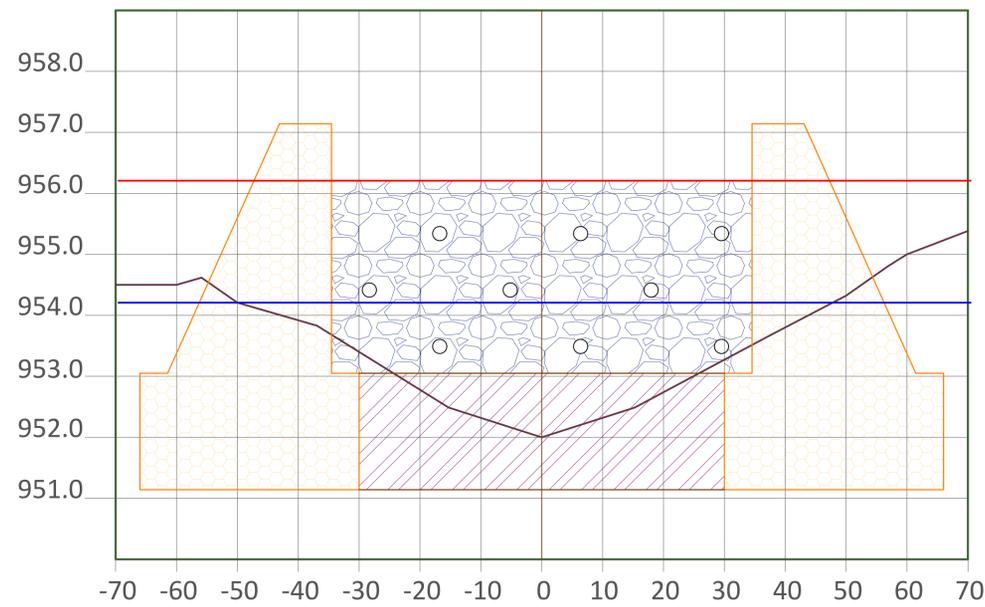
 UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO Facultad de Ingeniería y Arquitectura Carrera Profesional de Ingeniería Civil	
Proyecto: Diseño de Muro de Gravedad Utilizando Bolonería de la Zona para mitigar efectos Producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020.	
Plano: DISEÑO 1 - MURO DE GRAVEDAD PERFIL LONGITUDINAL	Lamina:
Tesistas: Lurita Isla, Naysha y Morote Gamboa, Andrea	Escala: 1 / 1000
P-06-2	

PERFIL TRANSVERSAL - DISEÑO 1 Y DISEÑO 2

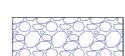
0+640



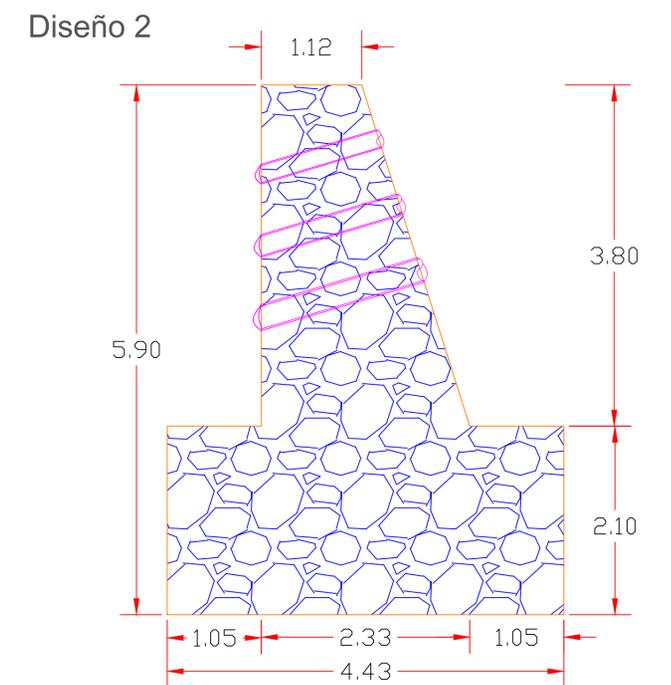
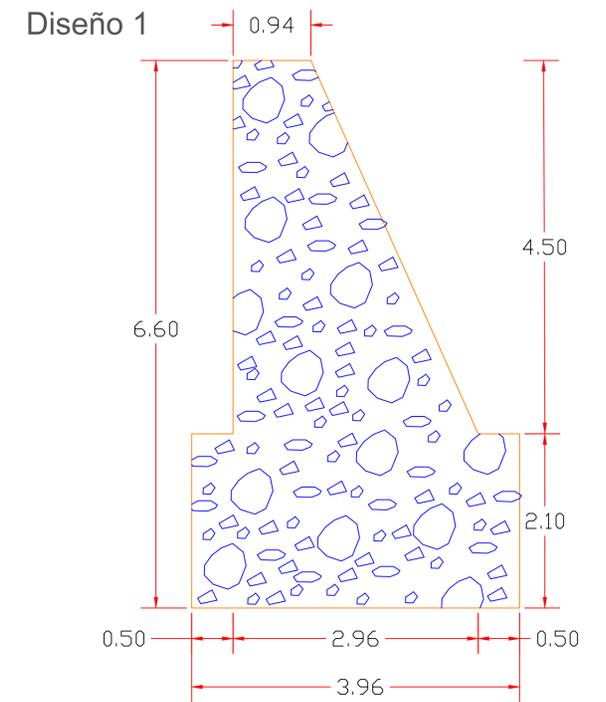
0+715



Leyenda

-  Nivel bajo de Deslizamiento
-  Nivel Alto de Deslizamiento
-  Nivel del Terreno
-  Muro Diseño 1
-  Muro Diseño 2

Dimensiones



UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
Facultad de Ingeniería y Arquitectura
Carrera Profesional de Ingeniería Civil

Proyecto: Diseño de Muro de Gravedad Utilizando Boloneria de la Zona para mitigar efectos Producidos por los Huaycos, Quebrada Santo Domingo, Chosica, 2020.

Plano: **PERFIL TRANSVERSAL - DISEÑO 1 Y DISEÑO 2**

Lamina:

Tesistas: Lurita Isla, Naysha y Morote Gamboa, Andrea

Escala: 1 / 1000

P-06-3



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Autorización de Publicación en Repositorio Institucional

Nosotros, LURITA ISLA NAYSHA DAYLI, MOROTE GAMBOA ANDREA MICHELLE identificados con DNIs N° 70139511, 72185827, (respectivamente) estudiantes de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA y de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - LIMA ESTE, autorizamos (X), no autorizamos () la divulgación y comunicación pública de nuestra Tesis: "DISEÑO DE MURO DE GRAVEDAD UTILIZANDO BOLONERÍA DE LA ZONA PARA MITIGAR EFECTOS PRODUCIDOS POR LOS HUAYCOS, QUEBRADA SANTO DOMINGO, CHOSICA, 2020".

En el Repositorio Institucional de la Universidad César Vallejo, según esta estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art. 23 y Art. 33.

Fundamentación en caso de NO autorización:

SAN JUAN DE LURIGANCHO, 21 de Diciembre del 2020

Apellidos y Nombres del Autor	Firma
MOROTE GAMBOA ANDREA MICHELLE DNI: 70139511 ORCID 0000-0003-2382-9308	Firmado digitalmente por: AMOROTEG el 21-12-2020 13:41:43
LURITA ISLA NAYSHA DAYLI DNI: 72185827 ORCID 0000-0002-6794-1476	Firmado digitalmente por: NLURITAI el 21-12-2020 19:13:37

Código documento Trilce: INV - 0055871