

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SEDES SAPIENTIAE**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**



Implementación de muro de contención para la ampliación de la  
carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL  
TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**AUTOR**

Victor Emerson Tinoco Rivas

**REVISOR**

Julio Christian Quesada Llanto

Tarma – Perú

2021

## RESUMEN

El objetivo de la presente investigación fue determinar el análisis técnico para la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019. Así pues, este estudio se realizó bajo el tipo de estudio aplicada, mediante el diseño cuasi experimental, descriptivo, explicativo, longitudinal y cuantitativo debido a que se realiza recolección de datos en base a funciones numéricas mediante cálculos estructurales y comportamientos por estabilidad del muro de contención para la ampliación de la carretera. De este modo, se realizó el análisis técnico del muro de contención para alturas de 3.00m, 4.80m y la adecuación del canal de riego con la finalidad de evaluar mediante el método Mononobe-Okabe la estabilidad al volteo obteniendo un factor de seguridad de 3.83 y 3.06 respectivamente, la estabilidad al deslizamiento con los valores 4.03 y 3.36 respectivamente, así como también la estabilidad por capacidad de carga obteniendo los valores de 0.88 kg/cm<sup>2</sup> y 1.14kg/cm<sup>2</sup>, logrando la confiabilidad para la implementación. Entonces se presenta como una estructura de contención óptima para la implementación, puesto que se contempla dentro de los cumplimientos estructurales para la estabilización de taludes en carreteras, pues así los muros a implementar son los adecuados.

*Palabras clave:* Muro, contención, carretera, diseño, análisis.

## ABSTRACT

The main objective of this research was to determine the technical analysis for the implementation of the retaining wall for the expansion of the highway Pomachaca – La Unión, Tarma 2019. Thus, this study was carried out under the type of applied study, through the design quasi-experimental, descriptive, explanatory, longitudinal and quantitative due to the fact that data collection is carried out based on numerical functions through partial control, obtaining proposals through structural calculations and establishing the behavior for stability of the expansion of the highway Pomachaca – La Unión maintaining a relationship between the concepts present in the context. In this way, the technical analysis of the retaining wall was carried out for heights of 3.00m and 4.80m by means of geotechnical parameters, dimensioning and the adequacy of the irrigation channel in order to evaluate the stability when turning by the Mononobe-Okabe method obtaining a safety factor of 3.83 and 3.06 respectively, the sliding stability with the values 4.03 and 3.36 respectively, as well as the stability by load capacity obtaining the values of 0.88 kg/cm<sup>2</sup> and 1.14 kg/cm<sup>2</sup>, achieving reliability for implementation. Therefore, after determining the stability values for the 3.00m and 4.80m retaining walls, it is indicated that they exceed the safety factor of 2.00 for turning and 1.50 for sliding, in the same way for the load capacity being less to 1.40 kg/cm<sup>2</sup>; then it is presented as an optimal containment structure for the implementation, since it is presented within the structural compliance for the stabilization of slopes on roads, taking into account the soil conditions, it is verified that the walls to be implemented are adequate.

*Keywords:* Wall, containment, road, design, analysis.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN .....</b>	<b>i</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>ii</b>
<b>ÍNDICE .....</b>	<b>iii</b>
Índice de Tablas .....	iv
Índice de Figuras.....	v
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1. Antecedentes y fundamentación científica .....	1
1.1. Realidad problemática.....	1
1.2. Antecedentes .....	3
1.3. Fundamentación científica .....	9
2. Justificación de la investigación .....	12
3. Problema .....	14
4. Conceptuación de las variables.....	15
5. Objetivos .....	16
<b>II. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>17</b>
2.1. Tipo de estudio.....	17
2.2. Diseño de investigación .....	17
2.3. Método de investigación .....	17
<b>III. METODOLOGÍA DE LA SOLUCIÓN DEL PROBLEMA .....</b>	<b>19</b>
<b>IV. ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADO .....</b>	<b>47</b>
<b>V. CONCLUSIONES.....</b>	<b>78</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES .....</b>	<b>80</b>
<b>VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>81</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>83</b>

## Índice de Tablas

Tabla 1	Tasa de crecimiento .....	20
Tabla 2	Actividades económicas .....	21
Tabla 3	Valores característicos de sólidos .....	29
Tabla 4	Composición granulométrica de los suelos .....	30
Tabla 5	Determinación de la composición granulométrica del material tamizado – Malla N° 4.....	30
Tabla 6	Clasificación de los suelos.....	31
Tabla 7	Procedimiento para calcular momentos $\Sigma M_R$ .....	42
Tabla 8	Características de estratos.....	48
Tabla 9	Parámetros geotécnicos C-01, C-02 y C-03 .....	49
Tabla 10	Predimensionamiento de muro en voladizo H=3.00 y canal de riego .....	50
Tabla 11	Cálculo de momentos resistentes H=3.00m.....	55
Tabla 12	Cálculos de momentos de volteo H=3.00m.....	56
Tabla 13	Condiciones de estabilidad al volteo y deslizamiento .....	58
Tabla 14	Condiciones por capacidad de carga.....	58
Tabla 15	Predimensionamiento de muro en voladizo H=4.80m y canal de riego .....	64
Tabla 16	Cálculo de momentos resistentes H=4.80m.....	69
Tabla 17	Cálculo de momentos de volteo H=4.80m .....	69
Tabla 18	Condiciones de estabilidad al volteo y deslizamiento .....	71
Tabla 19	Condiciones por capacidad de carga.....	71
Tabla 20	Influencia respecto a los factores de seguridad .....	76

## Índice de Figuras

<i>Figura 1.</i> Simbología de suelos granulares en la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.....	28
<i>Figura 2.</i> Simbología de suelos finos en la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones .	28
<i>Figura 3.</i> Estructura del suelo en Mecánica de suelos y cimentaciones. Crespo (2004) .....	31
<i>Figura 4.</i> Esquema de taludes y laderas en el libro de Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales (1998) .....	32
<i>Figura 5.</i> Fuerzas actuantes en una estructura de contención .....	34
<i>Figura 6.</i> Muro de contención de Gravedad en el libro de Mecánica de suelos. Berry (2005).....	35
<i>Figura 7.</i> Tipos de Muro de Gravedad en el libro Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993). .....	36
<i>Figura 8.</i> Predimensionamiento de Muro de Gravedad .....	37
<i>Figura 9.</i> Tipo de Muro en Voladizo por Torres Belandria (2008).....	39
<i>Figura 10.</i> Predimensionamiento de Muro en Voladizo en Principios de la Ingeniería de Cimentaciones. Das (2000) .....	39
<i>Figura 11.</i> Volcamiento por efecto de empuje de terreno en Das (2010) .....	41
<i>Figura 12.</i> Análisis por deslizamiento a lo largo de la zapata en Das (2011) .....	43
<i>Figura 13.</i> Presión de contacto Muro - Suelo de Fundación en Torres Belandria (2008).....	46
<i>Figura 14.</i> Vista del tramo 0+500 al 2+000 .....	47
<i>Figura 15.</i> Simbología para Predimensionamiento de muro en voladizo H=3.00m .	50
<i>Figura 16.</i> Dimensionamiento de muro en voladizo H=3.00m y canal de riego .....	51
<i>Figura 17.</i> Empuje activo H=3.00m .....	52
<i>Figura 18.</i> Esquema de Fuerzas resistentes y actuantes, Muro H=3.00m .....	55
<i>Figura 19</i> Aplicación de Empuje Activo.....	58
<i>Figura 20:</i> Aplicación de Empuje por Sobrecarga .....	59
<i>Figura 21:</i> Aplicación de Empuje Dinámico .....	59
<i>Figura 22:</i> Capacidad de Carga.....	60
<i>Figura 23:</i> Momentos de volteo .....	61
<i>Figura 24:</i> Esfuerzos máximos generados en el muro de contención. ....	61
<i>Figura 25:</i> Verificación de elementos estructurales en la pantalla.....	61
<i>Figura 26:</i> Verificación de elementos estructurales en la zapata .....	62
<i>Figura 27:</i> Verificación estructural en canal de riego .....	62
<i>Figura 28.</i> Simbología para Predimensionamiento de muro en voladizo H=4.80m .	63
<i>Figura 29.</i> Dimensionamiento de muro en voladizo H=4.80m y canal de riego .....	64
<i>Figura 30.</i> Empuje activo H=4.80m .....	66
<i>Figura 31.</i> Esquema de Fuerzas resistentes y actuantes H=4.80m.....	68
<i>Figura 32:</i> Aplicación de Empuje Activo en muro H=4.80m. ....	72
<i>Figura 33:</i> Aplicación de Empuje por Sobrecarga en muro H=4.80m. ....	72
<i>Figura 34:</i> Aplicación de Empuje Dinámico en muro H=4.80m. ....	73
<i>Figura 35:</i> Capacidad de Carga en muro H=4.80m. ....	73
<i>Figura 36:</i> Momentos de Volteo en muro H=4.80m. ....	74
<i>Figura 37:</i> Esfuerzos máximos generados en el muro H=4.80m. ....	74
<i>Figura 38:</i> Verificación de elementos estructurales en la pantalla H=4.80m. ....	75

<i>Figura 39:</i> Verificación de elementos estructurales en la zapata.....	75
<i>Figura 40:</i> Verificación estructural en canal de riego.....	76
<i>Figura 41:</i> Talud y canal de riego existente. ....	83
<i>Figura 42:</i> Calicatas para estudio. ....	83
<i>Figura 43:</i> Levantamiento topográfico.....	84
<i>Figura 44:</i> Vaciado de concreto para solado $f'c=100\text{kg/cm}^2$ .....	84
<i>Figura 45:</i> Vaciado de concreto para zapata $f'c=210\text{kg/cm}^2$ . ....	85
<i>Figura 46:</i> Encofrado para muro de contención en voladizo $H=3.00$ . ....	85
<i>Figura 47:</i> Elaboración de probetas de concreto. ....	86
<i>Figura 48:</i> Armadura de acero para canal de riego. ....	86
<i>Figura 49:</i> Desencofrado de muro de contención $H=4.80\text{m}$ . ....	87
<i>Figura 50:</i> Habilitación de acero para muro de contención y canal de riego. ....	87
<i>Figura 51:</i> Canal de riego.....	88
<i>Figura 52:</i> Muro de contención en voladizo $H=3.00\text{m}$ .....	88
<i>Figura 53:</i> Vista panorámica muro de contención en voladizo.....	89
<i>Figura 54:</i> Muro de contención en voladizo $H=4.80\text{m}$ .....	89
<i>Figura 55:</i> Muro de contención en voladizo y canal de riego $\text{km}0+750$ .....	90
<i>Figura 56:</i> Vista panorámica muro de contención y carpeta asfáltica en la carretera.....	90
<i>Figura 57:</i> Parámetros geotécnicos. ....	91
<i>Figura 58:</i> Presupuesto Contractual.....	92
<i>Figura 59:</i> Presupuesto Adicional de Obra N° 01.....	93
<i>Figura 60:</i> Calendario de obra.....	94
<i>Figura 61:</i> Plano de Ubicación.....	95
<i>Figura 62:</i> Plano de Estructura Muro - Canal de riego.....	96
<i>Figura 63:</i> Perfil estratigráfico.....	97

# **I. INTRODUCCIÓN**

## **1. Antecedentes y fundamentación científica**

### **1.1. Realidad problemática**

El informe busca analizar y dar como resultado la implementación de estructuras de contención eficientes para mejorar los procesos de ejecución para la construcción de obras civiles con insumos conocidos logrando la seguridad y ampliación de la vía.

Así mismo, son considerados internacionalmente como estructuras primordiales cuya función es la conservación de vías de comunicación, edificación y deslizamientos. Se emplean en diversos países como solución a distintos problemas de salud, puesto que presentan con el tiempo sucesivas erosiones, filtraciones, asentamientos y otros efectos naturales, ocasionando daños a estructuras que están cimentados cerca de ellos o en los mismos.

En el Perú comúnmente se presenta fenómenos naturales debido a la variedad de clima, las precipitaciones pluviales excesivas por lo general han ocasionado desastres la cual perjudica a diversos tipos de estructura de obras civiles y viales.

En la actualidad, el Gobierno Regional de Junín es el ente encargado de fomentar y dirigir el crecimiento integral en el departamento de Junín, generando competencia, abocado a la gestión de riesgos y cambio climático, derechos e igualdad de oportunidad en el ámbito de la actualización de la región.

La zona a la cual se va a realizar la implementación se encuentra ubicado en el departamento de Junín, donde cuenta en su naturaleza típicos comportamientos naturales como deslizamientos, derrumbes y otros que son pertenecientes a la región sierra del Perú.

Se reconoce que en el tramo de la carretera existen varios sectores inestables y angostas debido a las condiciones de área que presenta la zona puesto que se realiza actividades de ganadería y agricultura.



Entonces, la situación de la demarcación establecida en la carretera Pomachaca - La Unión se encuentra en estado vulnerable puesto que no se logra culminar con el asfaltado en su totalidad debido a la sección para la vía y, por lo tanto, se necesita una solución eficiente. Ante este problema, nace la obligación de realizar los diseños y componer estructuras de retención que nos permita la estabilidad en los taludes.

En el presente estudio se realizó la implementación en el sector de la progresiva inicial km 0+500 hasta la progresiva final km 2+000, tramo donde se logra presenciar fallas de estructura vial. Además, el deslizamiento que se presenta es producto de las aguas pluviales y su deficiente evacuación lo cual perjudica a la calzada de la estructura del pavimento.

Según Crespo (2004) afirma que las estructuras de sostenimiento cumplen el servicio de sostener presiones laterales ejercidas por el material retenido. Es imprescindible determinar las magnitudes de las presiones que se desempeña por encima de la cimentación y así poder lograr su análisis correcto.

Asimismo, Alva (2012) considera que las estructuras de retención son aquellas que logran facilitar la solidez al terreno natural u otro material cuando varía su talud natural. Esta estructura rígida se encarga de soportar rellenos, diferentes productos mineros y agua.

Además, según Peck, Hanson, y Thornburn (2012) mencionan que los muros de contención equiparan el empuje lateral por el suelo relleno, además logran la firmeza gracias a su mismo peso, así mismo como la del terreno ubicado en la parte superior de su base.

Por otra parte, Jorge (2019) indica que las estructuras de sostenimiento han sido implementando con mucha continuidad en los trazos de vías modernas, la cual han sido indispensables para obras lineales, así, resolviendo los problemas que se presentaban en los taludes inestables.

Incluso Nuñez (2020) acota que las estructuras de sostenimiento se plantean y se edifican para cumplir la función de poder soportar el empuje o la presión lateral del suelo, tomando en cuenta la geografía en la cual se va a elaborar.

## 1.2. Antecedentes

Lucero, Pachacama y Rodríguez (2013), elaboraron un manual de forma práctica y simplificada donde contempla el diseño y análisis para las estructuras de sostenimiento como guía para los involucrados en la rama profesional. En el campo de la construcción, existe diferentes mecanismos que se necesitan para poder calcular y diseñar un muro de contención, así mismo existen factores como los tipos de suelos, la finalidad del proyecto y la factibilidad de construcción para elaborar el diseño final más adecuado. Por las razones descritas, se efectuó una investigación de tipo aplicada para generar mayor conocimiento práctico en la ingeniería con respecto a muros de gravedad, muros cantilíver, muros anclados, muros de sótano, muros de bandeja, muros gaviones, muros de revestimiento, muros contrafuertes. Todos los muros mencionados se consideran como estructuras apropiadas para sostener y mantener la distancia de niveles en ambos lados siempre y cuando no se mantengan estables por sí mismas. Por lo tanto, debido a la topografía que se presenta, se ha establecido los muros de gravedad que alcanza un presupuesto de 13,469.75 donde el rubro de hormigón ciclópeo con 40% de piedra presenta un precio subtotal mayor con respecto a los demás rubros, los muros en cantilíver presenta un presupuesto de 19314.37 donde el acero de refuerzo  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  obtiene la mayor cantidad de metros, pero con un precio unitario de 1.83 la cual es una de las más infravaloradas y, los muros contrafuertes que genera 23164.64 observando que se presenta el mayor precio unitario en el rubro de hormigón simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  con un precio unitario de 126.93.

En conclusión, optar por un muro de contención dependerá básicamente de la función que va a cumplir, considerando el estado en que se encuentra el suelo y la accesibilidad de los materiales de construcción, así como también el tipo de carga que va a sostener, dando como mayor prioridad a la facilidad constructiva. Para esto, el análisis estructural comprobaba que todas las partes conformada el muro se encuentren sujetos a esfuerzos actuantes. Elaborando el análisis económico de los diferentes tipos de muro, se evidencia que la diferencia de costo en el orden del 20% y 72% es más elevado el muro contrafuerte con relación a los muros cantilíver y de gravedad, respectivamente.

Mendieta (2016), realizó una semejanza optimizada entre las estructuras de retención de mampostería y muros de concreto armado, evaluando desde un panorama estructural, económico y constructivo. Se enfoca en diseñar dichas estructuras de contención de concreto y mampostería para distintos niveles y suelo lo cual genera diversas opciones de ejecución para el proyecto. Por lo tanto, se desarrolló una investigación de enfoque cualitativo para poder validar los resultados y añadir valores numéricos de acuerdo a las observaciones recogidas. Realizada la iteración de datos, se logra describir los diferentes espesores y dimensiones, así como también la armadura de la estructura del muro de contención para posteriormente evaluar la capacidad de flexión y cortante necesario para soportar las cargas que se van a aplicar. Las fuerzas internas que realizan las cargas aplicadas se obtiene realizando la modelación estructural con el programa SAP2000. Obteniendo las dimensiones finales de los muros, se elabora el presupuesto minucioso para los diferentes muros y suelos con la finalidad de comparar los resultados logrados.

Se concluye que, los resultados obtenidos fueron los siguientes: los muros elaborados con concreto por lo general no necesitan de mano de obra especializada y se realiza en un menor tiempo para la construcción, se dificulta en el tema de la calidad del concreto por las alturas para aplicar los procedimientos que se realizan durante y después del vaciado. Los muros elaborados con mampostería nos generan un menor costo a diferencia de los muros de concreto, además genera menores desperdicios de materiales y se realiza continuamente puesto que son materiales más sencillos de manipular y se consiguen con mayor facilidad en el mercado local. Por otro lado, se requiere de mano de obra calificada y demanda un poco más de tiempo en su ejecución debido a la manipulación de los bloques y es necesario utilizar equipos adicionales durante el procedimiento. En conclusión, al realizar un análisis estructural este muro es viable para su ejecución, pero presentan problemas debido a la armadura con cuantía muy elevada para los bloques, asimismo para las fuerzas ejercidas en los muros podrían generar fallas locales debido a la altura que posee. Los muros armados generan un mayor costo conforme va incrementando la altura, esta diferencia alcanza a exceder hasta un 50% más elevados en costo que los muros de mampostería, pero con un mayor factor de seguridad y diseño estructural.

Ballón y Echenique (2017), determinaron la respuesta sísmica de las estructuras de sostenimiento, tal es el caso de tipo voladizo en las diversas zonas sísmicas en el Perú. Teniendo en consideración que hay presencia de taludes con el diseño correspondiente en estos lugares, debido a otros agentes que originan sobrecargas sísmicas, o cambios de condiciones hidrológicas o disminución de parámetros resistentes del suelo, se requiere utilizar muros de contención por la constante actividad sísmica que conlleva como consecuencia desastres naturales en laderas de ríos y cerros, tal que por este motivo se elabora un diseño antisísmico para evitar estos posibles desastres. Está dirigido a realizar el análisis de estabilidad de los muros utilizando el método práctico de Mononobe-Okabe y también el método General de Equilibrio Limite (GLE). Para el presente estudio, se aplicó la metodología de investigación científica en un proceso sistemático y organizado, iniciando con la recopilación de información teórica y datos de campo. Los resultados adquiridos respecto al análisis realizados indica que el método Mononobe-Okabe es el más conservador respecto al método General de Equilibrio Limite (GLE), refiriéndose al caso más decisivo mostrando un muro de 6.00m presentando una isoaceleración de 0.35 y así alcanzando la fuerza actuante en 35.78 Tn por el método de GLE y 51.69 Tn de acuerdo al método Mononobe-Okabe aparentando este último método un 40.50% más a diferencia del primer método. Para lograr un análisis sísmico con mayor exactitud se aconseja emplear el mapa de isoaceleraciones sobre los valores dados por la norma; para tal caso si se presenta proyectos de mayor magnitud, lo adecuado es elaborar un estudio sísmico de la zona.

En conclusión, según los resultados adquiridos en el procedimiento, la altura para los muros es el valor de la proporción para la fuerza que se genera. Presentando la aceleración sísmica y el talud de relleno quienes realmente son los que perjudican el valor final. La alteración de la fuerza actuante desarrollada entre métodos, sin tomar en cuenta la altura del muro, es menor a 10% cuando se refiere a taludes menores a 20° y aceleraciones menores a 0.35g. Considerando estas combinaciones se propone emplear el método de Límite General de Equilibrio; o en todo caso, el método de Mononobe-Okabe es el más apropiado.

Cuzco (2018), comparó el comportamiento estructural de las estructuras de sostenimiento como es el caso de los muros de gravedad, voladizo, y contrafuertes, las cuales son sometidos a cargas de empuje generadas por la tierra con el propósito de determinar la estabilidad de las mismas para garantizar su correcta operatividad ya que el Perú presenta eventos sísmicos; para ello, es necesario determinar los momentos y esfuerzos de cada tipo de estructura para posteriormente ser comparado entre ellas. Nuestro país es una zona sísmica más activa y así mismo, se encuentra damnificado por el fenómeno del niño generando en los últimos años consecuencias desastrosas en las estructuras de sostenimiento en la región de Cajamarca.

Se realizó un estudio de tipo cuantitativo ya que, los resultados obtenidos fueron datos numéricos, el método es deductivo debido a que fue desarrollado en base a las ciencias naturales que en este caso fue la física y el diseño experimental, debido a que se manipularán las variables; se tiene un alcance significativo porque será útil pues ayudará a mejorar la calidad en las construcciones de dichas estructuras. Para el desarrollo del estudio se procedió a realizar el Predimensionamiento de los tres tipos de muros mencionados verificando su estabilidad por volteo y deslizamiento, ya que, muchas veces se ha tomado dimensiones no adecuadas que por lo tanto generan fallas en los mismos, por otro lado, se verificó la debida distribución de los esfuerzos en la base. Se utilizó el programa de Microsoft Excel y SAP2000.

Se comparó los resultados según el análisis de los tres tipos de muro llegando a la conclusión de que las estructuras de sostenimiento que son de tipo contrafuertes superan en cuanto al comportamiento estructural, ya que muestran menores desplazamientos, esfuerzos internos y momentos de volteo. En cuanto al desplazamiento máximo, se obtuvo que el muro contrafuerte es menor en un 10.805% frente al muro de gravedad y 77.253% con el muro voladizo; en los momentos de volteo es menor en 45.297% frente al muro de gravedad y 40.351% con el muro voladizo y por último en los esfuerzos es menor en un 24.82% frente al muro de gravedad y 24.352% con el muro voladizo. En base a estos datos obtenidos, se recomienda considerar los acelerogramas de sismos, los diferentes tipos de cargas para un correcto análisis de la estructura.

Valentin (2019), diagnosticó los análisis económico y técnico de las estructuras de sostenimiento para la estabilización de taludes menores que se encuentran en la carretera Canta – Huayllay. Se opta el diseño de estabilización, mediante una estructura de retención que se realizó a base de extracciones de muestras para realizar el análisis de los ensayos mecánicos y físicos alcanzando los parámetros de resistencia. El producto del análisis económico y técnico respectivamente facilitan a tener mayor conocimiento del comportamiento estructural para el tipo de muro que se va a implementar y así resolver el problema de estabilización de taludes en la parte inferior de la plataforma. Los acontecimientos de fenómenos de geodinámica externa es medurado y la presunción hacia la estructura vial es controlable, aunque la topografía presenta taludes casi verticales de material suelto que perjudican al tránsito vehicular en épocas de lluvia desde octubre a marzo es constante, debido a esto, se elaboró mediante la investigación aplicada practicando los conocimientos existentes para dar solución a un problema real, con un enfoque cuantitativo por la recopilación de datos para posteriormente experimentarlos, con un nivel analítico o explicativo para determinado fenómeno. Se lograron identificar desarrollos geodinámicos que causan la inestabilidad como el deslizamiento y asentamiento del soporte, empuje de talud y reptación de suelos, originados por la saturación del material y la erosión por temas de precipitaciones, obteniendo los siguientes parámetros: el ángulo de fricción interna presenta  $3.03^\circ$ , con una cohesión de  $0.18 \text{ kg/cm}^2$  y la densidad de  $1.86 \text{ g/cc}$  los cuales colaboraron en la estabilidad del talud. Además, se verificó los esfuerzos entre los muros de voladizo y gravedad, se alcanzó  $104.28 \text{ kN/m}$  y  $96.31 \text{ kN/m}$  para alturas de  $4.00\text{m}$ , para alturas de  $5.00\text{m}$  esfuerzos de  $160.95 \text{ kN/m}$  y  $142.79 \text{ kN/m}$  donde se nota que la relación altura y esfuerzo no es proporcional al incremento.

En consecuencia, las verificaciones elaboradas dan como resultado que los taludes son estables cuando se implementa muros de contención, logrando factores de seguridad en muros de voladizo de  $2.595$  y en gravedad de  $2.777$  para condiciones estáticas, y en condiciones pseudoestáticas con factores de  $1.752$  y  $1.883$  respectivamente, demostrando que sobrepasa al factor mínimo que es  $1.5$ . Respecto a la estimación económica se concluye que el muro de gravedad es más económico en un  $42\%$ .

Núñez (2020) analizó de que forma el soporte de talud predomina en el comportamiento tanto en el ámbito estructural y el tipo de diseño de la estructura de contención en voladizo, como estructura armada en la ciudad de Huancayo. Elaborar un análisis respecto al tipo de suelo que genera diversos comportamientos estructurales y variaciones en el diseño es necesario para saber más de las consecuencias. Para esto, se empleó el método cuantitativo debido a la realización de cálculos de momentos y diseño del muro, presenta un tipo de investigación aplicada porque se aplica la ciencia y teoría existente, con nivel explicativo ya que tiene como finalidad explicar la obtención del estudio del comportamiento estructural y diseño por medio de diversas metodologías teniendo en cuenta las diferentes ciudades de Huancayo. Por lo tanto, para el distrito de El Tambo; el efecto producido por el método de Coulomb vs método Rankine ambos más el método de Mononobe-Okabe, no presentan diferencia alguna respecto a la cortante actuante, para el momento actuante existe una diferencia del 6% para el método de Coulomb. Para el efecto producido por el método de Coulomb vs el método Rankine detalla que existe una diferencia del 10% en la fuerza actuante siendo el método de Rankine el más elevado, con respecto al momento actuante también se denota la variación del 10%. Para el efecto producido por el método de Coulomb vs el método Rankine detalla que la fuerza cortante actuante tiene un 12% de diferencia, con respecto al momento actuante también se nota la diferencia en un 12% donde el método de Rankine presenta un valor mayor con respecto al método de Coulomb. Así mismo para el distrito de Chilca, el efecto producido por el tipo de terreno y comportamiento estructural y diseño con el método de Coulomb vs el método Rankine se obtiene en promedio una diferencia de 12%, donde presenta una mayor fuerza actuante, para el momento actuante se alcanza a obtener una diferencia de 7.4% donde el método Rankine presenta un valor más elevado.

En conclusión, de acuerdo a los tipos de carga que se consideraron sobre la pantalla del muro de contención se concluye que el método Rankine más el método Mononobe-Okabe, es el más adecuado para los diversos distritos de la ciudad de Huancayo, pues las dimensiones que se presenta para la estructura son menores con diferencia al método de Coulomb por lo cual origina menores esfuerzos y menores momentos que serán necesarios para el comportamiento estructural adecuado.

### **1.3. Fundamentación científica**

En relación a la fundamentación teórica, se ha realizado la búsqueda de conceptos por parte de diferentes autores que permite fundamentar la variable Muro de contención y carretera.

Calavera (1989) afirma que los muros contrafuertes establecen una salida progresiva al de los muros anteriores, en la que, a medida se amplía la altura se incrementa los espesores de hormigón, se compensa el disminuir otras piezas. Esto dará como resultado un encofrado más complejo y a un vertido de hormigón más difícil y por lo tanto más caro cuando se trata de espesores menores. Sin embargo, a partir de los 10 o 12 m. de altura es un método que debe resolverse por determinar su interés.

Das (2000) menciona que los muros con mampostería o de concreto simple, penden de su misma fuerza y el tipo de terreno que repose sobre el cimiento para su solidez. Estas estructuras son caras para muros grandes. En muchos casos, se usa pequeñas cantidades de acero la construcción de estructuras de gravedad, reduciendo la dimensión de las secciones del muro, comúnmente conocida como muros de semigravedad. Además, afirma que; la presión vertical transmitida al suelo desde la base de cimentación, debe compararse con la capacidad de carga última del suelo.

Crespo (2004) señala que es fundamental señalar cuales son las magnitudes de las fuerzas que se presentan sobre la base de la cimentación para poder llevar a cabo el análisis correspondiente, donde posteriormente se va a obtener la estabilidad en relación al volteo, deslizamiento, presiones que se actúan sobre el terreno y la función de solidez como estructura.

Barros (2005) menciona que el deslizamiento es causado por el empuje activo que se genera de las tierras, si el talón y la puntera no están correctamente calculados y diseñados, así como toda la base se enfrenta a la fricción con el suelo, el muro se moverá en la dirección que le genera el empuje activo. Cuando la puntera ejerce una fuerte acción sobre el suelo, se producirá una rotura provocada por el volteo, si resulta que la acción excede la resistencia mecánica del suelo, la puntera se asentará en el suelo y provocará fácilmente el colapso del muro.



Torres (2008) manifiesta que las estructuras de contención en voladizo o en ménsula soportan la presión de tierra debido al comportamiento en voladizo por la pantalla vertical empotrada en la cimentación, siendo ambos fortificados para tolerar los momentos y fuerzas cortantes actuantes expuestos. Estos muros usualmente son ahorrativos para altitudes inferiores a 10 m, para altitudes superiores, los muros con contrafuertes habitualmente son más recomendables para el ahorro. La forma conocida es la silueta T, puesto que la estabilidad es la adecuada por el ancho de la zapata, de tal modo que la presión del material colocado en la parte superior de ella, ayuda a impedir el volteo. Además, determina que los muros de gravedad son los muros de masas extensas, de tal manera logran resistir las fuerzas laterales que presenta la tierra natural o rellenos por medio de su peso individual más el peso que ejerce el suelo que se sostiene en ellos, por lo general son macizos y no precisa de refuerzos. La aplicación es económica para alturas menores a 5.00m de altura.

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2013) define al muro de sostenimiento como estructuras con la función de darle la consistencia adecuada de la plataforma, como también a protegerla de la actuación erosiva que produce las aguas superficiales. Se presentan como construcciones con piedra (muros secos) o concreto, trabajan para sostener los rellenos o para preservar la calzada ante derrumbes, siempre y cuando se edifican al pie de los taludes de corte y en zonas inseguras. Las estructuras de sostenimiento se emplean para confinar materiales sueltos o bloques de tierra cuando el entorno no permite que estas masas se apoderen de sus pendientes de origen natural.

Ordoñez (2015) expresa que los muros de voladizo son estructuras reforzadas, donde el perfil frecuente es en forma de T o L, donde la estabilidad se debe a gran parte del peso del relleno correspondiente a espacios vacíos; la cual es más factible para la práctica calculista para su diseño donde la aplicación para ésta estructura genera menores costos económicos cuando exista alturas menores de 6.00m aproximadamente.

Así mismo, Ortega (2015) afirma que son estructuras utilizadas para dar consistencia y firmeza al suelo u otros materiales, en el cual el estado ya la situación

del proyecto no les accede a seguir con su pendiente natural; por lo general se utilizan para resistir magnitudes de suelo, almacenamientos de mineral y agua.

Suarez (2015) acota que la estructura de contención tiene como finalidad sostener fuerzas que se producen por el suelo las cuales transfieren a la cimentación o si se presenta fuera de la estructura evaluada de actividad.

Valentin (2019) menciona que las estructuras de sostenimiento son estructuras que se edifican con el propósito de sostener y mantener el empuje de las masas del terreno, para realizar el diseño se toma en cuenta los esfuerzos horizontales, para evitar los efectos de volteo y deslizamiento. Pues la magnitud de la presión de empuje corresponde al peso propio de la masa del mismo suelo y las dimensiones las cuales están relacionadas al contenido de humedad y su naturaleza. Es necesario contrarrestar los empujes horizontales obteniendo diversas fuerzas que van actuar sobre el muro.

Rico, Mendoza y Mayoral (1998) afirman que, para obtener una mejor calidad en la construcción de carreteras, siempre es necesario elaborar un anteproyecto. Éste no es más que el diseño de vialidades o carreteras que incluyen todos aquellos elementos relevantes tales como: alineamiento horizontal, vertical y los diversos componentes de la sección transversal, para estos elementos existe una gran cantidad de normativas basados en investigaciones de campo, apoya a muchos aspectos de un proyecto geométrico de carreteras.

Por otro lado, Castelan (2008) define como carretera a la adecuación de una faja sobre la superficie del terreno que cumpla los requisitos mínimos como el ancho, alineamiento y pendiente la cuales puedan permitir que la rodadura sea la adecuada para los vehículos los cuales ha sido acondicionada.

El Manual de Carreteras Diseño Geométrico (2018) denomina como carreteras de segunda clase a aquellas que cuentan con un IMA (índice medio anual) entre 2.000 y 400 veh/día, con una vía de dos carriles de 3,30 m de ancho como mínimo. Así mismo, puede tener cruces o pases vehiculares a nivel. La superficie de rodadura de estas carreteras debe ser pavimentada, debido a la clase que está considerada para el posterior diseño.

## **2. Justificación de la investigación**

La implementación de muros de contención en la carretera para su respectiva ampliación es de vital importancia, debido a que se logrará satisfacer las necesidades sociales y económicas esenciales para generar el desarrollo de la zona de investigación.

Así pues, es importante mencionar que ya se realizaron investigaciones donde se ha diseñado e implementado sistemas de contención para la satisfacción de los usuarios donde se puede examinar como una investigación tradicional.

Mediante esta investigación de implementación de estructuras de sostenimiento para la protección de taludes en la carretera de Pomachaca – La Unión es viable debido a que la resistencia de momentos es más competente, de igual manera para cuando se presenta cortantes debido al empuje del terreno natural y los factores climáticos que se presentan en la zona.

El propósito de la investigación es implementar muros de contención y dar solución a la viabilidad de proyecto para su ejecución continua, así mismo para mejorar la transitabilidad de la vía actual que cuenta con una superficie de rodadura de afirmado en malas condiciones como el deterioro de la plataforma superficial debido a presencia de ondulaciones, baches, ahuellamientos, encalaminados y la ausencia de cunetas en todo el tramo de la calzada.

La paralización del proyecto de la construcción de la carretera se debe a que a lo largo de un kilómetro de tramo, específicamente desde la progresiva 0+500 al 2+000 en la carretera de Pomachaca – La Unión, no se obtiene la calzada correspondiente puesto que al margen derecho se cuenta con un talud de altura considerable donde se puede ocasionar derrumbes y/o deslizamientos de mismo talud, mientras que al margen izquierdo presenta edificaciones y viviendas por la cual no se puede intervenir para el proceso constructivo.

Por este motivo es que se realizó la implementación de muros de contención para obtener la calzada correspondiente realizando relleno con material para lo cual la estructura debe presentar el sostenimiento correspondiente logrando la función adecuada del mismo.

Además, es importante el mejoramiento de la vía debido a la ubicación en el sector de Condorcocha de la fábrica de Cemento Andino, importante empresa nacional y también de la presencia de restos arqueológicos pre-incas e incas, paisajes culturales, riqueza folclórica e histórica que lo convierte en unos de los lugares turísticos importantes de la región. Así mismo permite contar con un corredor económico, que interconecta dos vías conformantes de las rutas nacionales las cuales son hacia la selva como La Merced y Satipo, y otras hacia Pasco y Oxapampa.

Las familias ubicadas en el distrito de La Unión mantienen la base económica de auto subsistencia gracias a la actividad agrícola, es decir el cultivo de papa, maíz, trigo, cebada, olluco, zanahoria, habas, cebolla, culantro, hortalizas, pastos, alfalfa, entre otros.

También realizan actividades agropecuarias con pequeñas ganaderías donde se fomenta la crianza de vacunos y un poco de ganado ovino, así como también de animales domésticos como cuyes y otros.

Así mismo se complementa con actividades de empleo temporal en diversos oficios, obreros en la fábrica Cemento Andino, y otras actividades como la construcción, comercio, transporte, donde se presenta la inestabilidad laboral.

El desarrollo de la investigación nos permite el crecimiento del sector agrícola y agropecuario la cual conlleva a disminuir los costos de operación en transporte y por consiguiente la disminución de los fletes. Además, logra incrementar la dotación de infraestructura vial para su posterior equipamiento urbano.

Por lo tanto, la implementación de los muros de contención debe lograr que la percepción supere la probabilidad de expectativa con la finalidad de lograr la satisfacción socio – económica para los interesados, es decir los pobladores. Además, se logra, sobre todo, alcanzar el tránsito fluido del parque automotor con una calzada presentando la calidad correspondiente en el proyecto, así mismo, las dimensiones mínimas que se requieren de acuerdo al MTC, y, por último, mejorar en los drenajes pluviales para evitar el oponente de la estructura de contención, el agua, que puede llegar a perjudicar notablemente la estructura y calzada.

### **3. Problema**

#### **Problema General**

¿Cómo determinar el análisis técnico para la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019?

#### **Problemas Específicos**

¿Qué efecto tiene los parámetros geotécnicos del suelo en la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019?

¿Cómo determinar las dimensiones para el diseño del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019?

¿De qué manera influye el canal de riego en la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019?

#### 4. Conceptuación de las variables

Variable	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Escala de medición
V. 1. Muro de contención	Son estructuras que se edifican para poder soportar el empuje o la presión lateral del suelo. (Nuñez, 2020)	Es la estabilización para fuerzas que se presentan en relación al volteo, deslizamiento y presiones que actúan sobre el terreno, de manera sólida como estructura.	Parámetros geotécnicos del suelo  Dimensiones  Canal de riego	Ordinal
V. 2. Ampliación de la carretera	Es el diseño de viabilidades o carreteras que incluyen todos aquellos elementos relacionados tales como: alineamiento horizontal, vertical y diversos componentes transversales. (Rico, Mendoza & Mayoral, 1998)	La finalidad de lograr la satisfacción socio-económico, en el sector de transporte, comercio agrícola, agropecuario, entre otros.	Parque automotor  Condiciones de vía  Fluidez al tránsito	Ordinal

## **5. Objetivos**

### **Objetivo General**

Determinar el análisis técnico para la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019.

### **Objetivos Específicos**

Analizar el efecto que tiene los parámetros geotécnicos del suelo en la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019.

Determinar las dimensiones para el diseño de muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019.

Analizar la influencia del canal de riego en la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019.

## **II. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

### **2.1. Tipo de estudio**

Hernández & Mendoza (2018) define que el presente tratado de investigación es de tipo aplicada, ya que está proyectado a generar un nuevo conocimiento con la finalidad de obtener soluciones de problemas prácticos presentes en la sociedad. Con el objetivo del compromiso de la observación en el área donde se va a realizar la implementación de muros de contención a través de la tecnología y práctica para adaptar el diseño que se desea ejecutar para la ampliación de la carretera. La finalidad de la ciencia es reconocer la relación o ilación que existe respecto a los conceptos presentes en el contexto particular.

### **2.2. Diseño de investigación**

Según Palella & Martins (2012) es cuasi experimental el diseño de investigación, ya que es un diseño de control parcial, reconociendo los factores que influyen en la validez interna y externa. Menciona que no permite dar el control total de las situaciones por más que se intente tomar el control más amplio, incluso siquiera se ocupe como sujetos a grupos ya existentes. Para la implementación del muro de contención se observará las condiciones del área donde se va a ejecutar, se logrará propuestas mediante cálculos estructurales y estableciendo los comportamientos ante las dificultades que se presentan en el ensanche de la carretera. Se nos presenta un contexto natural con poca manipulación, presentando un grado de control limitado.

### **2.3. Método de investigación**

El nivel de la presente investigación está definido de forma descriptivo ya que, no se formulan hipótesis, según Palella & Martins (2012) menciona que el mencionado nivel tiene la finalidad de aclarar y explicar las realidades del hecho. Comprende e interpretación de lo existente. Además, hace énfasis respecto a conclusiones predominantes, así también como una persona, grupo o cosa se dirige o marcha en el presente.



Arias (1997) determina el nivel de investigación descriptivo se basa en el fenómeno o hecho con el fin de implantar su estructura y comportamiento, es decir, en la caracterización de un grupo. Puesto que, el diseño e implementación del muro de contención se mostrará ante una interpretación de la realidad que representa la carretera actualmente, con la finalidad de buscar la ampliación de la misma. Los estudios descriptivos generan el simple interés en comprender como es que se desarrolla una institución, pues esto no amerita formulaciones hipotéticas.

Palella & Martins (2012) consideran que el nivel de la presente investigación es también explicativo, debido a que se centra en disponer los orígenes o causas de un determinado grupo de fenómenos complejos y delicados, donde la presencia de errores es muy elevada. Tiene como objetivo hallar las relaciones causa – efecto de algunos hechos con la finalidad de conocerlos con mayor exactitud y profundidad.

Así mismo Palella & Martins (2012) también indica que el tipo de la presente investigación de acuerdo a la implementación del muro de contención es de alcance explicativo pues indaga para obtener una explicación o alternativas para sustentar la investigación de proyecto, encontrando las causas del problema para posteriormente trabajar para lograr los resultados.

El nivel longitudinal que se presenta la investigación, de acuerdo a Palella y Martins (2012), se encarga de analizar cambios en el tiempo, conforme a las determinadas variables como también manteniendo las relaciones entre ellas. Se tomará datos en ciertos tiempos con la finalidad de interferir para obtener las consecuencias.

Hernández, Fernández y Baptista (2014) examina que el enfoque que se presenta en la investigación se determina de tipo cuantitativo, puesto que se realiza la recolección de datos en base a funciones numéricas, con el cual podemos obtener cálculos estructurales para establecer comportamientos estimando si ocurre constantemente los problemas, así como también estimando la magnitud obteniendo en su mayoría, indagación sobre la realidad objetiva.

### III. METODOLOGÍA DE LA SOLUCIÓN DEL PROBLEMA

#### 3.1 Análisis situacional

##### 3.1.1. Localización

El proyecto vial se encuentra en el Departamento de Junín, Provincia de Tarma, cruza las jurisdicciones distritales de Tarma en un corto sector y del distrito de La Unión Leticia en su mayor extensión. El tramo inicia en Pomachaca que se encuentra a una altitud promedio de 3030 m.s.n.m. y finaliza en Caripa a una altitud promedio de 4025 m.s.n.m.

Región	:	Junín
Provincia	:	Tarma
Distrito	:	La Unión Leticia

##### 3.1.2. Población

La población del Distrito de La Unión Leticia según el censo del 2007 que se realiza a nivel nacional tanto de la población y vivienda, se tiene como resultado el número de 3839 habitantes, así mismo, se tiene la información que dicho número registrado es una población menor al año 2005, lo cual se estima que es debido a la falta de trabajo, emigraron constantemente. Del total de habitantes, 1922 corresponde a varones, mientras que 1929 de la población son mujeres.

De acuerdo al censo nacional de población y vivienda que nos otorga el Instituto Nacional de Estadística e Informática del año 1996 – 2005, la tasa de crecimiento se toma de la siguiente manera:

Donde:

Pf	=	Población futura
Po	=	Población actual
r	=	Tasa de crecimiento (%)
t	=	Periodo de diseño

Tabla 1

*Tasa de crecimiento*

N° Año	Año	Habitantes	Tasa de Crecimiento (%)
0	2008	4220	0.400
1	2009	4237	0.400
2	2010	4254	0.400
3	2011	4271	0.400
4	2012	4288	0.400
5	2013	4205	0.400
6	2014	4322	0.400
7	2015	4339	0.400
8	2016	4356	0.400
9	2017	4373	0.400
10	2018	4390	0.400
11	2019	4408	0.400
12	2020	4426	0.400
13	2021	4444	0.400
14	2022	4462	0.400
15	2023	4480	0.400
16	2024	4498	0.400
17	2025	4516	0.400
18	2026	4534	0.400
19	2027	4552	0.400
20	2027	4570	0.400

Fuente: Elaboración propia

La tasa de crecimiento según el Instituto Nacional de Estadística e Informática es de 0.4%.

### **3.1.3. Vivienda**

Se tiene 1099 viviendas en el Cercado del Distrito de La Unión Leticia, donde el 86% no cuenta con el servicio de agua potable, el 20% de las viviendas carecen de

agua y desagüe, mientras que el 7% no posee el servicio de electricidad. La densidad poblacional es de 3 habitantes por lote.

### 3.1.4. Educación

Los centros educativos en el distrito de La Unión Leticia necesitan de una adecuada infraestructura, se conforman por: 03 PRONEI, 01 Centro Educativo Inicial, 01 Centro Educativo de Nivel Primario, 02 Centros Educativos de Nivel Secundario.

### 3.1.5. Actividad agropecuaria - industrial

La agricultura agropecuaria es la principal actividad, los productos primordiales se presentan la papa, maíz, zanahoria, habas, maíz amiláceo, alfalfa, cebolla, culantro, entre otros. Así como también en la ganadería con la crianza de vacunos, ganado ovino y animales domésticos. La actividad industrial está complementada con actividades de empleo temporal en diversos oficios y obreros en la fábrica de Cemento Andino.

Tabla 2

#### *Actividades económicas*

RAMA DE ACTIVIDAD ECONÓMICA	POBLACIÓN	
	TOTAL	%
DIST. LA UNIÓN LETICIA	1589	
AGRIC. GANAD. CAZA Y SILVICULTURA	622	39.14
EXPL. DE MINAS Y CANTERAS	6	0.38
TRAB. DE CEMENTO ANDINO	378	23.79
CONSTRUCCIÓN	26	1.64
COMERCIO VEHICULOS AUTOMOTORES	122	7.68
HOTELES Y RESTAURANTES	15	0.94
TRANSP. ALMACEN Y COMUNICACIONES	115	7.24
ACT. EMPRESARIAL INMOBILIARIAS	12	0.76
ADM. PÚBLICA Y DEFENSA	16	1.01
ENSEÑANZA	13	0.82
SERVICIOS SOCIALES Y DE SALUD	2	0.13
OTRAS ACTIVIDADES	6	0.38
SERVICIO DOMÉSTICO	13	0.82
NO ESPECIFICADO	205	12.90
BUSQUEDA DE TRABAJO	38	2.39

Fuente: Elaboración propia

### **3.1.6. Turismo**

El distrito de La Unión Leticia cuenta con importantes atractivos turísticos localizados en la Meseta, siendo las siguientes: 20 Sitios Arqueológicos, en el que destaca el Complejo Arqueológico de la Shansa – Huari Chico, Punchaumarka, Luychumarka y Andamarka.

Así mismo se encuentran las iglesias de La Unión ubicada en la Plaza Principal, la iglesia Santa Rosa ubicada en Huancoy y la laguna de Condorcocha.

### **3.1.7. Nombre del Proyecto**

“Mejoramiento de la carretera Pomachaca – La Unión – Condorcocha – Caripa, Distrito de La Unión Leticia, Provincia de Tarma – Junín.”

### **3.1.8. Situación actual**

El presente proyecto surge de una necesidad sentida por más de 50 años de la población del distrito de La Unión Leticia, centros poblados, comunidad campesina de Chancha y sus autoridades locales; que venían solicitando la mejora de la vía de 29.83km de afirmado o terreno natural existente que se encuentra en malas condiciones de conservación para realizar el mejoramiento de la vía con pavimento flexible, así mismo ampliar la conexión y dotación de infraestructura vial y equipamiento urbano que permita aliviar el nivel de vida de los habitantes asentada en la zona de influencia de la carretera e incrementar la afluencia de turistas nacionales y extranjeros a tan importante presencia de restos arqueológicos e industriales, puesto que el tráfico existente es notorio que presenta un orden mayor a 240 vehículos/día, donde predomina el tráfico pesado.

Frente a estos acontecimientos, las autoridades del Gobierno Regional de Junín, mediante la Dirección Regional de Transportes, consideraron darle prioridad la atención de dicha vía a nivel de asfaltado, teniendo la visión de integración aprobaron el financiamiento para la culminación a nivel de asfaltado y afirmado de toda la ruta JU-534 de Pomachaca a Caripa.

Actualmente se ha ejecutado un 94.97% de carpeta asfáltica del proyecto, donde el 5.03% restante se encuentra entre el kilómetro 0+500 al 2+000 debido a que no se logra obtener el ancho de la plataforma de la vía, para lo cual es necesario implementar 609.92m de las estructuras de sostenimiento de concreto  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  de diferentes dimensiones en ciertos tramos de la zona en mención con la finalidad de alcanzar la transitabilidad adecuada y fluida mediante soluciones ingenieriles para la estabilización de taludes, además de la construcción del canal de riego que formará parte de la estructura.

### **3.2. Proyecto de solución**

La implementación de muros de contención en la carretera de Pomachaca – La Unión, es una alternativa para la protección de taludes y así poder mejorar la transitabilidad en la vía, así mismo, es necesario brindar una solución a la viabilidad del proyecto para su ejecución continua.

#### **3.2.1. Fases del proyecto**

Para poder desarrollar los objetivos en el presente informe, las fases a considerar son:

- La primera fase consiste en la identificación del problema y la mayor recolección de datos e información para poder dar solución al problema encontrado, las cuales consistieron en la visita de campo y la toma de muestra de las tres calicatas.
- Seguidamente realizamos la fase donde se procede al desarrollo de las bases teóricas, estudio de mecánica de suelos con las pruebas correspondientes; mediciones, Predimensionamiento del muro en voladizo, cálculos estructurales, identificación de los instrumentos y metodología que nos ayudarán a conocer y analizar las variables que se consideraron y que nos permitirá justificar científicamente el proyecto de solución.
- Así mismo, se consideró la fase de resultados que surge a partir de la información precedente, la toma de datos del producto que se obtuvo de la fase

anterior y así determinar el impacto institucional que se consiguió después de presentar el proyecto de solución.

- Por último, se encuentra la fase conclusiones y recomendaciones de acuerdo a los conocimientos alcanzados en todo el proceso de la elaboración del presente informe.

### **3.2.2. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos**

Los instrumentos de recolección de datos usados en el presente informe con el fin de llegar a adquirir información solicitada para el proyecto con el objetivo de obtener una mayor interpretación relacionada a las bases teóricas, se presenta los siguientes:

- Libreta de apuntes
- Plano de ubicación
- Cámara fotográfica
- Flexómetro de 8m.
- Wincha de 60m.

Dentro de las técnicas para la aplicación del proyecto se utilizaron el análisis documental mediante la observación, así recolectando información inmediata respecto al objetivo que está en consideración. Éstas técnicas nos permitirá dar validez y confiabilidad para acreditar una correcta recolección de datos para la realización del proyecto. Los análisis se presentan a continuación:

#### **Ensayo de Suelos**

Se realizó los ensayos de Mecánica de Suelos con el objetivo de conocer los diversos estratos presentes en el suelo así mismo cuales la componen, lo cual es fundamental para poder obtener las propiedades físicas y mecánicas del suelo, puesto que es relevante para realizar los cálculos correspondientes de acuerdo se presentan en su estado actual. Se realizaron 03 excavaciones manuales a cielo abierto identificándolas como C-1, C-2 y C-3 en un tramo de 600.00 metros, la cual corresponde a la proyección del muro de contención.

Se realizó el inventario de la excavación de acuerdo a la norma ASTM D-2488, identificando el tipo de material presentado y así obteniendo el perfil estratigráfico.

### **Diseño de Muro**

Se realizó el diseño del muro en voladizo y canal de riego con las alturas de  $H=3.00\text{m}$  y  $H=4.80\text{m}$  donde el cálculo de la estructura consistió en el Predimensionamiento, cálculo del empuje activo, cálculo de empuje por sobrecarga, cálculo de empuje dinámico, cálculo de estabilidad al volteo, cálculo de estabilidad al deslizamiento, y la capacidad de carga; donde la estructura fue modelada como elemento sólido en el software Sap2000 y también los cálculos se desarrollaron en una hoja Excel. Para el diseño del muro se consideró los datos obtenidos de la toma de muestra de las 03 calicatas.

Para realizar los análisis del muro en voladizo y canal de riego se analiza los siguientes programas:

### **AutoCad**

Mediante este software se representa la manera detallada de la conformación del terreno y alternativa del muro en voladizo y canal de riego, de tal forma que nos ha facilitado el trabajo ya que por medio del dibujo técnico hemos podido expresar de manera gráfica el proyecto analizado, así mismo vinculando el análisis al software Sap2000.

### **Sap2000**

Debido al dibujo técnico en 2d, la cual es poco usual puesto que presenta el canal de riego empotrado en el muro de contención, se realizó el análisis iniciando el modelado mediante elementos sólidos con la finalidad de obtener de manera precisa y adecuada las dimensiones y ángulos presentes en el muro.

En este software se realizó los cálculos estructurales aplicando el empuje activo, el empuje por sobrecarga, empuje dinámico y la capacidad de carga, considerando las



combinaciones correspondientes según el reglamento E.020 y así mismo las propiedades de los materiales, obteniendo los momentos de volteo y el área de acero correspondiente.

### **3.3. Proyecto de solución**

#### **3.3.1. El suelo**

Arroyo y Capuña (2016) describe al suelo como un estrato de espesor mínimo que se encuentra arriba de la corteza terrestre, formado por la descomposición, variación, física y química de las rocas y residuos por actividades humanas. El suelo representa la composición mineralógica debido a factores físicos que intervienen para su descomposición, como es el sol, agua, viento y glaciares; entre los agentes químicos menciona a la oxidación, carbonatación e hidratación.

##### **3.3.1.1 Tipos de suelo**

Se presenta como dos grupos: los suelos que se conforman debido a la variación física y química de las rocas, como también conocido por suelos inorgánicos y orgánicos. Los suelos más frecuentes y conocidos regularmente por el profesional de la rama civil, además Arroyo y Capuña (2016) menciona que son las siguientes:

- Grava: Representan a los depósitos sueltos de fragmentos de rocas, presentando más de 2mm de diámetro. Estas son conducidas por el agua, las cuales generan el agotamiento en sus aristas transformándolos a formas redondeadas.
- Arenas: Se le conoce como componentes de granos finos provenientes del despoje de rocas o trituraciones artificiales donde se presentan partículas que se contemplan entre 2mm y 0.05mm de diámetro. Las arenas limpias no se reducen cuando proceden al secado, debido a que no son plásticas, por lo que se comprimen inmediatamente. Las arenas y gravas generalmente se encuentran juntos en el depósito común, puesto que la arena de río presenta constantemente proporciones grandes de grava y arcilla.

- Limos: Estos suelos se presentan como granos finos de poca plasticidad, llegando a ser limo inorgánico originado en canteras, o limo orgánico cuando se presenta en los ríos de manera plástica. El radio de los componentes de limos oscila entre 0.025mm y 0.002mm. Este tipo de suelo no es recomendable para cimentar, pues no soportan presiones mediante zapatas.
- Arcillas: Se considera arcilla a las partículas sólidas que se presentan en diámetros menores a 0.002mm donde la masa logra a convertirse en estado plástico al ser mezclado con agua. La estructura de estos minerales es por lo general de forma cristalina por los átomos que están dispuestos de forma laminar.
- Caliche: Se asigna a algunos estratos de suelo que se detectan como cementados por carbonatos calcáreos, logra su composición en climas semiáridos.
- Loess: Se representa como sedimentos eólicos uniformes y cohesivos, se caracterizan por poseer una cohesión cementante de tipo calcáreo que se presenta en color es castaño claro. El diámetro de esta ronda por 0.01mm y 0.05mm. Los loess se especifican debido a que tiene características de agujeros verticales que son secuelas de raíces extinguidas.
- Diatomita: Presenta la composición por residuos de diatomeas, es decir, de algas unicelulares de que se originan en el agua dulce. Son depósitos de polvos silícicos que se presentan de color blanco.

### **3.3.1.2 Suelos cohesivos y no cohesivos**

Arroyo y Capuña (2016) indica que los suelos se consideran en diversos grupos debido a la cohesión que presentan, pues, los suelos cohesivos tienen la propiedad de atracción intermolecular tanto como las arcillas. Por otra parte, los suelos no cohesivos se conforman por partículas de roca y no presentan cementación como la arena y grava. En la Figura 1 y 2 se observa algunos símbolos empleados para la representación de suelos.

DIVISIONES MAYORES		SIMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCE	GRÁFICO	
SUELOS GRANULARES	GRANA Y SUELOS GRANDEOS	GW		GRANA DEN GRADUADA
		GP		GRANA MAL GRADUADA
		GM		GRANA LIMOSA
		GC		GRANA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENCEOS	SW		ARENA DEN GRADUADA
		SP		ARENA MAL GRADUADA
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA

Figura 1. Simbología de suelos granulares en la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones

DIVISIONES MAYORES		SIMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCE	GRÁFICO	
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LI < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LI > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		TI		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS

Figura 2. Simbología de suelos finos en la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones

### 3.2.1.3 Propiedades físicas del suelo

Arroyo y Capuña (2016), menciona que conociendo los tipos de suelo se puede llegar a predecir el comportamiento que logran obtener debido a las cargas presentando contenidos de humedad variados, las características son las siguientes:

- Peso volumétrico ( $\gamma$ ) : Representa el peso del suelo contenido en la unidad de volumen, expresándose en  $\text{kg}/\text{cm}^3$ .
- Densidad: Se precisa por el peso del material de suelo, en unidad de volumen. Se presentan en dos situaciones respecto a la densidad:

Tabla 3

*Valores característicos de sólidos*

Tipo de Suelo	Densidad de sólidos
Grava	2.65
Arena media a gruesa	2.65
Arena fina limosa	2.65
Loess, polvo de roca y limo-arenosa	2.67
Arena arcillosa	2.65
Limo arenoso	2.66
Limo	2.67 – 2.70
Limo arcilloso	2.68
Arena – Limo – Arcilla	2.69
Limo arcilla	2.71
Arcilla arenosa	2.70
Arcilla limosa	2.75
Arcilla	2.72 – 2.80
Limo con material orgánica	2.30
Arcilla aluvial orgánica	2.13 – 2.60
Turba	1.50 – 2.15

Fuente: Libro de Geotecnia

La densidad original es la masa de las diversas partículas sólidas presentadas en el suelo, respecto al volumen que se apoderan. Mediante el picnómetro se logra medir la densidad real. La densidad aparente se refiere a la masa del cuerpo contenido en la unidad de volumen, considerando los varios, este nos ayuda a hallar una estimación para la compactación del suelo. El método del cilindro biseleado y cajuela son métodos para los cuales se logra calcular la medida.

La densidad húmeda y seca que posee los suelos representan un valor importante para la Geotecnia por la finalidad de obtener esfuerzos ante la sobrecarga.

Porosidad: Se denota como porcentaje de volumen del suelo ocupando poros, por suelos imperturbadas, puesto que ninguna alteración tiene consecuencias hacia sus partículas sólidas, entonces, también las áreas que deja entre ellas. Se debe presentar un 50% de porosidad, con un tercio de poros grandes y dos tercios de poros medianos.

Granulometría: Son proporciones referentes en que se observan varias partículas minerales del suelo (grava, arena, limo y arcilla) determinada con base al peso seco del suelo en porcentaje luego de la devastación de los agregados.

Tabla 4

*Composición granulométrica de los suelos*

Malla	Peso retenido parcial (G)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa la malla
3"	(76.2mm)			
2"	(50.8mm)			
1 ½"	(38.1mm)	1980	11	89
1"	(25.4mm)	2320	12	77
¾"	(19.1mm)	2310	12	65
3/8 "	(9.52mm)	3700	20	45
4	(4.76mm)	1850	10	35
Pasa N° 4	6575	35	100	
SUMA	18715	100		

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones. Crespo (2004)

Tabla 5

*Determinación de la composición granulométrica del material tamizado – Malla N°4*

Malla	Peso retenido parcial (G)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa la malla
10	(2.00mm)	31.5	6	29
20	(0.84mm)	26.6	5	24
40	(0.42mm)	28.8	5	19
60	(0.25mm)	22	4	15
100	(0.149mm)	24.7	4	11
200	(0.074mm)	18	3	8
Pasa N°200	48.4	8	100	0
SUMA	200	15		

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones. Crespo (2004)

Estructura: Es la repartición y orden de los componentes del suelo, las cuales se observa en tres tipos: granular, apanalada y floculenta.

### *Estructura del suelo*



Figura 3. Estructura del suelo en Mecánica de suelos y cimentaciones. Crespo (2004)

Tabla 6

### *Clasificación de los suelos*

Tipo de Suelo	Británico ϕ(mm)	AASHTO ϕ(mm)	ASTM ϕ(mm)	SUCS ϕ(mm)
Grava	60– 2	75– 2	> 2	75 – 4.75
Arena	2 – 0.06	2 – 0.05	2 – 0.075	4.75 – 0.075
Limo	0.06 – 0.002	0.05 – 0.002	0.075 – 0.005	< 0.075 finos
Arcilla	< 0.002	< 0.002	< 0.005	

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones. Crespo (2004)

### **3.2.2 Conocimiento primordial sobre taludes**

Se conoce como taludes a la inclinación que se genera a las masas de tierras para que logren sostenerse unas a otras. Arroyo y Capuña (2016) menciona que el talud o también conocido como ladera es un volumen de tierra que muestra una pendiente con respecto a la altura. Existen taludes naturales como también taludes artificiales, las cuales se generan debido a la intervención humana. Para garantizar la estabilidad y reutilizar su máximo espacio, los taludes se adecuarán a la inclinación considerable para su construcción.

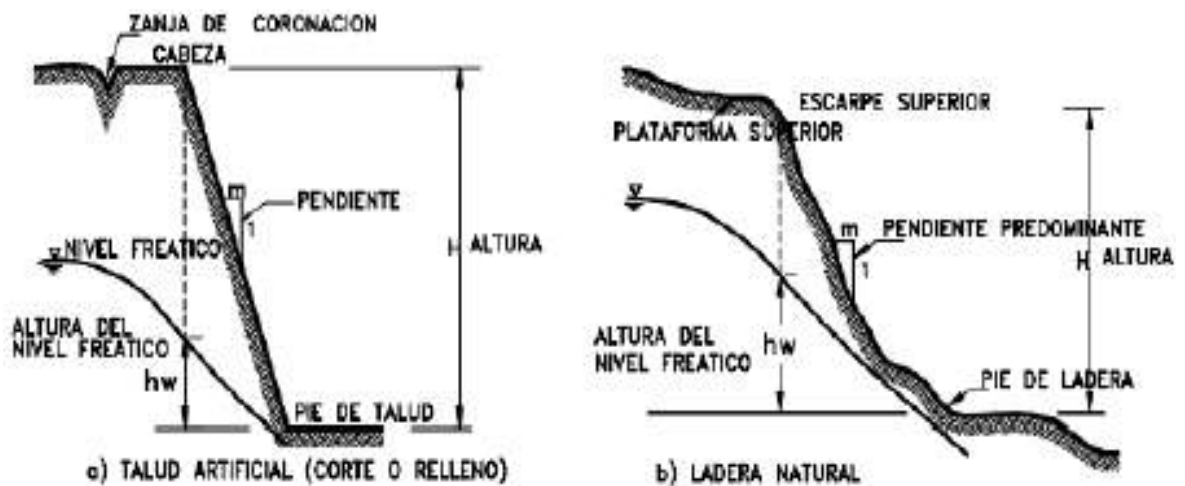


Figura 4. Esquema de taludes y laderas en el libro de Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales (1998)

En la Figura 4 se presentan los siguientes componentes:

- a. Altura: Se conoce como la distancia vertical iniciando desde el pie hasta la cabeza.
- b. Pie: Corresponde al punto donde se genera el cambio repentino de pendiente en la parte baja.
- c. Cabeza: Se indica en el punto donde se genera el cambio repentino de pendiente en la parte superior, este componente es también conocido como escarpe o coronación.
- d. Nivel freático: Se refiere a la distancia vertical observada desde el pie hasta el desfase de agua presentada abajo de la cabeza.
- e. Pendiente: Es la medida de la inclinación del talud o ladera, se mide en unidades de grados o porcentaje, como también en la relación distancia horizontal/distancia vertical.

### 3.2.2.1 Parámetros para la estabilidad de taludes

Existen diversos datos que participan en la estabilidad de taludes, las cuales se presentan de la siguiente manera:

- a. Factores Geomorfológicos: Debido a la geometría y topografía del talud, así como también la presencia y postura de las estratificaciones.
- b. Factores Internos: Conformados por los dominios mecánicos de los suelos por las reacciones, y los esfuerzos actuantes que se generan.
- c. Factores Climáticos: Se presenta mediante la humedad, nivel freático y temperatura.

### **3.2.1.2 Tipos de fallas de taludes**

Arroyo y Capuña (2016) considera los tipos de fallas de taludes, que se presentan a continuación:

- a. Deslizamientos: Definidos como movimientos lentos o rápidos del material superficial del terreno, generado por el aumento de peso, disminución de la solidez de materiales, así como también demás factores que perjudican el equilibrio en el talud.
- b. Desprendimientos: Presentados en partes de roca o suelo que se desintegran del talud.
- c. Derrumbes: Definidos como desplazamientos bruscos pendiente abajo, por grandes masas de suelo ocasionadas por el acto de gravedad, socavación, o corte de talud natural, conocido como talud artificial, es decir generados mediante la intervención humana.

### **3.3.1. Estructuras de contención**

Esta construcción de contención tiene el objetivo de soportar convenientemente los empujes originados por el terreno, para posteriormente transmitir las fuerzas activas hacia el terreno de fundación logrando la estabilidad, mostrando en la Figura 5:

Et = Empuje en el trasdós

Ae = Acciones exteriores



$W$  = Peso propio de la estructura

$E_r$  = Reacción de pie

$R_t$  = Reacción en la base

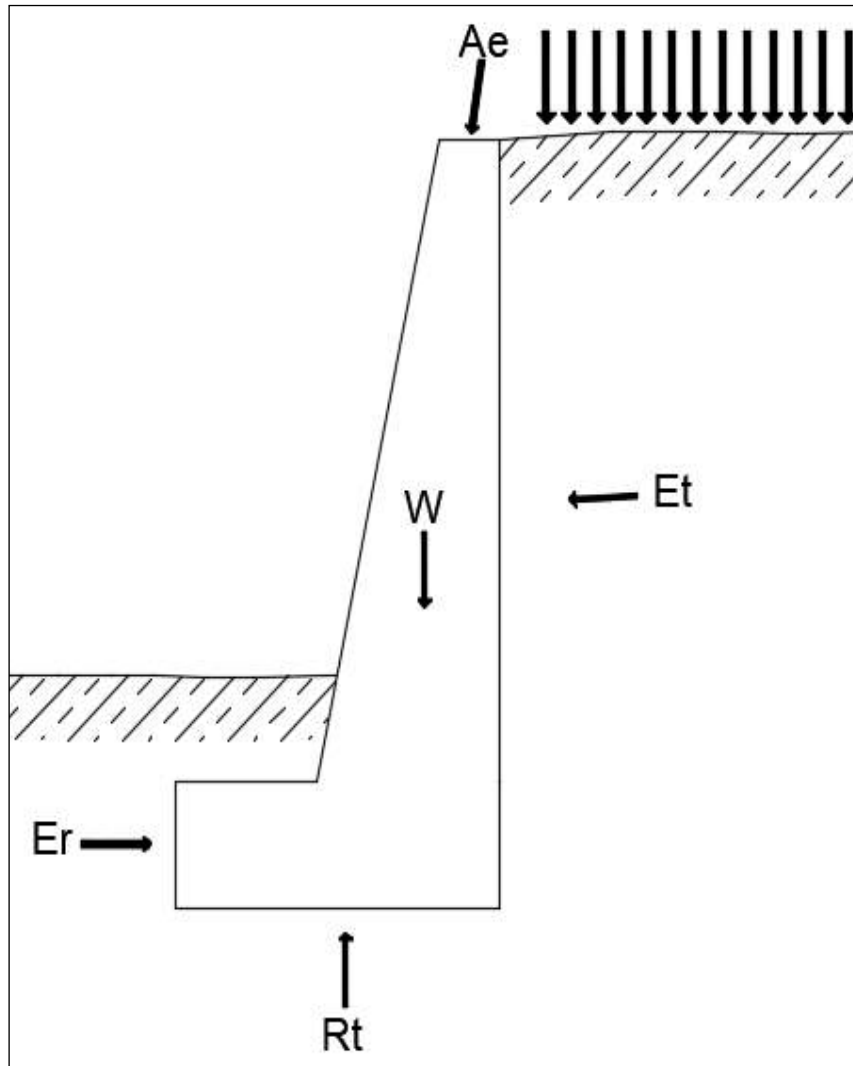


Figura 5. Fuerzas actuantes en una estructura de contención

La Figura 6 demuestra el tipo de muro de contención típico, donde AB se denomina espaldón o intradós, CD se conoce como frente como cara de muro o trasdós, en el lugar B se encuentra el talón del muro, el lugar C se denomina pie. El relleno se ubica en la zona del espaldón la cual se presenta posterior a la ejecución y construcción del muro, el material de relleno debe estar conformado por material drenante para evitar la saturación.

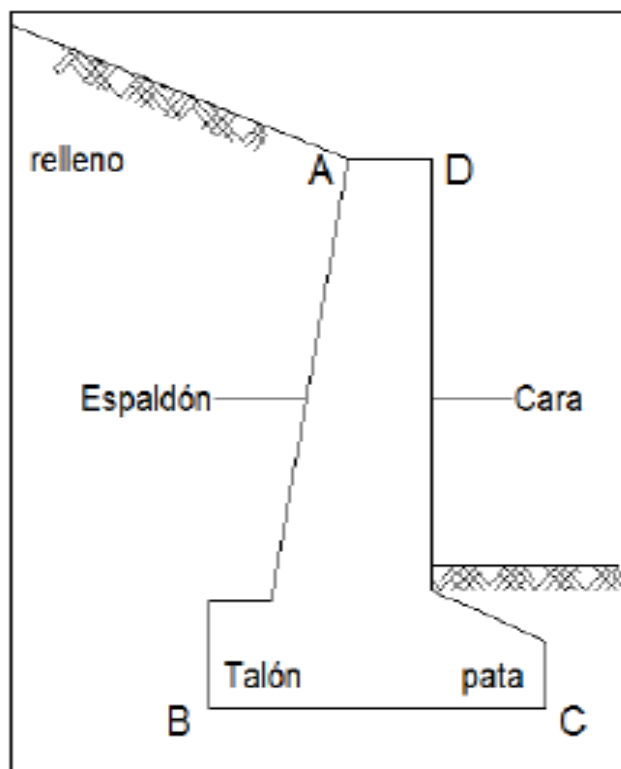


Figura 6. Muro de contención de Gravedad en el libro de Mecánica de suelos. Berry (2005)

### 3.3.1.2. Clasificación de muros de contención

De acuerdo a la función de la correlación suelo – estructura, Arroyo y Capuña (2016) indica que los muros se parten en dos grupos:

Estructura de contención rigurosa: Debido a la dimensión, materiales y proceso constructivo, se desempeñan adecuadamente sin modificar su forma mientras experimenta empujes activos. Lo que trae consigo que los movimientos como giro y desplazamiento no se presentaran como deformaciones.

Estructura de contención flexible: Soportan empujes de tierra por las condiciones que presentan, es decir, las dimensiones que se muestran en la estructura, los materiales y la constitución morfológica hace que realice correctamente su función experimentando deformaciones y flexiones considerables, modificando la configuración de los empujes de terreno respecto al valor, señalando que los movimientos rígidos y los movimientos debido a la flexión son porcentajes similares.

### 3.4.1. Muro de Gravedad

Arroyo y Capuña (2016) describen que los muros de Gravedad alcanzan el sostén debido a su propio peso y de algún suelo que cumple la función de relleno logrando reposar sobre la zapata para obtener la estabilidad. Estos muros toleran cargas laterales debido al movimiento del suelo, aunque la optación en función a la altura es limitada debido al tipo de suelo donde se encuentra cimentada.

Se presentan dos tipos de muros de gravedad: Muros rigurosos que están compuestos por refuerzo de acero, concreto ciclópeo y concreto simple. Muros flexibles donde se encuentran los muros criba, pedraplenes, gaviones, y muros de tierra con llantas recicladas.

Generalmente deben cimentarse en suelos estables y firmes, con la finalidad de conseguir fuerzas que reaccionan debido al movimiento que se genera, logrando aportar con la estabilidad a la estructura de contención, así como también ante el deslizamiento. Para el análisis de los muros es importante considerar el peso propio de la estructura, los empujes laterales ejercidos por el suelo y las cargas por gravedad de la masa del relleno, así como también optar por alturas prudentes.

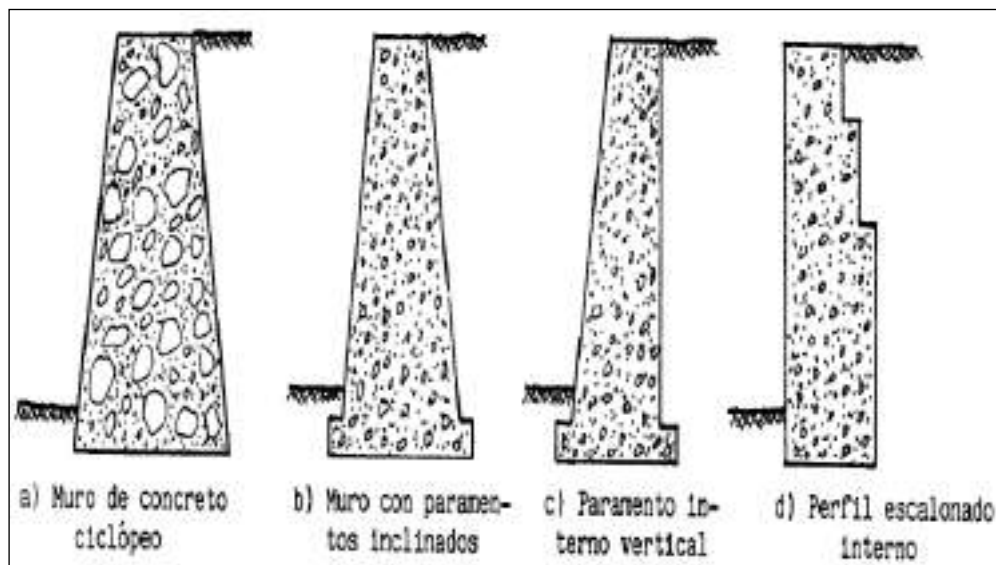


Figura 7. Tipos de Muro de Gravedad en el libro Suelos, fundaciones y muros (Fratelli, 1993).

### 3.4.1.1. Predimensionamiento

Las dimensiones que se consideran para la estructura son las siguientes:

- Anchura del cimiento del muro:

$$B = (0.50 - 0.70) H$$

- Altura de zapata en la cimentación

$$D = \frac{H}{8} - \frac{H}{6}$$

- Grosor de corona del muro:

$$B = \frac{H}{12} \geq 0.30\text{m}$$

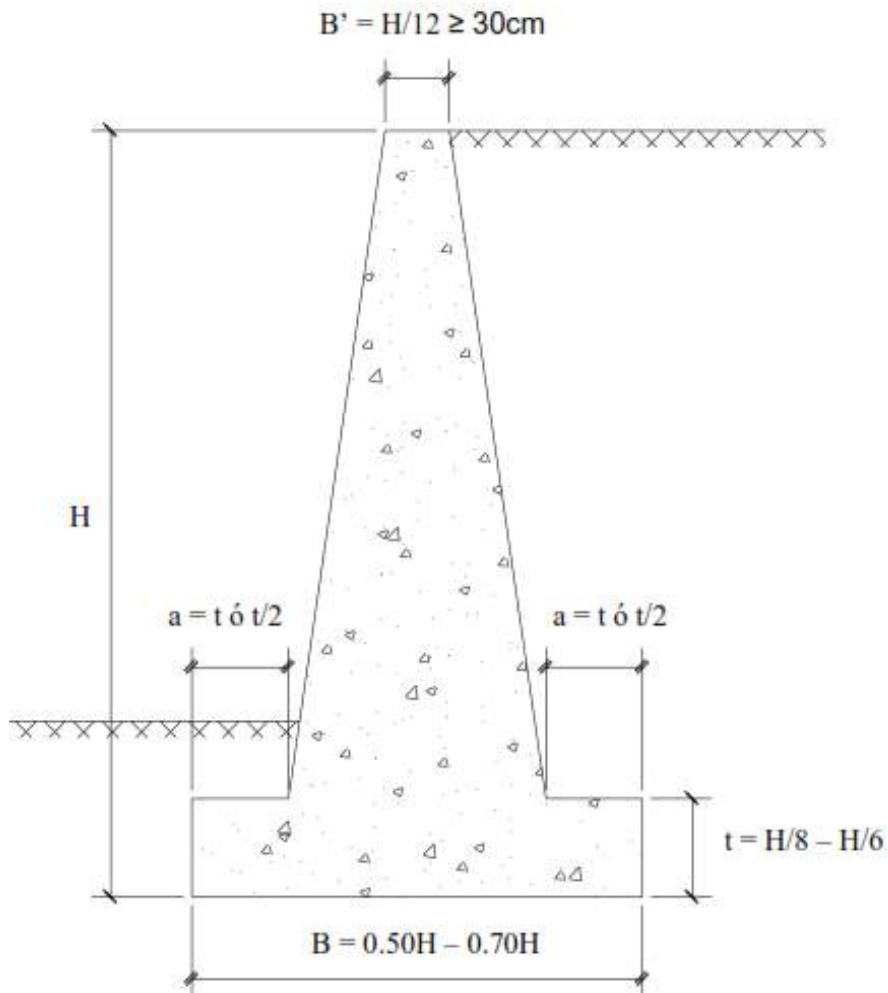


Figura 8. Predimensionamiento de Muro de Gravedad

#### **3.4.1.2. Condiciones de Diseño**

- Debido al Predimensionamiento obtenemos dimensiones tentativas para la estructura.
- La estabilidad de la estructura debe responder ante las fuerzas ejercidas por la presión de la tierra, el mismo peso del muro, es decir, si no se obtiene la estabilidad de la estructura, se procede a cambiar las dimensiones para lo cual nuevamente se realiza el análisis hasta alcanzar satisfactoriamente la estabilidad correspondiente.

#### **3.4.1.3. Proceso Constructivo**

- Realizar la limpieza y perfilado del terreno, así como también el trazo para demilitar las dimensiones de acuerdo al diseño estructural.
- Realizar la excavación y movimiento de tierras mediante equipos móviles o de manera manual.
- Realizar la nivelación del terreno mediante la plancha compactadora o equipos móviles.
- Colocar el solado de concreto simple para elaborar la zapata.
- Realizar el enfierrado y encofrado del muro y zapata.
- Realizar el vaciado de concreto correspondiente, mediante el equipo Mixer para obtener una mejor mezcla de todos los materiales, así mismo utilizar la vibradora de concreto para evitar vacíos dentro de la mezcla.

#### **3.5.1. Muro en voladizo**

Torres (2008) indica que los muros de sostenimiento en voladizo soportan la presión de la tierra mediante el voladizo de la pantalla de manera vertical que se encuentra empotrada en la zapata, los dos componentes de la estructura presentan refuerzos para resistir las fuerzas cortantes y momentos que actúan sobre el muro. Para lograr la estabilidad del muro en voladizo se debe de considerar un ancho de zapata considerable con la finalidad de evitar el volcamiento, puesto que la carga del muro

aumenta la fricción muro-suelo en la cimentación, así aumentando el factor de seguridad.

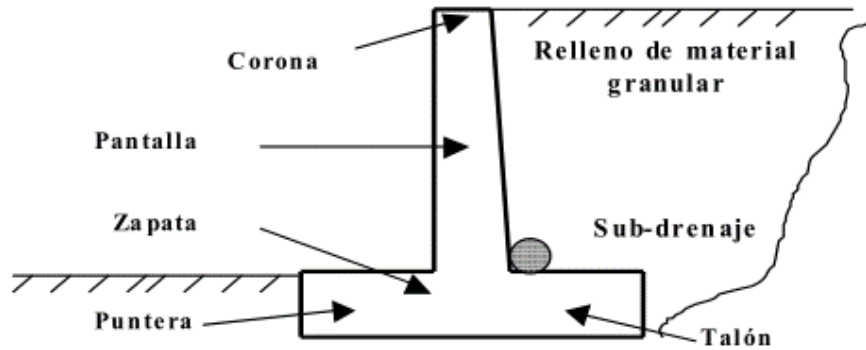


Figura 9. Tipo de Muro en Voladizo por Torres Belandria (2008)

### 3.5.1.1. Predimensionamiento

Por lo general para los muros en voladizos se presentan pantallas de menor espesor, oscila en 1/10 en relación a la altura de nivel del muro. El espesor de la corona deberá presentar un valor mínimo de 30 cm. Con respecto a la zapata del muro de contención se optará una dimensión de acuerdo a los momentos flectores y fuerzas cortantes y que se presentan en las áreas ubicadas delante y detrás de la pantalla de la base.

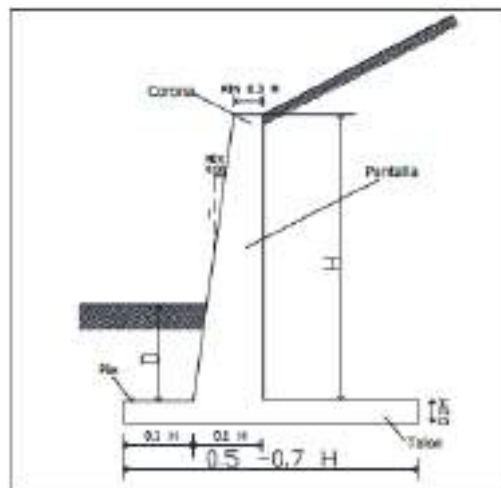


Figura 10. Predimensionamiento de Muro en Voladizo en Principios de la Ingeniería de Cimentaciones. Das (2000)

### **3.5.1.2. Proceso Constructivo**

- Realizar la limpieza y perfilado del terreno.
- Elaborar el trazo para demilitar las dimensiones de acuerdo al diseño estructural.
- Realizar la excavación masiva y movimiento de tierras, dicha excavación se realizará mediante equipos móviles o de manera manual. Se alcanzará los niveles descritos en el proyecto optando por el suelo firme donde se sostendrá el muro.
- Realizar la nivelación del terreno mediante la plancha compactadora o equipos móviles.
- Colocar el solado de concreto simple, con la finalidad de salvaguardar el buen estado de la cimentación ante la contaminación o alteración de condiciones naturales del suelo.
- Realizar el enfierrado y encofrado del muro y zapata.
- Realizar el vaciado de concreto correspondiente, mediante el equipo Mixer o mezcladora de concreto para obtener una mejor mezcla de todos los materiales, así mismo utilizar la vibradora de concreto para evitar vacíos dentro de la mezcla.
- Una vez que el muro de contención logre alcanzar la máxima resistencia, podrá recibir las fuerzas que se generan debido al relleno.

### **3.6.1. Análisis de estabilidad**

Torres (2008) indica el análisis de estabilidad de la estructura se debe encontrar las fuerzas que se ejercen por la parte superior de la base de la cimentación. Estas fuerzas son el empuje del terreno, el mismo peso de la estructura, cargas y sobrecargas adicionales, con el objetivo de analizar y evaluar la estabilidad al volteo, desplazamiento y presiones destinadas en el suelo.

La gravedad propia de la estructura es la fuerza que actúa en su centro de gravedad, lo cual se consigue de una manera simple, fraccionando el muro en partes

geométricas conocidas. Así mismo, la presión que produce el material de relleno sobre el muro, que posiblemente genere el desplazamiento de la estructura la cual se conoce como presión activa, o, por lo contrario, si no se presenta presiones podría significar que existe una presión en estado de reposo, así también, si el muro presenta un desplazamiento hacia el relleno representaría una presión activa. Estas mencionadas fuerzas se presentan como parte y complemento de la estructura de contención.

### 3.6.1.1 Estabilidad al volteo

El volteo se origina por el esfuerzo del suelo que genera presiones sobre la estructura, conforme a la Figura 12 en el punto C, y las fuerzas verticales que replican, ejercen momentos contrarios en relación al mismo punto conocido Momento estabilizante.

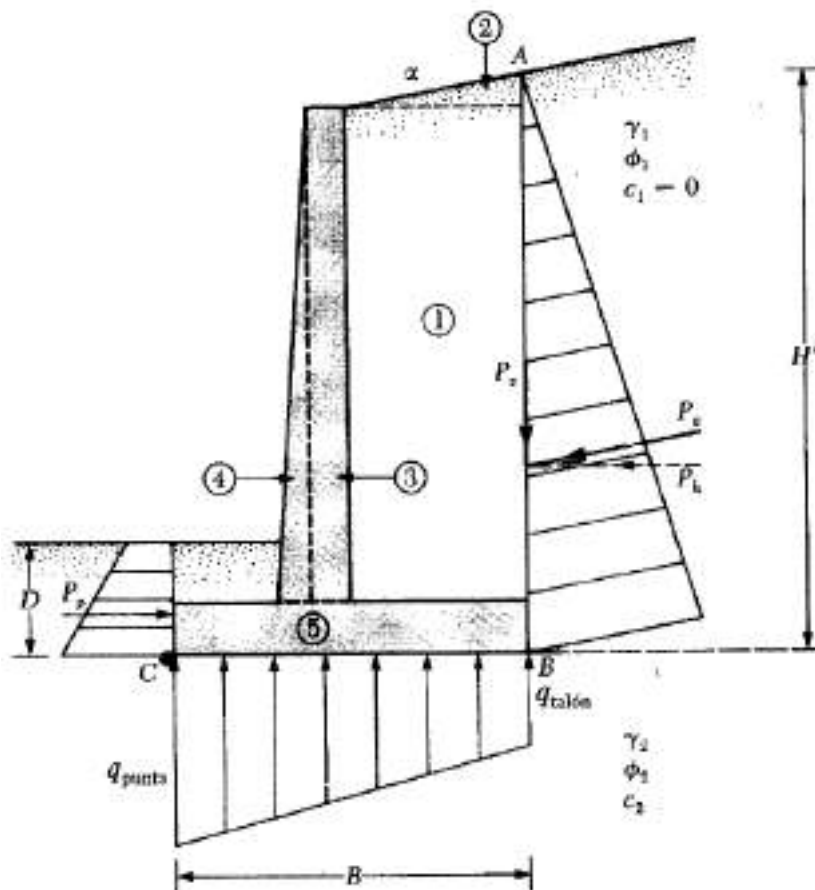


Figura 11. Volcamiento por efecto de empuje de terreno en Das (2010)



El factor de seguridad al volteo, mantiene la relación entre el momento de estabilidad y momento del volteo estando  $FS_{(\text{volteo})}$  mayor o igual al parámetro establecido de acuerdo a las normas.

$$FS(\text{volteo}) = \frac{\Sigma MR}{\Sigma MV} \geq 2.0$$

Donde:

$FS(\text{volteo})$  = Factor de seguridad respecto al volcamiento.

$\Sigma MV$  = Sumatoria de los momentos de las fuerzas desestabilizantes en el punto C.

$\Sigma MR$  = Sumatoria de los momentos de las fuerzas estabilizantes en el punto C.

El momento de volteo es:

$$\Sigma Mo = Ph \left( \frac{H}{3} \right)$$

El valor mínimo de acuerdo a la norma CE.020, 2012 indica que  $(FS_v)$  debería ser mayor o igual a 2.0 con el objetivo de garantizar la estabilidad al volteo.

Tabla 7

*Procedimiento para calcular momentos  $\Sigma MR$*

Sección (1)	Área (2)	Peso/unidad de longitud de muro (3)	Brazo de momento medido desde C (4)	Momento respecto a C (5)
1	$A_1$	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	$X_1$	$M_1$
2	$A_2$	$W_2 = \gamma_1 \times A_2$	$X_2$	$M_2$
3	$A_3$	$W_3 = \gamma_C \times A_3$	$X_3$	$M_3$
4	$A_4$	$W_4 = \gamma_C \times A_4$	$X_4$	$M_4$
5	$A_5$	$W_5 = \gamma_C \times A_5$	$X_5$	$M_5$
6	$A_6$	$W_6 = \gamma_C \times A_6$	$X_6$	$M_6$
		$P_v$	B	$M_v$
		$\Sigma V$		$\Sigma M_R$

Fuente: Das (2001)

De acuerdo a la Tabla 7, luego de haber obtenido los momentos respecto al punto C, la expresión se define de la siguiente manera:

$$FS_{\text{(volteo)}} = \frac{M1+M2+M3+M4+M5+M6+Mv}{Pa \cos\alpha \left(\frac{H}{3}\right)} \geq 2.0$$

### 3.6.1.2. Estabilidad al deslizamiento

Ballón y Echenique (2017), indica que es necesario determinar la comprobación por deslizamiento, con el propósito de buscar que el muro no falle debido al empuje en excesencia. Además, es importante considerar que la fuerza primordial que resiste al deslizamiento es la fricción que se genera entre la cimentación del muro y el suelo.

Es necesario saber las fuerzas que ejercen hacia el muro, tanto las que pueden generar el deslizamiento como también las que se resisten a este.

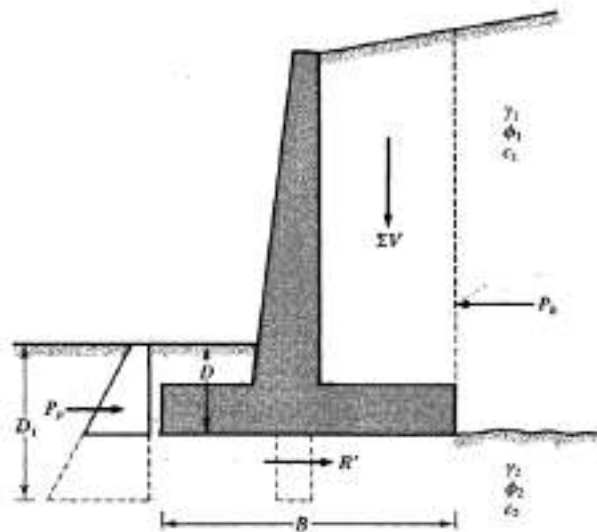


Figura 12. Análisis por deslizamiento a lo largo de la zapata en Das (2011)

De acuerdo a la Figura 12 se observa que existe algunos casos donde se necesita implementar un dentellón que se muestra debajo de la cimentación del muro. El dentellón favorece en el aumento del empuje pasivo.

El valor mínimo requerido de acuerdo a la Norma E0.30, el factor de seguridad al deslizamiento debe ser de 1.50, aunque constantemente en la práctica se usa el factor

de 2.00, por lo general en puentes. El factor de seguridad se origina de la relación de las fuerzas que se resisten al movimiento por las que la producen, se expresa de la siguiente manera:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\Sigma Fr'}{\Sigma Fd} \geq 1.5$$

Donde:

$FS_{(\text{deslizamiento})}$  = Factor de seguridad respecto al deslizamiento.

$\Sigma Fr'$  = Sumatoria de las fuerzas que resisten horizontalmente.

$\Sigma Fd$  = Sumatoria de las fuerzas actúan horizontalmente (empuje).

Así también, si el factor de seguridad no alcanza el valor mínimo de 1.5, será necesario aumentar la resistencia, para lo cual se deberá considerar un dentellón en a zapata de acuerdo a la Figura 13, donde la fuerza del empuje pasivo en la punta sin inserción del dentellón sería:

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 k_p + 2c_2 D \sqrt{k_p}$$

Para la implementación de un dentellón, la fuerza de empuje pasivo por longitud de muro sería:

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 k_p + 2c_2 D_1 \sqrt{k_p}$$

Donde:  $Kp = \tan^2 (45 + \phi_2/2)$

### 3.6.1.3. Estabilidad por Capacidad de Carga

Torres (2008) menciona que la capacidad admisible del suelo de fundación  $\sigma_{adm}$  será superior al esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto  $\sigma_{max}$  que transfiere al suelo por la estructura, como se presenta a continuación:

$$\sigma_{\text{adm}} \geq \sigma_{\text{max}}$$

$$\sigma_{\text{adm}} \leq \frac{q_{\text{ult}}}{\text{FS}_{\text{cap. portante}}}$$

Donde  $\text{FS}_{\text{cap. portante}}$  es el factor de seguridad a la deficiencia por capacidad de suelo, no se presentará un valor inferior que 3.00 para cargas estáticas,  $\text{FS}_{\text{cap. portante}} \geq 3.00$ , para cargas dinámicas de mínima duración no mínima a 2.00,  $\text{FS}_{\text{cap. portante}} \geq 2.00$ .

Así mismo, Torres (2008) indica que toda la zona de la cimentación queda afirmada a la compresión cuando la fuerza queda en el tercio medio resultante de la fuerza del suelo producida debido al sistema de cargas. De acuerdo a las características mencionadas es importante conocer que no debe superar la resistencia admisible del suelo, la excentricidad  $e_x$  de la fuerza resultante vertical  $R_V$ , medida desde el centro de la cimentación, este no debe superar del 1/6 del ancho, además el diagrama de presiones es trapezoidal. Si no cumple la condición, se debe volver a realizar el cálculo. Las expresiones se muestran de la siguiente manera:

$$e_x = \frac{B}{2} - X_r$$

$$X_r = \frac{M_R - M_V}{R_V}$$

Donde  $X_R$  es la colocación de la resultante medida ubicada desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

Si:  $e_x \leq B/6$ , entonces:

$$q_{\text{máx}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Si:  $B/6 \leq e_x \leq B/2$ , entonces:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 * R_v}{3 * \left(\frac{B}{2} - |e_x|\right)}$$

$$\sigma_{\min} = 0$$

Se recomienda adquirir que la resultante se situé dentro de 1/3, es decir, en el talón, puesto que las presiones de contacto son más uniformes, reduciendo el impacto del asentamiento diferencial entre la punta y el talón de la estructura.

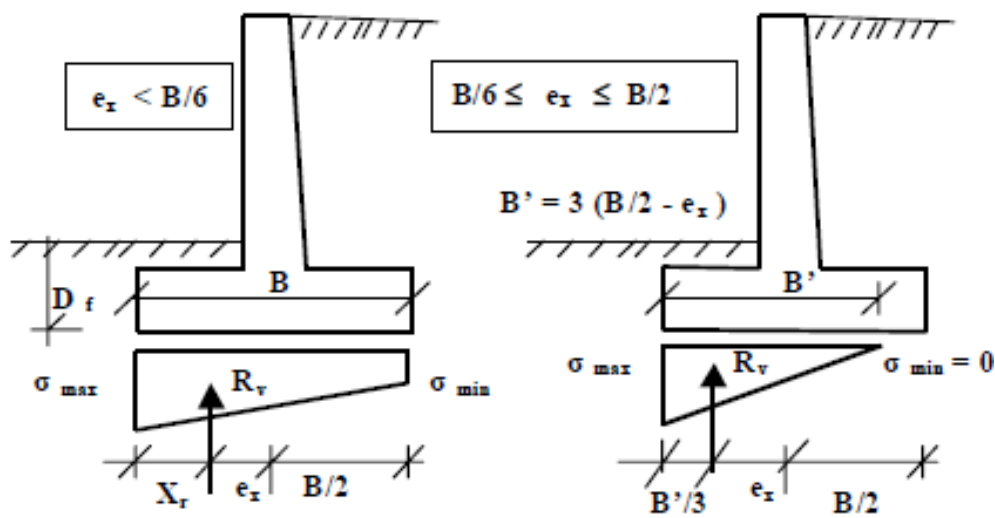


Figura 13. Presión de contacto Muro - Suelo de Fundación en Torres Belandria (2008)

Se toma encuentra dos criterios para tomar el tamaño de la base:

La excentricidad de la fuerza resultante, ocupada respecto al centro de la base, no debe superar 1/6 de ella.

No debe superar la presión máxima de contacto suelo de fundación - muro, respecto a la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación.

Además, para zonas que la temperatura presenta y alcanza valores bajo 0°, la profundidad de fundación tendrá un desfase considerable, pues evitará movimientos originados por la congelación y deshielo del agua contenida en el suelo, pues este fenómeno se presenta en la superficie del suelo, lo hace decrecer la profundidad.

## IV. ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADO

### 4.1. Estudio geotécnico

En el presente trabajo de suficiencia se analizó el efecto que tiene los parámetros geotécnicos del suelo para la “Implementación de muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019” se ejecutaron trabajos de campo y recolección de datos mediante excavaciones también conocidas como calicatas, tomando en cuenta las normas se identificaron los estratos para ser analizados en laboratorio posteriormente.

Desde el kilómetro 0+500 al 2+000 se observa que la vía se encuentra a nivel de afirmado, en la cual se presenta 609.92 m de talud inferior la cual requiere de muros de contención para ampliar la calzada y evitar posteriores deslizamientos. Por eso, la evaluación en campo se determinó explorar tres calicatas con el propósito de desarrollar los estudios en laboratorio para conocer las características del suelo.



*Figura 14.* Vista del tramo 0+500 al 2+000

#### 4.1.1. Características del Suelo

Se obtiene las características mecánicas y físicas del suelo a diferentes profundidades de excavaciones mediante el EMS de acuerdo a la Norma Técnica E050 Suelos y cimentaciones del RNE, lo cual nos permitirá determinar objetivamente las características de la estructura de contención que se va a implementar en el proyecto: “Mejoramiento de la Carretera Pomachaca – La Unión – Condorcocha – Caripa,

distrito de La Unión Leticia, Provincia de Tarma – Junín”, donde se puede asignar los materiales que conforman los suelos existentes presentando la siguiente distribución:

- Suelos 100%
  - Arena mal graduada 20%
  - Arena arcillosa 22%
  - Relleno 58%

En base a la evaluación e informes de laboratorio de acuerdo al Perfil estratigráfico (Ver anexo) se detalla las características y la clasificación según AASHTO y SUCS, se presenta los estratos en las diferentes calicatas:

Tabla 8

*Características de estratos*

Calicata	Profundidad	Tipo de suelo	Descripción
Calicata N° 01	4.50 m	R (3.00m)	Relleno heterogéneo conformado por material de desmonte.
		SP (1.50m)	Arena de playa de color gris, blanda y húmeda. Arena pobremente graduada.
Calicata N° 02	1.80 m	R (1.00m)	Material de relleno de arena arcillosa, con presencia de gravillas aisladas sub – redondeadas de TM = 1”.
		SC (0.80m)	Material de arena arcillosa, con mezclas de arena y arcilla.
Calicata N° 03	1.50 m	R (0.50m)	Material de relleno de arena arcillosa, con presencia de gravillas aisladas sub – redondeadas de TM = 1 1/2”.
		SC (1.00m)	Material de arena arcillosa, con mezclas de arena y arcilla.

Fuente: Elaboración propia

Como muestra la Tabla 8, estos suelos muestreados están compuesto en mayor proporción por Relleno (material heterogéneo de desmonte contaminado con bolsas plásticas, papeles y ladrillos. Con presencia de gravilla de 1 1/2”) y en baja proporción

por Suelos Intermedios: Arena (Clasif. SUCS; SP-SM, SC) de plasticidad nula, en estado húmedo, de color marrón oscuro y gris claro.

#### 4.1.2. Parámetros geotécnicos

Los parámetros geotécnicos que se presentan en las tres calicatas obtenidas son las siguientes:

Tabla 9

*Parámetros geotécnicos C-01, C-02 y C-03*

Calicata	SUCS	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	C (kPa)	$\phi$	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad	Contenido de Humedad
C-01	SP	2.00	0	40°	NP	NP	NP	4%
C-02	SC	1.73	2.50	27.10°	49	28	21	20.90%
C-03	SC	1.76	2.57	32.10°	25.98	11.71	14.27	18.89%

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2. Diseño de Muro de contención en voladizo H=3.00m

Se determinó el análisis técnico para la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019.

Además, se analizó las dimensiones para la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019.

##### 4.2.1. Predimensionamiento de Muro en voladizo y canal de riego

Se desarrolla el procedimiento para el cálculo de la estructura de sostenimiento en voladizo para las diferentes alturas que se presentan en campo, con la finalidad de obtener la estructura más recomendable, cumpliendo la estabilidad requerida.



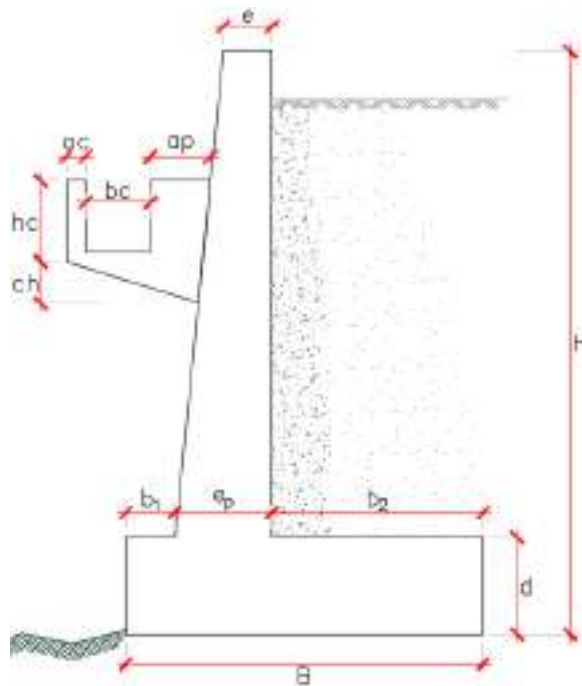


Figura 15. Simbología para Predimensionamiento de muro en voladizo  $H=3.00\text{m}$

Tabla 10

Predimensionamiento de muro en voladizo  $H=3.00$  y canal de riego

Detalles para muro $H=3.00$	Fórmulas para Predimensionamiento	Valores calculados	Valores asumidos
Espesor de corona (e)	$H/24 > 0.25\text{m}$	0.13m	0.30m
Espesor de cuello de muro ( $e_p$ )	$H/12$ a $H/10$	0.25m a 0.30m	0.60m
Desfase de intradós de muro ( $e_1$ )	$e_1 = e_p - e$	0.30m	0.30m
Espesor de zapata (d)	$H/12$ a $H/6$	0.25m a 0.50m	0.60m
Ancho de base (B)	$0.4H$ a $0.7H$	1.20m a 2.10m	2.10m
Dimensiones de pie ( $b_1$ )	$B/4$ a $B/3$	0.53m a 0.70m	0.30m
Dimensiones de talón ( $b_2$ )	$b_2 = B - b_1 - e_p$	1.20m	1.20m
Ancho de canal (bc)	-	-	0.40m
Muro de canal (ac)	-	-	0.10m
Altura de canal (hc)	-	-	0.50m
Muro de canal (ap)	-	-	0.40m
Base de canal (ch)	-	-	0.25m

Fuente: Elaboración propia

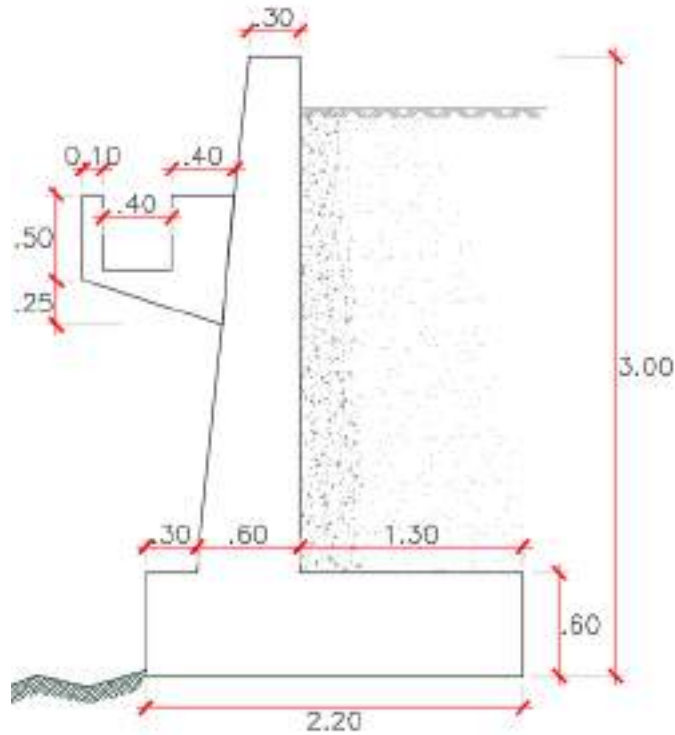


Figura 16. Dimensionamiento de muro en voladizo H=3.00m y canal de riego

#### 4.2.2. Cálculo de empuje activo

De acuerdo a la Teoría de Coulomb, el suelo posee un ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ), la cual se reparte uniformemente a lo largo del plano de falla. El coeficiente  $k_a$ , según Coulomb se expresa de la siguiente manera:

$$k_a = \frac{\text{sen}(\psi + \phi)^2}{\text{sen} \psi^2 * \text{sen}(\psi - \delta) * \left\{ 1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\psi - \delta) * \cos(\psi + \beta)} \right\}^2}$$

Donde:

$\psi$  = Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal

$\beta$  = Ángulo del relleno con la horizontal

$\delta$  = Ángulo de fricción muro – suelo.

Teniendo en cuenta las sugerencias de Terzaghi, sabiendo que la cara interior de la pantalla es vertical ( $\psi = 90^\circ$ ), además el relleno es horizontal ( $\beta = 0^\circ$ ) y, concierne a pantallas con paredes de fricción casi nula ( $\delta = 0^\circ$ ), la ecuación es la siguiente:

El coeficiente **ka**, es:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi}$$

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}(40^\circ)}{1 + \operatorname{sen}(40^\circ)} = 0.22$$

Determinando la altura del empuje activo:

$$H_1 = \frac{H}{3} \quad H_1 = \frac{2.40\text{m}}{3} = 0.80\text{m}$$

El empuje activo **E<sub>a</sub>** se determina de la siguiente manera:

$$E_a = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * H^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} * 0.22 * 2 * 2.40^2 = 1.27 \text{ Tn}$$

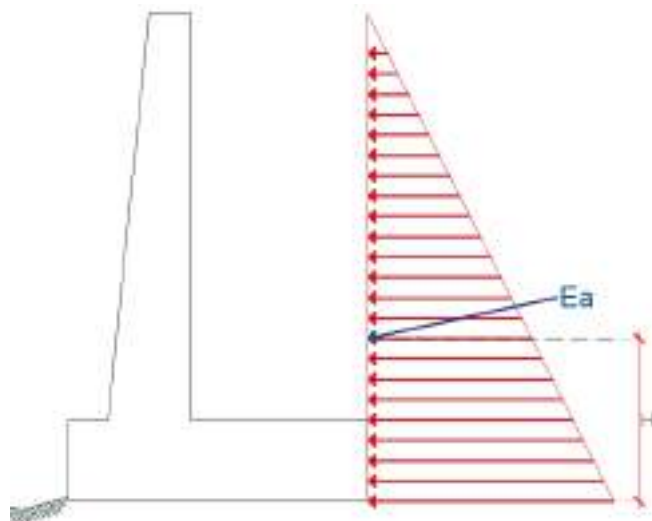


Figura 17. Empuje activo H=3.00m

### 4.2.3. Cálculo de empuje por sobrecarga

La sobrecarga se convierte en el fragmento de tierra equivalente de altura  $H_s$ , de acuerdo al peso específico  $\gamma$ , se expresa de la siguiente manera:

$$H_s = \frac{W}{\gamma}$$

$$H_s = \frac{1.00 \text{ Tn/m}^2}{2.00 \text{ Tn/m}^3} = 0.50 \text{ m}$$

El empuje por sobrecarga  $E_s$  se determina de la siguiente manera:

$$E_s = H_s * k_a * \gamma * H$$

$$E_s = 0.50 \text{ m} * 0.22 * 2 * 2.40 = 0.528 \text{ Tn}$$

Determinando la altura del empuje por sobrecarga:

$$H_2 = \frac{H}{2} \qquad H_2 = \frac{2.40 \text{ m}}{2} = 1.20 \text{ m}$$

### 4.2.4. Cálculo de empuje dinámico

El coeficiente de presión dinámica activa  $k_{as}$ , se obtendrá con la ecuación de Mononobe-Okabe, la cual incorpora el efecto dinámico más el estático, logrando ejercer una fuerza total en el propio punto.

$$k_{as} = \frac{\text{sen}(\psi + \phi - \theta)^2}{\cos\theta * \text{sen}\psi^2 * \text{sen}(\psi - \delta - \theta) * \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta) * \text{sen}(\psi + \beta)}} \right\}^2}$$

Para obtener el coeficiente  $k_{as}$ , primero se determina  $\theta$ , como se presenta a continuación:

$$\theta = \arctg\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) \qquad C_{sh} = 0.50 * A_0 \qquad C_{sv} = 0.70 * C_{sh}$$

Donde:

$C_{sh}$  = Coeficiente sísmico horizontal

$C_{sv}$  = Coeficiente sísmico vertical

$A_0$  = Valor de acuerdo a la zona sísmica de Perú

Según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, el proyecto se encuentra ubicado en la **Zona 3**, donde se presenta el factor  $Z = A_0 = 0.35$ .

$$* \quad C_{sh} = 0.50 * A_0 \quad C_{sh} = 0.50 * 0.35 = 0.175$$

$$* \quad C_{sv} = 0.70 * C_{sh} \quad C_{sv} = 0.70 * 0.175 = 0.123$$

$$* \quad \theta = \arctg\left(\frac{C_{sh}}{1-C_{sv}}\right) \quad \theta = \arctg\left(\frac{0.175}{1-0.123}\right) = 11.28^\circ$$

Por lo tanto:

$$k_{as} = \frac{\text{sen}(90^\circ + 40^\circ - 11.28^\circ)^2}{\cos(11.28^\circ) * \text{sen}(90^\circ)^2 * \text{sen}(90^\circ - 0^\circ - 11.28^\circ) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(40^\circ + 0^\circ) * \text{sen}(40^\circ - 0^\circ - 11.28^\circ)}{\text{sen}(90^\circ - 0^\circ - 11.28^\circ) * \text{sen}(90^\circ + 0^\circ)}} \right\}^2}$$

$$k_{as} = 0.374$$

El incremento dinámico se presenta cuando existe la acción de un sismo, se determina en la siguiente expresión:

$$E_{ae} = \left(\frac{1}{2} \gamma * H^2\right) (k_{as} - k_a)(1 - C_{sv})$$

$$E_{ae} = \left(\frac{1}{2} * 2 * 2.40^2\right) (0.374 - 0.22)(1 - 0.123) = 0.77 \text{ Tn}$$

Determinando la altura del empuje dinámico:

$$H_3 = \frac{2 * H}{3}$$

$$H_3 = \frac{2 * 2.40m}{3} = 1.60m$$

### 4.2.3. Cálculo de estabilidad al volteo

Se analizó la influencia del canal de riego en la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019.

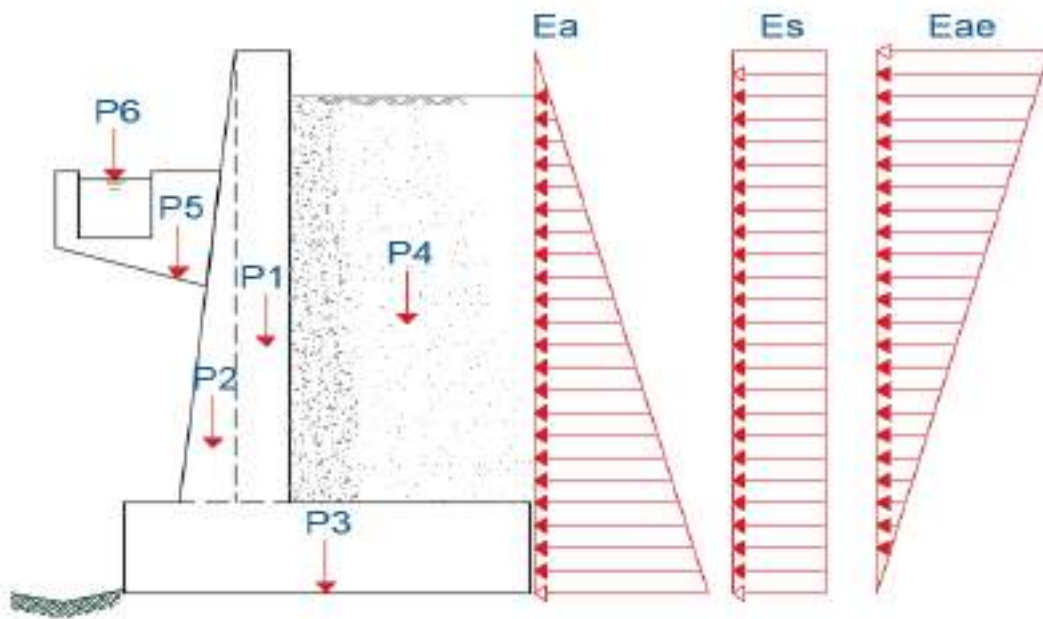


Figura 18. Esquema de Fuerzas resistentes y actuantes, Muro H=3.00m

Tabla 11

Cálculo de momentos resistentes H=3.00m

Fuerza	Peso (Ton)	Distancia (m)	Momento (Tn-m)
P1	1.73	0.75	1.30
P2	0.86	0.50	0.43
P3	3.17	1.10	3.49
P4	3.55	1.55	5.50
P5	0.89	0.30	0.27
P6	0.18	0.10	0.02
<b>TOTAL</b>	<b>10.38</b>		<b>11.01</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12

*Cálculo de momentos de volteo H=3.00m*

<b>Momentos de volteo</b>	<b>Empuje (Tn)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Momento (Tn-m)</b>
Empuje Activo	1.27	0.80	1.01
Empuje por sobrecarga	0.528	1.20	0.63
Empuje dinámico	0.77	1.60	1.23
<b>TOTAL</b>	<b>2.57</b>		<b>2.87</b>

Fuente: Elaboración propia

El factor de seguridad contra el volteo se expresa de la siguiente manera:

$$F_{SV} = \frac{M_R}{M_V} \geq 2.00$$

Donde:

$M_R$  = Momento Resistente

$M_V$  = Momento por Volteo

Por lo tanto:

$$F_{SV} = \frac{11.01Tn - m}{2.87Tn - m} = 3.83 \geq 2.00 \quad ; \text{ No se voltea, Ok!}$$

#### 4.2.4. Cálculo de estabilidad al deslizamiento

El factor de seguridad respecto al deslizamiento se denota de la siguiente manera:

$$F_{ds} = \frac{\Sigma P}{E} \geq 1.50$$

Donde:

$\Sigma P$  = Sumatoria de pesos

$\Sigma E$  = Sumatoria de empujes

Por lo tanto:

$$F_{ds} = \frac{10.38 \text{Tn}}{2.57 \text{Tn}} = 4.03 \geq 1.50 \quad ; \text{ No se desliza, Ok!}$$

#### 4.2.5. Cálculo de capacidad de carga

La capacidad admisible del suelo de fundación se obtiene mediante el factor de seguridad para cargas dinámicas superiores o igual que 3.00.

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap,portante}} \quad \sigma_{adm} = \frac{4.20 \text{kg/cm}^2}{3} = 1.40 \text{kg/cm}^2$$

La resultante de las fuerzas verticales  $R_v$ , las constituyen el propio peso de la estructura:  $R_v = 10.38 \text{ Tn}$ , determinamos el punto de aplicación de la fuerza resultante  $X_r$ :

$$X_r = \frac{M_R - M_V}{R_v} = \frac{11.01 - 2.87}{10.38} = 0.78 \text{m}$$

Determinamos la excentricidad de la fuerza resultante  $e_x$ , donde la excentricidad debe ser inferior que un sexto de la base ( $B/6 = 2.20\text{m}/6 = 0.37\text{m}$ ):

$$e_x = \frac{B}{2} - X_r \quad e_x = \frac{2.20\text{m}}{2} - 0.78\text{m} = 0.32\text{m}$$

$$e_x = 0.32\text{m} \leq 0.37\text{m} \quad ; \text{ Ok!}$$

Hallamos la presión de contacto suelo-muro de fundación  $\sigma_{Max, min}$ :

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left( 1 + \frac{6 * e_x}{B} \right) = \frac{10.38 \text{ Tn/m}}{2.20\text{m}} \left( 1 + \frac{6 * 0.32\text{m}}{2.20\text{m}} \right) = 0.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{0.88 \text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{1.40 \text{kg}}{\text{cm}^2} \quad ; \text{ Ok!}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} \left( 1 - \frac{6 * e_x}{B} \right) = \frac{10.38 \text{ Tn/m}}{2.20\text{m}} \left( 1 - \frac{6 * 0.32\text{m}}{2.20\text{m}} \right) = 0.06 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:



Tabla 13

*Condiciones de estabilidad al volteo y deslizamiento*

Estabilidad	Factor obtenido	Factor de seguridad	Condición
Por volteo	3.83	2.00	OK
Al deslizamiento	4.03	1.50	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14

*Condiciones por capacidad de carga*

Estabilidad	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{adm}}$	Condición
Capacidad de carga	0.88 kg/cm <sup>2</sup>	1.40 kg/cm <sup>2</sup>	OK

Fuente: Elaboración propia

Realizando el modelamiento del muro de contención en voladizo como elemento sólido mediante el software Sap2000:

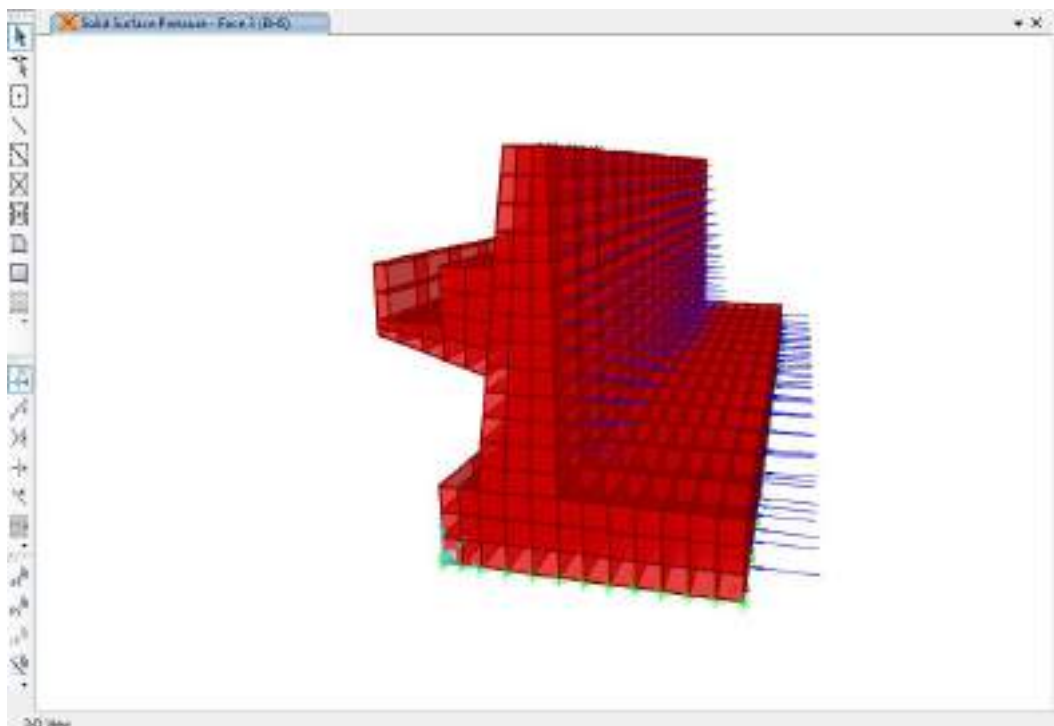


Figura 19 Aplicación de Empuje Activo

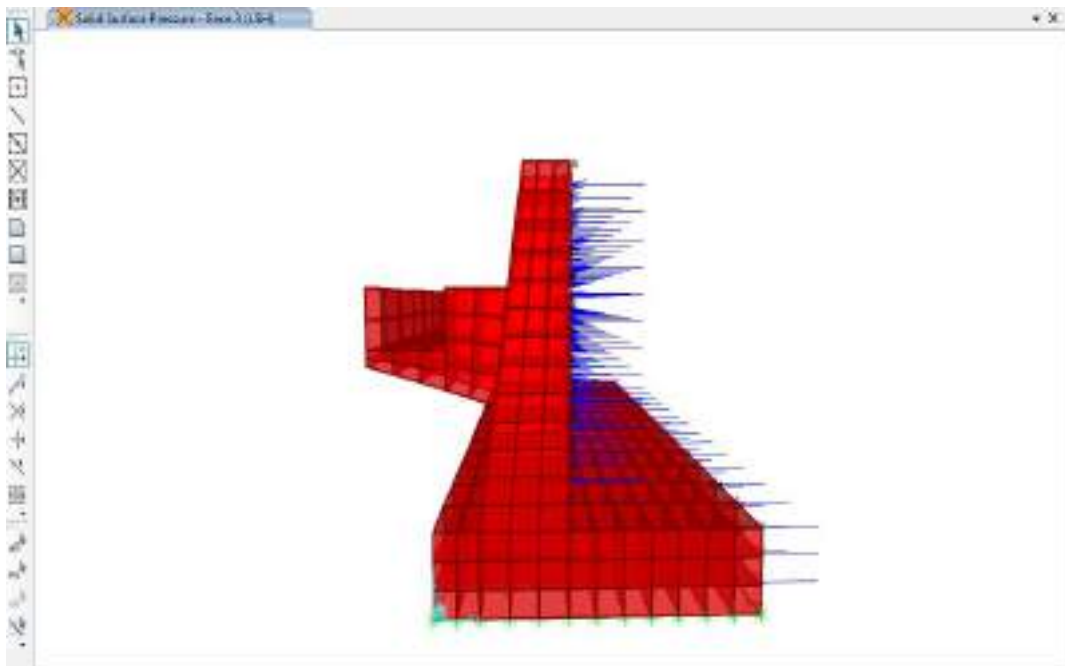


Figura 20: Aplicación de Empuje por Sobrecarga

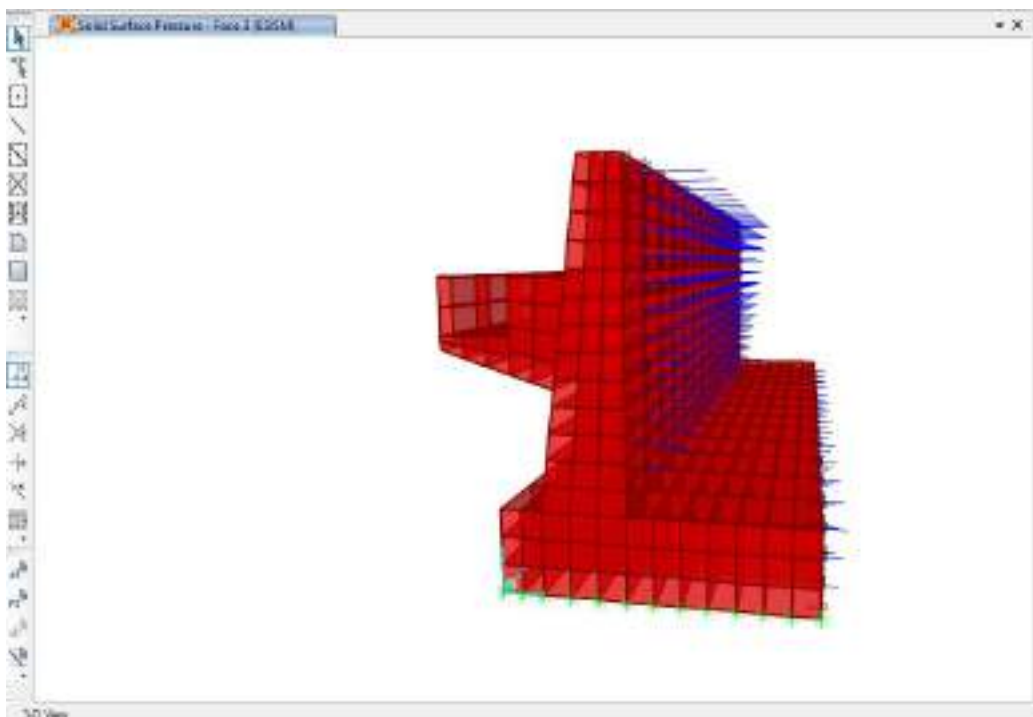


Figura 21: Aplicación de Empuje Dinámico

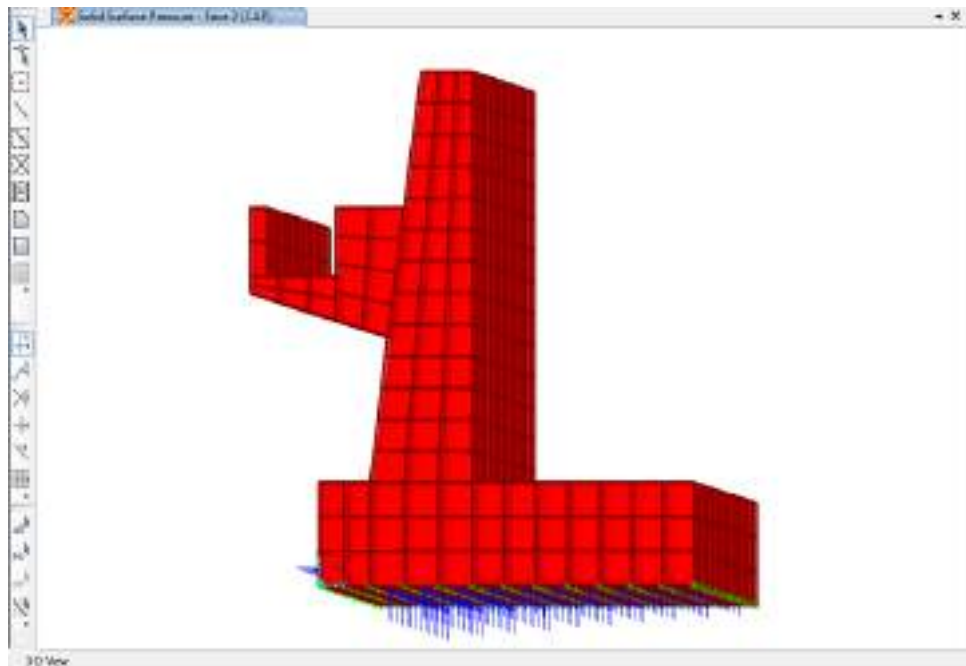


Figura 22: Capacidad de Carga

Las combinaciones de carga fueron consideradas mediante el reglamento E.020 para su aplicación en el diseño y/o verificación. Se muestran de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 &1.4D + 1.7L \\
 &1.25D + 1.25L \pm 1.00S_x \\
 &1.25D + 1.25L \pm 1.00S_y \\
 &0.9D \pm 1.00S_x \\
 &0.9D \pm 1.00S_y
 \end{aligned}$$

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

S<sub>x</sub>, S<sub>y</sub> = Carga sísmica en las direcciones Y y X respectivamente.

Además, las propiedades de los materiales optados en el proyecto son los siguientes:

Concreto:	Resistencia a la compresión	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
	Módulo de elasticidad	$E = 15100 \cdot \sqrt{210} = 2173710 \text{ kg/cm}^2$
Acero:	Resistencia a la fluencia de acero grado 60	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Se obtiene los momentos de volteo que se presenta de acuerdo a las cargas presentes:

SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V1	T	M2	M1	Global	Global	St
Case	Case	Case	Case	Case	Case	Case	Case	Case	Case	Case	Case
LSH01	LSH	LoadCase	-8.84E-01	0.000	-1.160E-01	2.800E-01	-8.830E-01	0.000	0.0	0.0	0.0
ES01	ES	LoadCase	-8.780E-01	1.000	-1.200E-01	2.580E-01	-1.900E-01	1.000	0.0	0.0	0.0
ESISM1	ESISM1	LoadCase	-8.880E-01	0.000	-1.100E-01	0.200E-01	-1.700E-01	1.000	0.0	0.0	0.0

Figura 23: Momentos de volteo

En la figura 23, LSH representa el Empuje por Sobrecarga; EHS representa el Empuje Activo y ESISM1 representa el Empuje Dinámico.

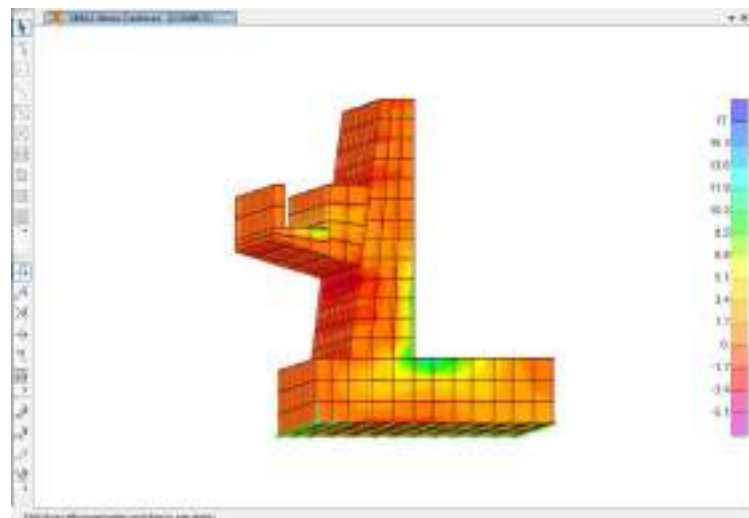


Figura 24: Esfuerzos máximos generados en el muro de contención.

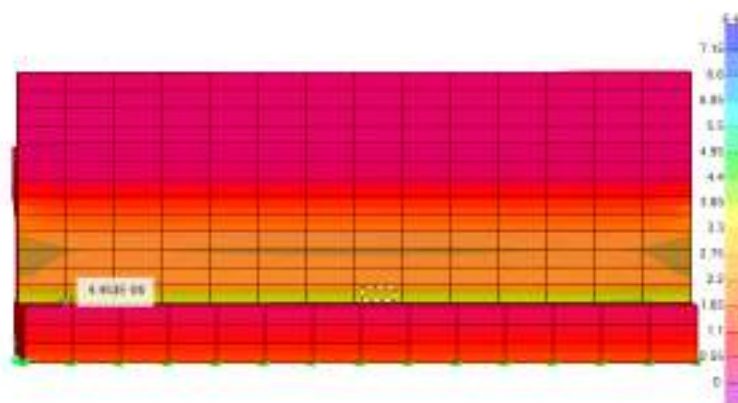


Figura 25: Verificación de elementos estructurales en la pantalla.

De acuerdo a la figura 25, el Área de acero de refuerzo es de  $A_s = 4.45\text{cm}^2$ , donde se optará por colocar acero de 5/8" determinando la siguiente distribución: 5/8" @ 0.20m.

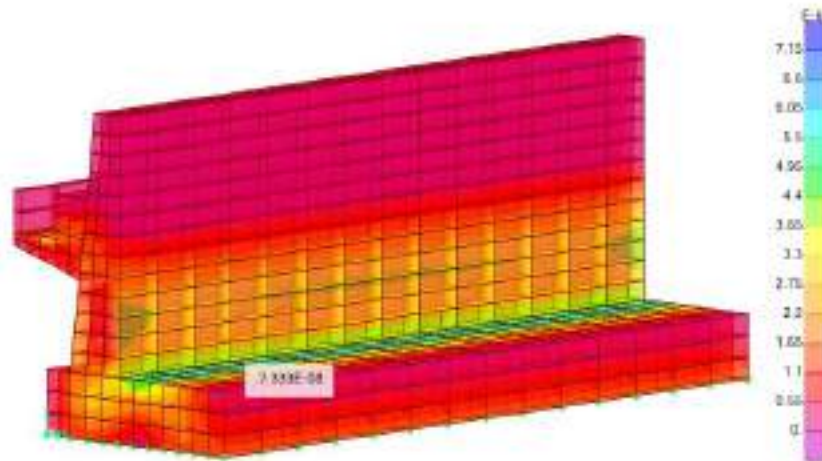


Figura 26: Verificación de elementos estructurales en la zapata

De acuerdo a la figura 26, el Área de acero de refuerzo es de  $A_s = 7.33\text{cm}^2$ , donde se optará por colocar acero de 5/8" determinando la siguiente distribución: 5/8" @ 0.20m.

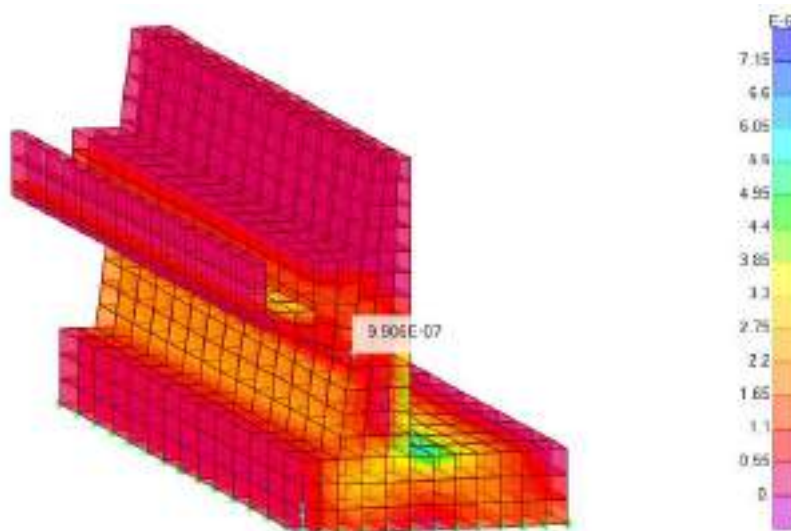


Figura 27: Verificación estructural en canal de riego

De acuerdo a la figura 27, el Área de acero de refuerzo es de  $A_s = 9.90\text{cm}^2$ , donde se optará por colocar acero de  $5/8''$  determinando la siguiente distribución:  $5/8'' @ 0.20\text{m}$ .

### 4.3. Diseño de Muro de contención en voladizo $H=4.80\text{m}$

#### 4.3.1. Predimensionamiento de Muro en voladizo y canal de riego

Se desarrolla el procedimiento para el cálculo de estructura de sostenimiento en voladizo para las diferentes alturas que se presentan en campo, con la finalidad de obtener la estructura más recomendable, cumpliendo la estabilidad requerida.

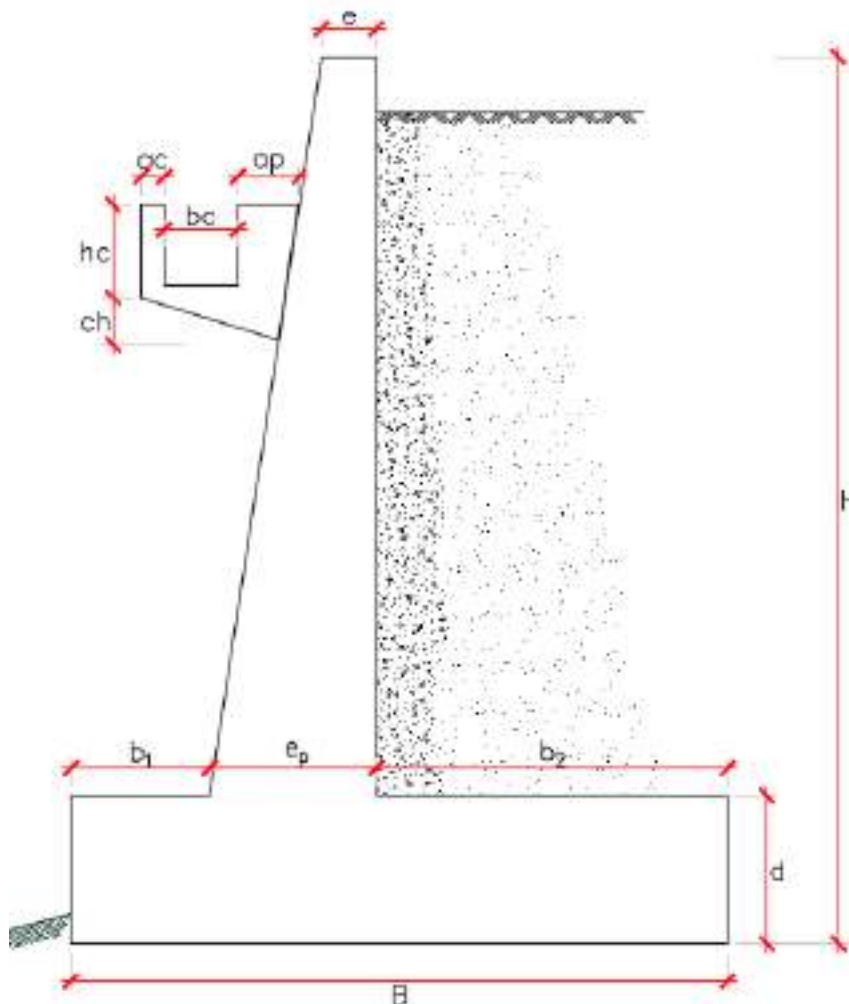


Figura 28. Simbología para Predimensionamiento de muro en voladizo  $H=4.80\text{m}$

Tabla 15

*Predimensionamiento de muro en voladizo H= 4.80m y canal de riego*

Detalles para muro H=4.80	Fórmulas para Predimensionamiento	Valores calculados	Valores asumidos
Espesor de corona (e)	$H/24 > 0.25m$	0.20m	0.30m
Espesor de cuello de muro ( $e_p$ )	H/12 a H/10	0.40m a 0.48m	0.90m
Desfase de intradós de muro ( $e_1$ )	$e_1 = e_p - e$	0.60m	0.60m
Espesor de zapata (d)	H/12 a H/6	0.40m a 0.80m	0.80m
Ancho de base (B)	0.4H a 0.7H	1.92m a 3.36m	3.55m
Dimensiones de pie ( $b_1$ )	B/4 a B/3	0.53m a 0.70m	0.75m
Dimensiones de talón ( $b_2$ )	$b_2 = B - b_1 - e_p$	1.90m	1.90m
Ancho de canal (bc)	-	-	0.40m
Muro de canal (ac)	-	-	0.10m
Altura de canal (hc)	-	-	0.50m
Muro de canal (ap)	-	-	0.40m
Base de canal (ch)	-	-	0.25m

Fuente: Elaboración propia

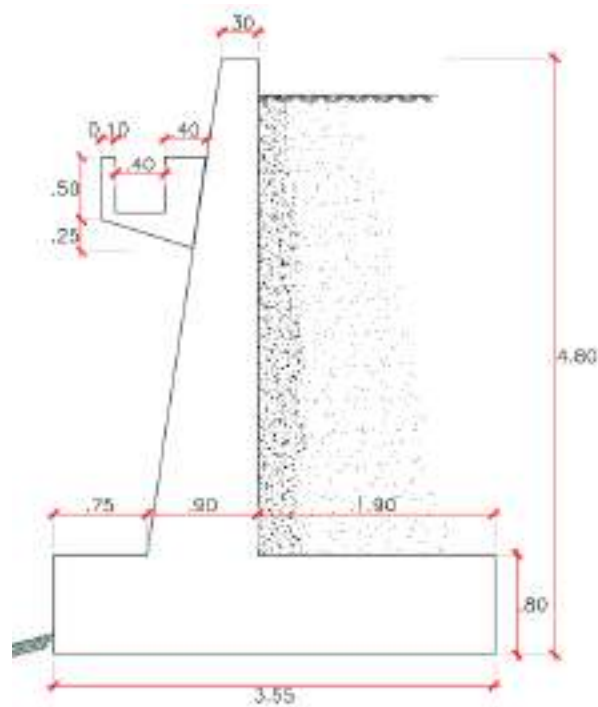


Figura 29. Dimensionamiento de muro en voladizo H=4.80m y canal de riego

### 4.3.2. Cálculo de empuje activo

De acuerdo a la Teoría de Coulomb, el suelo posee un ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ), la cual se reparte uniformemente a lo largo del plano de falla. El coeficiente **ka**, según Coulomb se expresa de la siguiente manera:

$$k_a = \frac{\text{sen}(\psi + \phi)^2}{\text{sen} \psi^2 * \text{sen}(\psi - \delta) * \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{cos}(\psi - \delta) * \text{cos}(\psi + \beta)}} \right\}^2}$$

Donde:

$\psi$  = Ángulo de la cara interior de la pantalla con la horizontal ( $90^\circ$ )

$\beta$  = Ángulo del relleno con la horizontal ( $0^\circ$ )

$\delta$  = Ángulo de fricción muro – suelo. ( $0^\circ$ )

El coeficiente **ka**, es:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \qquad k_a = \frac{1 - \text{sen}(40^\circ)}{1 + \text{sen}(40^\circ)} = 0.22$$

Determinando la altura del empuje activo:

$$H_1 = \frac{H}{3}$$
$$H_1 = \frac{4.00\text{m}}{3} = 1.33\text{m}$$

El empuje activo **E<sub>a</sub>** se determina de la siguiente manera:

$$E_a = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * H^2$$
$$E_a = \frac{1}{2} * 0.22 * 2 * 4.00^2 = 3.52 \text{ Tn}$$



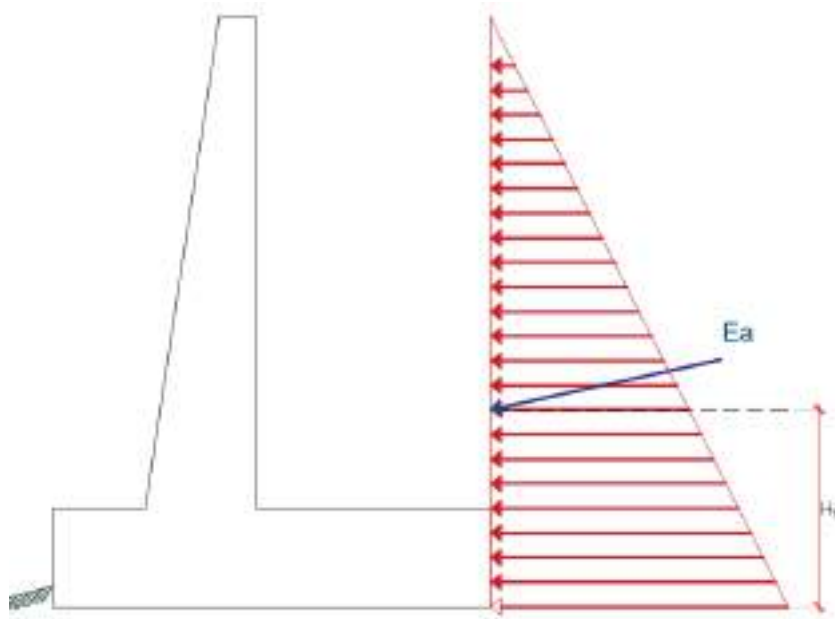


Figura 30. Empuje activo H=4.80m

### 4.3.3. Cálculo de empuje por sobrecarga

La sobrecarga se convierte en porción de material equivalente de altura  $H_s$ , de acuerdo al peso específico  $\gamma$ , se expresa de la siguiente manera:

$$H_s = \frac{W}{\gamma}$$

$$H_s = \frac{1.00 \text{ Tn/m}^2}{2.00 \text{ Tn/m}^3} = 0.50 \text{ m}$$

El empuje por sobrecarga  $E_s$  se determina de la siguiente manera:

$$E_s = H_s * k_a * \gamma * H$$

$$E_s = 0.50 \text{ m} * 0.22 * 2 * 4.00 = 0.88 \text{ Tn}$$

Determinando la altura del empuje por sobrecarga:

$$H_2 = \frac{H}{2} \quad H_2 = \frac{4.00 \text{ m}}{2} = 2.00 \text{ m}$$

#### 4.3.4. Cálculo de empuje dinámico

El coeficiente de presión dinámica activa  $k_{as}$ , se obtendrá de acuerdo a la fórmula de Mononobe-Okabe, la cual incorpora el efecto dinámico más el estático, logrando ejercer una fuerza total en el propio punto.

$$k_{as} = \frac{\text{sen}(\psi + \phi - \theta)^2}{\cos\theta * \text{sen}\psi^2 * \text{sen}(\psi - \delta - \theta) * \left\{1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta) * \text{sen}(\psi + \beta)}}\right\}^2}$$

Para obtener el coeficiente  $k_{as}$ , primero se determina  $\theta$ , como se presenta a continuación:

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) \quad C_{sh} = 0.50 * A_0 \quad C_{sv} = 0.70 * C_{sh}$$

Según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, el proyecto se encuentra ubicado en la **Zona 3**, donde se presenta el factor  $Z = A_0 = 0.35$ .

$$C_{sh} = 0.50 * A_0 \quad C_{sh} = 0.50 * 0.35 = 0.175$$

$$C_{sv} = 0.70 * C_{sh} \quad C_{sv} = 0.70 * 0.175 = 0.123$$

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) \quad \theta = \text{arctg}\left(\frac{0.175}{1 - 0.123}\right) = 11.28^\circ$$

Por lo tanto:

$$k_{as} = \frac{\text{sen}(90^\circ + 40^\circ - 11.28^\circ)^2}{\cos(11.28^\circ) * \text{sen}(90^\circ)^2 * \text{sen}(90^\circ - 0^\circ - 11.28^\circ) * \left\{1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(40^\circ + 0^\circ) * \text{sen}(40^\circ - 0^\circ - 11.28^\circ)}{\text{sen}(90^\circ - 0^\circ - 11.28^\circ) * \text{sen}(90^\circ + 0^\circ)}}\right\}^2}$$

$$k_{as} = 0.374$$

El incremento dinámico se presenta cuando existe la acción de un sismo, se determina en la siguiente expresión:

$$E_{ae} = \left( \frac{1}{2} \gamma * H^2 \right) (k_{as} - k_a)(1 - C_{sv})$$

$$E_{ae} = \left( \frac{1}{2} * 2 * 4.00^2 \right) (0.374 - 0.22)(1 - 0.123) = 2.16 \text{Tn}$$

Determinando la altura del empuje dinámico:

$$H_3 = \frac{2 * H}{3} \qquad H_3 = \frac{2 * 4.00 \text{m}}{3} = 2.66 \text{m}$$

### 4.3.3. Cálculo de estabilidad al volteo

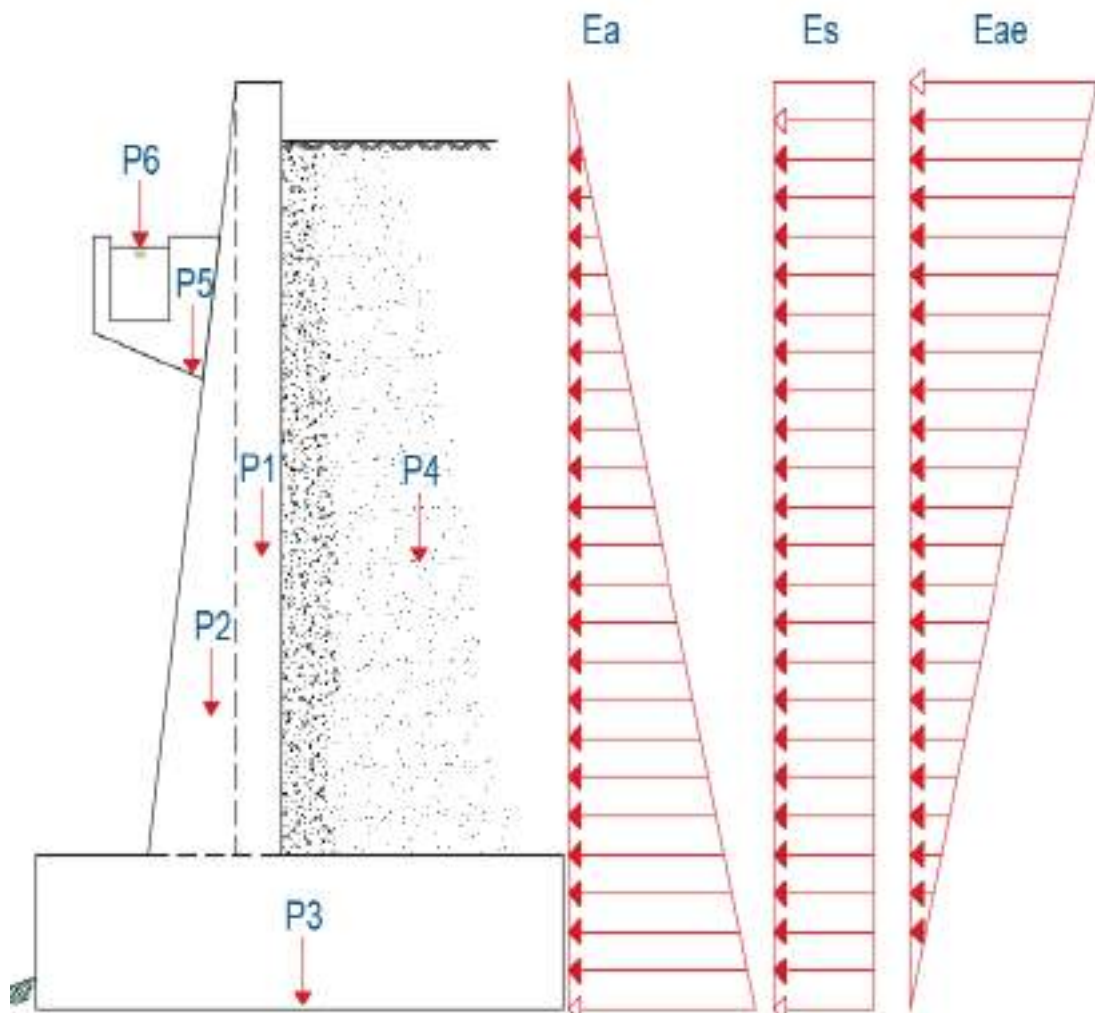


Figura 31. Esquema de Fuerzas resistentes y actuantes H=4.80m

Tabla 16

*Cálculo de momentos resistentes H=4.80m*

Fuerza	Peso (Ton)	Distancia (m)	Momento (Tn-m)
P1	2.88	1.50	4.32
P2	2.88	1.15	3.31
P3	6.82	1.775	12.11
P4	8.44	2.60	21.94
P5	0.89	0.90	0.80
P6	0.18	0.70	0.13
<b>TOTAL</b>	<b>22.09</b>		<b>42.61</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17

*Cálculo de momentos de volteo H=4.80m*

Momentos de volteo	Empuje (Tn)	Altura (m)	Momento (Tn-m)
Empuje Activo	3.52	1.33	4.68
Empuje por sobrecarga	0.88	2.00	1.76
Empuje dinámico	2.16	2.66	7.47
<b>TOTAL</b>	<b>6.56</b>		<b>13.91</b>

Fuente: Elaboración propia

El factor de seguridad contra el volteo se expresa de la siguiente manera:

$$F_{SV} = \frac{M_R}{M_V} \geq 2.00$$

Donde:

$M_R$  = Momento Resistente

$M_V$  = Momento por Volteo

Por lo tanto:

$$F_{SV} = \frac{42.61 \text{Tn} - \text{m}}{13.91 \text{Tn} - \text{m}} = 3.06 \geq 2.00 \quad ; \text{ No se voltea, Ok!}$$

#### 4.3.4. Cálculo de estabilidad al deslizamiento

El factor de seguridad respecto al deslizamiento se denota de la siguiente manera:

$$F_{ds} = \frac{\Sigma P}{E} \geq 1.50$$

Donde:

$\Sigma P$  = Sumatoria de pesos

$\Sigma E$  = Sumatoria de empujes

Por lo tanto:

$$F_{ds} = \frac{22.09Tn}{6.56Tn} = 3.36 \geq 1.50 \quad ; \text{ No se desliza, Ok!}$$

#### 4.3.5. Cálculo de capacidad de carga

La capacidad admisible del suelo de fundación se obtiene mediante el factor de seguridad para cargas dinámicas superiores o igual que 3.00.

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap,portante}}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{4.20kg/cm^2}{3} = 1.40kg/cm^2$$

La resultante de las fuerzas verticales  $R_v$ , las componen el propio peso de la estructura:  $R_v = 22.09 Tn$

Determinamos el punto de aplicación de la fuerza resultante  $X_r$ :

$$X_r = \frac{M_R - M_V}{R_v} =$$

$$X_r = \frac{42.61 - 13.91}{22.09} = 1.28m$$

Determinamos la excentricidad de la fuerza resultante  $e_x$ , donde la excentricidad debe ser inferior que un sexto de la base ( $B/6 = 3.55\text{m}/6 = 0.59\text{m}$ ):

$$e_x = \frac{B}{2} - X_r \qquad e_x = \frac{3.55\text{m}}{2} - 1.28\text{m} = 0.49\text{m}$$

$e_x = 0.49\text{m} \leq 0.59\text{m}$  ¡Ok!

Hallamos la presión de contacto suelo-muro de fundación  $\sigma_{\text{Max, min}}$ :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{R_V}{B} \left( 1 + \frac{6 * e_x}{B} \right) = \frac{22.09 \text{ Tn/m}}{3.55\text{m}} \left( 1 + \frac{6 * 0.49\text{m}}{3.55\text{m}} \right) = 1.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{1.14\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{\text{adm}} = \frac{1.40\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{¡ Ok!}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{R_V}{B} \left( 1 - \frac{6 * e_x}{B} \right) = \frac{6.83 \text{ Tn/m}}{2.20\text{m}} \left( 1 - \frac{6 * 0.28\text{m}}{2.20\text{m}} \right) = 0.11 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

Tabla 18

*Condiciones de estabilidad al volteo y deslizamiento*

Estabilidad	Factor obtenido	Factor de seguridad	Condición
Por volteo	3.06	2.00	OK
Al deslizamiento	3.36	1.50	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19

*Condiciones por capacidad de carga*

Estabilidad	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{adm}}$	Condición
Capacidad de carga	1.14 kg/cm <sup>2</sup>	1.40 kg/cm <sup>2</sup>	OK

Fuente: Elaboración propia

Realizando el modelamiento del muro de contención en voladizo como elemento sólido mediante el software Sap2000:

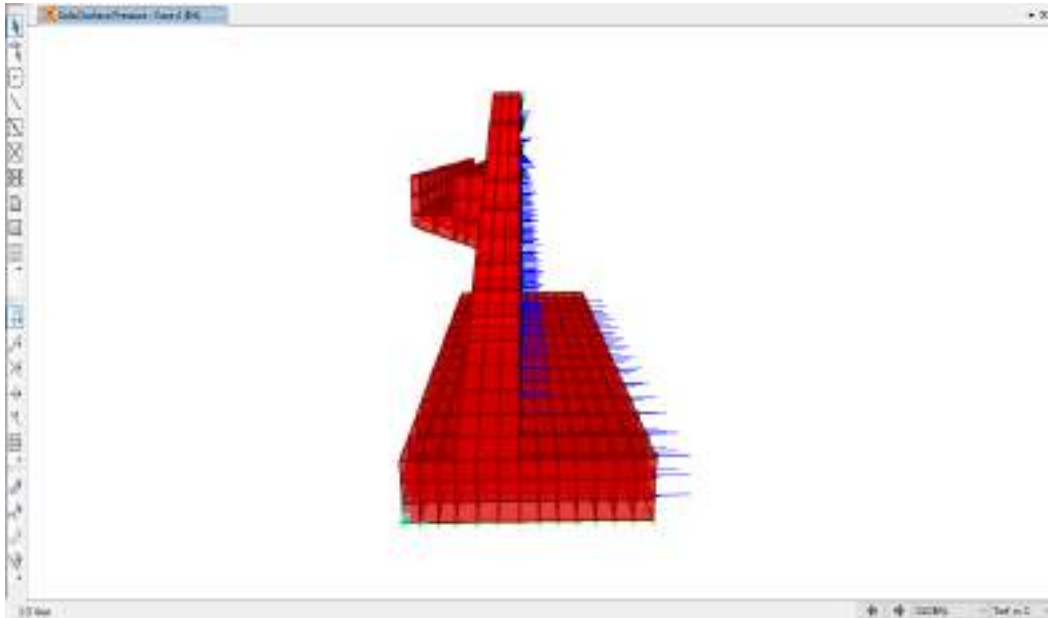


Figura 32: Aplicación de Empuje Activo en muro H=4.80m.

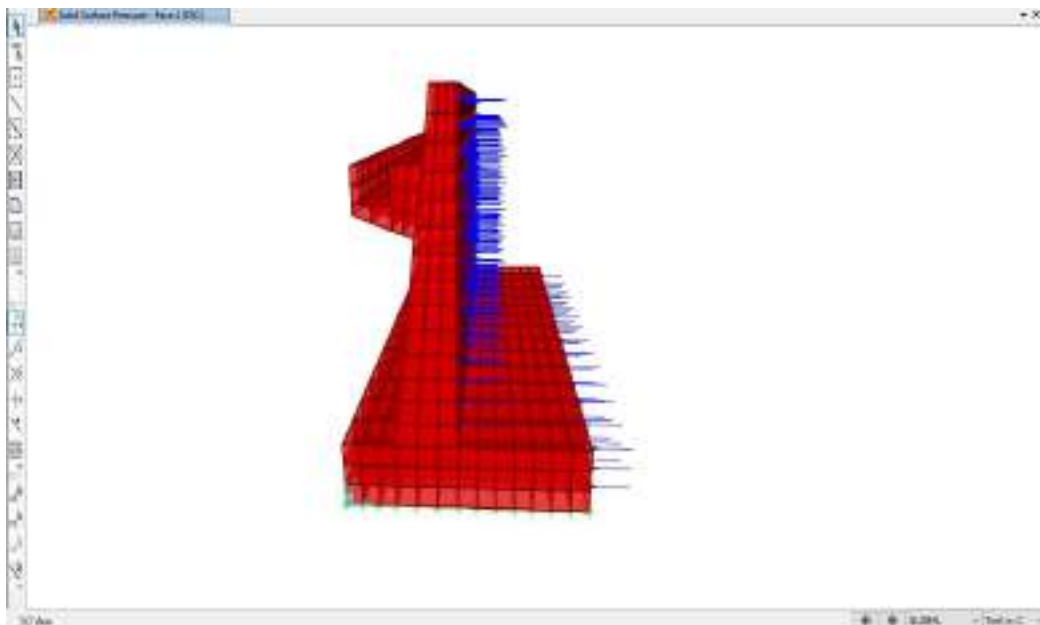


Figura 33: Aplicación de Empuje por Sobrecarga en muro H=4.80m.

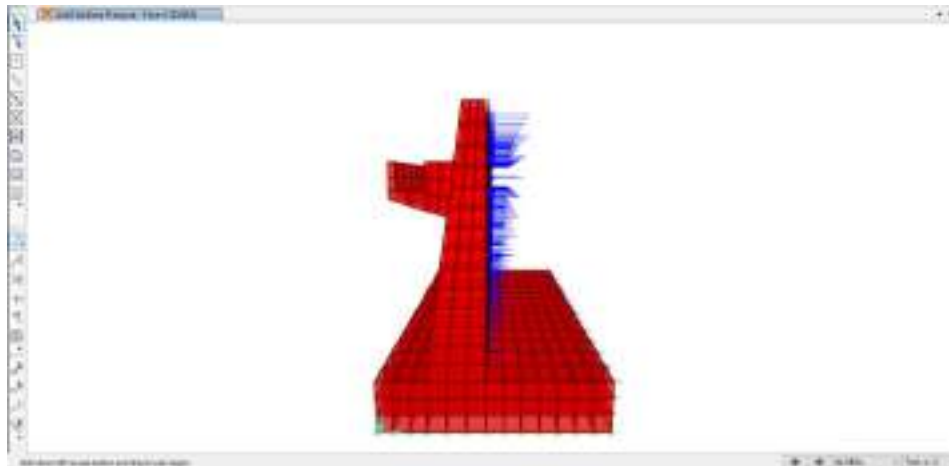


Figura 34: Aplicación de Empuje Dinámico en muro H=4.80m.

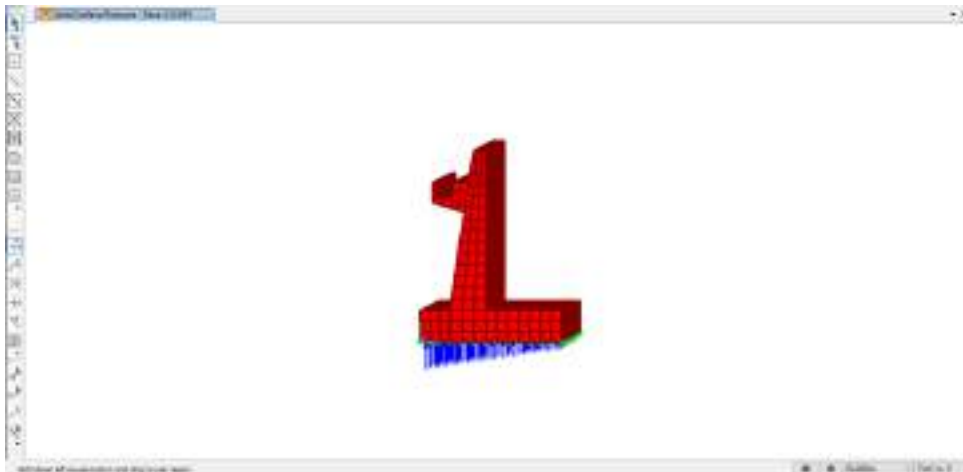


Figura 35: Capacidad de Carga en muro H=4.80m.

Las combinaciones de carga fueron consideradas mediante el reglamento E.020 para su aplicación en el diseño y/o verificación. Se muestra de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 &1.4D + 1.7L \\
 &1.25D + 1.25L \pm 1.00S_x \\
 &1.25D + 1.25L \pm 1.00S_y \\
 &0.9D \pm 1.00S_x \\
 &0.9D \pm 1.00S_y
 \end{aligned}$$

Donde:

D = Carga muerta  
L = Carga viva

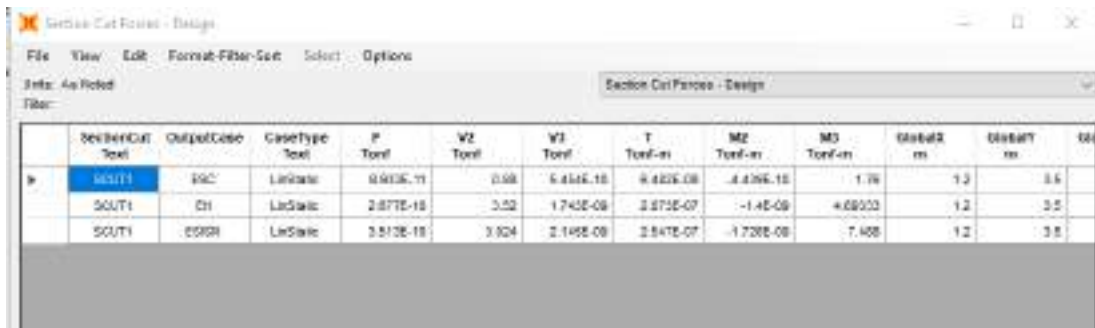


$S_x, S_y$  = Carga sísmica en las direcciones X e Y respectivamente.

Además, las propiedades de los materiales considerados en el proyecto son los siguientes:

Concreto: Resistencia a la compresión  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
Módulo de elasticidad  $E = 15100 * \sqrt{210} = 2173710 \text{ kg/cm}^2$   
Acero: Resistencia a la fluencia de acero grado 60  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Se obtiene los momentos de volteo que se presenta de acuerdo a las cargas presentes:



SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V1	T	M2	M3	DisplX	DisplY	Rot
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	m	m	rad
ESCUT1	ESC	LinSais	0.913E-11	0.98	6.414E-18	8.423E-08	-4.439E-18	1.78	1.3	3.4	
SQUT1	EH	LinSais	2.877E-18	3.52	1.745E-09	2.875E-07	-1.4E-09	4.68033	1.2	3.5	
SQUT1	ESISM	LinSais	3.813E-18	3.924	2.145E-09	3.847E-07	-1.728E-09	7.458	1.2	3.5	

Figura 36: Momentos de Volteo en muro H=4.80m.

En la figura 36, ESC representa el Empuje por Sobrecarga; EH representa el Empuje Activo y ESISM representa el Empuje Dinámico.

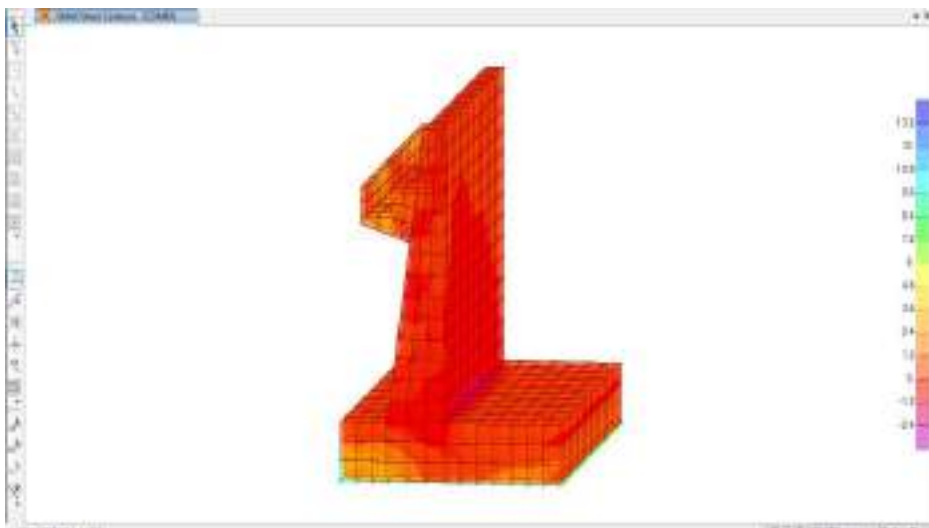
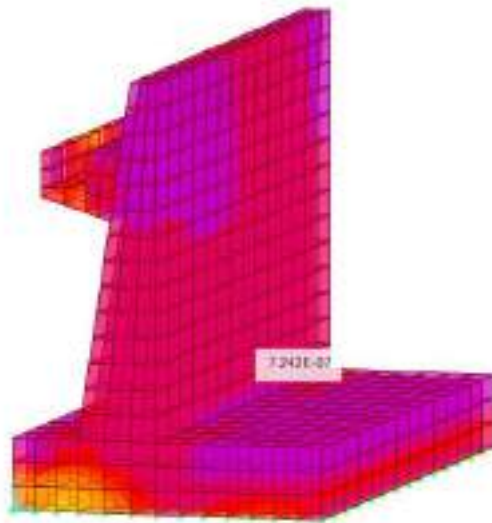
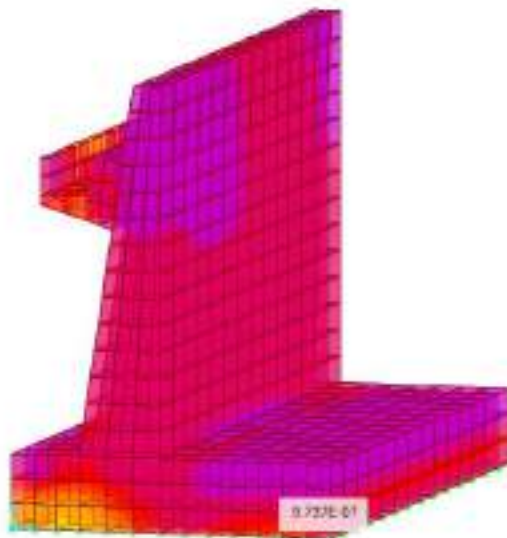


Figura 37: Esfuerzos máximos generados en el muro H=4.80m.



*Figura 38:* Verificación de elementos estructurales en la pantalla H=4.80m.

De acuerdo a la figura 25, el Área de acero de refuerzo es de  $A_s = 7.24\text{cm}^2$ , donde se optará por colocar acero de 5/8" determinando la siguiente distribución: 5/8" @ 0.20m.



*Figura 39:* Verificación de elementos estructurales en la zapata

De acuerdo a la figura 26, el Área de acero de refuerzo es de  $A_s = 9.73\text{cm}^2$ , donde se optará por colocar acero de 5/8" determinando la siguiente distribución: 5/8" @ 0.20m.

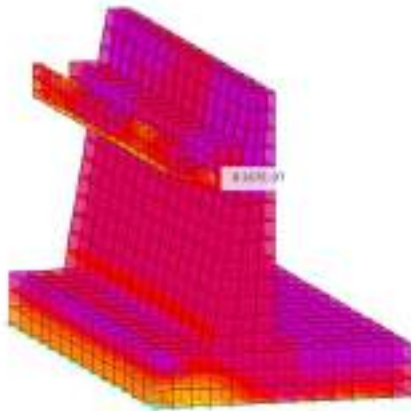


Figura 40: Verificación estructural en canal de riego

De acuerdo a la figura 40, el Área de acero de refuerzo es de  $A_s = 9.90\text{cm}^2$ , donde se optará por colocar acero de 5/8" determinando la siguiente distribución: 5/8" @ 0.20m.

Después de haber obtenido los valores respecto a las fuerzas, se observará la influencia que presenta hacia los factores de seguridad debido a las dimensiones de acuerdo a las diferentes alturas de muro presentado realizando el Método Mononobe-Okabe:

Tabla 20

*Influencia respecto a los factores de seguridad*

Muro	Factor de seguridad por deslizamiento	Factor de seguridad por volteo	% de seguridad deslizamiento	% de seguridad al volteo
H = 3.00m	4.03	3.83	268.67%	191.50%
H = 4.80m	3.36	3.06	224.00%	153.00%

Fuente: Elaboración propia

Realizando un comparativo con los factores de seguridad mínimos a la cual debemos obedecer para H=3.00m y H=4.80m, se observó que respecto a la condición por deslizamiento se eleva en un 268.67% y 224.00% en relación al factor mínimo; y en la condición por volteo se presenta en un 191.50% y 153.00% superior al factor mínimo, por lo cual se determina que ambos muros se desempeñan adecuadamente.

#### **4.4. Impacto institucional**

El proyecto de Inversión realizado por el Gobierno Regional de Junín presentándose como Unidad Formuladora y Ejecutora, alcanzaron el objetivo de implementar los muros de contención con el objetivo de culminar con el pavimento flexible que detallaba en el Presupuesto contractual. Puesto que se realizó el proyecto de manera transparente y ordenada teniendo en cuenta el buen nivel de desarrollo humano y social, así evitando problemas sociales y trabajando en armonía con los pobladores de la zona, lo que conlleva grandes cambios en las poblaciones aledañas con la mejora de los servicios básicos y presentando la calidad correspondiente. El impacto que generó en el Gobierno Regional de Junín se mostró de manera efectiva y eficaz debido a que fortalece la confianza de la sociedad de la región hacia la Entidad que implica la lucha por conseguir la descentralización, implementación, conservación del medio ambiente y mejoramiento en los diversos sectores, asociados directamente al desarrollo regional. De esta manera es que el Gobierno Regional de Junín demuestra que es un instituto comprometido en resolver problemáticas en la cual todos los que intervienen la actividad salen beneficiados social y económicamente, ejecutando proyectos de buena calidad y con un horizonte considerable.

## V. CONCLUSIONES

En el presente proyecto se determinó el análisis técnico para la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019, y se concluyó que los muros de contención cumplen con los requerimientos de estabilidad por volteo, deslizamiento (Tabla 13 y 18) analizados por el Método Mononobe-Okabe y la capacidad de carga (Tabla 14 y 19). Así mismo, Valentín (2019) concluye que la estructura de sostenimiento en voladizo tiene un mejor comportamiento estructural puesto que cumple con todo análisis técnico y económico como solución para estabilización de taludes en carreteras.

En el presente proyecto se analizó el efecto que tiene los parámetros geotécnicos del suelo en la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019, se concluyó que es importante realizar los ensayos de laboratorio para la obtención de datos (Tabla 9) con los cuales se podrá determinar el análisis técnico en base a la capacidad portante. También Lucero, Pachacama y Rodríguez (2012) concluyeron que la función del muro de contención cumplirá la función teniendo en cuenta el suelo mediante sus condiciones.

En el presente proyecto se determinó las dimensiones para el diseño del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca – La Unión, Tarma 2019, se concluyó que es fundamental realizar el Predimensionamiento de la corona, base de cimentación, pie y talón con los factores de seguridad mínimos para los muros de  $H=3.00\text{m}$  (Figura 16) y  $4.80\text{m}$  (Figura 29), para lograr el cálculo de dimensionado que es necesario llevar a cabo en las estructuras de contención antes de poder calcular con precisión los esfuerzos que actúan sobre ella. Así mismo, Ballón y Echenique (2017) determinaron que el Método Mononobe-Okabe es el más apropiado puesto que la altura de los muros es proporcional a la fuerza que se genera.

En el presente proyecto se analizó la influencia del canal de riego en la implementación del muro de contención para la ampliación de la carretera Pomachaca

– La Unión, Tarma 2019, se concluyó que la influencia es mínima puesto que no genera ningún tipo de falla al muro debido al momento resistente que se presenta (Tabla 11 y 16), puesto que se considera como empotramiento en la estructura de sostenimiento en voladizo. Además, Valentin (2019) concluye que las verificaciones realizadas en el muro de contención en voladizo se obtiene valores de factor de seguridad que son superiores al mínimo.

## **VI. RECOMENDACIONES**

Se recomienda que para elaborar el análisis técnico con programas y/o softwares adicionales la cual nos permite verificar las condiciones estáticas y pseudoestáticas, realizando una comparación con la elaboración manual para los cálculos estructurales.

Se recomienda que para realizar con mayor exactitud el análisis sísmico, evaluar el mapa de isoaceleraciones en cambio de los valores optados por la norma, o en todo caso, implementar un estudio sísmico del lugar.

Se recomienda que para realizar el Predimensionamiento y evaluar los valores obtenidos con la finalidad de que logre cumplir con los factores de seguridad mínimos, para no incrementar las dimensiones del muro de manera exagerada por temas económicos, condiciones de estabilidad y rendimiento funcional.

Se recomienda que para la reubicación provisional del canal de riego con tubería de PVC SAP 8" para el proceso constructivo de la estructura de contención que se va a intervenir el canal de riego existente el cual es de necesidad para la Junta de regantes de la población, para posteriormente empotrar al muro, con la finalidad de no afectar a los agricultores de la población.

## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, H. J. (2012). *Diseño de muros de Contención*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Arroyo Quiliche, Z., & Capuña Bautista, S. (2016). *Alternativas de contención en las MZ D1 y E1 del sector Arica, distrito de Coishco - Santa - Ancash*. Tesis, Universidad Nacional de Santa, Ancash.
- Ballón Benavente, A., & Echenique Sosa, J. F. (2017). *Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima.
- Barros, J. (2005). *Muros de contención*. México: CEAC.
- Calavera, J. (1989). *Muros de contencion y muros de sotano*. Madrid: INTEMAC.
- Castelan Sayago, E. (2008). *Manual de carreteras*. Mexico.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones. 5ta ed.* Ed. Limusa.
- Cuzco Minchán, J. C. (2018). *Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en gravedad, voladizo y confrafuertes*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.
- Das, B. M. (2000). *Fundamentos de Ingenieria Geotecnica*. California.
- Fratelli, M. G. (1993). *Suelos, fundaciones y muros*. Venezuela: Astrom.
- Hernández Sampieri, R., & Mendoza Torres, C. P. (2018). *Metodología de la Investigación Las rutas cuantitativa, cualitativa y mista*. México: Mc Graw Hill Education.
- Lucero Pardo, F. H., Pachacama Paiza, E. A., & Rodriguez Montero, W. A. (2012). *Análisis y diseño de muros de contención*. Universidad Central del Ecuador, Ecuador.
- Mendieta Molina, E. A. (2016). *Análisis, comparación y diseño optimizado para muros de contención*. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Costa Rica.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Lima.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de Carreteras: Mantenimiento o conservación vial*. Lima .



- Núñez Candiotti, I. J. (2020). *Comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud, ciudad de Huancayo - 2018*. Universidad Continental, Huancayo.
- Ordoñez, A. (2015). *Muros de contención*. Lima.
- Ortega García, J. E. (2015). *Diseño de estructuras de concreto armado Tomo II. Macro*.
- Parella Stracuzzi, S., & Martins Pestana, F. (2012). *Metodología de la Investigación Cuantitativa*. Caracas: FEDUPEL.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (2012). *Ingeniería de Cimentaciones*. Mexico: Ed. Limusa S.A.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2018). *Norma E0.50 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú.
- Rico Rodríguez, A., Mendoza Días, A., & Mayoral Grajeda, E. F. (1998). *Condiciones operativas y de proyecto geométrico para vehículos de carga*. México: Instituto Mexicano del Transporte.
- Suarez, J. (2015). *Deslizamientos: Técnicas de remediación*. Geotecnologías S.A.S.
- Torres Belandria, R. A. (2008). *Análisis y Diseño de muros de contención de concreto armado*. Merida: Fondonorma-Milco.
- Valentin Calixto, J. E. (2019). *Análisis técnico y económico de muros de contención para estabilizar taludes inferiores de plataformas de la carretera Canta-Huayllay, Km1+920 al Km2+000*. Universidad César Vallejo.

## ANEXOS

### Fotos



*Figura 41.* Talud y canal de riego existente.



*Figura 42.* Calicatas para estudio.



*Figura 43.* Levantamiento topográfico.



*Figura 44.* Vaciado de concreto para solado  $f'c=100\text{kg/cm}^2$ .



Figura 45. Vaciado de concreto para zapata  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ .



Figura 46. Encofrado para muro de contención en voladizo  $H=3.00$ .



*Figura 47.* Elaboración de probetas de concreto.



*Figura 48.* Armadura de acero para canal de riego.



*Figura 49.* Desencofrado de muro de contención H=4.80m.



*Figura 50.* Habilitación de acero para muro de contención y canal de riego.



*Figura 51:* Canal de riego



*Figura 52:* Muro de contención en voladizo H=3.00m



*Figura 53:* Vista panorámica muro de contención en voladizo



*Figura 54:* Muro de contención en voladizo H=4.80m





*Figura 55:* Muro de contención en voladizo y canal de riego km0+750



*Figura 56:* Vista panorámica muro de contención y carpeta asfáltica en la carretera



# TECNOVIAS

## CONTROL DE CALIDAD Y ESTUDIOS GEOTECNICOS

Nombre del proyecto	Mejoramiento de la carretera Patachaca - La Unión - Condorcocha - Caripa, distrito de La Unión Leticia, provincia De Tarma - Junín
Ubicación	Tarma - Tarma - Junín

### Suelo Tipo SP

Calicata	SUCS	Prof. (m)	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	C (kPa)	$\phi$	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad	Contenido de Humedad
C-01	Relleno SP	3.00 1.50	- 2.00	- 0	- 40°	- NP	- NP	- NP	- 4%

### Suelo Tipo SC

Calicata	SUCS	Prof. (m)	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	C (kPa)	$\phi$	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad	Contenido de Humedad
C-02	Relleno SC	1.00 0.80	- 1.73	- 2.50	- 27.1°	- 49	- 28	- 21	- 20.9%

### Suelo Tipo SC

Calicata	SUCS	Prof. (m)	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	C (kPa)	$\phi$	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad	Contenido de Humedad
C-03	Relleno SC	0.50 1.00	- 1.76	- 2.57	- 32.1°	- 25.98	- 11.71	- 14.27	- 18.89%

Figura 57. Parámetros geotécnicos.

Presupuesto	0201006	MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA POMACHACA - LA UNION - CONDORCOCHA - CARIPA (EXPEDIENTE SALDO) -				
Subpresupuesto	001	MUROS DE CONTENCIÓN				
Cliente	GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN					
Lugar	JUNIN - TARMA - LA UNION					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.	
01	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					<b>40,408.48</b>
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	gb	1.00	15,806.10	15,806.10	
01.02	TRAZO Y REPLANTEO TOPOGRAFICO	km	1.49	1,594.03	2,375.10	
01.03	TRAZO Y NIVELACION DE OBRAS DE ARTE	m2	2,986.00	4.48	13,377.28	
01.04	MANTENIMIENTO DE TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL	gb	5.00	1,770.00	8,850.00	
02	<b>MOVIMIENTO DE TIERRA</b>					<b>108,182.25</b>
02.01	DESBROCE Y LIMPIEZA	ha	0.20	1,257.76	251.55	
02.02	EXCAVACIÓN EN MATERIAL SUELTO	m3	7,180.61	5.15	36,981.17	
02.03	EXCAVACIÓN EN ROCA FIJA	m3	65.70	29.28	1,923.70	
02.04	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONAS DE CORTE	m2	6,091.87	2.41	15,127.41	
02.05	TERRAPLEN CON MATERIAL PROPIO	m3	2,061.12	11.82	24,382.44	
02.06	TERRAPLEN CON MATERIAL DE CANTERA	m3	707.47	37.48	26,515.98	
3	<b>OBRAS DE ARTE Y DRENAJE</b>					<b>1,879,068.42</b>
3.01	<b>ALCANTARILLAS PROYECTADAS TIPO MARCO</b>					<b>24,121.80</b>
03.01.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS	m3	52.07	23.86	1,242.39	
03.01.02	RELLENO Y COMPACTACION	m3	3.96	66.40	262.94	
03.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN MARCOS	m2	111.58	41.13	4,588.45	
03.01.04	ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2	kg	2,201.58	5.93	13,055.25	
03.01.05	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 EN ALEROS, MUROS Y LOSA	m3	13.72	337.33	4,628.17	
03.01.06	EMBOQUILLADO DE PIEDRA ENTRADA/SALIDA	m2	10.50	32.77	344.09	
3.02	<b>ALCANTARILLAS A REEMPLAZAR</b>					<b>99,248.43</b>
03.02.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS	m3	234.61	23.86	5,597.79	
03.02.02	RELLENO Y COMPACTACION	m3	48.92	66.40	3,115.49	
03.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ALCANTARILLAS	m2	89.98	41.13	3,700.88	
03.02.04	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 EN ALEROS, MUROS Y LOSA CON PARAPETO	m3	49.98	337.33	16,859.75	
03.02.05	ALCANTARILLA DE TMC D=48"	m	6.20	1,009.89	6,261.32	
03.02.06	EMBOQUILLADO DE PIEDRA ENTRADA/SALIDA ALCANTARILLAS E=0.20M	m2	113.25	32.77	3,711.20	
3.03	<b>CUENTAS REVESTIDAS TRIANGULARES</b>					<b>8,881.81</b>
03.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CUNETAS TRIANGULARES	m2	45.66	41.13	1,878.00	
03.03.02	CONCRETO PC=175 KG/CM2	m3	13.70	310.24	4,250.29	
03.03.03	JUNTA DE DILATACION	m	45.66	5.11	233.32	
3.04	<b>CUENTAS REVESTIDAS RECTANGULARES</b>					<b>147,848.34</b>
03.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CUNETAS RECTANGULARES	m2	1,062.00	41.13	43,880.06	
03.04.02	CONCRETO PC=175 KG/CM2	m3	318.60	310.24	98,842.46	
03.04.03	JUNTA DE DILATACION	m	1,062.00	5.11	5,428.82	
3.05	<b>REPOSICION DE CANALES EXISTENTES</b>					<b>117,280.98</b>
03.05.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CUNETAS	m2	520.00	41.13	21,387.60	
03.05.02	CONCRETO PC=175 KG/CM2 PARA CANALES	m3	57.20	310.24	17,745.73	
03.05.03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA SOPORTE DE CANAL	m3	525.00	148.87	78,158.75	
3.06	<b>MUROS DE CONTENCIÓN</b>					<b>1,844,087.88</b>
03.06.01	EXCAVACIÓN EN MATERIAL SUELTO	m3	4,615.42	5.15	23,769.41	
03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS	m2	3,789.21	41.13	155,850.21	
03.06.03	RELLENOS PARA ESTRUCTURAS	m3	2,800.61	22.28	57,889.58	
03.06.04	ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2	kg	112,631.62	5.93	667,905.51	
03.06.05	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 EN MUROS ARMADOS	m3	2,015.22	337.33	679,794.16	
03.06.06	TUBERIA DRENAJE PVC-SAP 3"	m	866.21	16.91	14,647.61	
03.06.07	MATERIAL FILTRANTE	m3	780.18	54.56	42,586.62	
03.06.08	JUNTA DE DILATACION E=1 1/2"	m	403.04	4.13	1,664.56	
4	<b>INTERFERENCIAS</b>					<b>41,808.18</b>
4.01	REUBICACION Y REPOSICION DE POSTES DE LUZ	u	10.00	3,437.69	34,376.90	
4.02	NIVELACION DE TECHO DE BUZON EXISTENTE	u	12.00	577.19	6,926.28	
5	<b>PROTECCIÓN AMBIENTAL</b>					<b>12,390.00</b>
5.01	PROGRAMA DE MITIGACION AMBIENTAL	u	1.00	12,390.00	12,390.00	
	<b>Costo Directo</b>					<b>2,179,829.39</b>
	<b>SON : DOS MILLONES CIENTO SETENTA Y NUEVE MIL TRESCIENTOS VEINTE Y 33/100 NUEVOS SOLES</b>					

Figura 58. Presupuesto Contractual

## Presupuesto

Presupuesto 0491010 ADICIONAL DE OBRA N° 01)  
 Subpresupuesto 001 MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA POMACHACA - LA UNION - CONDORCOCHA - CARIPA DISTRITO DE LA UNION LETICIA, PROVINCIA DE TARMA - JUNIN/ADICIONAL DE OBRA N° 01)  
 Cliente GOBIERNO REGIONAL DE JUNIN  
 Lugar JUNIN - HUANCAYO - HUANCAYO

Item	Descripción	Und.	Metro	Precio S/.	Parcial S/.
01	MUROS				108,478.88
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				3,000.00
01.01.01	CABETA FIGUARDIANA Y/O ALMACEN	día	60.00	50.00	3,000.00
01.02	EXPLANACIONES				55,139.71
01.02.01	ESCARIFICADO, RIEGO y COMPACTADO DE BASE DE FUNDACION DE MURO	m2	1,557.27	3.14	4,889.83
01.02.02	MEJORAMIENTO CON MATERIAL OVER 6" - 10"	m2	1,868.72	28.89	50,249.88
01.03	CONCRETO SIMPLE				50,338.95
01.03.01	SOLADO PARA CONCRETO FC=140KG/CM2	m3	155.73	275.76	42,944.10
01.03.02	MAMPOSTERIA DE PIEDRA	m3	45.00	164.33	7,394.85
02	CANAL DE IRRIGACION				260,177.29
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES				18,311.70
02.01.01	TRAZO DE NIVELES Y REPLANTEO	m	465.00	1.21	562.65
02.01.02	REPOSICION PROVISIONAL DE CANAL DEMOLIDO CON TUBO PVC SAP 8"	m	465.00	38.17	17,749.05
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				3,461.83
02.02.01	DEMOLICION DE CANAL EXISTENTE	m3	153.45	14.04	2,154.44
02.02.02	ELIMINACION DE DESMONTE PROV. DEMOLICION DE CANAL	m3	153.45	8.52	1,307.39
02.03	CONCRETO ARMADO				222,051.55
02.03.01	CONCRETO FC 210 KG/CM2	m3	169.37	389.65	65,995.02
02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,005.56	39.99	40,212.34
02.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2	kg	21,805.52	4.35	94,854.01
02.03.04	ACABADO CARA EXTERIOR	m2	1,450.60	14.47	20,990.18
02.04	JUNTAS				15,388.48
02.04.01	JUNTA DE DILATACION Y CONTRACCION	m	218.40	70.48	15,388.48
02.05	LIMPIEZA				813.75
02.05.01	LIMPIEZA GENERAL ZONA DE TRABAJO	m	465.00	1.75	813.75
02.06	PRUEBAS Y/O ENSAYO				150.00
02.06.01	PRUEBA DE CALIDAD DEL CONCRETO (PRUEBA A LA COMPRESION)	und	10.00	15.00	150.00
	COSTO DIRECTO				388,655.95
	GASTOS GENERALES				36,865.60
	SUB TOTAL				405,521.55
	SUPERVISION				20,276.08
	PRESUPUESTO TOTAL				425,797.63

SON : TRESCIENTOS SESENTIOCHO MIL SEISCIENTOS CINCUENTICINCO Y 95/100 NUEVOS SOLES

Figura 59. Presupuesto Adicional de Obra N° 01

## CALENDARIO DE AVANCE DE OBRA

<b>NOMBRE DEL PROYECTO</b>	<b>MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA FONDUAZA - LA UNIÓN - CONCORDIA - CARIPA DETALLE LA UNIÓN LOCALIDAD PROVINCIA DE BUENOS AIRES - JUNIO</b>		
<b>FECHA DE INICIO DE OBRA (DÍA DE SEÑALADO DEL 2016)</b>			<b>JUNIO</b>
<b>FECHA DE EJECUCIÓN</b>		<b>101 DIAS CALENDARIO</b>	<b>JUNIO</b>
<b>MEJORA DE ADMINISTRACIÓN</b>		<b>ADMINISTRACIÓN DIRECTA</b>	<b>JUNIO</b>
<b>CÓDIGO LOCAL DEL PROYECTO (L.P.)</b>		<b>07-425-25207</b>	<b>AGROPECUARIO</b>

ITEM	PARTIDAS	UNID.	METRADO	RENO	Nº de	Nº DIAS F	COSTO UNITARIO (\$)	COSTO PARCIAL (\$)	MES 01			MES 02			AVANCE ACUMULADO		
									METRADO	VALORIZACION	% AVANCE FISICO	METRADO	VALORIZACION	% AVANCE FISICO	METRADO	VALORIZACION	% AVANCE FISICO
<b>MURO DE CONTENCIÓN</b>																	
<b>TRABAJO PRELIMINARES</b>																	
	CASETA PARA GUARDIANIA Y ALMACEN	da	00.00	1.00	00.00	00.00	00.00	00.00	30.00	1500.00	50%	30.00	1500.00	50%	60.00	3000.00	100%
<b>EXPLANACIONES</b>																	
	Escarif, Riego y Compactación de Base de Fundación	m <sup>2</sup>	657.27	000.00	1.00	3.00	3.14	488.62	1557.27	4886.83	100%				1557.27	4886.83	100%
	Mejoramiento con Material Over 6" a 10"	m <sup>2</sup>	898.72	200.00	0.34	0.00	28.85	2246.88	1965.72	50246.88	100%				1965.72	50246.88	100%
<b>CONCRETO SIMPLE</b>																	
	Solado de concreto 140 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	55.72	6.00	0.08	0.00	225.75	12544.10	125.72	42944.10	100%				125.72	42944.10	100%
	Mampostería de Piedra	m <sup>3</sup>	45.00	40.00	1.00	3.00	84.00	324.00	45.00	7264.85	100%				45.00	7264.85	100%
<b>CANAL DE IRRIGACION</b>																	
<b>TRABAJO PRELIMINARES</b>																	
	Trazo de Niveles y Replanteo	m	465.00	400.00	1.00	3.00	1.21	522.65	465.00	562.65	100%				465.00	562.65	100%
	Reposición Prov. de Canal Demolido con tubo PVC 8"	m	465.00	88.87	0.07	1.00	38.17	1540.05	465.00	17746.08	100%				465.00	17746.08	100%
<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>																	
	Demolicion de Canal Existente	m <sup>3</sup>	153.45	0.00	0.00	0.00	0.34	254.44	153.45	2154.44	100%				153.45	2154.44	100%
	Eliminación de desmonte Prov, Demolicion de Canal	m <sup>3</sup>	153.45	200.00	0.07	3.00	6.52	1007.00	153.45	1307.39	100%				153.45	1307.39	100%
<b>CONCRETO ARMADO</b>																	
	Concreto F'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	88.37	0.00	0.00	0.00	385.05	33885.02				159.37	85995.02	100%	159.37	85995.02	100%
	Encofrado y desencofrado	m <sup>2</sup>	1035.59	6.00	0.02	0.00	10.00	4222.34	402.22	18004.94	40%	603.34	24127.41	60%	1035.59	40212.34	100%
	Acero de Refuerzo Fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	28935.52	250.00	20.07	30.00	4.35	94854.01	13083.31	58912.41	60%	8722.21	27941.60	40%	21805.52	94854.01	100%
	Acabado cara Exterior	m <sup>2</sup>	1453.00	20.00	34.8	30.00	0.47	3390.00				1453.00	20980.15	100%	1453.00	20980.15	100%
<b>JUNTAS</b>																	
	Junta de Dilatación /Contracción	m	216.40	5.00	0.00	0.00	31.40	15389.40				216.40	15389.40	100%	216.40	15389.40	100%
<b>LIMPIEZA</b>																	
	Limpeza General de Zona de Trabajo	m	465.00	60.00	3.00	3.00	1.75	817.50				465.00	817.75	100%	465.00	817.75	100%
<b>PRUEBAS Y/O ENSAYO</b>																	
	Prueba de calidad del concreto	ml	0.00	24.00	0.40	1.00	6.00	150.00				11.00	150.00	100%	11.00	150.00	100%
<b>COSTO DIRECTO</b>		S/.						308.855.85		20.748.54	54.73%		188.806.43	45.27%	388.855.87	100.00%	
<b>FACTOS GENERALES 10.00%</b>		S/.						28.865.80		20.174.05	54.73%		16.880.84	45.27%	28.865.80	100.00%	
<b>SUB TOTAL</b>		S/.						405.521.55		221.024.40	54.73%		183.587.87	45.27%	405.521.57	100.00%	
<b>SUPERVISION 5 %</b>		S/.						20.276.08		11.036.22	54.73%		9.193.85	45.27%	20.276.08	100.00%	
<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>		S/.						425.797.63		232.020.72	54.73%		192.781.82	45.27%	425.797.64	100.00%	
<b>% AVANCE PROGRAMADO</b>								100.00%			54.73%			45.27%		100.00%	
<b>% AVANCE ACUMULADO PROGRAMADO</b>											54.73%			100.00%			

Figura 60. Calendario de obra

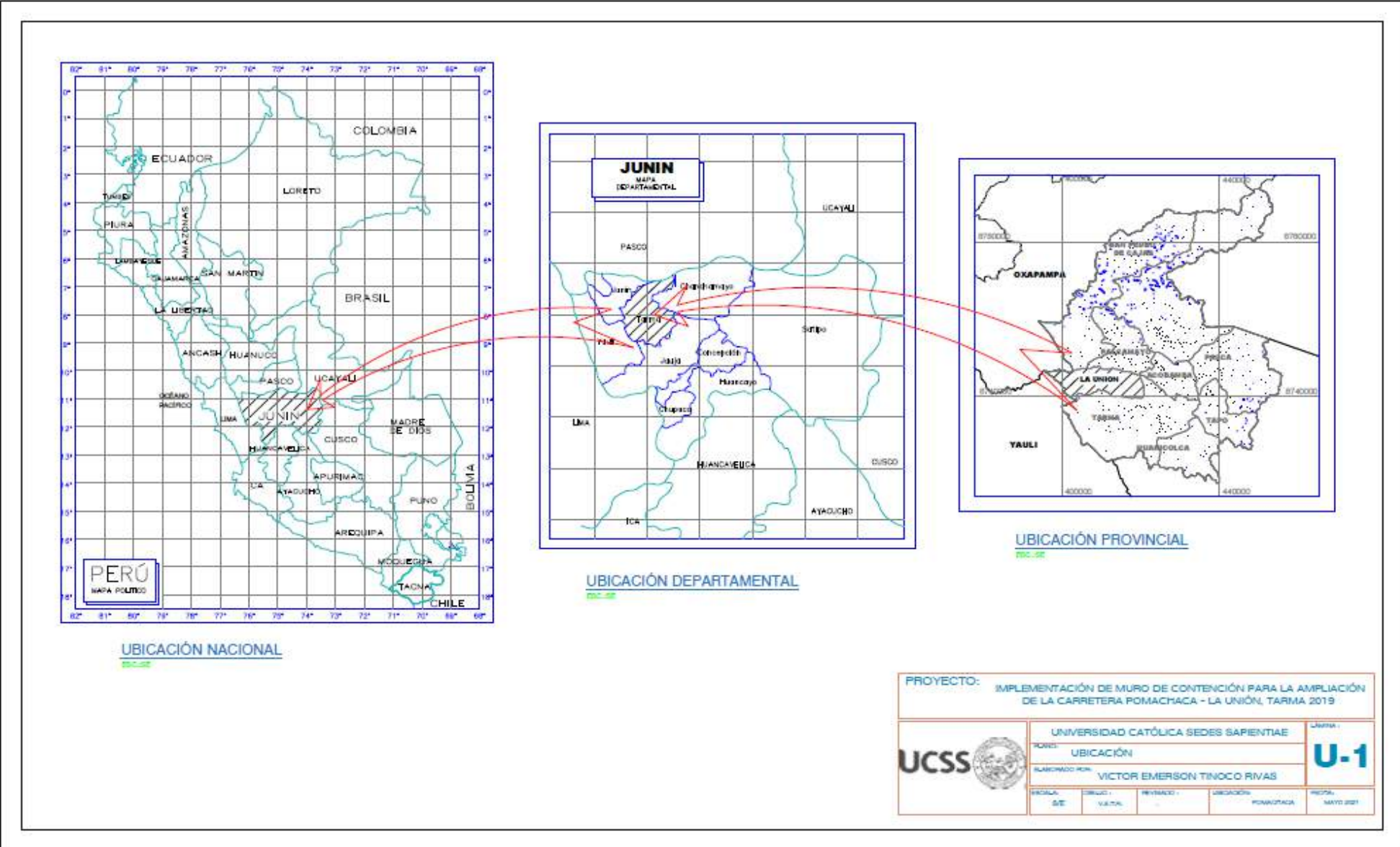


Figura 61. Plano de Ubicación

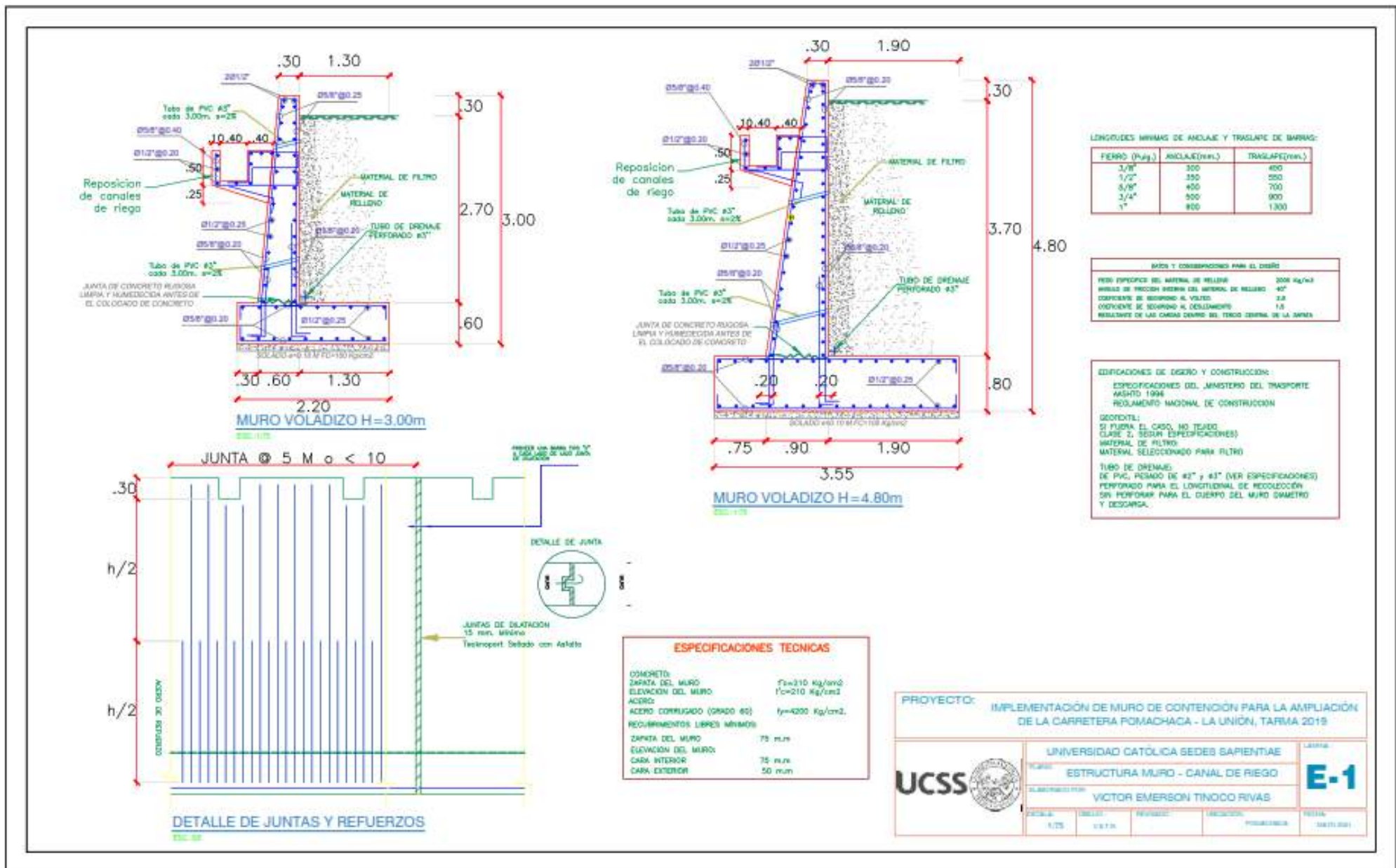
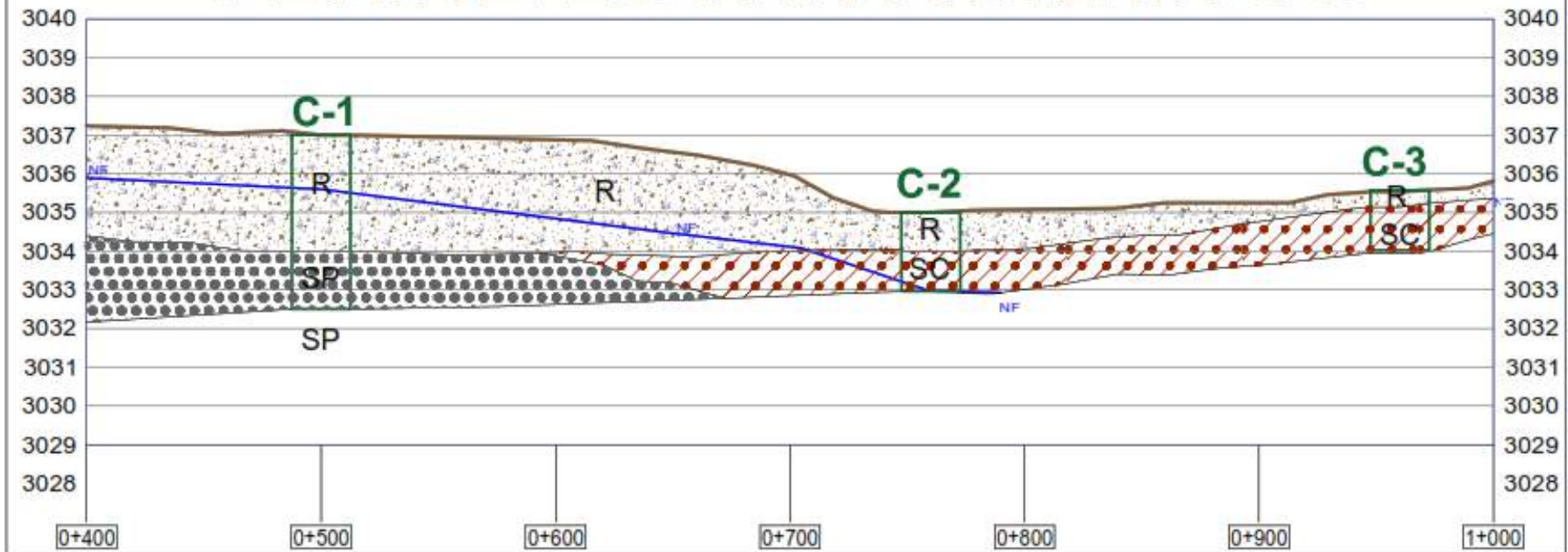


Figura 62. Plano de Estructura Muro - Canal de riego

# PERFIL ESTRATIGRÁFICO



PERFIL KM 0+500 - KM 1+000

ESC.:SE

PROYECTO:		IMPLEMENTACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN PARA LA AMPLIACIÓN DE LA CARRETERA POMACHACA - LA UNIÓN, TARMA 2019		
UCSS	UNIVERSIDAD CATÓLICA SEDES SAPIENTIAE	LEVA:		PE-1
	PLANO:	PERFIL ESTRATIGRÁFICO		
	ELABORADO POR:	VICTOR EMERSON TINOCO RIVAS		
SECTO:	UBICAC:	PROYECTO:	REGION:	FECHA:
SE	V. E. T. A.		POMACHACA	MARZO 2019

Figura 63. Perfil estratigráfico