



UTMACH

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

OBRA DE PROTECCIÓN PARA EVITAR DESBORDAMIENTO DEL
CAUCE PREVINIENDO DAÑOS AGRÍCOLAS EN EL SITIO LA
HACIENDA CALICHANA

ROMERO CARRERA CESAR ENRIQUE
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2018



UTMACH

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Obra de protección para evitar desbordamiento del cauce
previniendo daños agrícolas en el sitio La Hacienda Calichana

ROMERO CARRERA CESAR ENRIQUE
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2018



UTMACH

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO TITULACIÓN
TRABAJO EXPERIMENTAL

Obra de protección para evitar desbordamiento del cauce previniendo daños agrícolas
en el sitio La Hacienda Calichana

ROMERO CARRERA CESAR ENRIQUE
INGENIERO CIVIL

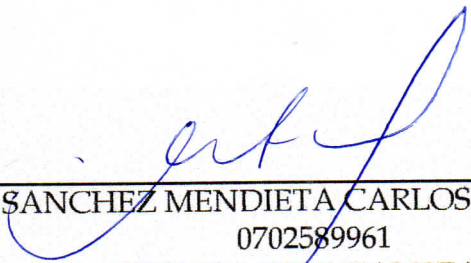
SANCHEZ MENDIETA CARLOS EUGENIO

MACHALA, 26 DE FEBRERO DE 2018

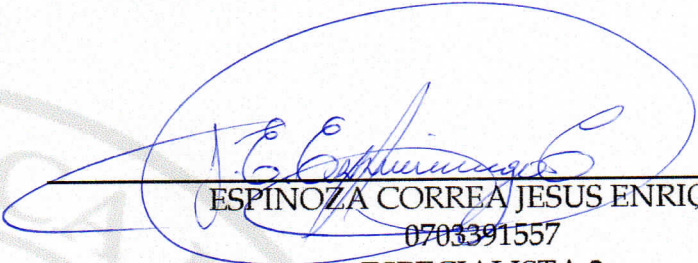
MACHALA
2018

Nota de aceptación:

Quienes suscriben, en nuestra condición de evaluadores del trabajo de titulación denominado Obra de protección para evitar desbordamiento del cauce previniendo daños agrícolas en el sitio La Hacienda Calichana, hacemos constar que luego de haber revisado el manuscrito del precitado trabajo, consideramos que reúne las condiciones académicas para continuar con la fase de evaluación correspondiente.



SANCHEZ MENDIETA CARLOS EUGENIO
0702589961
TUTOR - ESPECIALISTA 1



ESPINOZA CORREA JESUS ENRIQUE
0703391557
ESPECIALISTA 2



ESPINOZA URGILES FREDDY LEONARDO
0301365516
ESPECIALISTA 3

Machala, 26 de febrero de 2018

Urkund Analysis Result

Analysed Document: Obras de proteccion en cauces de rios en areas agricolas-introduccion.docx (D35692554)
Submitted: 2/16/2018 11:48:00 PM
Submitted By: ceromero_est@utmachala.edu.ec
Significance: 3 %

Sources included in the report:

<http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/1784/1/T-UCE-0011-43.pdf>
<https://repositorio.escuelaing.edu.co/bitstream/001/53/1/METODOLOGIA%20DE%20DISE%C3%91O%20Y%20C%C3%81LCULO%20ESTRUCTURAL%20PARA%20MUROS%20DE%20CONTENCION%20CON%20CONTRAFUERTES-%20PROGRAMA%20.pdf>
<http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/380/T%20721.2%20V719%202015.pdf?sequence=1>

Instances where selected sources appear:

4

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, ROMERO CARRERA CESAR ENRIQUE, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado Obra de protección para evitar desbordamiento del cauce previniendo daños agrícolas en el sitio La Hacienda Calichana, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

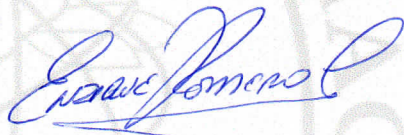
El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.

Machala, 26 de febrero de 2018



ROMERO CARRERA CESAR ENRIQUE
1309929238

DEDICATORIA

Primero y ante que nada quiero dedicar el presente trabajo a Dios, por guiarme en todo momento, por iluminar mi camino y por ser parte de mi vida.

A mis padres por su apoyo incondicional en todo momento, por sus consejos, sus valores y motivación constante que han permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

A mis hermanos, por estar conmigo y apoyarme siempre.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por haberme permitido llegar a estas instancias, brindándome sabiduría, paciencia y responsabilidad para cumplir este objetivo trazado.

A todos los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica De Machala por la acogida y las oportunidades que nos han brindado, a las autoridades y profesores quienes nos incentivaron a seguir adelante y estar en constante aprendizaje.

Nuestros sinceros agradecimiento al tutor Ing. Carlos Eugenio Sánchez Mendieta, Mg. Sc. Por sus orientaciones y paciencia que nos permitieron la culminación de este proyecto.

**OBRA DE PROTECCIÓN PARA EVITAR DESBORDAMIENTO DEL CAUCE
PREVINIENDO DAÑOS AGRÍCOLAS EN EL SITIO LA HACIENDA CALICHANA.**

Autor

Cesar Enrique Romero Carrera

Tutor

Ing. Carlos Eugenio Sánchez Mendieta, Mg. Sc.

RESUMEN

El sector agrícola soporta la cuarta parte de los daños producidos por los desastres naturales, la mayoría de origen climático. Por tal razón, cada año las épocas de lluvia llegan a ser críticas, causan en las zonas bajas inundaciones y en las zonas altas deslizamiento de tierra.

Gran parte de las precipitaciones que caen en las zonas costeras agrícolas nos vuelve vulnerables a inundaciones, debido a los fenómenos climáticos El Niño o ENSO, tiene como consecuencia el aumento de las precipitaciones y de la descarga de los ríos.

La erosión hídrica ocasiona un sinnúmero de problemas, pérdidas de cultivos, nutrientes acumulación de material, azolvamiento de cauces y embalses, así como la capacidad hidráulica.

En Ecuador el fenómeno atmosférico llamado El Niño, tiene acontecimiento en las costas del Ecuador, se caracteriza principalmente por las altas precipitaciones. Las inundaciones se dan con mucha frecuencia por encontrarse en zonas bajas y son afectadas cada año producto de los desbordamientos de los ríos.

El impacto social y económico es tan elevado y prolongado a causa de este fenómeno que es necesario contar con un sistema local de previsión del fenómeno.

La Secretaria de Gestión de Riego (SNGR) ha ejecutado un plan de contingencia frente el fenómeno de El Niño en el Ecuador.

El desarrollo del presente trabajo surge con el objetivo de dar seguridad y protección a las áreas de cultivo a lo largo de la margen derecha de río Calichana, en la parroquia Buenavista en el sitio La Hacienda Calichana, debido al aumento del caudal del río, que provoca el desbordamiento y afecta gran parte de los cultivos de La Hacienda Calichana.

La finalidad de esta investigación es dar alternativas de solución frente al riesgo de inundaciones, basándonos en la información hidrológica disponible y examinando el grado de vulnerabilidad de esas áreas agrícolas.

El propósito de este tema científico es proponer alternativas de diseño para obras de protección que serán empleadas como guía para ayudar a las poblaciones que son afectadas por estos fenómenos naturales. Mediante estudios realizados anteriormente y plasmados en artículos científicos se podrá analizar y determinar la mejor solución.

Para dar solución a este problema se han elaborados estudios del punto más crítico del río, planteando la construcción de un muro de contención a lo largo del margen derecho con la finalidad de encauzarlo y evitando a su vez el desbordamiento y los efectos que esto conlleva.

Para determinar el tipo muro más conveniente se realizó el diseño de dos muros de contención, un muro de hormigón armado y un muro de gaviones. La comparación entre los diseños especialmente en la parte de facilidades de construcción se concluye el más recomendable es el de gaviones.

Para los diseños elaborados se utilizó toda la información topográfica, hidrológica y estudios de suelos disponibles y equipos tales como el Drone Inspire y los programas informáticos como Autocad Land, Hec-Ras y Microsoft Excel.

La longitud del tramo que se considero debe protegerse con mayor prontitud tiene una longitud de 300 metros en el cual se construiría el muro escogido como más conveniente.

Palabras Claves:

Muro de Gaviones, estudios de suelos, áreas agrícolas, desbordamiento, inundaciones

**PROTECTION WORK TO AVOID OVERFLOWING THE CAUCE PREVENTING
AGRICULTURAL DAMAGE AT THE CALICHANA HACIENDA SITE.**

Author

Cesar Enrique Romero Carrera

Tutor

Ing. Carlos Eugenio Sánchez Mendieta, Mg. Sc.

ABSTRACT

The agricultural sector bears a quarter of the damage caused by natural disasters, most of which are of climatic origin. For this reason, every year the rainy season becomes critical, causing low flooding and high landslide areas.

Much of the rainfall that falls in agricultural coastal areas makes us vulnerable to flooding, due to the El Niño or ENSO climatic phenomena, resulting in increased precipitation and discharge of rivers.

Water erosion causes countless problems, crop losses, nutrient accumulation of material, silting of channels and reservoirs, as well as hydraulic capacity.

In Ecuador, the atmospheric phenomenon called El Niño, has an event on the coasts of Ecuador, is characterized mainly by high rainfall. Floods occur very frequently because they are located in low areas and are affected every year by the overflowing of rivers.

The social and economic impact is so high and prolonged because of this phenomenon that it is necessary to have a local system to forecast the phenomenon.

The Secretary of Irrigation Management (SNGR) has executed a contingency plan against the El Niño phenomenon in Ecuador.

The development of this work arises with the objective of giving security and protection to the cultivation areas along the right bank of the river Calichana, in the Buenavista parish in the site La Hacienda Calichana, due to the increase in the flow of the river,

which causes the overflow and affects a large part of the crops of La Hacienda Calichana.

The purpose of this research is to provide alternative solutions to flood irrigation, based on available hydrological information and examining the degree of vulnerability of these agricultural areas.

The purpose of this scientific topic is to propose design alternatives for protection works that will be used as a guide to help the populations that are affected by these natural phenomena. Through studies carried out previously and captured in scientific articles, it will be possible to analyze and determine the best solution.

To solve this problem, studies have been made of the most critical point of the river, proposing the construction of a retaining wall along the right margin with the purpose of channeling it and avoiding in turn the overflow and the effects that this entails.

To determine the most convenient wall type, the design of two retaining walls, a reinforced concrete wall and a gabion wall was made. The comparison between the designs spatially in the economic part and construction facilities is concluded the most advisable is the gabions.

For the elaborated designs, all the topographic and hydrological information and available soil studies and equipment such as the Drone Inspire and computer programs such as Autocad Land, Hec-Ras and Microsoft Excel were used.

The length of the section that was considered should be protected more quickly has a length of 300 meters in which the chosen wall would be built as more convenient.

keywords:

Gabion Wall, soil studies, agricultural areas, overflow, floods

ÍNDICE

Contenido

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	15
1.1 TITULO	19
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	19
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	19
1.4 OBJETIVOS.....	20
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	20
1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	20
1.5 JUSTIFICACIÓN.....	20
1.6 ALCANCES Y LIMITACIONES.	21
1.7 PREGUNTAS DE INVESTIGACION.....	21
CAPITULO II MARCO REFERENCIAL.....	22
2.1 ANTECEDENTES.	22
2.2 MARCO CONTEXTAL.....	22
2.2.1 Localización del estudio	22
2.2.2 Ubicación geográfica	23
2.2.3 Descripción socioeconómico	23
2.2.4 Situación Actual del Proyecto.....	24
2.2.5 Clima y precipitación.....	25
2.2.6 Hidrografía.....	26
2.2.7 Suelo	26
2.3 Marco Conceptual.....	27
2.3.1 Consideraciones fundamentales.....	27
2.3.1.1 Interacción muro-terreno.....	28
2.3.1.2 Empuje Activo de la tierra	28
2.3.1.3 Empuje nulo	29
2.3.1.4 Empuje de reposo	29
2.3.2 Tipos de Muros	30
2.3.3 Drenaje.....	30
2.3.4 Estabilidad	31
2.3.4.1 Método de los Esfuerzos Admisibles o Estados Límite de Servicio	32
2.3.4.2 Método del Estado Limite de Agotamiento Resistente:	35
a) Estabilidad al volcamiento y deslizamiento	37
b) Presiones de contacto	37
c) Factor de reducción Φ	37

2.3.5 Incumplimiento de las condiciones de estabilidad	38
2.3.6 Verificación de Esfuerzos de la Estructura.....	39
2.3.7 Evaluación del Empuje de Tierras	40
2.3.7 Presión Estática.....	40
a) Empuje de Reposo:.....	40
b) Empuje Activo	41
c) Ecuación de Coulomb.....	42
d) Ecuación de Rankine.....	42
2.3.9 Incremento dinámico de presión por efecto sísmico	42
2.4 Funcionamiento	43
2.5 Muros a gravedad	43
2.5.1 Gavión	44
2.5.2 Tipo de gaviones	44
• Tipo Caja:	44
• Tipo saco:	45
• Tipo Colchón Reno:	45
2.6 Diseño de muro.....	46
2.6 Método de cálculo	47
2.7.1 Estabilidad	47
2.7.2 Estabilidad Interna.....	47
2.7.3 Estabilidad Externa	48
2.7.3.1 Asentamientos	48
2.7.3.2 Seguridad al vuelco	48
2.7.3.3 Desplazamiento.....	49
2.8 Efectos Sísmicos	49
CAPITULO III: Materiales y Métodos	50
3.1 Metodología.....	50
3.1.1 Área de investigación	50
3.1.2 Enfoque de la investigación.....	50
3.1.3 Técnicas de recolección de información.....	50
3.2 Condiciones para el Pre-dimensionamiento.....	51
3.2.1 Topografía	52
3.2.2 Hidrografía	52
3.3 Geotecnia.....	53
3.4 Diseño.....	53
3.5 Dimensiones del muro.	53
CAPITULO IV: Resultados y Discusión	54
4.1 Geología.....	54

4.2 Estudio de suelos	54
4.3 Estudio hidrológicos	55
4.3.1 Parámetros físicos de la cuenca.....	55
4.3.2 Tiempo de Concentración.....	56
4.3.3 Determinación de la tormenta de diseño.....	56
4.3.4 Determinación del caudal del Rio Calichana	61
4.3.5 Calculo de niveles de máxima crecida y estiaje.....	62
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	83
5.1 Conclusiones.....	83
5.2 Recomendaciones.....	84
Anexos	89

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: División Política.....	22
Ilustración 2: Coordenadas Geográficas.....	23
Ilustración 3: Sector de Estudio de La Hacienda Calichana en la parroquia Buenavista.....	25
Ilustración 4: Sector de estudio del canal de riego Guarumal en la parroquia	
Ilustración 5: Fuerzas de partículas sobre el Talud.....	27
Ilustración 6: Interacción Muro-terreno	28
Ilustración 7: Empuje Activo de la tierra.....	29
Ilustración 8: Empuje nulo	29
Ilustración 9: Empuje de reposo	30
Ilustración 10: Variación del coeficiente de presión de tierras	32
Ilustración 11: Presión de contacto Muro-Suelo de fundación	35
Ilustración 12: Muro de contención con dentellón en la base.....	39
Ilustración 13: Empuje de Reposo.....	41
Ilustración 14: Empuje Activo	41
Ilustración 15: Gaviones tipo caja.....	45
Ilustración 16: Gavión tipo saco.....	45
Ilustración 17: Gavión de colchón reno.....	46
Ilustración 18: Predimensionado de un muro en voladizo.....	51
Ilustración 19: Cuenca del Rio Buenavista	55
Ilustración 20: intensidades máximas de la estación Pasaje COD. M-0040.....	59
Ilustración 21: Curvas Idf en la zona de estudio	60

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores de ϕ y γ para diferentes tipos de suelos.....	27
Tabla 2: Valores del factor Φ	38
Tabla 3: Valores de K_o para varios tipos de suelo.....	41
Tabla 4: Estación Meteorológica: M747 Rio Chico	97
Tabla 5: Estación Meteorológica M040 Pasaje.....	89
Tabla 6: Estación meteorológica M-481 El Porvenir	90
Tabla 7: Características Físicas de la Subcuenca en Análisis	56
Tabla 8: Intensidades duración frecuencia estación M-0040 Pasaje	57
Tabla 9: Curva Idf en la zona de estudio	57
Tabla 10: Intensidades Máximas	57
Tabla 11: Ecuaciones de Intensidades Máximas.....	58
Tabla 12: Valores de intensidad de lluvia	61
Tabla 13: Caudales Máximos según el método racional.....	62

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Los eventos naturales en América Latina relacionados con las lluvias provocan inundaciones en ciertos meses del año, que dan lugar al aumento de los caudales en los ríos y estos a su vez se desbordan causando daños en bienes materiales y económicos.

El fenómeno El Niño o ENSO, es un fenómeno climático océano-atmósfera a gran escala, vinculado con un calentamiento periódico de las temperaturas de la superficie marina en todo el ecuatorial central y centro-este del Pacífico, que se manifiesta aproximadamente cada cinco años, entre los meses de diciembre a marzo y tiene como consecuencias el incremento de la temperatura atmosférica; el incremento de las precipitaciones y de la descarga de los ríos y, dependiendo de la intensidad, lluvias torrenciales, inundaciones y deslizamientos de tierra (Vasquez, Hugo arroyo, Bendezú Quispe, & Diaz Seijas, 2012)

El sector agrícola soporta la cuarta parte de los daños producidos por los desastres naturales, el estudio apunta que los agricultores de los países en desarrollo son los más afectados por estas catástrofes, la mayoría de origen climático. Por tal razón, cada año las épocas de lluvia llegan a ser críticas, causan en las zonas bajas inundaciones y en las zonas altas deslizamiento de tierra, resultando que muchas familias obtén por refugiarse en alberges provisionales. (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura, 2015)

Por "cambio climático" se entiende un cambio de clima atribuido directa o indirectamente a la actividad humana que altera la composición de la atmósfera mundial y que se suma a la variabilidad natural del clima observada durante periodos de tiempo comparables. (MINISTERIO DE AGRICULTURA Y PESCA, ALIMENTACIÓN Y MEDIO AMBIENTE, pág. 3). Es el compromiso que debemos tomar la humanidad ante cambios irreversibles como sequias, inundaciones e incendios forestales.

Gran parte de la precipitaciones que caen en las zonas costeras agrícolas nos vuelve vulnerables a inundaciones, debido a los fenómenos climáticos El Niño o ENSO, que se dan cada 5 años, tiene como consecuencia el aumento de las precipitaciones y de la descarga de los ríos y, dependiendo de la intensidad, lluvias torrenciales, inundaciones y deslizamiento de tierra. (Akram, y otros, 2012)

“Las repercusiones en la subsistencia para los agricultores que se encuentran en sitios vulnerables serán muy grandes, producto de los cambios climáticos, los cuales alteran especialmente las cantidades de lluvias.” (Santos, Monteiro, Ceballos, & Soto, 2016)

A lo que nos lleva la “Consecuencia de esta peculiaridad son los desbordamientos seculares que inundan las márgenes y originan daños considerables en los terrenos y poblaciones.” (Barber, Trapote, & López, 2012).

“La erosión hídrica en México ocasiona un sinnúmero de problemas, como pérdida de tierras para cultivo, pérdida de nutrientes en la tierra, acumulación de material hacia zonas urbanas, azolvamiento de cauces y embalses, así como pérdida de capacidad en obras hidráulicas, entre otros.” (Montes, Uribe, & García, 2011).

La actividad de explotación de materiales pétreos en cauces de los ríos que se utilizan para la construcción de vías, control de inundaciones, muros de contención, gaviones y otras soluciones, producen afectaciones como desbordamiento y erosiones en las orillas de los ríos. “Toda excavación o extracción de materiales del lecho de un cauce constituye una modificación de la geometría del cauce.” (Ramírez, Bocanegra, Santacruz, Quintero, & Sandoval, 2009)

El valle del río Tumbes son afectados por las inundaciones debido a la acumulación de sedimentos reduciendo la capacidad de los canales hidráulicos, provocando desborde e inundaciones en áreas agrícolas. (Carrillo, Escobar, & Puño, 2016)

Controlar una inundación es mitigar sus efectos, “Es una combinación de medidas estructurales y no estructurales que permiten a las poblaciones que viven cerca de los ríos minimizar sus pérdidas y mantener una convivencia armónica con el río”. Soluciones Prácticas citado (Carrillo, Escobar, & Puño, 2016)

“La vulnerabilidad es el resultado de una serie de procesos interrelacionados que producen determinadas condiciones de susceptibilidad ante amenazas naturales o antrópicas, tanto en las personas o grupos sociales como en el entorno natural y en el territorio donde coexisten.” (Cohen & Oscar Castillo, 2017)

Cuevas et al, 2002 citado por (Cuevas, Fundora, Gonzalez, Pedroso, & González, pág. 60)

Propone que:

“Los métodos utilizados van desde la compilación y evaluación bibliográfica, trabajo de gabinete para la elaboración estadística de los registros históricos meteorológicos y sismológicos y estimaciones de los períodos de retorno para cada evento, utilizando diferentes métodos según la experiencia internacional de los centros rectores en materia meteorológica y sismológica, hasta el geoprocesamiento cartográfico para la preparación y edición de mapas temáticos del medio físico.”

En Ecuador el fenómeno atmosférico llamados "El Niño y La Niña, los cuales se caracterizan por déficit y exceso de lluvias, respectivamente" (Bedoya & López Lezama, 2015), tiene acontecimiento en las costas del Ecuador, que característica principalmente por las altas precipitaciones en las provincias de El Oro, Los Ríos, Guayas y Cañar. Estos sitios poseen un gran volumen de producción de Banano, Cacao y café etc. Las inundaciones se dan con mucha frecuencia por encontrarse en zonas bajas y son afectadas cada año producto de los desbordamientos de los ríos, los Ingenieros han evaluado los peligros de estas avenidas ordinarias o extraordinarias con capacidad para erosionar y sedimentar.

El impacto social y económico es tan elevado y prolongado a causa de este fenómeno que es necesario contar con un sistema local de previsión del fenómeno, especialmente en Ecuador donde se ha sufrido por pérdidas de vidas humanas, destrucción de obras civiles o agrícolas. (Pourrut & Gómez, 1998, pág. 452)

La Secretaria de Gestión de Riego (SNGR) ha ejecutado un plan de contingencia frente el fenómeno de El Niño en el Ecuador y para los que han presentado en los últimos años especialmente temporadas invernales con lluvias de gran intensidad que afectan a la población.

La finalidad de esta investigación es dar alternativas de solución frente al riesgo inundaciones que ocurren en las temporadas inviérnales en la provincia de El Oro, basándonos en información hidrológica disponible y examinar el grado de vulnerabilidad en áreas agrícolas.

El propósito de este tema científico es proponer alternativas de diseño para obras de protección que serán empleadas como guía para ayudar a las poblaciones que son afectadas por estos fenómenos naturales. Mediante estudios realizados anteriormente y plasmados en artículos científicos se podrá analizar y determinar que la mejor

solución. El SENAGUA, que es el organismo estatal que realiza los estudios y planifica la construcción de las obras de protección necesarias, son el Gobierno Autónomo Descentralizado (GAD) y los cantonales los encargados de la ejecución.

Mediante el Estudio Hidrológico podemos conocer y valorar sus características físicas y geomorfológicas de la cuenca, analizar y tratar la información hidrometeorológica existente de la cuenca, analizar y evaluar la escorrentía mediante registros históricos, encontrar el funcionamiento del hidrológico de la cuenca, hallar la demanda de agua para las áreas de riego, encontrar el balance hídrico de la cuenca, se complementará al estudio con el apoyo logístico del Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) para la obtención de los planos georreferenciados de los resultados e información de campo.

En la república del Ecuador, Provincia de El Oro, Cantón Pasaje, se encuentra la Parroquia Buenavista, la principal actividad económica es el Banano, donde la mayoría de la población depende de esta actividad, también algunos agricultores están retomando la siembra de cacao ya que actualmente el cultivo de banano a dejando de ser rentable, también el turismo es otra fuente de ingresos para los pobladores locales.

El rio Calichana de la población de la Parroquia Buenavista, sito Hacienda Calichana, cantón Pasaje, el mismo que en épocas invernal aumenta el volumen de caudal provocando inundaciones en margen derecha y la vez erosión de sus orillas y sedimentación del cauce provocando el desbordamiento del rio Calichana, dejando grandes pérdidas en sitio Calichana y parte de cultivo en la Hacienda Calichana. El dueño de la Hacienda Calichana y algunos vecinos, con recursos propios han comenzado a hacer muros de escollera en la margen derecha de rio Calichana con el mismo material sedimentado en el rio ya que el invierno pasado destruyo parte de los muros de escollera realizado por GAD parroquial de Buenavista.

1.1 TITULO

Obra de protección para evitar desbordamiento del cauce previniendo daños agrícolas en el sitio La Hacienda Calichana.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el sitio Calichana de la parroquia Buenavista, cantón Pasaje, provincia de El Oro, se encuentra la Hacienda Calichana situado al margen derecho del rio Calichana, la misma que se encuentra en peligro debido a las crecidas que genera este rio, lo que ha ocasionado inundaciones en las áreas de cultivo destruyendo parte de los muros ya existentes.

Es posible que los muros protección construido anteriormente no hubiesen sido diseñados para soportar los embates de las crecientes que se produjeron y que ocasionaron grandes daños en la hacienda antes mencionada. Sera necesario escoger entre los diferentes tipos de muros que técnicamente pueden surtir efectos mejores.

En la Hacienda Calichana sus propietarios se dedican exclusivamente al cultivo de banano, principal producto de exportación de la provincia de El Oro y que generan gran cantidad de plazas de trabajo beneficiando a la población local. Por esta y otras razones existe la preocupación del GAD (Gobierno Autónomo Descentralizado) Parroquial de Buenavista, que ha solicitado ayuda a las diferentes instituciones del estado para que se realicen estudios y se programe construcción de obras de protección y defensa en la zona.

1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

El rio Calichana por ser un rio que cambia su caudal a consecuencia del incremento de las lluvias en épocas invernales produce inundaciones y erosión especialmente en la margen derecha junto a la cual se encuentra la Hacienda Calichana en la parroquia Buenavista, cantón Pasaje, provincia de El Oro.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar un estudio para un proyecto técnico de construcción de un muro de protección en la parroquia Buenavista, cantón Pasaje, provincia de El Oro, para aminorar los riesgos de inundación provocados por el río Calichan en épocas invernales perjudicando tanto económica y socialmente.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar componentes del proyecto técnico de construcción de un muro de protección en la parroquia Buenavista, sitio Hacienda Calichana, cantón Pasaje.
- Elaborar los estudios técnicos que se deben efectuar para implementar de una manera técnica un proyecto de construcción que reduzca los riesgos de inundación en el sector en época invernal.
- Elaborar dos alternativas de diseño de muro que servirán para solucionar el problema del sitio La Hacienda Calichana.

1.5 JUSTIFICACIÓN

Hacienda Calichana en la parroquia Buenavista, cantón Pasaje, provincia de El Oro, es de gran importancia para el desarrollo económico y social de la parroquia, esta ha soportado inundaciones causadas por el río Buenavista en épocas invernales, además la erosión de sus orillas y la sedimentación del cauce, ha provocado que el río pierda su capacidad para drenar, causando el desbordamiento e inundación y paralización de la actividades normales de trabajo en la Hacienda Calichana y sus vecinas también dedicadas al cultivo del banano.

Para la solución de este problema es necesario que se realicen todos los esfuerzos que sean posibles por parte de las instituciones competentes tales como SENAGUA y GPAD, para la construcción de muros de contención adecuados, limpieza y desazolve.

En el caso concreto será necesaria la construcción de un muro de contención de las características técnicas que se obtengan de la aplicación de la teoría, utilización de programas informáticos y más herramientas científicas que nos permitan llegar a un diseño adecuado y aplicable en la práctica.

Se desarrollará en presente trabajo de titulación con el objetivo de darle solución a un problema que causan muchos daños durante la época invernal. Este muro beneficiara a la Hacienda Calichana y sus vecinas proporcionándole seguridad a los cultivos, evitando la destrucción que producen las inundaciones. Esto beneficiara directamente a la población de la zona que trabaja en labores agrícolas en las haciendas localizadas al margen derecho del rio Buenavista y a los moradores de parroquia Buenavista.

1.6 ALCANCES Y LIMITACIONES.

Partiendo de la necesidad de llevar a cabo los estudios y diseños de la obra de protección en cauce del rio Calichana, a la que se enfrenta anualmente inundaciones en el sitio Hacienda Calichana, parroquia Buenavista, cantón Pasaje, se tiene previsto el estudio de un muro de contención en el tramo más vulnerable.

1.7 PREGUNTAS DE INVESTIGACION.

- ¿Cuáles son los elementos del proyecto técnico de construcción muro de protección en el sitio Hacienda Calichana, parroquia Buenavista, cantón Pasaje?
- ¿Cuáles son los estudios técnicos que se deben efectuar para implementar de una manera técnica un proyecto técnico de construcción reduciendo los riesgos de inundación en el sector en época invernal?
- ¿Cuáles son las alternativas de diseño que se podrían aplicar este proyecto?

CAPITULO II

MARCO REFERENCIAL

2.1 ANTECEDENTES.

Para el presente trabajo de titulación se realizó un levantamiento de información actual en el sitio, que refleja la problemática que enfrenta el sitio Hacienda Calichana que pertenece a la parroquia Buenavista, cantón Pasaje, en el mismo, que en épocas invernales se inundan las áreas de la margen derecha del río, provocando erosión en las orillas de río y poniendo en riesgo los cultivos de Banano.

2.2 MARCO CONTEXTAL.

2.2.1 Localización del estudio

El sitio Hacienda Calichana, parroquia Buenavista, cantón Pasaje, se ubica en la margen derecha del río Calichana, Sus límites son: al Norte con Buenavista y la Y de Calichana; al Sur con el sitio EL Aserrío; al este con el Palenque; y al Oeste con La Virginia.

Ilustración 1: División Política

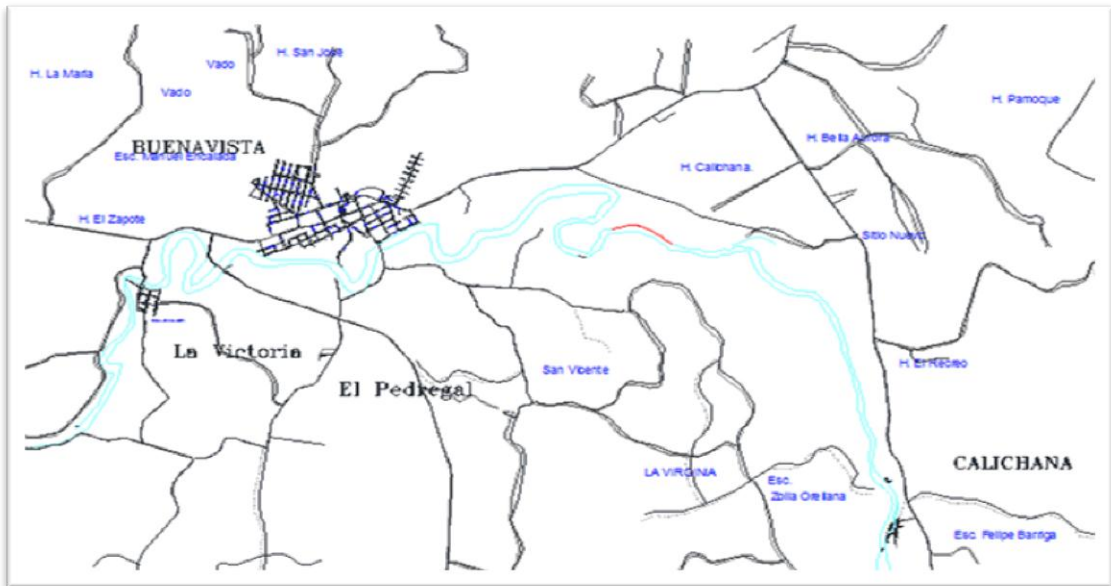


Fuente: Autor

2.2.2 Ubicación geográfica

El área de estudio del proyecto se encuentra ubicada en parroquia Buenavista, cantón Pasaje, en sitio Hacienda Calichana, en las coordenadas geográficas UTM WGS 84: 630594 E y 9628064 N, a 23 msnm, hasta las coordenadas geográficas UTM WGS 84: 630324 E y 9628064 N, a 23 msnm.

Ilustración 2: Coordenadas Geográficas



2.2.3 Descripción socioeconómica

En el sitio Calichana, parroquia Buenavista la población se dedica a la minería, explotación de material pétreo, agricultura, ganadería y la industrialización del banano.

Superficie y división política: El sitio Calichana tiene una extensión de 10 km², sus límites son: al Norte con Buenavista y la Y de Calichana; al Sur con el sitio EL Aserrío; al este con el Palenque; y al Oeste con La Virginia hacia el Oeste.

Población y familia: El sitio Calichana cuenta con 90 familias dando un total 340 habitantes.

Educación, Salud y Vivienda: la población cuenta con un Subcentro de salud, capilla, vivienda mixta. En educación deben trasladarse Al Aserrío.

2.2.4 Situación Actual del Proyecto

El problema está ligado con el desbordamiento del río Calichana, que serían afectadas por la destrucción de una canal de riego a causa de las lluvias que soportan todos los años en épocas invernales, estos flujos tipo turbulento anualmente erosionan las orillas del río.

La zona de estudio del río Calichana en la parroquia Buenavista, se caracteriza por ser un sector principalmente de azolvamiento y sedimentación, donde existe una gran retención de sedimentos en margen derecha, dando como resultado el cambio de las condiciones hidráulicas cauce.

Esta obra y otras más gestionadas y ejecutadas por los organismos pertinentes están cumpliendo con sus objetivos. Sin embargo, otras han sido destruidas por fuertes inviernos especialmente en el área agrícola como el margen derecho del río Calichana, en el sitio en el que se encuentra la Hacienda Calichana y Canal de Riego Guarumal. La obra de protección realizada, con muro de escollera, cumplió con su objetivo en parte ya que la creciente abrió otros caminos para drenar su caudal y destrucción de los cultivos de banano fue considerable.

Varias compañías se encuentran explotando material pétreo en la zona. El manejo poco técnico del trabajo produce cambios en el cauce del río cambiando su forma y capacidad de drenar. Las autoridades competentes han suspendidos y multado a las compañías en varias ocasiones, pero luego vuelven en las mismas condiciones.

El monocultivo predominante en la zona ha traído como consecuencia que se talen todos los árboles de los márgenes de los ríos debilitando los muros naturales del río facilitando al caudal producido por las crecientes los rompan y se produzcan lamentables inundaciones.

Según los habitantes del sitio Calichana, el problema no es tanto por la crecida del río, el problema es que hay una playa que dragar, por lo cual el agua se desvía y golpea con fuerza destruyendo el canal de riego llevándose muro hasta 400m.

Ilustración 3: Sector de Estudio de La Hacienda Calichana en la parroquia Buenavista



Fuente: Cesar E. Romero C.

Ilustración 4: Sector de estudio del canal de riego Guarumal en la parroquia Buenavista



Fuente: Cesar E. Romero C.

2.2.5 Clima y precipitación

Clima Tropical Megatérmico Seco (TMS): abarca la mayor el 58,76% de la superficie del cantón, equivalente a 26.815,6 ha. Se incluye en este clima la parte occidental del cantón, correspondiente a las parroquias de La Peaña, Cañaquemada y

Buenavista, así como también la parte occidental de las parroquias de Pasaje y Progreso ubicándose entre los 10 y 1.360 m.s.n.m.

La temperatura promedio relativamente altas en el cantón Pasaje, oscilan entre 20 y 35° C a lo largo del año y sectores que poseen poco volumen de precipitación. Las temperaturas más bajas se registran en el mes de Julio hasta Diciembre. (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial)

2.2.6 Hidrografía

En la parroquia Buenavista cuenta con un río que recoge el agua de varios ríos de los cuales desembocan el río Raspa, San Agustín donde se unen y forman el río Calichana llegando al río Buenavista. “La cuenca hidrográfica es una porción de la superficie terrestre cuyas aguas fluyen hacia cauces de ríos, lagos o la zona costera del mar.” (Campos Ortega, Díaz Muñoz, & Campos Ortega, 2007)

Con ayuda del software, “Simular el comportamiento de una cuenca hidrológica con la ayuda de un modelo matemático cobra sentido cuando la información obtenida con el mismo resulta imprescindible para lograr un objetivo difícilmente alcanzable por otros medios menos costosos.” (Triviño Pérez & Ortiz Rojas, 2004)

2.2.7 Suelo

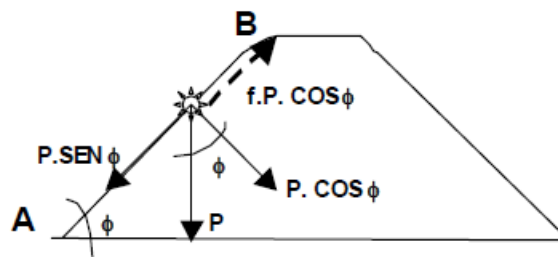
En el cantón Pasaje, existen 28.756 ha, estas hectáreas representan 63,01% del área total del cantón, El 55,61 % del área del Cantón Pasaje correspondiente a 25.376,64 ha es sobre utilizado, debido a que estas zonas no poseen una aptitud agrícola adecuada y son utilizadas para la producción agrícola principalmente de pastos, banano y cacao, la superficie subutilizada ocupa 13.697,68 ha (30,02% del área del cantón) con presencia de monocultivos. Las zonas que se encuentran bien utilizadas abarcan el 12,70 % de la superficie del cantón equivalente a 5.795,60 ha, ubicadas en sitios donde aún se conserva la vegetación natural como bosques. Las malas prácticas agrícolas, como el monocultivo; y el reemplazo de la vegetación natural, han degradado los suelos del sector, reduciendo su calidad y fertilidad, afectando las actividades agrícolas, pecuarias, entre otras; afectando la calidad de vida de los habitantes del cantón. Ubicándose en la parte oriental del cantón. (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, pág. 52)

2.3 Marco Conceptual

2.3.1 Consideraciones fundamentales

Un volumen de tierras, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo ϕ . Las partículas resbalan a lo largo del talud A-B, o talud natural de las tierras, que constituye la inclinación límite, más allá de la cual la partícula no puede mantenerse en equilibrio. (Torres, 2008, pág. 2)

Ilustración 5: Fuerzas de partículas sobre el Talud



Por lo tanto, la tangente del ángulo del talud natural es igual a la fricción interna de las tierras. El ángulo ϕ y el peso específico de los suelos γ , son variables y dependen del tipo de suelo y del estado de humedad, etc. En la tabla 1, se indican valores ϕ y γ , correspondientes a distintos tipos de suelos que se consideran desprovistos de cohesión, valores pueden ser de interés para las aplicaciones prácticas. (Torres, 2008, pág. 2)

Tabla 1: Valores de ϕ y γ para diferentes tipos de suelos

Clase de Material	ϕ	γ (T/m ³)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.400
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1.600
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1.800
Arena seca	35°	1.600
Arena húmeda	40°	1.800
Arena saturada	25°	2.000
Gravilla seca	35° a 40°	1.850
Gravilla húmeda	25°	1.860
Grava de cantos vivos	45°	1.800
Cantos rodados	30°	1.800

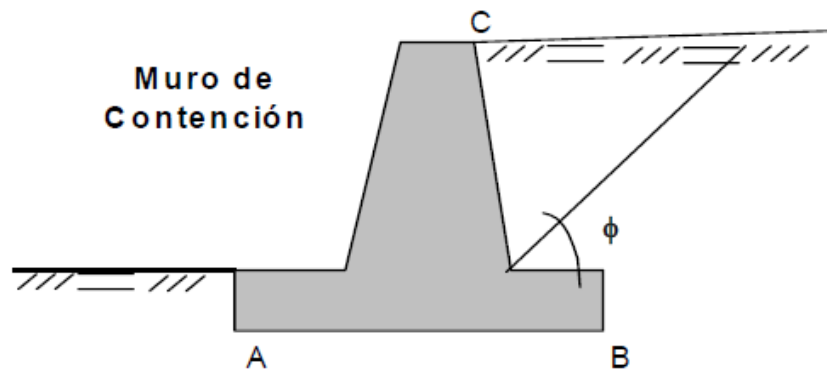
Fuentes: (Torres, 2008)

Según el autor se dará un mayor ángulo de inclinación para evitar el derrumbamiento y se colocará muros de sostenimiento o de contención como lo indica en la siguiente clasificación:

2.3.1.1 Interacción muro-terreno

“En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero que originen este efecto” (Torres, 2008)

Ilustración 6: Interacción Muro-terreno

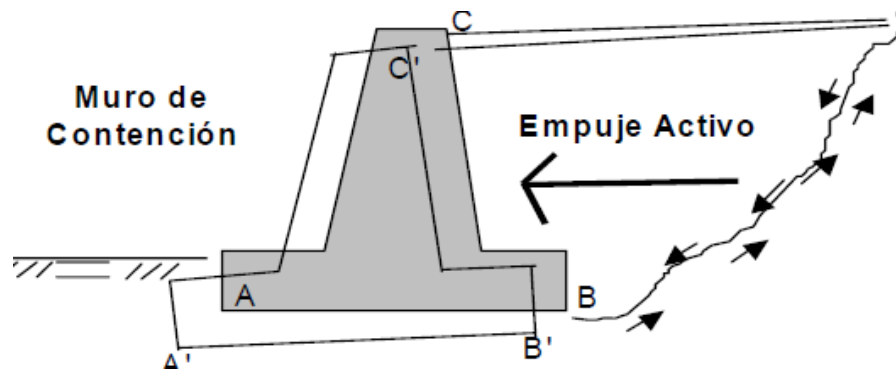


Fuente (Torres)

2.3.1.2 Empuje Activo de la tierra

“Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado empuje activo de la tierra” (Torres, 2008)

Ilustración 7: Empuje Activo de la tierra

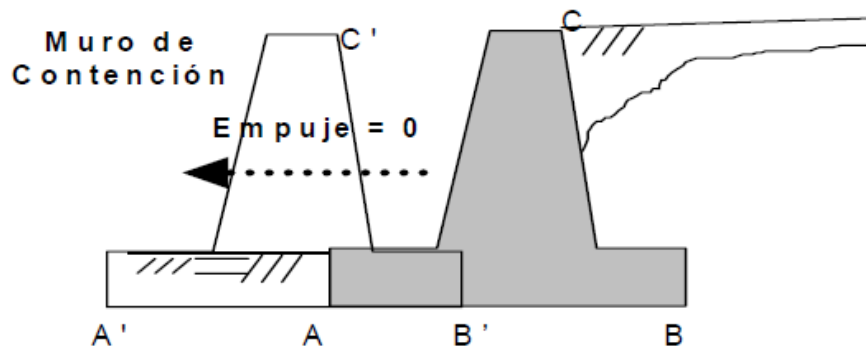


Fuente: (Torres)

2.3.1.3 Empuje nulo

“Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo” (Torres, 2008)

Ilustración 8: Empuje nulo

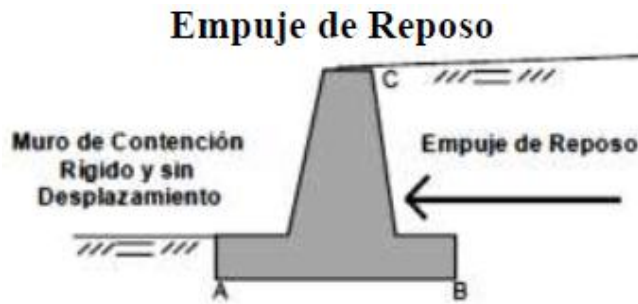


Fuente (Torres)

2.3.1.4 Empuje de reposo

“Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de empuje de reposo de la tierra” (Torres, 2008)

Ilustración 9: Empuje de reposo



Fuente (Torres)

2.3.2 Tipos de Muros

Los muros de contención de uso más frecuentes y que serán aplicados en el proyecto serán:

- Muros de gravedad
- Muros de contención en voladizo
- Muro de contención de contrafuerte

2.3.3 Drenaje

“El drenaje es de gran importancia para la conservación y fertilidad del suelo. El efecto económico sería mayor si paralelamente se llevaran a cabo medidas agrotécnicas y meliorativas que favorecerían la estructura del suelo, que es de gran importancia para los cultivos agrícolas” (Polón Pérez, y otros, 2011)

En cuanto al drenaje se debe considerar que:

Cuando parte de la estructura del muro de contención se encuentra bajo el nivel freático, bien sea de manera ocasional o permanente, la presión del agua actúa adicionalmente sobre él. En la zona sumergida la presión es igual a la suma de la presión hidrostática más la presión del suelo calculada con la expresión más conveniente de empuje efectivo, de manera que la presión resultante es considerablemente superior a la obtenida en la condición de relleno no sumergido. (Torres, 2008)

Además, debemos considerar que:

Las estructuras sumergidas o fundadas bajo el nivel freático están sujetas a empujes hacia arriba, denominado sub-presión. Si la sub-presión equilibra parte del peso de las estructuras, es beneficiosa ya que disminuye la presión de contacto estructura-suelo, pero si la sub-presión supera el peso de estructura, se produce una resultante neta hacia arriba la cual es equilibrada por la fricción entre las paredes de la estructura y el suelo. Esta fricción puede ser vencida inmediatamente al saturarse el suelo, produciendo la emersión de la estructura. (Torres, 2008)

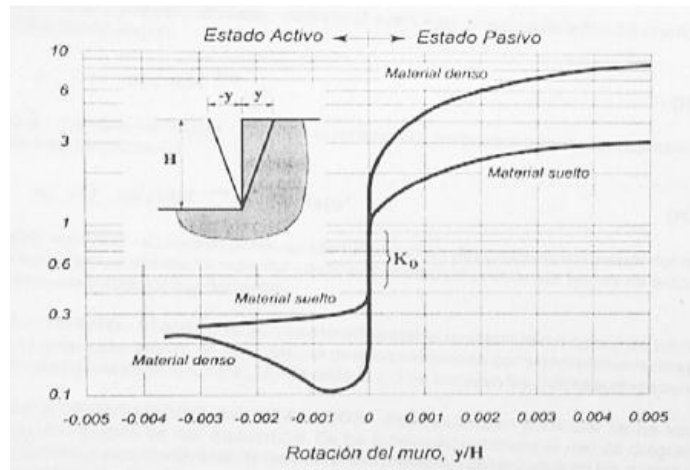
2.3.4 Estabilidad

La estabilidad depende de los estudios de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como, empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas. La dimensión de estas fuerzas precisara el método a calcular los factores de seguridad que darán estabilidad al volcamiento, deslizamiento, y presiones de contacto. “Uno de los aspectos que se debe evaluar en el análisis de estabilidad de taludes es la interacción entre los niveles del agua dentro y fuera de su cuerpo.” (Li, Díaz Mirón, Espinoza Ayala, & Alfredo González, 2011). Peso propio del muro, esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas y de propiedades geométricas conocidas.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro, que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.

En la Ilustración 10, se muestra la variación del coeficiente de presión de tierras K , en función de la rotación del muro. (Torres, 2008)

Ilustración 10: Variación del coeficiente de presión de tierras



Fuente: (Torres, 2008)

2.3.4.1 Método de los Esfuerzos Admisibles o Estados Límite de Servicio

Según (Torres, 2008) dice:

Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida (R_s), la cual se calculará para cargas y fuerzas de servicio según las combinaciones que se estipulen en las normas. En el método de los esfuerzos admisibles, se disminuye la resistencia nominal (R_n) dividiendo por un factor de seguridad (FS) establecido por las normas o especificaciones técnicas. (pág. 9)

$$R_s \leq R_{admissible}$$

$$R_{admissible} \leq \frac{R_n}{FS}$$

a) Estabilidad al volcamiento y deslizamiento

Tomando el criterio de (Torres, 2008) dice:

La relación entre los momentos estabilizantes M_e , producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón de este y los momentos de volcamiento M_v , producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento FS_v , esta relación debe ser mayor de 1,5.

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.5$$

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento FS_d, esta relación debe ser mayor de 1,5. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice éste durante toda la vida de la estructura. Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.5$$

$$F_r = \mu (R_v + E_v) + C'B + E_p$$

$$\mu = \text{Tan } \delta$$

$$C' = (0.5 \text{ a } 0.7)c$$

Donde, Fr es la fuerza de roce, Eh es componente horizontal del empuje, Rv es la resultante de las fuerzas verticales, Ev es la componente vertical del empuje, B es el ancho de la base del muro, c' es el coeficiente de cohesión corregido o modificado, c es el coeficiente de cohesión del suelo de fundación, Ep es el empuje pasivo (si el suelo de la puntera es removible, no se debe tomar en cuenta este empuje), μ es el coeficiente de fricción suelo muro, δ el ángulo de fricción suelo-muro, a falta de datos precisos, puede tomarse:

$$\delta = \left(\frac{2}{3} \phi\right)$$

b) Presiones de contacto:

La capacidad admisible del suelo de fundación σ adm debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto σ max transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga:

$$\sigma_{admisible} \geq \sigma_{admisible}$$

$$\sigma_{admisible} \leq \frac{q_{ultima}}{FS_{cap.portante}}$$

FScap. portante es el factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, este valor no debe ser menor que tres para cargas estáticas, FScap. portante ≥3, y para

cargas dinámicas de corta duración no menor que dos, $F_{Scap.portante} \geq 2$. En caso de que la información geotécnica disponible sea σ_{adm} para cargas estáticas, se admite una sobre resistencia del suelo de 33% para cargas dinámicas de corta duración.

$F_{Scap.portante}$ es el factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, este valor no debe ser menor que tres para cargas estáticas, $F_{Scap.portante} \geq 3$, y para cargas dinámicas de corta duración no menor que dos, $F_{Scap.portante} \geq 2$. En caso de que la información geotécnica disponible sea σ_{adm} para cargas estáticas, se admite una sobre resistencia del suelo de 33% para cargas dinámicas de corta duración.

En los muros corrientes, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por sistema de cargas debe quedar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad e_x de la fuerza resultante vertical R_v , medida desde el centro de la base del muro B , no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal.

Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante R_v coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones.

En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones 15 a 18 según sea el caso. En Ilustración 11 se muestran ambos casos de presiones de contacto.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right)$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v}$$

X_r es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

$$\text{Si: } e_x \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{maxima} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{minima} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6e_x}{B} \right)$$

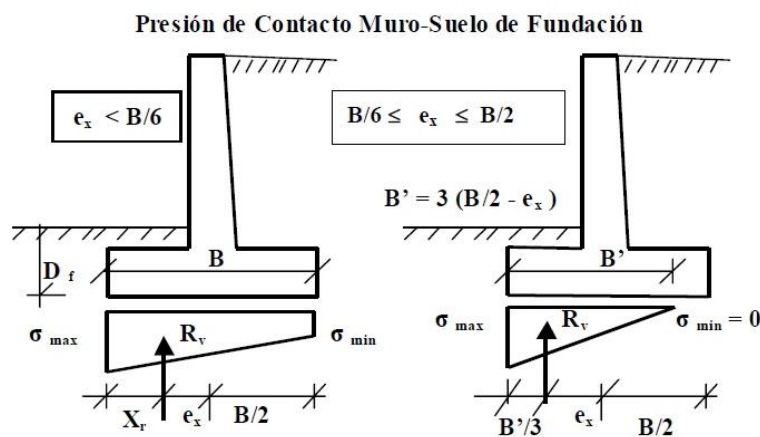
$$\text{Si: } \frac{B}{2} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$$

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

$$\sigma_{minima} = 0$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son más uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón. (Torres, 2008, pág. 11)

Ilustración 11: Presión de contacto Muro-Suelo de fundación



En general dos criterios pueden ser útiles para dimensionar la base: (Torres, 2008)

1. La excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder el sexto de ella.
2. La presión máxima de contacto muro-suelo de fundación, no debe exceder la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación.

2.3.4.2 Método del Estado Limite de Agotamiento Resistente:

Según (Torres, 2008)

El método de diseño del Código ACI y aceptado por la mayoría de nuestras normas es el diseño llamado a la rotura o del Estado Límite de Agotamiento Resistente, el cual

mayora las cargas de servicio para obtener la resistencia requerida, que debe ser menor que la resistencia nominal reducida por un factor de minoración de las resistencias Φ .

$$R_u \leq \Phi \cdot R_n$$

Donde R_u es la resistencia última.

Por lo cual el método del estado Límite de Agotamiento Resistente o de diseño a la rotura, el factor de seguridad se admite de dos maneras, la primera con la mayoración de cargas de servicio por medio de factores de carga y la segunda a través del factor de minoración de la resistencia Φ .

Las cargas multiplicadas por los factores de carga se les denominan cargas o solicitaciones últimas de diseño U , la carga o solicitación U será la mayor de las siguientes combinaciones, o la que produzca el efecto más desfavorable:

Muerta y viva:

$$U = 1.2 CP + 1.6 CV$$

Muerta, viva y empuje de tierra:

$$U = 1.2 CP + 1.6 CV + 1.6 CE$$

$$U = 0.9 CP + 1.6 CE$$

Muerta, viva y empuje de tierra:

$$U = 1.1 CP + CV + ED \pm S$$

$$U = 0.9 CP + ED \pm S$$

Donde, CP es el efecto debido a las cargas permanentes, CV el efecto debido a cargas variables, S el efecto debido a las acciones sísmicas diferentes al empuje del terreno, pero considerando la fuerza inercial del muro, CE el efecto estático del empuje de tierra y ED el efecto dinámico del empuje de tierra. (pág. 14)

a) Estabilidad al volcamiento y deslizamiento

La estabilidad al volcamiento se calcula mediante la expresión:

$$\sum M_u \leq 0.70 \sum M_n$$

Donde 0,70 representa aproximadamente el inverso del factor de seguridad de 1,5 utilizado en el método de esfuerzos admisibles; siendo la sumatoria de momentos últimos actuantes ($\sum M_u$) menor o igual a la sumatoria de momentos últimos resistentes ($\sum M_n$). (Torres, 2008)

Tomando el criterio del autor (Torres, 2008), quien manifiesta,

Que por el método del estado límite de agotamiento resistente se debe comprobar que las fuerzas horizontales producidas por el empuje de tierras no excedan las fuerzas resistentes al deslizamiento dada por la siguiente expresión:

$$V_u \leq 0.80 (\mu N_u + cA)$$

Siendo la fuerza de corte última horizontal resultante de los empujes de tierra y de la fuerza inercial del muro (V_u); fuerza última normal al área de contacto (N_u), resultante de pesos, cargas y sobrecargas que actúan simultáneamente con V_u y el área de contacto de la fundación, para una longitud de muro unitaria es igual a B (A). (pág.14)

b) Presiones de contacto

Las presiones últimas de contacto (q_u) no deben exceder la capacidad de soporte última resistente del suelo de fundación (q_{ultima}). (Torres, 2008)

$$q_u \leq 0.6 q_{ultima}$$

c) Factor de reducción Φ

Es un factor de seguridad que provee de cierto margen de reserva de resistencia a la sección, de manera que permite prever posibles fallas del comportamiento

estructural de la pieza, del control de calidad en la fabricación, de estimaciones y uso de cargas y sobrecargas. (Torres, 2008, pág. 15)

Tabla 2: Valores del factor Φ

Tipo de Solicitación	Φ
Flexión sin carga axial	0,90
Flexión en Ménsulas	0,75
Tracción axial	0,9
Corte y Torsión	0,75
Aplastamiento del concreto	0,65
Flexión de concreto sin armar	0,55
Compresión axial con o sin flexión:	
Columnas zunchadas	0,70
Columnas con estribos	0,65

Fuente: (Torres, 2008)

2.3.5 Incumplimiento de las condiciones de estabilidad

EL tamaño de base del muro deberá redimensionarse cuando no se cumpla con el cálculo realizado para verificar la estabilidad al volcamiento y/o las presiones de contacto.

Si la estabilidad al deslizamiento no se cumple debe modificarse el diseño del muro y para ello existen otras alternativas:

1. Colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de tal manera que la fricción suelo–muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al dentellón.

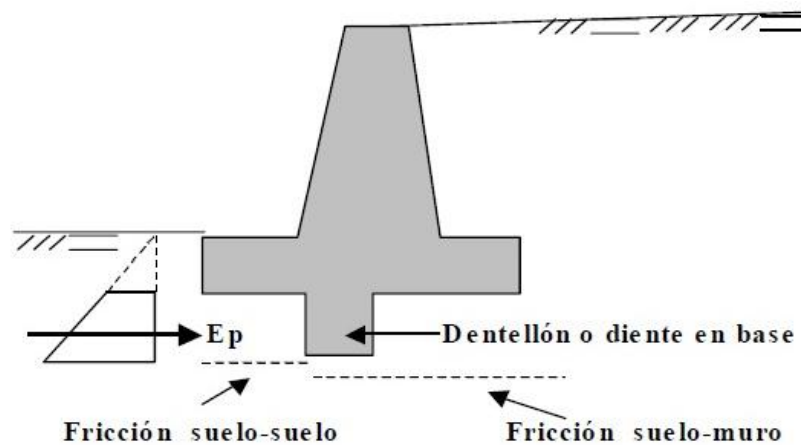
Se recomienda colocar el dentellón a una distancia 2. Hd medida desde el extremo de la puntera, Hd es la altura del dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base.

2. Aumentar el tamaño de la base, para de esta manera incrementar el peso del muro y la fricción suelo de fundación–muro.

3. Hacer uso del empuje pasivo E_p , su utilización debe ser objeto de consideración, puesto que para que éste aparezca deben ocurrir desplazamientos importantes del muro que pueden ser incompatibles con las condiciones de servicio, además se debe garantizar la permanencia del relleno colocado sobre la puntera del muro, de no poderse garantizar durante toda la vida útil del muro, solo se podrá considerar el empuje pasivo correspondiente a la altura del dentellón. (Torres, 2008, pág. 15)

La construcción de un dentellón resulta una mejor alternativa al aumentar el tamaño de la base del muro. Es importante tomar las características del suelo de fundación antes de realizar cualquier excavación, el cambio del subsuelo puede ser dañino que provechoso, siendo además económico.

Ilustración 12: Muro de contención con dentellón en la base



Fuente: (Torres, 2008)

Si el dentellón es muy corto, se corre el riesgo de sobrestimar la fuerza de roce adicional, por esta razón, la fuerza de roce adicional lograda por el uso del dentellón no puede ser mayor que el empuje pasivo generado frente él; bajo ésta circunstancia, esta fuerza puede determinarse solamente evaluando la resistencia pasiva. Si el muro de contención se apoya sobre un suelo rocoso, el uso del dentellón resulta ser un medio muy efectivo para generar resistencia adicional al deslizamiento. (Torres, 2008, pág. 16)

2.3.6 Verificación de Esfuerzos de la Estructura.

Revisada el análisis de estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto, se debe verificar que los esfuerzos de corte y flexión en los elementos críticos de la estructura cumplan con lo establecido las en las normas.

2.3.7 Evaluación del Empuje de Tierras.

La deformación de los muros, estructura que sirven para la contención de terrenos naturales o de rellenos está directamente condicionada a la presión del terreno ejercida sobre sus paredes.

Para determinar la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la forma del muro, las características de deformabilidad del muro, las propiedades del material utilizado para el relleno, las condiciones de fricción suelo-muro, compactación del muro, el diseño del drenaje y la altura del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. Es esencial trabajar con un material de relleno que sea granular y que tenga capacidad para drenar y así evitar el efecto de empujes hidrostáticos inesperados.

Las presiones laterales se evalúan analizando los siguientes componentes:

- a) Presión estática debida a cargas gravitatorias.
- b) Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
- c) Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

Los empujes laterales están referidos al movimiento en esta dirección que permite el muro, si éste se mueve alejándose de la masa de suelo origina condiciones de empuje activo, si permanece sin movimiento origina condiciones de empuje de reposo, estos dos casos representan el estado de presión estática, y si se mueve hacia adentro de la masa de suelo origina una condición de empuje pasivo, que representa un estado de presión forzada. (Torres, 2008)

2.3.7 Presión Estática

a) Empuje de Reposo:

Cuando el muro está restringido en su movimiento lateral y conforma un sólido completamente rígido, la presión estática del suelo es de reposo y genera un empuje

total E_0 , aplicado en el tercio inferior de la altura, en la ilustración se muestra un muro de contención con diagrama de presiones de reposo. (Torres, 2008, pág. 23)

Ilustración 13: Empuje de Reposo

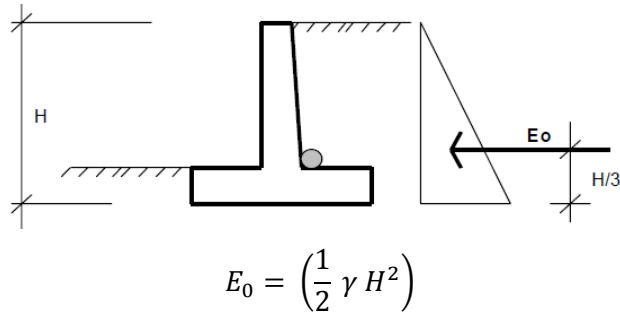


Tabla 3: Valores de K_0 para varios tipos de suelo

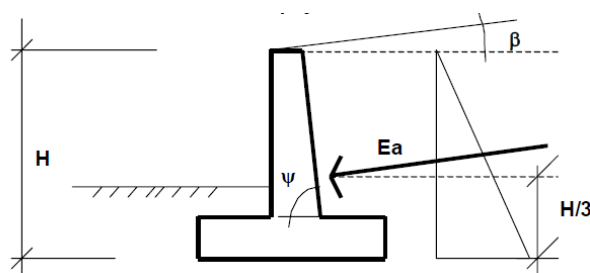
Tipo de Suelo	K_0
Arena Suelta	0,4
Arena Densa	0,6
Arena Compactada en Capas	0,8
Arcilla Blanda	0,6
Arcilla Dura	0,5

Fuente: (Torres, 2008)

b) Empuje Activo

Cuando la parte superior del muro se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total E_a , aplicada en el tercio inferior de la altura. En la ilustración 14 se muestra un muro de contención con diagrama de presión activa, K_a es el coeficiente de presión activa. (Torres, 2008, pág. 25) Anexo

Ilustración 14: Empuje Activo



$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) K_a$$

c) Ecuación de Coulomb

“La teoría supone que el empuje se debe a una cuña de suelo limitada por la cara interna del muro, la superficie de relleno y una superficie de falla que se origina dentro del relleno que se supone plana.” (Torres, 2008)

En la teoría de Coulomb el E_a actúa formando un ángulo δ con la normal al muro, por esta razón esta fuerza no es horizontal generalmente. El E_a será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ($\psi = 90^\circ$) y el ángulo ($\delta = 0^\circ$). En tal sentido, las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) K_a \cos \omega; E_{av} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) K_a \sin \omega$$

d) Ecuación de Rankine:

“En la teoría de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo β con la horizontal, es este sentido, esta fuerza no es siempre horizontal.” (Torres, 2008)

Las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) K_a \cos \beta; E_{av} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) K_a \sin \beta$$

2.3.9 Incremento dinámico de presión por efecto sísmico

El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente el muro. Se considerará un estado activo de presión de tierras cuando el desplazamiento resultante permita el desarrollo de la resistencia al corte del relleno. Si el desplazamiento de la corona del muro está restringido, el empuje sísmico se calculará con la condición de tierras en reposo. El estado pasivo de presión de tierras solo puede generarse cuando el muro tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante. (Torres, 2008, pág. 30)

2.4 Funcionamiento

Cuando las condiciones del terreno no permiten pendientes naturales que permitan una estabilidad del suelo logrando que sus partículas permanezcan equilibrio estático, las obras de contención funcionan en remplazo de estas.

Estas obras son necesarias algunas veces por las características del suelo, condiciones de propiedad, linderos y otras por economía.

Las orillas de los ríos estabilizado con muros de contención forman con el suelo natural un solo cuerpo capaz de soportar los esfuerzos que se produzcan manteniéndose éstas en equilibrio conservando su forma y resistiendo el soporte de cargas normales o adicionales. Los muros de tierra armada y en combinación con cualquier tipo de muros puede ser modificada con facilidad para mejor sus condiciones y propiedades mecánicas, evitando la dispersión de sus partículas, cuando por sí sola no pueden mantener la estabilidad si es aplicada una carga adicional.

Una opción económica para obtener una estabilidad apropiada en suelos inestables es colocar armaduras y geotextiles para obtener un correcto ángulo de fricción que nos dé resultados satisfactorios de acuerdo al diseño realizado.

2.5 Muros a gravedad

Son estructuras de gran tamaño que resiste el empuje lateral por materiales sueltos o agua mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo. (Torres, 2008)

Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones. La estabilidad se logra con su peso propio, por lo que requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje. La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0,4 a 0,7 de la altura. Por economía, la base debe ser lo más angosta posible, pero debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles. (Torres, 2008)

2.5.1 Gavión

Los gaviones son muros flexibles de malla de alambre galvanizado de forma paralelepípedo, rellena de cantos de roca y diseñado para resistir la fuerza de tracción y erosión. Su estabilidad depende de su peso propio y de la fricción interna entre las rocas. (Díaz, 2001)

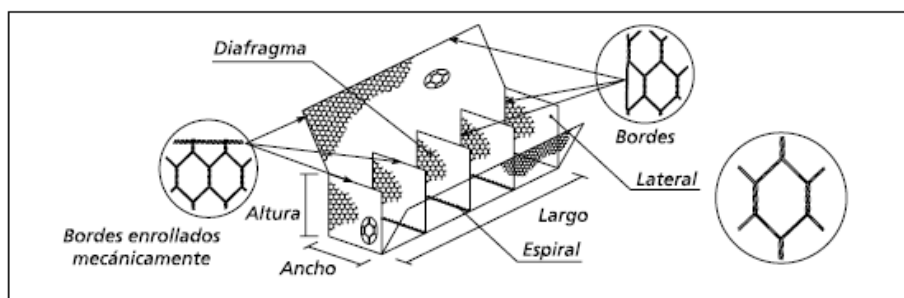
La calidad del alambre y de la malla son factores determinantes en el correcto comportamiento de las obras en gaviones. La malla hexagonal de los gaviones de triple torsión permite el tolerar esfuerzos en varias direcciones, sin que se produzca la rotura, conservando una flexibilidad para movimientos en cualquier dirección. Detrás del muro de gaviones se coloca un filtro granular o geotextiles y evitar así la lixiviación de la base del material. Los gaviones recubiertos en PVC y los gaviones manufacturados con fibras plásticas se utilizan contra las aguas saladas y las aguas servidas, por su susceptibilidad a la corrosión. El material de relleno está compuesto por roca seleccionada de diámetros que no superan los 0,20 m y es caso especial cuando el flujo de la corriente sea muy alto. (Díaz, 2001)

“La cimentación del muro de gaviones ser tal que la erosión o socavación posible en el pie del muro no permita que se descubra el piso de fundación. La profundidad de la cimentación puede varia de 0.50 m a 1,00 m, esto depende por acción del agua u otro agente mecánico” (Díaz, 2001)

2.5.2 Tipo de gaviones

- **Tipo Caja:** Son cajas de forma paralelepípedos de largo 1m, ancho de 1m y la altura de 0,50 o 1m, lo cual facilita el montaje, flexibilidad y el relleno con material pétreo, con un diámetro superior al orificio de la malla hexagonal. La malla es de acero con recubrimiento de zinc, se puede utilizar un revestimiento pvc cuando están expuestos a la salinidad. (Maccaferri, 2008, pág. 16)

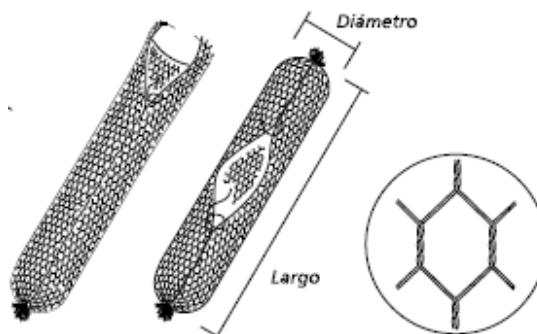
Ilustración 15: Gaviones tipo caja



Fuente: (Maccaferri, 2008)

- **Tipo saco:** Son estructuras de forma cilíndricas por un solo paño de malla hexagonal de un alambre resistente que pasa modo alternada por la malla para permitir montaje del material en obra. Las dimensiones estandarizadas de este tipo de gavión el largo de 1m, varia 1m a 6m con un diámetro de 0,65m. Este gavión se diseña para ser de rápido llenado y fácil de levantar con maquinaria, espacialmente obras de emergencia. La malla es de acero galvanizado de zinc, aluminio y tierra raras. (Maccaferri, 2008, pág. 18)

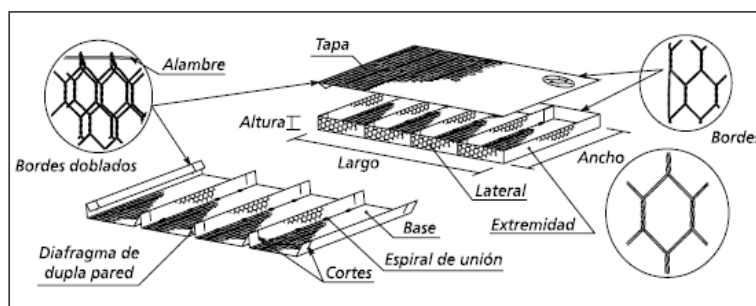
Ilustración 16: Gavión tipo saco



Fuente: (Maccaferri, 2008)

- **Tipo Colchón Reno:** Son estructuras de forma paralelepípedos, de gran área y pequeño espesor utilizado para la protección contra la erosión en ríos. Se diseñan con un espesor de 0,17- 0,30m, 3- 6 m largo y 2m ancho. La malla está conformada por acero galvanizado y revestido con aleación GalFan. Estructuralmente se los utiliza para el control de erosión de lechos de ríos, revestimientos de taludes, canaletas de drenajes y bases de muro. (Maccaferri, 2008, pág. 20)

Ilustración 17: Gavión de colchón reno



Fuente: (Maccaferri, 2008)

La falla en gaviones que se puede producir depende de la presión hidrostática del flujo y por el empuje activo del suelo que está ubicado detrás del muro. Puede fallar por volcamiento, por deslizamiento y por capacidad portante.

2.6 Diseño de muro

Una vez analizados los resultados y considerando la ubicación del río se ha realizado dos alternativas de diseños: muro de contención en voladizo y un muro en gaviones.

Para el diseño de un muro de contención, es necesario realizar un análisis del suelo sobre el que se construirá el muro, de este análisis obtendremos las características más importantes del suelo y que influyen de una manera tan significativa que definen las dimensiones inicialmente asumidas, así como el diseño final del muro.

Las principales características con las que se tienen que contar son: peso específico, ángulo de fricción, coeficiente de fricción, capacidad admisible del suelo y la carga. El coeficiente de rozamiento será obtenido de la tabla 1 en base al tipo de suelo sobre el que se construirá el muro.



2.6 Método de cálculo

2.7.1 Estabilidad

Para la construcción de muros de contención, se debe tener en cuenta su estructura interna y también la estética para que no se distorsione las características naturales del entorno. Por lo tanto, para su diseño es necesario analizar tanto la estabilidad interna y la estabilidad externa de todos los elementos que conforman la estructura de contención.

2.7.2 Estabilidad Interna.

Realizamos este análisis, basado en las teorías clásicas de impulsos de tierras de Coulomb y Rankine, determinando a través de ellas los esfuerzos verticales y horizontales en ciertos niveles o alturas del suelo.

Según la Hipótesis de Coulomb, se establece un estudio coherente de equilibrio en el momento de la rotura de un suelo situado tras un muro de contención para simplificar el análisis matemático

Con la hipótesis de Hipótesis de Rankine, se establece un estudio analítico de las tensiones, Rankine formo la hipótesis en la que consideraba que la masa de suelo en estudio está compuesta de un material homogéneo y que no presenta cohesión, por lo cual el peso específico y el ángulo de fricción interna, serian constantes en cualquier punto del terreno y que todos los puntos de la superficie plana, paralela a la superficie

libre, se encuentran en el mismo estado de tensión. Establece también que la masa de tierra se encuentra en estado de equilibrio elástico o equilibrio límite estable cuando se produce el empuje activo. Esto cuando se permite la expansión lateral de la masa de suelo

2.7.3 Estabilidad Externa.

Para analizar este parámetro se aplicarán los métodos ya conocidos de cálculo y determinación de estabilidad para muros de contención. Para el estudio y determinación de la estabilidad externa de una obra de contención es necesario analizar todos los aspectos relativos a esta condición, tales como asentamiento, seguridad al vuelco y desplazamiento del muro.

2.7.3.1 Asentamientos. - Para el diseño y construcción de todas obras de protección se deben considerar los asentamientos de esta, ya que estamos aumentando la carga que soporta el suelo, transmitida a través de la cimentación del muro. Esta carga será la resultante del peso propio del elemento, la carga muerta y la carga viva relativas al conjunto estructural.

Los asentamientos en las obras de contención están necesariamente contemplados, ya que estas están apoyadas en suelos cuyas características de estabilidad y capacidad de soporte de carga, no son obviamente, de seguridad ni tampoco las mejores. Se ha podido establecer diferencias y reconocer los asentamientos del elemento estructural, y los asentamientos del suelo que lo soporta.

Estas variaciones en la estructura de un suelo pueden presentarse en tres etapas; inicialmente, es decir durante la construcción del elemento que soportara; inmediatamente después de concluida su construcción y en un corto plazo; y a largo plazo, es decir durante la vida útil del elemento cargado. Los valores admisibles o permitidos de asentamientos para obras de contención dependen del servicio final de la misma, siendo restringidos si sobre el muro o el suelo que soporta, se planifica una obra adicional o continua. Este parámetro pierde importancia si el propósito final del muro es la simple contención de una masa de suelo.

2.7.3.2 Seguridad al vuelco. - El empuje del suelo de relleno en la parte posterior de la pantalla del muro de contención provoca un momento cuyo valor es proporcional a la altura del muro, e inverso al ángulo de fricción del suelo. Para este efecto de momento, se supone que el punto de giro está ubicado en la esquina inferior izquierda de la base del muro, y el cálculo estructural y la excentricidad del muro se debe

realizar comprobando que la estabilidad del muro, aplicado el empuje del suelo, cumple con los factores de seguridad al volcamiento del muro. Para este parámetro de diseño se debe analizar también, la capacidad admisible de carga del suelo en el cual estará cimentado o apoyado el elemento de contención. El peso total del conjunto muro-suelo, debe ser menor a la capacidad de carga del suelo que soporta al conjunto.

2.7.3.3 Desplazamiento. - La falla de un conjunto, muro-suelo en contención, puede producirse por el desplazamiento de este conjunto, consecuencia de un empuje cuyo valor es superior a la fuerza de fricción que el suelo y la base del muro aportan al conjunto. El valor de la fuerza de fricción es muy importante en el diseño del muro ya que esta fuerza junto con el empuje pasivo, determinan el valor del factor de seguridad al deslizamiento. La fuerza de fricción es el producto entre el coeficiente de fricción y la fuerza aplicada.

2.8 Efectos Sísmicos.

Para el diseño se debe prever que en un sismo, las fuerzas inerciales y los cambios en la resistencia de los suelos pueden afectar el equilibrio del muro y producir deformaciones excesivas y permanentes en el cuerpo y en la cimentación del muro, dando lugar a las fallas por asentamiento, deslizamiento o vuelco. El comportamiento de un muro de contención o estabilización durante un evento sísmico dependerá de la presión lateral total que el suelo le proporciona al muro durante el movimiento o vibración provocados por el sismo.

Esta presión incluye tanto la presión gravitacional estática que existe antes de que el sismo ocurra, como la presión dinámica inducida por el sismo. El empuje dinámico (sísmico) del suelo, se obtiene entonces a partir del equilibrio de la cuña luego de chocar esta, con la pantalla del muro.

CAPITULO III

Materiales y Métodos

Este trabajo de investigación surgió de la necesidad de las personas que habitan sitio Calichana, parroquia Buenavista, cantón Pasaje provincia de El Oro, donde han tenido problemas todos los años en épocas invernales al aumentar el caudal del río, dando como consecuencia la inundación y erosión en el cauce del río Calichana, dejando pérdidas económica y desastres para la población del sitio Calichana. Ante la necesidad de dar una solución que ayude mitigar las pérdidas ocasionadas en los cultivos tradicionales de la zona tales como cacao y banano, se consideró viable la ejecución de un proyecto planteado como trabajo de titulación en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala.

3.1 Metodología

3.1.1 Área de investigación

El muro de contención se va a realizar en el sitio Calichana de la parroquia Buenavista del Cantón Pasaje en la Provincia de El Oro.

3.1.2 Enfoque de la investigación

Esta investigación esta enfoca a realizar un análisis que permita realizar la mejor opción para solucionar el problema de las inundaciones temporales que existen en la margen derecha de río Calichana sitio la Hacienda Calichana, en esta propuesta debe considerarse la efectividad y el costo para la realización de un proyecto específico.

3.1.3 Técnicas de recolección de información

La topografía se levantó con un Drone Inspire y Gps 64s y se determinó las dimensiones del área que afecta el río Calichana en el sitio la Hacienda Calichana, donde tuvo lugar la mayor afectación producto de la inundación, dañando gran parte de hacienda y vecina. Mediante el software Her-Ras se tuvo un caudal de máxima crecida con periodos de retorno de 25 y 50 años. “La modelación se considera parte integrante de la gestión de las inundaciones, empleando modelos tanto para la planeación y el diseño, como para la predicción de la misma” (Garrido, Gomez, & León, 2013) utilizando dos software, AutoCAD para determinar la sección del canal y

Hec-Ras “este software permite la simulación de crecidas de ríos, ya que este funciona mediante la fórmula de Cheezy-Manning para flujos gradualmente variado” (Aguilera, Sánchez, & Morassutti, 2015), para la modelación respectiva.

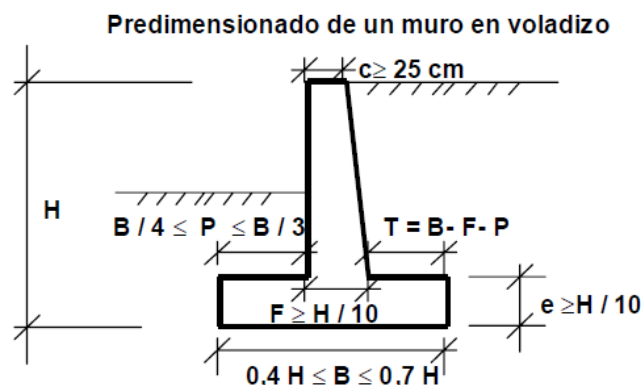
Utilizando un Microsoft Excel se diseñó dos alternativas, un muro de contención en voladizo y muro contención en gaviones, utilizando las características del suelo, fuerzas de empuje y todos los parámetros de seguridad que deben cumplir este tipo de diseños.

3.2 Condiciones para el Pre-dimensionamiento

Utilizando la información técnica disponibles sobre los diferentes tipos de obras y estructuras de protección y recuperación de las márgenes de los cauces aluviales, se analizó las ventajas y desventajas de cada una de ellas, por lo cual se escogió las obras más favorables para su construcción, se elaboró su pre-diseño con el propósito de determinar las cantidades de obras y los presupuestos estimados los cuales servirán de base para la selección de la obra definitiva.

Los parámetros que se deben tener en cuenta en el pre-diseño, serán por ejemplo, la longitud total del muro que se será de 300 m, ancho del muro vista en planta, altura del muro, es decir, la suma de las dimensiones de altura de zapata y pantalla del muro, esto en función de la altura del talud que será estabilizado; el relleno en el trasdós del muro, considerando la forma del acabado o su superficie (horizontal o inclinada) y si el muro soportará la carga de un talud sobre el relleno y la altura.

Ilustración 18: Predimensionado de un muro en voladizo



Dentro de los parámetros para un pre-dimensionamiento podemos decir que la relación de la base es de 0,4 a 0,7 de la altura. La pantalla de concreto es delgada, con un espesor 1/10 de la altura y en la corona se emplean un ancho entre 20 y 30

cm. La dimensión de la pata es de $\frac{1}{3}$ del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de $\frac{1}{8}$ a $\frac{1}{12}$ de la altura del muro.

Además, para realizar el Pre diseño se ejecutaron estudios previos que nos ayuden a determinar la situación de la zona, donde se intervendrá; estos estudios:

3.2.1 Topografía

Para el proyecto se realizó el levantamiento topográfico por medio de un Drone dji inspire 2, donde se obtuvo la información de campo, que, al procesarla en gabinete, se logró un modelo virtual con millones de puntos que permitió el análisis del área de implantación del proyecto. Las “fotografías aéreas, cartas topográficas e imágenes satelitales se delimitan las cuencas y se reconocen las características fisiográficas e hidrográficas.” (Cecilia Dufilho, Horne, Navedo, & Polla, 2001)

3.2.2 Hidrografía

“La determinación de parámetros hidrológicos obedece a la necesidad de ordenar de manera apropiada la información que se necesita para el cálculo de los caudales máximos esperados.” (Materón Muñoz, García Vélez, Arango, & Parra C, 2006)

El presente estudio se utilizó un mapa base a Esc: 1:50000 del IGM, donde se trazó la cuenca de del rio Buenavista, cantón Pasaje, además se contó con perfiles transversales y longitudinales del sitio, de la cual se determinó los parámetros geométricos e hidráulicos para la obtención del nivel correspondiente a la máxima crecida para periodos de retorno de 5, 25, 50 y 100años.

El estudio hidrológico para “ESTUDIO Y DISEÑO DE LA OBRA DE PROTECCIÓN EN EL SITIO CALICHANA, CANTÓN PASAJE, PROVINCIA DE EL ORO”, se usaron datos de intensidades máximas para duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60, 120, 360 y 1440 min de las estaciones meteorológicas tales como M-747 RIO CHICO, M-040 PASAJE, M-481 EL PORVENIR que se encuentran más cerca al proyecto.

Para la determinación de los parámetros que intervienen en el método indicado anteriormente, a más de la información cartográfica, se utilizó el mapa Hidrogeológico del Ecuador, elaborado por el INAMHI e información recopilada en el campo.

Para el diseño del muro se recomienda utilizar un valor promedio de los caudales del método Racional.

Los meses más recomendables para la ejecución de la obra son: de Enero a febrero, por encontrarse el caudal en sus niveles más bajos.

3.3 Geotecnia

Se procedió a realizar dos calicatas en el sitio de la intervención con el objetivo de conocer la conformación de las características del material que se encuentra en el subsuelo, definiendo características aproximadas de las diferentes capas. En base a estos estudios se realizó el pre-dimensionamiento del muro.

3.4 Diseño

El diseño del muro cumple con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2013.

3.5 Dimensiones del muro.

Para el muro de contención en voladizo y el muro en gaviones se han normado las dimensiones internas de sus elementos en base a las experiencias de diseño y pruebas de laboratorio, tomando como puntos de partida los valores mínimos o recomendados que los análisis y cálculos han arrojado.

Como datos adicionales deberemos conocer las características de los materiales con que se construirán los muros.

Para el muro de hormigón: el peso específico y la resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$), que en este caso será de 210 kg/cm² y el esfuerzo de fluencia del acero mínimo 4200 kg/cm², que garantice soldabilidad y que el acero se produzca bajo las normas INEN -2167 y ASTM A-706. "EL hormigón es uno de los materiales de construcción artificial más antiguo que se conoce caracterizándose por su durabilidad y estabilidad en el tiempo" (Solano, Estupiñan Duran, Vásquez Quintero, & Ballesteros Peña, 2013)

Para el muro en gaviones: peso específico del material pétreo del relleno de los gaviones, características de la malla galvanizada, y los parámetros estático y dinámico del terreno.

CAPITULO IV

Resultados y Discusión

4.1 Geología

El cantón Pasaje presenta una variedad de tipos geológico pero la formación geológica dominante es lavas andesíticas, riolíticas y piroclastos del período oligoceno, abarcando una extensión de 13.412,06 ha, localizada en las parroquias Progreso y Uzhcurrumi. Además, presenta arcillas marinas de estuario del período Cuaternario, con una superficie de 10.960,05 ha, específicamente en las parroquias Buenavista, Pasaje, La Peaña y Cañaquemada, cercanos a los estuarios y deltas de los ríos de la zona y esquistos negros del Jurásico, ocupando una extensión de 7.178,81ha, desde la parroquia Bellavista hacia la parroquia Casacay y genesis semipelíticos del período Paleozoico con una superficie aproximada de 6.352,07 ha.

4.2 Estudio de suelos (Anexo 2)

Para el presente estudios de suelo se realizó la exploración de la zona, consistió en la excavación de dos calicatas y muestreo de materiales, así como la inspección en el sitio de trabajo a fin de conocer los diferentes materiales que conforman el terreno que han de servir como suelo de fundación. Las muestras se obtuvieron de dos préstamos diferentes: #1 Coord. N9628112, E630606, Cota = 023 y #2 Coord. N9636959, E618833.

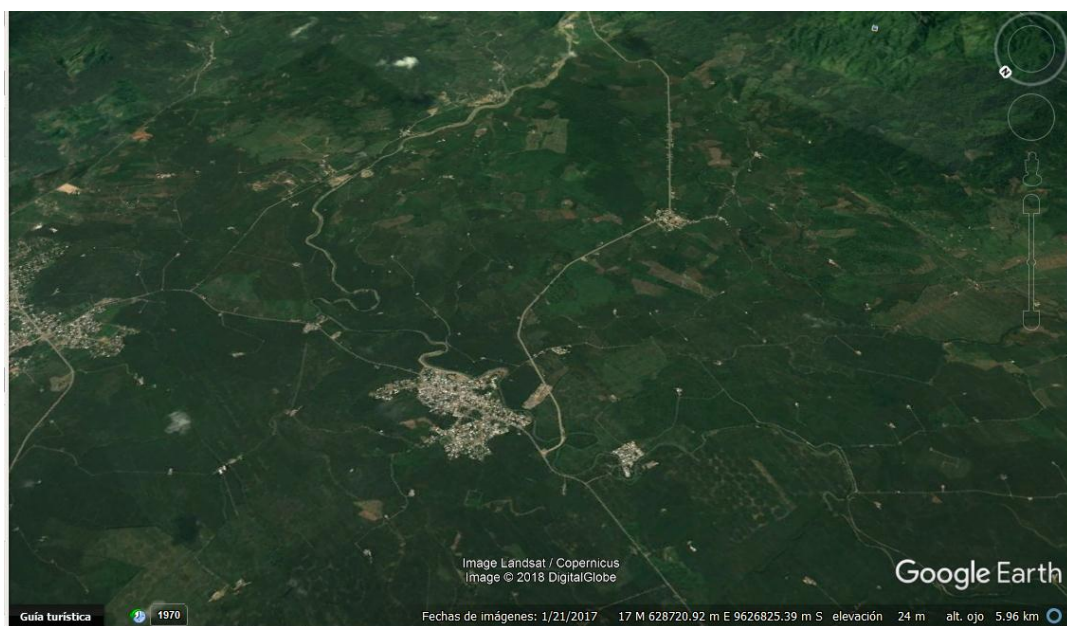
Para la obtención de resultados se contará con la información que nos dé como resultado los ensayos realizados en los laboratorios de mecánica de suelos en la Universidad Técnica de Machala, para cual se determinó lo siguiente:

- El porcentaje de pasante del tamiz #200;
a una altura d 0.50m 34,89 % pasante.
a una altura d 1.00m 64.64 % pasante.
a una altura d 1.50m 47.75 % pasante.
- Este es un tipo de suelo A-3 con un Índice de plasticidad IP= NP (Según el sistema a AASHTO de clasificación de los suelos).
Con un contenido de humedad
W=5.82% a 0.50m.
W=10.77% a 1.00m.
W=25.50% a 1.50m.

4.3 Estudio hidrológicos

Para a obtener los caudales máximos de crecidas generadas por modelación hidrológicas matemática, correspondiente a la máxima crecida para periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años extraídas de la estaciones meteorológica: M-747 RIO CHICO, M-040 PASAJE, M-481 EL PORVENIR (Anexo 3), que se encuentran más cerca al proyecto, información proporcionada por la Secretaria del Agua – Demarcación Hidrográfica de Jubones la cual consistía en series parciales de precipitaciones anuales de máximas, para distintas duraciones.

Ilustración 19: Cuenca del Rio Buenavista



Fuente: Google Earth

4.3.1 Parámetros físicos de la cuenca

En el presente trabajo se estudió la cuenca del rio Calichana, Teniendo como afluentes principales los; Dumari, Chilola, Daucay, Raspas, San Agustín, y la Quebrada Cerró Azul.

Aplicando el sistema de información geografía se delimito la cuenca elaborando mediante medición directa, el área, perímetro, pendiente de la cuenca, longitud y pendiente del cauce principal. “Gravelious define el índice de compacidad (K_c) de una cuenca, entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro de un circulo de igual área.” (Villon Bejera, 2002, pág. 41)

$$k_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

En donde: Kc es el coeficiente de compacidad, P es el perímetro de la cuenca y A es el área de la cuenca. K es igual a 1 la cuenca es de forma circular, las cuencas alargadas presentan valores de $K > 1$. Las cuencas de forma alargada reducen las probabilidades, de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en el río. (Villon Bejera, 2002, pág. 42)

4.3.2 Tiempo de Concentración

Se denomina tiempo de concentración, al tiempo transcurrido que tarda una partícula de agua en llegar al punto más lejano de la cuenca, hasta el punto de interés. Este tiempo está en función de las características geográficas y topográficas de la cuenca. (Villon Bejera, 2002)

$$T_c = \frac{0.00032 \times L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Longitud del canal (L) desde aguas arriba hasta la salida, en m. La pendiente del cauce principal (S) en m/m. Tc se expresa en horas.

Los principales parámetros físicos obtenidos para la cuenca son:

Tabla 4: Características Físicas de la Subcuenca en Análisis

Parámetro	Dumari	Chilola	Daucay	Raspas	San Agustín	Oda. cerro azul	Buenavista
Área (Km ²)	80.96	50.74	24.30	44.25	23.44	8.24	12.51
Perímetro (Km)	43.54	35.46	21.65	31.80	34.09	16.66	18.91
Kc	1.37	1.40	1.24	1.35	1.99	1.64	1.51
Forma	Rectangular	Rectangular	Rectangular	Rectangular	Rectangular	Rectangular	Rectangular
Tendencia a las crecidas	Baja	Baja	Baja	Baja	Baja	Baja	Baja
Elevación cuenca (centróide) (m)							
Pendiente media cuenca (%)							
Longitud del cauce principal (Km)	18.34	14.35	9.90	16.45	12.57	7.56	8.94
Pendiente cauce Principal (m/m)							
Tiempo de concentración tc (horas)							

4.3.3 Determinación de la tormenta de diseño

Las intensidades máximas de precipitación se obtienen en la base a las ecuaciones de intensidad publicadas por el INAMHI, encontrándose las cuencas en análisis en la zona 25, 27 y 35 siendo sus ecuaciones de intensidad respectivamente (INAMHI, 2015)

Tabla 5: Intensidades duración frecuencia estación M-0040 Pasaje

ESTACIÓN		INTERVALOS DE TIEMPO (minutos)	ECUACIONES	R	R ²
CÓDIGO	NOMBRE				
M0040	PASAJE	5<30	$i = 204.1950 * T^{0.1961} * t^{-0.5466}$	0.9866	0.9735
		30<120	$i = 146.6247 * T^{0.2233} * t^{-0.4013}$	0.9795	0.9594
		120<1440	$i = 1072.478 * T^{0.2209} * t^{-0.8244}$	0.9944	0.9889

Tabla 6: Curva Idf en la zona de estudio

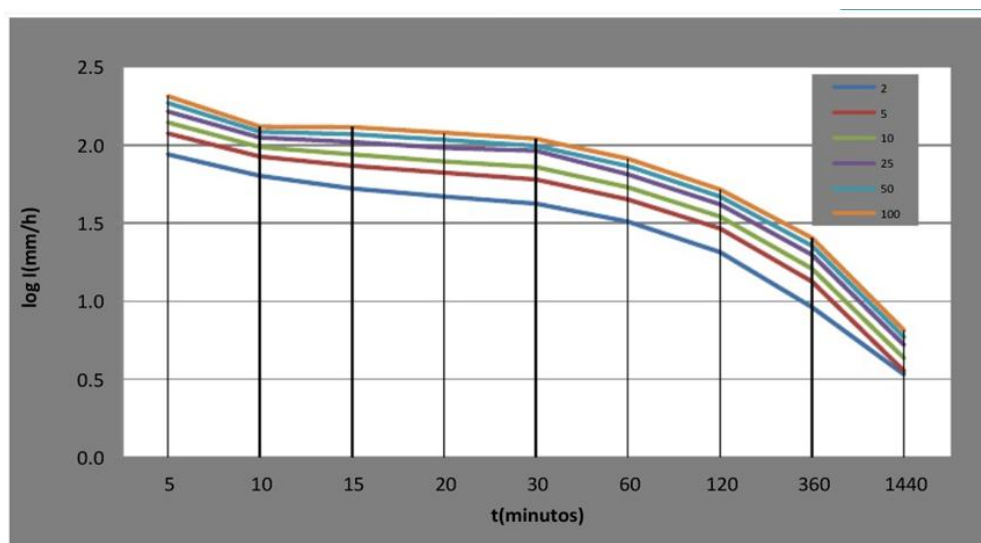


Tabla 7: Intensidades Máximas

T (min)	Período de Retorno T (años)					
	2	5	10	25	50	100
5	97.1	116.2	133.1	159.3	182.5	209.0
10	67.9	83.4	97.3	119.4	139.4	162.7
15	57.7	70.8	82.7	101.5	118.5	138.3
20	51.4	63.1	73.7	90.4	105.6	123.2
30	43.7	53.6	62.6	76.8	89.7	104.7
60	33.1	40.6	47.4	58.2	67.9	79.3
120	24.1	29.6	34.5	42.2	49.2	57.3
360	9.8	12.0	13.9	17.1	19.9	23.2
1440	3.1	3.8	4.4	5.4	6.3	7.4

INTENSIDAD MAXIMA (mm/h)

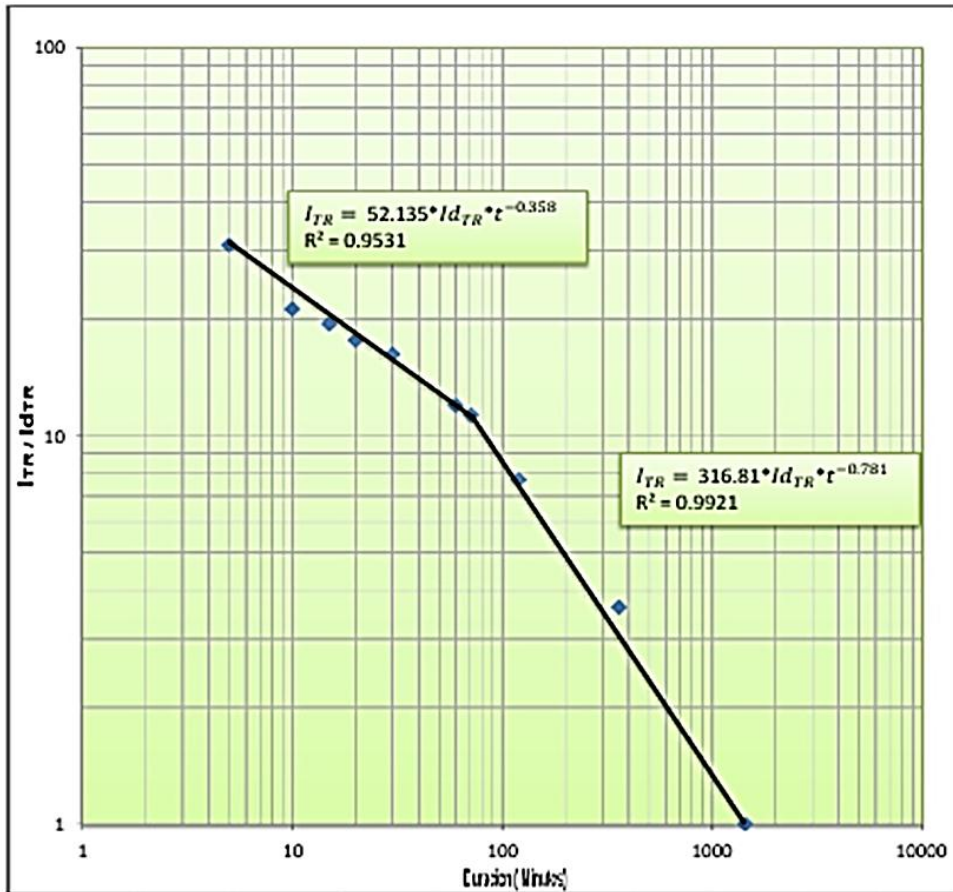
Tabla 8: Ecuaciones de Intensidades Máximas

ZONA	CODIGO	NOMBRE ESTACIÓN	DURACIÓN	ECUACIÓN
15	M0031	CAÑAR	5 Mn < 33.7 Mn	$I_{T_R} = 182.39 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.423}$ $R^2 = 0.9948$
			37.7 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 330.41 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.792}$ $R^2 = 0.9976$
16	M0032	SANTA ISABEL INAMHI	5 Mn < 48.77 Mn	$I_{T_R} = 165.84 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.561}$ $R^2 = 0.997$
			48.77 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 540.63 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.965}$ $R^2 = 0.9999$
17	M0033	LA ARGELIA-LOJA	5 Mn < 44.17 Mn	$I_{T_R} = 86.811 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.447}$ $R^2 = 0.9993$
			44.17 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 328.11 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.798}$ $R^2 = 0.9998$
18	M0036	ISABEL MARIA	5 Mn < 41.76 Mn	$I_{T_R} = 45.677 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.296}$ $R^2 = 0.9596$
			41.76 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 230.73 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.72}$ $R^2 = 0.9682$
19	M0037	MILAGRO(INGENIO VALDEZ)	5 Mn < 53.83 Mn	$I_{T_R} = 41.881 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.263}$ $R^2 = 0.9774$
			53.83 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 356.12 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.9}$ $R^2 = 0.9952$
20	M0038	MANUEL J.CALLE(V.FORESTAL)	5 Mn < 121.07 Mn	$I_{T_R} = 63.722 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.429}$ $R^2 = 0.9927$
			121.07 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 261.04 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.723}$ $R^2 = 0.9874$
21	M0039	BUCAY	5 Mn < 39.67 Mn	$I_{T_R} = 34.043 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.296}$ $R^2 = 0.9993$
			39.67 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 128.55 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.647}$ $R^2 = 0.9786$
22	M0040	PASAJE	5 Mn < 71.23 Mn	$I_{T_R} = 52.135 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.328}$ $R^2 = 0.9531$
			71.23 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 316.81 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.791}$ $R^2 = 0.9921$
23	M0051	BABAHOYO-UTB	5 Mn < 54.11 Mn	$I_{T_R} = 38.795 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.223}$ $R^2 = 0.9439$
			54.11 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 407.09 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.912}$ $R^2 = 0.987$
24	M0053	IBARRA AEROPUERTO -DAC	5 Mn < 69.28 Mn	$I_{T_R} = 132.66 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.546}$ $R^2 = 0.9992$
			69.28 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 434.62 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.924}$ $R^2 = 0.9948$
25	M0054	QUITO-OBSERVATORIO	5 Mn < 32.73 Mn	$I_{T_R} = 132.27 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.423}$ $R^2 = 0.999$
			32.73 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 693.55 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.998}$ $R^2 = 0.9979$
26	M0056	GUAYAQUIL AEROPUERTO	5 Mn < 90.22 Mn	$I_{T_R} = 34.917 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.306}$ $R^2 = 1$
			90.22 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 266.35 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.778}$ $R^2 = 1$
27	M0058	ESMERALDAS-TACHINA	5 Mn < 52.69 Mn	$I_{T_R} = 36.14 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.236}$ $R^2 = 0.9803$
			52.69 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 309.85 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.778}$ $R^2 = 0.991$
28	M0059	TULCAN AEROPUERTO	5 Mn < 36.95 Mn	$I_{T_R} = 80.736 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.318}$ $R^2 = 0.9811$
			36.95 Mn < 1440 Mn	$I_{T_R} = 627.26 \cdot I_{d_{T_R}} \cdot t^{-0.996}$ $R^2 = 0.9997$

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA

Ilustración 20: intensidades máximas de la estación Pasaje COD. M-0040

TR (Años)	5	10	15	20	30	60	120	360	1440
2	99.33	77.50	67.03	60.47	52.30	43.88	25.54	10.83	3.67
5	104.61	81.62	70.59	63.68	55.08	46.21	26.89	11.40	3.86
10	126.58	98.77	85.42	77.06	66.65	55.92	32.54	13.80	4.67
25	153.25	119.57	103.42	93.30	80.69	67.70	39.40	16.70	5.66
50	172.30	134.43	116.27	104.89	90.72	76.11	44.29	18.78	6.36
100	190.76	148.84	128.73	116.13	100.44	84.26	49.04	20.79	7.04



$$I_{TR} = \frac{40.035 I_{dTR}}{t^{0.3124}} = \text{Para } t \text{ entre 5 y 88 minutos (Zona 10)} \quad (3)$$

$$I_{TR} = \frac{356.17 I_{dTR}}{t^{0.3124}} = \text{Para } t \text{ entre 88 y 1440 minutos (Zona 10)} \quad (4)$$

$$I_{TR} = \frac{137.27 I_{dTR}}{t^{0.3124}} = \text{Para } t \text{ entre 5 y 60 minutos (Zona 11)} \quad (5)$$

$$I_{TR} = \frac{578.56 I_{dTR}}{t^{0.3124}} = \text{Para } t \text{ entre 60 y 1440 minutos (Zona 11)} \quad (6)$$

$$I_{TR} = \frac{97.389 I_{dTR}}{t^{0.3124}} = \text{Para } t \text{ entre 5 y 60 minutos (Zona 25)} \quad (7)$$

$$I_{TR} = \frac{125.73 I_{dTR}}{t^{0.3124}} = \text{Para } t \text{ entre 60 y 1440 minutos (Zona 25)} \quad (8)$$

$$I_{TR} = \frac{82.756I_{d_{TR}}}{t^{0.3124}} = \text{Para } t \text{ entre 5 y 81 minutos (Zona 28)} \quad (9)$$

$$I_{TR} = \frac{357.27I_{d_{TR}}}{t^{0.3124}} = \text{Para } t \text{ entre 81 y 1440 minutos (Zona 28)} \quad (10)$$

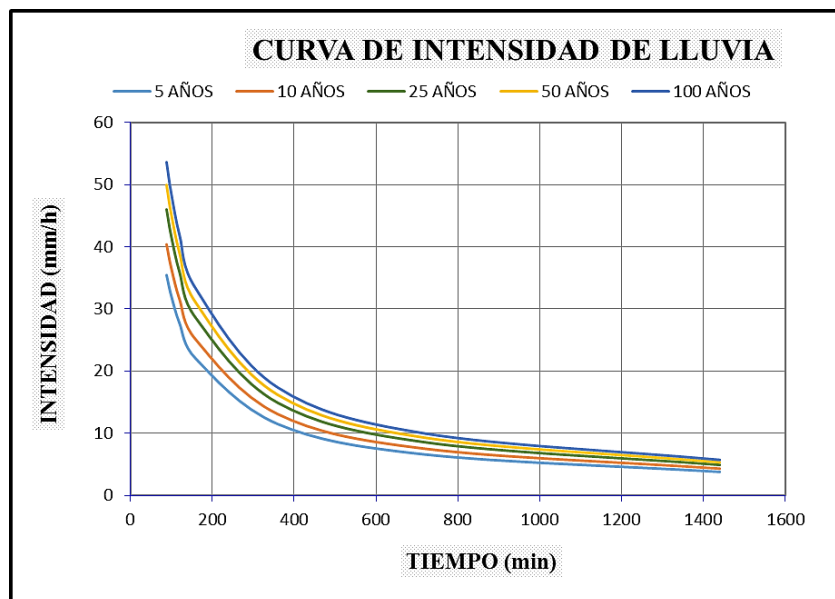
$$I_{TR} = \frac{147.98I_{d_{TR}}}{t^{0.3124}} = \text{Para } t \text{ entre 5 y 43 minutos (Zona 34)} \quad (11)$$

$$I_{TR} = \frac{882.9I_{d_{TR}}}{t^{0.3124}} = \text{Para } t \text{ entre 43 y 1440 minutos (Zona 34)} \quad (12)$$

En las ecuaciones propuestas el I_{TR} es la intensidad máxima en mm/h, t es la duración de la tormenta, $I_{d_{TR}}$ es la intensidad máxima diaria para un periodo de retorno.

Las intensidades se ponderaron mediante polígonos de Thiessen y con esa información + curvas de Intensidad Duración Frecuencia (IDF) y se define tormentas de diseño para 25, 50 y 100 años de periodo de retorno. Las mismas que pueden observarse en la figura 7 y la tabla7 respectivamente.

Ilustración 21: Curvas Idf en la zona de estudio



Estudio de intensidades para periodos de retorno T_r 5, 10, 25, 50 y 100 años, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 9: Valores de intensidad de lluvia

PERIODOS DE RETORNO (AÑOS)	INTENSIDADES						
	88	100	120	160	360	720	1440
TIEMPO							
5	35,43	31,99	27,64	21,95	11,47	6,58	3,78
10	40,37	36,44	31,49	25,01	13,06	7,50	4,30
25	45,99	41,52	35,88	28,49	14,88	8,54	4,90
50	49,94	45,08	38,96	30,94	16,16	9,28	5,32
100	53,59	48,38	41,81	33,20	17,34	9,95	5,71

4.3.4 Determinación del caudal del Rio Calichana

El caudal de diseño puede determinarse en base a la aplicación de dos procedimientos:

- A través del estudio de las relaciones lluvias – escorrentías para estimar valores de caudal aplicados en punto de la red de drenaje de una cuenca, en función de datos de precipitación y de las características físicas, meteorológicas y biológicas de la cuenca, modelándose los procesos que se producen.
- También los métodos estadísticos son aplicables si se cuenta con un registro histórico de caudales, lo suficientemente extenso y confiable, en el punto de interés o en sus inmediaciones, además como variables auxiliares para las características físicas de la cuenca.
- Se utiliza el método racional para determinar el Caudal Instantáneo Máximo de descarga de la cuenca hidrográfica.

La fórmula básica del método racional es:

$$Q_p = C \cdot i_c \cdot A_d$$

Q_p = Caudal máximo expresado en m^3/s

C = Coeficiente de escurrimiento (o coeficiente de escorrentía) ver tabla con valores numéricos en ese artículo principal.

i_c = Intensidad de la precipitación concentrada en m/s en un periodo igual al tiempo de concentración t_c .

A_d = Área de la cuenca hidrográfica en m²

$$i_c = i \cdot t_c / t_i$$

i = intensidad de la precipitación en m/s

t_c = Tiempo de concentración en segundo (ver tiempo de concentración)

t_i = Tiempo durante el que se midió la intensidad de la precipitación en segundo.

4.3.5 Calculo de niveles de máxima crecida y estiaje.

Los niveles de máxima crecida se determinan realizando el estudio topográfico del sitio de interés obteniendo los perfiles en 13 secciones del cauce con un espaciamiento de 50 m.

Con los estudios topográficos y los perfiles transversales fue posible estudiar el comportamiento del cauce ante diferentes caudales de crecida.

Para determinar el caudal de estiaje se realizó un aforo líquido superficial con molinete en época de verano – estiaje.

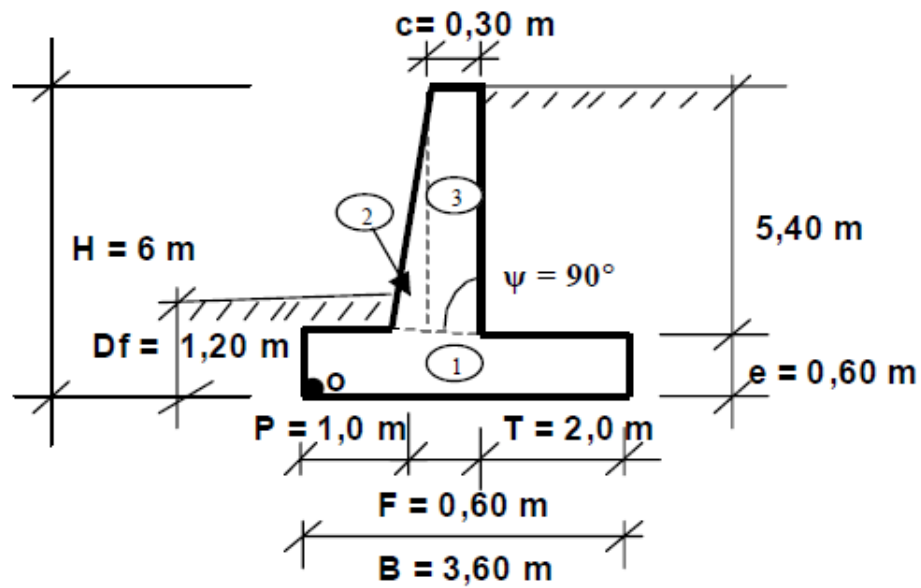
El caudal máximo (m³/s) que se obtiene para el proyecto es:

Tabla 10: Caudales Máximos según el método racional

TR	Qmax (m ³ /s)
5	151,36
10	167,26
25	199,1
50	246,91
100	262,87

Elaboración: Cesar Romero C.

Alternativa 1:



DATOS DE SUELO DE FUNDACION

$\gamma = 1850 \text{ Kg/m}^3$

$D_f = 1,2 \text{ m}$

$\phi = 32^\circ$

$c = 0,25 \text{ kg/cm}^2$

$q_{ult} = 4,5 \text{ kg/cm}^2$

DATOS SUELO DE RELLENO

$\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$

$\phi = 34^\circ$

$c = 0 \text{ kg/cm}^2$

DATOS DE MATERIALES DEL MURO

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$

Datos de Predimensionamiento

B=	3,60	m
e=	0,60	m
H=	6,00	m
c=	0,30	m
P=	1,00	m
T=	2,00	m
F=	0,60	m
Hs=	0,60	m
Df=	1,20	m
H-e=	5,44	m

PESO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES POR 1 M DE LONGITUD DE MURO

Figura	Brazo X m	Brazo y m	Peso kg/m	Peso*Brazo x kg-m/m	Peso*Brazo y kg-m/m
1	1,8	0,3	5400	9720	1620
2	1,2	2,4	2025	2430	4860
3	1,45	3,3	4050	5872,5	13365
		Σ	11475	18022,5	19845

Peso Propio p.p.: el peso propio por metro de longitud de muro, donde el peso específico del concreto es 2500 kg/m³.

CENTRO DE GRAVEDAD:

x= 1,57 m

y= 1,73 m

SOBRECARGA (q):

q= γ Hs= 1140 kg/m²

PESO TOTAL DE LA SOBRE CARGA W_s :

$$W_s = q L = 2622 \text{ kg/m}$$

Aplicado a: 2,45 m del punto o

PESO DEL RELLENO W_r :

$$V_r = 5.40 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1 \text{ m} = 10,8 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_r = V_r * \gamma = 20520 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a: 2,6 m del punto o

Coefficiente de empuje activo K_a :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \text{ en } \phi = 0,471$$

$$1,529 \quad 0,308$$

EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA E_a :

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right) K_a = 10533,60 \text{ kg/m}$$

Aplicado a : $H/3 = 2,00 \text{ m}$

EMPUJE DE LA SOBRECARGA E_s :

$$E_s = (\gamma H_s) H K_a = 2106,72 \text{ kg/m}$$

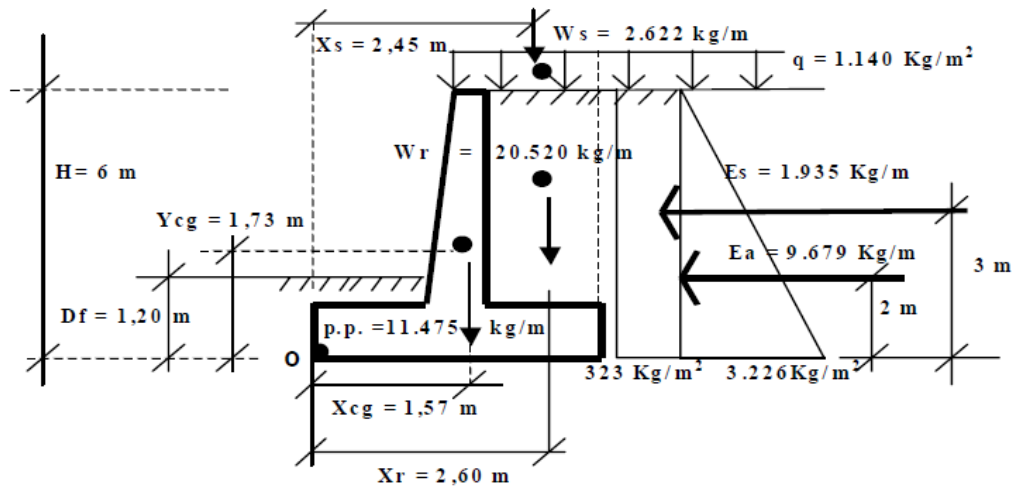
Aplicado a: $H/2 = 3,00 \text{ m}$

EMPUJE TOTAL E_{a+s} :

$$E_{a+s} = E_a + E_s = 12640,32 \text{ kg/m}$$

RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES Rv:

$$R_v = \text{peso} + W_r + W_s = 34617,00 \text{ kg/m}$$



FUERZA DE ROCE Fr=

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = 2/3 \phi = 21,33$$

$$F_r = \mu (R_v + E_a v) + c' * B + E_p = \mu * R_v + c' * B$$

$$\mu = \text{Tan}(\delta) = \text{Tan}(2/3 \phi) = 0,39$$

$$c' = 0.50 c = 0,125 * 1250,00 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_r = 0.39 * 34617 \text{ kg/m} + 1250 \text{ kg/m}^2 * 3.60 \text{ m} = 17873 \text{ kg/m}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO

$$F_{Sd} = F_r / E_h = 1,55 \text{ ok}$$

MOMENTO DE VOLCAMIENTO

$$M_v = 9679 \text{ kg/m} * 2 \text{ m} + 1935 \text{ kg/m} * 3 \text{ m} = 27387 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

MOMENTO ESTABILIZANTE

$$Me = 11475 \text{ kg/m} \cdot 1.57 \text{ m} + 20520 \text{ kg/m} \cdot 2.60 \text{ m} + 2622 \text{ kg/m} \cdot 2.45 \text{ m}$$

$$Me = 77792 \text{ kg-m/m}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO

$$FS_v = Me/M_v = 2.84 > 1.50 \text{ ok}$$

ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO DE FUNDACION σ_{adm} :

$$\sigma_{adm} = q_{ult} / F_{Scap \text{ portante}} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

PUNTO DE APLICACION DE LA FUERZA RESULTANTE X_r :

$$X_r = Me - M_v / R_v$$

$$X_r = 1.46 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza resultante e_x :

$$e_x = (B/2 - X_r) = 0.34 \text{ m}$$

$$0.34 \text{ m} < B/6 = 0.60 \text{ ok}$$

PRESION DE CONTACTO MURO SUELO DE FUNDACION $\sigma_{max, min}$:

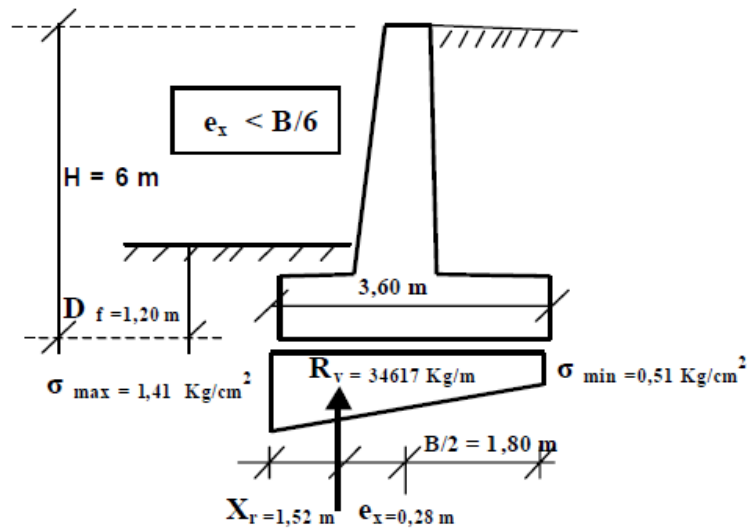
$$\sigma_{max} = R_v/B (1 + 6 e_x/B) = 15128 \text{ kg/m}^2 \quad 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \leq \sigma_{adm} 1.50$$

$$\sigma_{min} = R_v/B (1 - 6 e_x/B) =$$

$$\sigma_{min} = 4104 \text{ Kg/m}^2 \quad 0.41 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso 1: Presión de contacto Muro-suelo de fundación



DISEÑO DE LA BASE

DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES DE CORTE Y FLEXION MAXIMA EN LA BASE:

PUNTERA (FUERZAS Y BRAZOS RESPECTO DE LA SECCION CRITICA 1-1

PESO PROPIO: POR METRO LINEAL DE MURO (HACIA ABAJO)

$W_{pp} = 1500 \text{ Kg}$

BRAZO DEL PESO PROPIO

$b_{pp} = 0,5 \text{ m}$

REACCION DE L SUELO

$R_{sl} = 13364 \text{ kg}$

FUERZA COR TANTE EN LA PUNTERA V1-1:

$$V1-1 = 11864 \text{ kg}$$

$$R_{\text{triangulo}} = 1/2 \cdot 0.25 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 1250 \text{ kg}$$

$$b_{\text{triangulo}} = 2/3 \cdot 1 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 1.16 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 11600 \text{ kg}$$

$$b_{\text{rectangulo}} = 1/2 \cdot 1 \text{ m} = 0,5 \text{ m}$$

MOMENTO EN LA SECCIO N 1-1

$$M1-1 = 5883 \text{ kg-m}$$

TALON

PESO PROPIO POR METRO LINEAL D E MURO HACIA ABAJO

$$W_{pp} = 0.60 \text{ m} \cdot 2.0 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ m} \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 3000 \text{ kg}$$

BRAZO DEL P ESO PROPIO:

$$b_{pp} = 1/2 \cdot 2 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

REACCION DE L SUELO:

$$R_s = ((1.01 \text{ kg/cm}^2 + 0.51 \text{ kg/cm}^2)/2) \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 15200 \text{ kg}$$

PESO DEL RE LLENO

$$W_r = 5.40 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1900 \text{ kg/m}^3 = 20520 \text{ kg}$$

BRAZO DEL R ELLENO

$$br = 1/2 * 2m = 1 \text{ m}$$

PESO DE LA SOBRECARGA:

$$Ws = 0.60 \text{ m} * 2.00 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 1900 \text{ kg/m}^3 = 2280 \text{ kg}$$

BRAZO DE LA SOBRECARGA

$$bs = 1/2 * 2m = 1 \text{ m}$$

FUERZACORTANTE RESULTANTE EN EL TALON V 2-2 (HACIA ABAJO):

$$V_{2-2} = 15200 \text{ K G} - 3000 \text{ KG} - 20520 \text{ KG} - 2280 \text{ KG} = -10600 \text{ kg}$$

$$R_{\text{triangulo}} = 1/2 * 0.50 \text{ kg/cm}^2 * 200 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 5000 \text{ kg}$$

$$b_{\text{triangulo}} = 1/3 * 2 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectangulo}} = 0.51 \text{ kg/cm}^2 * 200 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 10200 \text{ kg}$$

$$b_{\text{rectangulo}} = 1/2 * 2m = 1m$$

MOMENTO CON RESPECT O A LA SECCION 2-2

$$M_{2-2} = -5000 \text{ kg} * 0.67 \text{ m} - 10200 \text{ kg} * 1.00 \text{ m} + 3000 \text{ kg} * 1.00 \text{ m} + 2280 \text{ kg} * 1.00 \text{ m} + 2280 \text{ kg} * 1 \text{ m} =$$

$$M_{2-2} = 12267 \text{ kg-m}$$

FACTORES DE MAYORACION DE CARGAS:

EMPUJE ESTÁTICO ACTIVO

$$E_a = (1/2 \gamma H^2) K_a = 10533,60 \text{ kg/m}$$

INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE ACTIVO

$$\Delta D E_a = (1/2 \gamma H^2) (K_{as} - K_a)(1 - C_{sv}) = 2632,374 \text{ kg/m}$$

FUERZA SISMICA DEL PESO PROPIO

$$F_{spp} = C_{sh} (p.p) = 1721,25 \text{ kg/m}$$

EMPUJE TOTAL

$$E_a + \Delta = E_a + \Delta D E_a + F_{spp} = 14887 \text{ kg/m}$$

FACTOR DE MAYORACION DE CARGA PONDERADO PARA EL CASO SISMICO:

$$F_{Cu} = 1,4$$

DATOS PARA EL CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA ZAPATA:

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad *e = 60 \text{ cm}$$

Recubrimiento inferior 7,5 cm

Recubrimiento superior 5 cm

$$d_i = 60 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 52,5 \text{ cm}$$

$$d_s = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$M_{1-1} = 7333 \text{ kg-m}$$

M 2-2= 16900 kg-m

MOMENTO ÚLTIMO EN PUNTERA

Mu= 1.4 * M1-1 = 10446 kg-m

MOMENTO ÚLTIMO EN TALON

Mu= 1.4*M 2-2= 24075 kg-m

$d > \sqrt{\frac{M_u}{0.189 \phi \cdot f'c \cdot b}}$ 26 cm

e= d + recubrimiento = 31 < 60cm

ACERO MINIMO

As min=0.0018* b*t= 10,8 cm²/ml

ACERO REQUERIDO EN LA PUNTERA:

As=5.29 cm²/ml < 10.80 cm²/ml

Colocar: 10.80 cm²/ml

ACERO REQUERIDO EN EL TALON:

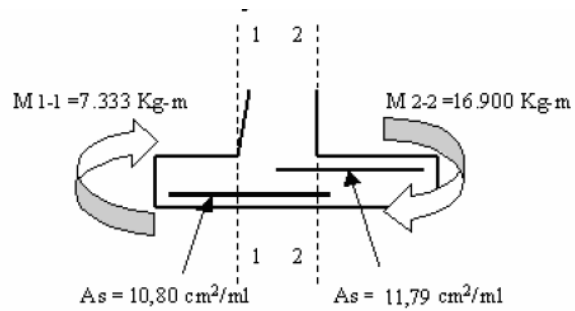
As=11.79 cm²/ml > 10.8 cm²/ml

Ø 1/2" c/11cm

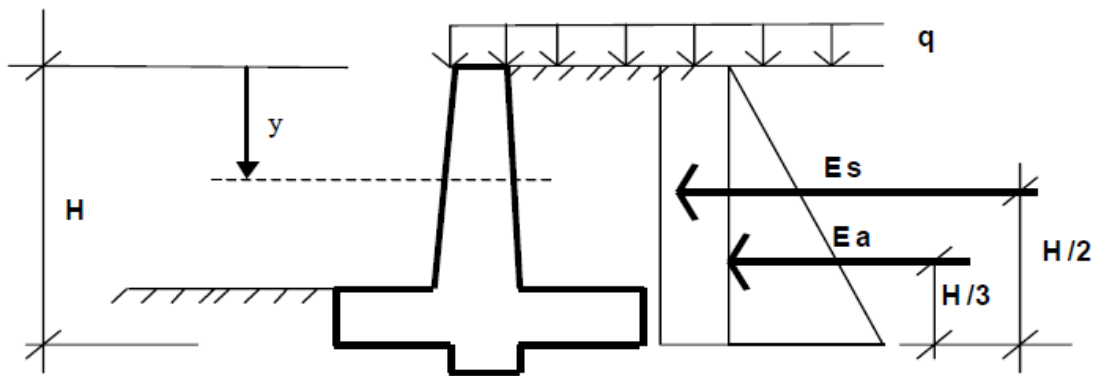
Colocar 1.79 cm²/ml

Ø 1/2" c/10cm

Momento flector máximo y acero de refuerzo en secciones críticas



DISEÑO DE LA PANTALLA EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA VEHICULAR



$$E_a = (1/2 \gamma H^2) K_a = 292,60 y^2 \text{ kg/m}$$

Aplicado a: $y/3$ medido de la sección (Y) hacia arriba

Empuje de la sobrecarga E_s :

$$E_s = (\gamma H s) K_a = 351 y \text{ kg/m}$$

Aplicado a: $Y/2$ medido de la sección (Y) hacia arriba

EMPUJE TOTAL E_a+s :

$$E_a+s = 292.58 y^2 + 351 y$$

MOMENTO TOTAL Ma+s:

$$Ma+s= 292.58 y^2 * y/3 + 351y*y/2$$

$$Ma+s= 97.51 y^3 + 175.5y^2$$

EMPUJE DE TIERRA + SISMO

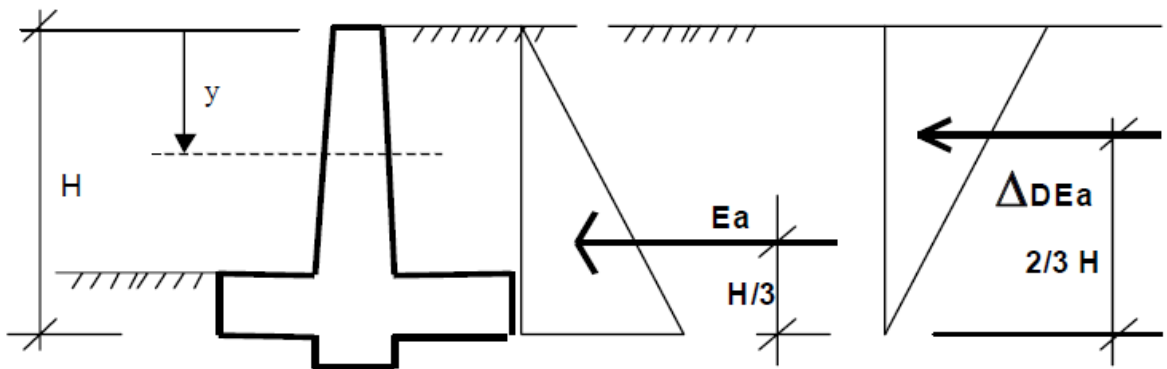
$$Kas= 0,369$$

EMPUJE ACTIVO DE LA TIERRA Ea:

$$Ea= 292,60 Y^2 Kg/m$$

Aplicado a: $y/3$ medido de la sección (y) hacia arriba

Empuje Activo + incremento Dinámico del Empuje Activo



INCREMENTO DINAMICO DEL EMPUJE ACTIVO D E LA TIERRA ΔDEa :

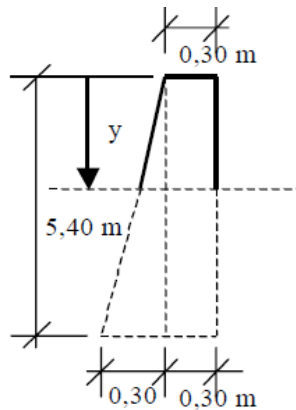
$$\Delta DE a=(1/2\gamma H^2)(Kas-Ka)(1-Csv) 73,12 y^2$$

Aplicado a $2/3 y$; medido de las sección (y) h hacia arriba

FUERZA SISMICA DEL PESO PROPIO:

$$Csh= 0,15$$

Ilustración 22 Fuerza sísmica de la pantalla



TRIANGULO:

$$F_{spp} = 0.30/5.40 y^* y/2 * 2500 * 0.15 = 10,42 y^2$$

Aplicado a: $y/3$; medido de la sección (y) hacia arriba

RECTANGULO:

$$F_{spp} = 0.30 y * 2500 * 0.15 = 112,5 y$$

Aplicado a: $y/2$ medido de la sección (y) hacia arriba

EMPUJE TOTAL E a+Δ

$$E_{a+\Delta} = 376,14 y^2 + 112,50 y$$

MOMENTO TOTAL M a+Δ:

$$M_{a+\Delta} = 292.58 y^2 * y/3 + 51.89 y^2 * 2/3 * y + 10.42 y^2 * y/3 + 112.50 y * y/2$$

$$M_{a+\Delta} = 101 y^3 + 90.84 y^2$$

Caso1

EMPUJE DE TIERRA+SOBRECARGA VEHICULAR CORTE ÚLTIMO Vu:

$$Vu = 1.6 * (292.58 y^2 + 351 y)$$

$$Vu = 468.13 Y^2 + 561.6 Y$$

MOMENTO ULTIMO Mu:

$$Mu = 1.6 * (97.51 y^3 + 175.5 y^2) \qquad 376.14 Y^2 + 112.50 Y$$

$$Mu = 156.02 Y^3 + 280.80 Y^2$$

CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

$$101 Y^3 + 90.84 Y^2$$

CORTE ÚLTIMO Vu:

$$Vu = 1.4 * (376.14 Y^2 + 112.50 Y)$$

$$Vu = 526.60 Y^2 + 157.50 Y$$

MOMENTO ÚLTIMO Mu:

$$Mu = 1.4 (101 Y^3 + 90.84 Y^2)$$

$$Mu = 141.4 Y^3 + 127.18 Y^2$$

SOLICITACIONES ÚLTIMAS DE CORTE Y MOMENTO

CASO 1

Y(m)	Vu (kg)	Mu(kg-m)
1	946,35	401,49
2	2735,02	2179,52
3	5420,01	6194,43
4	8947,32	13306,56
5	13334,95	24376,25
5,4	15330,89	30104,96

Caso 2

Y(m)	Vu (kg)	Mu(kg-m)
1	657,36	208,1
2	2311,28	1922,64
3	4961,76	6130,98
4	8608,8	14108,48
5	13252,4	27058,5
5,4	15388,88	33900,37

SOLICITACIONES MÁXIMAS

Y(m)	Vu (kg)	Mu(kg-m)
1	946,35	401,49
2	2735,02	2179,52
3	5420,01	6194,43
4	8947,32	14108,48
5	13334,95	27058,5
5,4	15388,88	33900,37

F (y)= 30 cm/ 540 cm

Y+30 0.556*y+3

$$F(Y) = 0 \text{ (cm)}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 0.53 * V_{fc} * b * w * d * (Y) = 576.03 d * (Y)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * F * (Y)$$

Y(m)	Vu (kg)	Mu(kg-m)	F(y) cm	d(y) cm	ϕV_c (kg)
1	946,35	401,49	35,6	30,6	17603,48
2	2735,02	2179,52	41,1	36,1	20794,68
3	5420,01	6194,43	46,7	41,7	24020,45
4	8947,32	14108,48	52,2	47,2	27188,62
5	13334,95	27058,5	57,8	52,8	30414,38
5,5	15388,88	33900,37	60	55	31681,65

y(m)	Asmin (cm ² /ml)	As requerido (cm ² /ml)
1	6,41	0,35
2	7,4	1,61
3	8,41	3,97
4	9,4	8,07
5	10,4	13,99
5,5	10,8	16,92

$$d > 900661,627$$

$$F = d + \text{recubrimiento} = 35,81 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

El espesor de la pantalla es adecuado para resistir las sollicitaciones de flexión que resultaban de los casos de carga considerados.

ACERO DE LA PANTALLA

Cara interior en contacto con la tierra.

En la tabla se observa que entre las secciones (Y=1m) domina el acero mínimo.

As min= C/21 cm 9.40 cm²/ml.....ø 5/8"

En la base de la pantalla es mayor el acero requerido

As requerido= 16.92 cm²/ml.....ø 5/8" c /11cm

ACERO DE REFUERZO DEFINITIVO:

PANTALLA: cara interior en contacto con la tierra:

Desde la corona del muro hasta la sección (y= 4.00 m): ø 5/8 c/ 20 cm

Desde la sección (y= 4.00m) hasta la base de la pantalla: ø 5 /8 c/10cm

EN LA PANTALLA cara exterior:

Se colocará vertical y horizontal mente el acero de retracción y temperatura indicado por la norma AASHTO 2002

Asret y tem= 2,65 cm²/ml ø 3/8" c/ 25cm

ZAPATA:

Cara inferior y superior: ø 1/2" c/10 m

En la zapata perpendicular al acero de refuerzo principal por flexión, se colocara horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicado por la norma AASHTO 2002, en ambas caras:

As ret y tem= 2,65cm²/ml ø 3/8" c/ 25cm

El sistema de drenaje del muro estará constituido por barbacanas de diámetro 4" de PVC, colocadas a cada 2 m2 de pantalla.

ALTERNATIVA 2

GAVION

Datos

$$\gamma_{roca} = 2800 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{suelo} = 1858 \text{ kg/m}^3$$

$$\sigma_{suelo} = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 32^\circ$$

Longitud de la Base = 6 m

bloque	Ai m2	Xi m	Yi m	Ai.Xi m3	AiYi m3
1	12	3	1	36	12
2	9	3	3	27	27
3	3	4,5	2,5	13,5	7,5
4	1,5	5,5	2,5	8,25	3,75

$$\Sigma A = 25,5$$

$$\Sigma A_i \cdot X_i = 84,75 \text{ m}^3$$

$$\Sigma A_i \cdot Y_i = 50,25 \text{ m}^3$$

$$\bar{Y} = 1,97 \text{ m}$$

$$X = 3,32 \text{ m}$$

CALCULO DE EMPUJE:

Coeficiente de empuje activo

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0,262$$

Cálculo del empuje activo

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 k_a = 8760,28 \text{ kg}$$

Momento por volcamiento

$$M_o = E_a y_c \quad M_o = E_a \left(\frac{H}{3}\right) = 17520,56 \text{ kg-m}$$

En muros de gaviones se consideran 20 de espacios en cada bloque

Peso de los Bloques

Volumen de bloque

$$V = (1\text{m} \cdot 1,50\text{m} \cdot 1\text{m}) = 1,5 \text{ m}^3$$

Peso de cada bloque

$$w = \gamma_{roca} \cdot V \cdot 0,80 = 3360 \text{ kg}$$

$$WT = W \cdot N_{blq} = 57120 \text{ kg}$$

Cálculo de la cuña de suelo sobre cada bloque

$$Ws1 = (0,75\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1\text{m}) \cdot \gamma_s = 1393,5 \text{ kg}$$

$$Ws2 = (1,5 \text{ m} \cdot 2\text{m} \cdot 1\text{m}) \cdot \gamma_s = 5570 \text{ kg}$$

$$Ws3 = (4 \text{ m} \cdot 2,25\text{m} \cdot 1\text{m}) \cdot \gamma_s = 16722 \text{ kg}$$

Cálculo del Momento Estabilizante

$$M_e = WT \cdot b_{wt} + Ws1 \cdot b_{w1} + Ws2 \cdot b_{w2} + Ws3 \cdot b_{w3} = 316614,12 \text{ kg-m}$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$F_{sv} = \frac{M_e}{M_o} = 18,07 > 2 \text{ ok}$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_{SD} = \frac{\sum V \tan(K_i \cdot \phi)}{E_{ah}} = \frac{[WT + Ws1 + Ws2] \cdot \tan \phi}{E_{ah}} = 4,98 > 1,5 \text{ ok}$$

Punto de aplicación de la normal

$$X \cdot N = M_e - M_o \rightarrow X = \frac{M_e - M_o}{N} = 3,70 \text{ m}$$

$$\text{Normal} = 80809,5 \text{ kg}$$

Cálculo de la Excentricidad

$e = -0,68 < 1$ ok (No existen tracciones)

$$\sigma_2 = \frac{(Wt+Ws1+Ws2+Ws3)}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 13451,25 \quad 1,35 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{4(Wt+Ws1+Ws2+Ws3)}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 13451,25 \quad 1,35 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación entre bloque y bloque

1 Bloque

ka=	0,281	
Ea=	260,14	kg
Mo=	86,71	kg-m
V=	1,5	m ³
W=	3360	kg-m
Wt=	3360	kg-m
Me=	1680	kg-m
Fsv=	19,37	> 2 ok
FSD=	7,46	> 1,5 ok

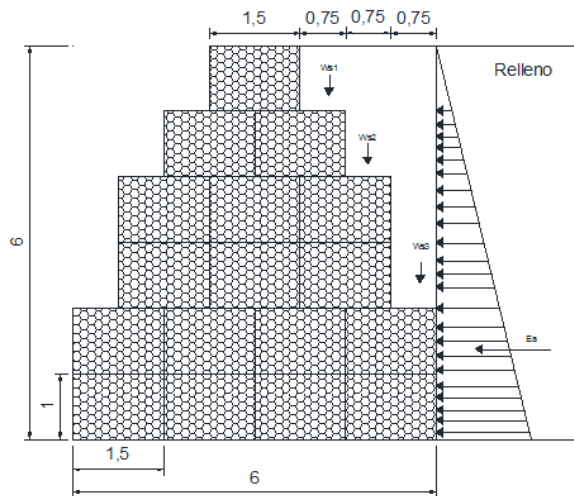
2 Bloque

Ka=	0,281	
Ea=	1040,58	kg
Mo=	693,72	kg-m
V=	1,5	m ³
W=	3360	kg-m
Wt=	10080	kg-m
Ws1=	1387,5	kg
Me=	18762,19	kg-m
Fsv=	27,05	> 2
FSD=	6,36	> 1,5

3 Bloque

Ka=	0,281	
Ea=	1040,58	kg
Mo=	693,72	kg-m

$V=$ 1,50 m³
 $W=$ 3360 kg-m
 $W_t=$ 30240 kg-m
 $W_{s2}=$ 5550 kg
 $Me=$ 30453,75 kg-m
 $F_{sv}=$ 43,90 > 2
 $FSD=$ 20,63 > 1,5



CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Por medio del software Hec-Ras y con ayuda del Drone dji inspire 2 se pudo definir las áreas vulnerables donde se produce el desbordamiento en la Hacienda Calichana.
- Se definieron dos tipos de muros contención a hormigón y a gaviones para lo cual se realizaron los cálculos por medio Microsoft Excel, donde se verificaron la estabilidad y los factores de seguridad.
- Los muros de gaviones proporcionan muchas ventajas en cuanto a su diseño y construcción por las facilidades de adaptar su geometría a las condiciones del terreno y parámetros hidráulicos, lo que hace de estos los más recomendables para este proyecto.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda la construcción de muros de gaviones, son empleados en grandes áreas erosionadas y pueden ser instalados bajo el agua, además no requieren de mucha mano de obra especializada ni maquinaria pesada, además el material pétreo utilizado en este caso será de las canteras de la zona.
- La permeabilidad de los gaviones no provoca altos empujes de presiones detrás del muro por lo cual no se requiere de drenajes sobre el suelo natural y en caso contrario se debe colocar entre el suelo natural y la estructura

Bibliografía

- Aguilera, J., Sánchez, N., & Morassutti, G. (2015). Evaluación de la ingeniería básica de canalización de cauces de ríos adyacentes a urbanismos. *Revista INGENIERÍA UC*.
- Akram, H., Arroyo, H., Bendezú, G., Díaz, D., Vilcarromero, S., González, R., & Gutierrez, E. (2012). Potencial vulnerabilidad frente a inundaciones de los establecimientos de salud públicos de cuatro regiones del norte del Perú. *Revista scielo Perú*.
- Barber, G., Trapote Jaume, A., & López Garaule, J. (2012). EL PLAN GLOBAL FRENTE AL RIESGO DE INUNDACIÓN EN LA RIBERA DEL JÚCAR. *Redalyc*.
- Barber, G., Trapote, A., & López, J. (2012). El plan global frente al riesgo de inundaciones en la ribera del Júcar. *Revista Redalyc*.
- Bedoya, V., & López Lezama, J. (2015). Modelo para el Control de Inundaciones durante el Fenómeno De "La Niña" Utilizando un Embalse Hidroeléctrico. *Scielo*.
- Campos Ortega, H., Díaz Muñoz, G., & Campos Ortega, C. (2007). APORTES SEDIMENTARIOS DE LOS RÍOS LLUTA Y SAN JOSÉ EN LA ZONA COSTERA DE LA RADA DE ARICA, CHILE.
- Carrillo, k., Escobar, F., & Puño, N. (2016). Control de las inundaciones en el valle del río tumbes mediante la habilitación de un cauce de alivio-simulación hidráulica. *Revista de investigación científica*.
- Cecilia Dufilho, A., Horne, F., Navedo, R., & Polla, G. (2001). seño de obras de control Diseño de obras de control Diseño de obras de control.
- Cohen, M., & Oscar Castillo. (2017). Riesgo por inundacion, vulnerabilidad socioambiental y gobernanza en el municipio de Cuautitlán. *Revista redalyc*.
- Cuevas, J., Fundora, M., Gonzalez, B., Pedroso, I., & González, B. (s.f.). Riesgos geólogo-Geofísica y tecnológico inducidos por deslizamiento, inundaciones lluvias y sismos, en condiciones de montaña y valles colindantes: Guamuhaya, Cuba.

- Díaz, J. S. (2001). Control de erosión en zonas tropicales. Bucaramanga, Colombia : uNIVERSIDAD iDUNTRIAL DE SANTANDER. Recuperado el 7 de 1 de 2018, de <http://www.corpia.com.ec/gaviones.html>
- Garrido, M., Gomez, M., & León, A. (2013). Sistema automatizado de alerta temprana ante el peligro de inundaciones. *Scielo*.
- INAMHI. (2015). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de presipitacion*. Obtenido de http://www.serviciometeorologico.gob.ec/Publicaciones/Hidrologia/ESTUDIO_DE_INTENSIDADES_V_FINAL.pdf
- Li, X., Díaz Mirón, L., Espinoza Ayala, J., & Alfredo González, J. (2011). Evaluación de efectos de sumersión en la estabilidad de taludes. *Scielo*.
- Maccaferri. (2008). *Obras de Contencion*. Recuperado el 5 de 1 de 2018, de <https://www.maccaferri.com/br/es/documentos/manuales/>
- Materón Muñoz, H., García Vélez, J., Arango, D., & Parra C, D. (2006). MODELACIÓN HIDROLÓGICAE HIDRÁULICAAPLICADA A ESTUDIOS DE INUNDABILIDAD EN CAUCES NATURALES CASO DE ESTUDIO: URBANIZACIÓN RÍO NIMA. *Redalyc*.
- Mendoza, J., & Orozco, M. (s.f.). ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD BIOFÍSICA A LOS RIESGOS POR INUNDACIÓN EN LA ZONA METROPOLITANA DE TOLUCA, MÉXICO. *Scielo*.
- MINISTERIO DE AGRICULTURA Y PESCA, ALIMENTACIÓN Y MEDIO AMBIENTE. (s.f.). *Convención marco de las naciones unidas sobre el Cambio climático*. Recuperado el 10 de 12 de 2017, de <http://www.mapama.gob.es/es/cambio-climatico/temas/el-proceso-internacional-de-lucha-contra-el-cambio-climatico/naciones-unidas/CMNUCC.aspx>
- Montes, M., Uribe, E., & García, E. (2011). Mapa nacional de erasión potencial. *revista: Scielo*.
- Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura. (17 de 3 de 2015). *La agricultura es la mayor afectada por los desastres, según un nuevo informe*. Recuperado el 3 de 12 de 2017, de <http://www.fao.org/news/story/es/item/280688/icode/>

- Pesantes, C. (17 de 2 de 2007). *Evaluación y Zonificación de Riesgos Geodinámicos en el Distrito Minero Zaruma - Portovelo*. Obtenido de <https://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/8139>
- Pittaluga, M. A., & Suvires, G. (2010). SUSCEPTIBILIDAD A LAS INUNDACIONES POR CRECIENTES ESTIVALES Y POR DESBORDES EN LAS LOCALIDADES DE VILLA NUEVA, PUCHUZUM Y VILLA CORRAL, CUENCA DEL R ÍO CASTAÑO, CALINGASTA, SAN JUAN. *Scielo*.
- Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. (s.f.). Recuperado el 07 de Enero de 2018, de http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL_SNI/data_sigad_plus/sigadplusdiagnostico/DIAGNOSTICO%20PDyOT%20%20CANTON%20PASAJE_15-11-2014.pdf
- Polón Pérez, R., Ruiz Sánchez, M., Amico Rodríguez, J., Morales Guevara, D., Jerez Mompié, E., Ramírez Arrebató, M., & Maqueira López, L. (2011). PRINCIPALES BENEFICIOS QUE SE ALCANZAN CON LA PRÁCTICA ADECUADA DEL DRENAJE AGRÍCOLA. *Redalyc*.
- Pourrut, P., & Gómez, G. (1998). El Ecuador al cruce de varias influencias climáticas. Una situación estratégica para el estudio del fenómeno El Niño. *Redalyc*.
- Ramírez, C., Bocanegra, R., Santacruz, S., Quintero, H., & Sandoval, M. (2009). Metodología para estimar los volúmenes máximos de explotación de materiales de arrastre en un río.
- Rossel, F., Cadier, E., & Gomez, G. (1996). Las inundaciones en la zona costera ecuatoriana: causas; obras de protección existente y previstas.
- Santos, J., Monteiro, J., Ceballos, D., & Soto, J. (2016). Lecciones aprendidas al enfrentar los efectos de eventos hidrometeorológicos extremos en los sistemas agrícolas y servicios ecosistémicos en América Latina. *Revista de Ciencias de la Vida*.
- Solano, S., Estupiñán Duran, H., Vásquez Quintero, C., & Ballesteros Peña, D. (2013). SIMULACIÓN DE LA DIFUSIÓN DEL Cl. *researchgate.net*.
- Torres, R. (2008). Recuperado el 7 de 1 de 2018, de <http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%20F3n-2008-RT.pdf>

- Triviño Pérez, A., & Ortiz Rojas, S. (2004). METODOLOGÍA PARA LA MODELACIÓN DISTRIBUIDA DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL Y LA DELIMITACIÓN DE ZONAS INUNDABLES EN RAMBLAS Y RÍOS-RAMBLAS MEDITERRÁNEOS.
- Vasquez, A., Hugo arroyo, H., Bendezú Quispe, G., & Diaz Seijas, D. (2012). Potencial vulnerabilidad frente a inundaciones de los establecimientos de salud públicos de cuatro regiones del norte del Perú. *Scielo*.
- Vergara, C., Ellis, E., Cruz, J., Alarcón, L., & Galvan, U. (2011). La conceptualización de las inundaciones y la percepción del riesgo ambiental. *Scielo*.
- Villon Bejera, M. (2002). *Hidrología*. Lima, Perú.

ANEXOS 1

Anexos 1: Panel Fotográfico

FOTO: 1

PUNTO: 165

COORDENADAS: ITM. 0630767

UTM. 9627938

Esta foto muestra el muro de tierra extraída del mis rio para trabajos realizado provisionalmente por el dueño de la hacienda hasta dar la solución definitiva.



FOTOS: 2

PUNTO: 166

COORDENADAS: ITM. 0630658

UTM. 9628021

Áreas Agrícolas que fueron afectadas por las crecidas del Rio Calichana



FOTOS: 3

PUNTO: 167

COORDENADAS: ITM. 0632064

UTM. 9627127

Daños en el sistema de bombeo para riego provocado por el desbordamiento del río Calichana.



FOTOS: 4

PUNTO: 168

COORDENADAS: ITM. 0632026

UTM. 9627237

Recorrido por el margen derecha del río Calichana aguas arriba, muro con material suelto extraído del mismo río.



FOTOS: 5

PUNTO: 169

COORDENADAS: ITM. 0632048

UTM. 962182

Muro de escollera realizada por la GAD para proteger el margen derecha del rio Calichana.



FOTO: 6

PUNTO: 170

COORDENADAS: ITM. 0632064

UTM. 9627124

En esta foto muestra la vía de acceso al sitio La Hacienda Calichana la cual no cuenta con una protección adecuada.



Calicata 1

COORDENADAS: ITM. 0630557

UTM. 9628079

En la hacienda Calichana se recogió varias muestras de suelo, se realizó un hueco de 1 m x 1m.

Foto 1: Recolección de muestra a 50 cm para las pruebas en laboratorio.



FOTO: 2. Recolección de muestra a 50 cm para las pruebas en laboratorio.



FOTO: 3. Recolección de muestra a 1,50 cm para las pruebas en laboratorio.



Foto 4: cada muestra recogida se la coloco en fundas plásticas para su traslado al laboratorio.



Ensayos en el Laboratorio:

Foto 1: Tamizado de material de la primera calicata



Foto 2: Pesado del material retenido en los tamices



Foto 3: Determinación del límite líquido con la copa de casa grande de una muestra del sitio La Hacienda Calichana.



Anexo 2

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA									
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL									
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS									
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO									
PROYECTO:		CALICHANA							
MUESTRA:		1,00M			REVISO:				
OPERADOR: CESAR ROMERO C.				FECHA: 27 de noviembre de 2017					
CÁLCULO:				FUENTE: HACIENDA CALICHANA					
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:		MATERIAL FINO							
Nº	TAMIZ		CANTIDAD	CANTIDAD	CANTIDAD	PORCENTAJE		OBSERVACIÓN	
	Pulg.	mm	RETENIDA PARCIAL	RETENIDA ACUMULADA	QUE PASA ACUMULADA	RETENIDO ACUMULADO	PASANTE ACUMULADO		
	4	0						ESPECIFIC.	
	3	0							
	2 1/2	0							
	2	0							
	1 3/4	0							
*	1 1/2	0							
	1 1/4	0							
*	1	0						100	
*	3/4	19						90-100	
	5/8	16							
	1/2	12,5							
	7/16	11,2							
*	3/8	9,5						56-80	
	5/16	8							
	1/4	6,3							
3 1/2	0,2230	0							
*4	0,1870	0	1,67	1,67	756,42	0,22 %	99,78 %	35-65	
5	0,1570	0							
6	0,1320	0							
7	0,1110	0							
8	0,0937	0	7,55	9,22	748,87	1,22 %	98,78 %	23-49	
*10	0,0787	0							
12	0,0661	0							
14	0,0555	0							
16	0,0469	0	13,60	22,82	735,27	3,01 %	96,99 %		
18	0,0394	0							
20	0,0331	850 micron							
25	0,0280	710 micron							
30	0,0234	600 micron	6,51	29,33	728,76	3,87 %	96,13 %		
35	0,0197	500 micron							
*40	0,0165	425 micron							
45	0,0139	354 micron							
50	0,0117	300 micron	142,28	151,50	606,59	19,98 %	80,02 %	5--19	
60	0,0980	250 micron							
70	0,0083	210 micron							
80	0,0070	180 micron							
100	0,0059	150 micron	394,96	417,78	340,31	55,11 %	44,89 %		
*200	0,0029	75 micron	116,57	268,07	490,02	35,36 %	64,64 %	2--8	
FONDO			74,95	343,02	415,07	45,25 %	54,75 %		
TOTAL			758,09						
PESO ANTES DEL TAMIZADO=			759,96 g						
PESO DESPUÉS DEL TAMIZADO=			758,09 g						
ERROR (PAT - PDT) / PAT *100 =			0,246 %						
MATERIAL PASANTE DEL TAMIZ # 200 =			74,95 g						

Anexo3

Tabla 11: Estación Meteorológica: M747 Rio Chico

ESTACION: M-747 RIO CHICO

LATITUD: 05° 28 00" S

PRECIPITACION MEDIA MENSUAL (mm)

LONGITUD: 78° 61 00" W

ALTITUD: 60 msnm

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1981		Inicio	85,6	68,3	3,1	4,8	6,0	29,7	18,5	43,3	39,0	44,9	343,2
1982	78,1	52,2	23,1	32,2	44,5	19,5	13,3	18,8	13,5	48,4	104,7	332,7	781,0
1983	800,3	580,6	411,1	491,5	513,6	317,3	261,3	46,2	115,3	55,5	45,9	127,4	3766,0
1984	4,6	393,4	346,9	126,5	29,6	74,1	21,1	21,6	59,1	37,8	19,3	91,5	1225,5
1985	55,1	36,9	257,9	19,0	13,9	11,8	23,6	25,8	16,0	30,5	5,1	53,2	548,8
1986	228,7	106,4	16,5	181,0	48,3	20,1	23,3	19,1	15,3	35,5	26,8	54,9	775,9
1987	272,6	331,2	302,0	218,0	91,9	27,8	38,8	41,4	29,6	28,7	9,2	26,3	1417,5
1988	206,5	199,4	33,7	101,6	29,5	22,2	35,6	25,4	17,6	48,3	51,8	46,9	818,5
1989	288,7	388,6	262,9	119,9	37,6	55,8	29,1	28,8	25,7	27,7	14,0	16,8	1295,6
1990	13,4	121,6	89,3	83,9	70,1	31,1	27,9	19,3	24,4	50,5	30,0	37,1	598,6
1991	40,7	172,3	198,5	33,7	46,0	28,5	30,0	22,1	21,8	29,7	12,0	23,8	659,1
1992	10,5	373,5	1015,4	452,1	314,7	68,7	68,3	44,1	41,3	35,7	19,8	87,0	2531,1
1993	147,7	440,0	359,4	412,2	105,5	27,7	30,7	8,1	25,2	38,0	55,8	36,4	1686,7
1994	176,9	215,0	161,4	81,4	50,2	45,9	19,8	17,5	19,4	20,0	19,8	40,7	868,0
1995	137,9	200,0	103,2	92,2	50,5	5,7	25,8	19,1	25,8	30,5	50,5	39,3	780,5
1996	135,0	163,9	122,3	82,6	18,6	14,6	22,0	21,6	11,9	23,1	17,9	33,4	666,9
1997	40,7	67,4	272,9	203,2	126,3	113,5	33,1	37,5	35,5	71,4	310,7	612,1	1924,3
1998	921,7	388,7	562,5	353,1	191,5	113,5	48,7	31,0	44,2	51,0	36,4	49,5	2791,8
1999	59,1	332,9	199,0	208,4	62,6	22,4	33,7	20,1	25,7	36,6	33,9	96,0	1130,4
2000	114,6	139,1	105,3	127,8	118,5	36,3	32,0	16,5	22,6	17,5	8,7	23,6	762,5
2001	93,1	155,0	364,7	253,6	31,2	21,3	31,0	9,1	10,9	24,4	7,2	45,2	1046,7
2002	46,1	188,9	415,1	69,0	5,9	22,7	16,2	13,7	16,8	23,1	17,9	34,4	869,8
2003	98,1	43,1	23,0	98,1	15,5	11,1	12,8	26,9	20,4	34,3	42,3	54,3	479,9
2004	18,8	14,3	186,4	341,3	176,6	69,8	393,3	155,5	33,4	281,5	4,9	27,4	1703,2
2005	27,7	15,9	142,1	88,8	10,8	11,1	13,6	23,8	14,0	46,0	25,5	27,2	446,5
2006	52,3	209,2	335,2	14,5	12,1	28,3	7,5	9,1	11,2	21,4	52,6	32,3	785,7
2007	229,3	67,6	172,6	147,4	9,9	40,8	22,6	33,7	3,1	13,3	28,0	0,0	768,3
2008	240,7	311,4	281,7	211,8	67,3	32,7	30,1	25,5	17,4	22,1	67,5	1,3	1309,5
2009	240,4	163,5	113,9	66,3	15,2	29,0	4,7	20,1	25,0	29,7	28,8		
2010													
MEDIA	170,7	209,7	240,1	164,8	79,7	45,8	46,8	28,7	26,2	43,3	40,9	74,8	1170,8
MAX	921,7	580,6	1015,4	491,5	513,6	317,3	393,3	155,5	115,3	281,5	310,7	612,1	3766,0
MIN	4,6	14,3	16,5	14,5	3,1	4,8	4,7	8,1	3,1	13,3	4,9	0,0	343,2

Fuente: Subcomisión Ecuatoriana-PREDESUR

Tabla 12: Estación meteorológica M-040Pasaje

ESTACION : M-040 PASAJE
 PRECIPITACION MEDIA MENSUAL (mm)

LATITUD: 03° 21 00" S
 LONGITUD: 79° 41 00" W
 ALTITUD: 15 msnm

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1963												35,2	
1964	78,5	122,7	183	110,5	14,1	21,1	33,4	31,4	26,4	43,6	36,2	54,1	755,0
1965	106,4	81,7	301,8	289,4	124,8	21,9	18,6	21,3	54,0	62,1	64,0	25,9	1171,9
1966	153,4	147,9	80,8	53,2	36,9	11,5	24,0	34,2	24,1	38,3	23,1	26,9	654,3
1967	230,8	221,3	53,9	15,4	4,4	39,3	23,5	20,8	26,5	38,0	25,7	21,1	720,7
1968	30,1	119,7	17,6	9,0	15,0	17,8	34,4	25,4	28,4	26,6	28,4	24,5	376,9
1969	52,5	43,8	104,9	137,5	110,9	88,6	28,3	21,5	33,0	20,6	38,3	77,7	757,6
1970	128,8	75,1	6,3	50,7	92,7	34,8	16,8	20,2	21,9	25,2	22,5	23,1	518,1
1971	69,4	111,1	119,2	25,8	16,4	40,6	41,7	42,0	28,2	44,7	21,9	28,6	589,6
1972	118,6	169,0	344,4	131,9	94,6	85,9	35,9	30,0	43,9	50,3	31,6	243,1	1379,2
1973	179,0	272,1	198,6	82,9	87,5	57,2	27,1	34,7	48,2	44,0	30,2	17,8	1079,3
1974	75,7	119,8	58,8	36,6	24	52,7	0	0	0	39,6	19,2	58,3	484,7
1975	140,4	242,3	169,3	103,9	38,3	49,3	59,6	29,9	31,5	50,3	38,2	46,8	999,8
1976	233,4	341,9	210,7	174,7	0	0	11,5	0	19,4	28,2	23,1	26,3	1069,2
1977	105,6	172,5	197,1	40,8	0,5	28,6	27,8	28,3	33,1	36,4	15,5	6,4	692,6
1978	23,8	101,6	68,2	75	16,3	22,2	26,8	21,9	28,4	19,5	11,2	22,5	437,4
1979	96,7	30,9	112,3	55,9	32,5	20,8	17	17,7	33,3	32,3	8,6	9,8	467,8
1980	43	64,6	77,2	272,9	20,9	28,8	18,8	23,7	20,3	34,7	29,9	55,1	689,9
1981	29,4	172,2	158,7	71	21,6	25,6	28,1	30,3	32,5	31,3	48,4	34,2	683,3
1982	47,8	30,1	2,7	29,3	37,1	14,6	18	13,9	15,6	53,7	131,2	271,7	665,7
1983	540,4	273,6	280	268,8	206,7	92,2	77,1	17,3	56,5	50,6	62,6	129,2	2055,0
1984	9,1	248,6	239,9	255,4	13,5	62,5	21,6	23,7	30	35,3	20	59	1018,6
1985	68,3	17,6	211,9	14,5	9	17,7	23	18,8	20,6	26,2	37,9	54,2	519,7
1986	139,5	89,4	22,8	132,5	17	19,5	29,9	26,1	31,9	49,1	37,9	73,1	668,7
1987	155,3	180,6	166,1	133	48,4	36,2	31,1	26,1	31,9	31,9	9,2	11,5	861,3
1988	194,1	219,4	49,8	136,9	11,5	21,1	28,8	62,3	7,3	28	27,3	478,9	1265,4
1989	950,6	711,9	712,8	1080,5	11,4	36,2	95,3	25,5	99,7	320,7	3,1	2,9	4050,6
1990	60,3	114,7	64,8	44,3	27,9	35,8	25	26,4	21,5	36,2	44,4	19,5	520,8
1991	95	301,5	180,1	34,5	11,9	20,5	34,4	31,7	27,3	43	12,3	34,2	826,4
1992	209,9	251,6	344,7	305,1	166	30,6	11,7	26,3	26,3	27	37,3	3,3	1439,8
1993	106,8	227,8	215,3	148,1	140,1	34,8	47,1	32,1	14,3	39,8	50,9	53,4	1110,5
1994	224,6	91,6	56,9	96,6	29,9	25,9	21	21,2	13	21,8	20,5	56,1	679,1
1995	35,4	75,6	179,2	56,5	48,4	12,9	22,6	26,1	52,6	67	39,8	29,5	645,6
1996	144,2	167,3	89,1	14,7	19,6	36,8	28,1	28,6	23,6	39,1	21,6	35,1	647,8
1997	60,2	71	256,7	143,4	11,9	34,7	23,5	28,9	59,3	131,9	230,5	311,3	1363,3
1998	278,3	388,6	254,8	133	120,3	96,2	72,7	29,9	37,3	45,4	21	9,2	1486,7
1999	26,7	431,4	187,5	22,4	60,5	29,3	35	42,4	46,7	56,8	42,4	196,3	1177,4
2000	504,1												504,1
PROM	155,3	180,6	166,1	133,0	48,4	36,2	31,1	26,1	31,9	49,1	37,9	73,1	959,2
MAX	950,6	711,9	712,8	1080,5	206,7	96,2	95,3	62,3	99,7	320,7	230,5	478,9	4050,6
MIN	9,1	17,6	2,7	9	0	0	0	0	0	20	3,1	2,9	376,9

Fuente: Anuarios INAMHI

Tabla 13: Estación meteorológica M-481 El Porvenir

ESTACIÓN: M-481 EL PORVENIR
 PRECIPITACION MEDIA MENSUAL (mm)

LATITUD: 03° 21 36 S
 LONGITUD: 79° 41 21 w
 ALTITUD : 400 msnm

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1995								inicio	25,8	70,6	73,5	74,8	244,7
1996	276,8	232,8	117,9	59,3	23	49,8	32	21,8	26,2	49	28,2	70,9	987,7
1997	135,1	109,4	392,2	176	65,2	126	25,4	79,9	103,4	188,2	288,3	307,7	1996,8
1998	239,7	371,3	259,8	248	234,7	101,7	140,3	78,8	76,4	93,3	61,7	125,8	2031,5
1999	110,2	485,8	208	23,7	99,5	59,1	42,8	36,5	60,7	83,2	93,4	229,5	1532,4
2000	257,9	185,4	236,4	173,2	118,7	63,5	10,5	31,1	51,4	45,8	15,4	74,9	1264,2
2001	90	216,6	429,5	141,4	76	42,3	56,1	35	41,9	48,1	44,2	80,1	1301,2
2002	109,6	437	353,2	259	71,3	53,6	31,1	33,3	31,1	71,1	56,1	130,9	1637,3
2003	191,9	91,9											
2004													
MEDIA	176,4	266,28	285,29	154,37	98,34	70,86	48,31	45,20	55,87	82,67	83,90	145,69	1535,87
MAX	276,8	485,8	429,5	259	234,7	126	140,3	79,9	103,4	188,2	288,3	307,7	2031,5
MIN	90	91,9	117,9	23,7	23	42,3	10,5	21,8	26,2	45,8	15,4	70,9	987,7