

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL-SEDE

JAEN



**MITIGACION DEL RIESGO POR INUNDACION DEL CASERIO
HUAQUILLO MEDIANTE LA CONSTRUCCION DE GAVIONES TIPO CAJA
EN LA QUEBRADA TIMARUCA – SAN IGNACIO.**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR: Bach. JESSICA CLORINDA QUILICHE AGUIRRE

ASESOR: Ing. WILDER NARRO MARTOS

JAEN-CAJAMARCA-PERU

2014

COPYRIGHT © 2014 by
JESSICA CLORINDA QUILICHE AGUIRRE
Todos los derechos reservados.

DEDICATORIA

A MI PADRE

Manuel Reinerio Quiliche Llaxa por su apoyo incondicional durante toda la carrera y a sus sabios consejos que me han hecho mejor persona cada día

A MI MADRE

Clorinda Maruja Aguirre Zaquinaula por ser mi apoyo, mi guía, mi luz, por no dejarme caer, por los grandes valores inculcados y sabios consejos gracias por ser una gran madre, les dedico a ti y a mi papá con mucho amor mi tesis

A MIS HERMANOS

Pedro José y Cecilia esthefany por su apoyo, ayuda y comprensión

A MIS TIOS

Francisco Carranza y Rosa Bazán por ser unas lindas personas que siempre me han apoyado y escuchado, por acogerme con mucho amor en su vida

A MIS MEJORES AMIGOS

Cinthia y Donald por estar en las buenas y malas, le agradezco a Dios por su inmensa amistad y porque conocí durante la carrera a una gran hermana de corazón

A FERNANDO

Le agradezco a Dios por que descubrir a una gran persona que tengo a mi lado y que me dio una gran lección "en no rendirse tan fácilmente y abandonar sus sueños, que uno es dueño de nuestro propio destino".

AGRADECIMIENTO

Al Ing. Rafael Quiroz Chiwan por apoyarme incondicional con su laboratorio de suelos GEOCON VIAL y por su valorable ayuda y Colaboración desinteresada.

Al Ing. Wilder Narro Martos, mi asesor por su apoyo, paciencia y preocupación durante el desarrollo de la tesis.

A mi amigo Donald por estar presente durante toda la investigación, ser un gran apoyo y un gran amigo, gracias patito.

A toda mi familia por formar parte del equipo de apoyo y ser parte fundamental en la investigación y en mi vida diaria.

A Percy Mondragón por su aporte a la investigación en Evaluación del Nivel de Riesgo de Inundación por el Rio Amojú.

A Dios por darme la fuerza en los momentos más difíciles de mi vida, por no dejarme que me rinda tan fácilmente y desfallezca, porque siempre tienes un gran plan para cada día, gracias por todas las cosas buenas y malas porque nos dejan una enseñanza, gracias.

CONTENIDO

<u>Contenido</u>	<u>Pagina</u>
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
INDICE DE TABLAS.....	vii
INDICE DE FIGURAS.....	x
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
CAPITULO I. INTRODUCCION.....	1
CAPITULO II. MARCO TEORICO.....	4
Antecedentes.....	4
Internacionales.....	4
Nacionales.....	5
Locales.....	5
Bases teóricas.....	6
Cuenca hidrográfica.....	6
Análisis hidrológico de una cuenca.....	6
Evaluación de la información de una cuenca.....	6
Selección del Periodo de retorno.....	7
Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos.....	8
Estimación de la Socavación.....	21
Determinación de la socavación General.....	21
Socavación local al pie del muro.....	26
Criterios para la determinación del nivel o grado de peligrosidad.....	28
Criterios recomendados para determinar el nivel de la intensidad.....	29
Criterios recomendados para la evaluación de la frecuencia, recurrencia o período de retorno de la inundación.....	29
Análisis de la vulnerabilidad ante peligros por inundaciones fluviales.....	31

<u>Contenido</u>	<u>Pagina</u>
Estimación del riesgo por inundaciones fluviales.....	37
Obras de protección contra inundaciones.....	39
Definición de términos.....	55
CAPITULO III. MATERIALES Y METODOS.....	57
Localización.....	57
Materiales Y Equipo.....	58
Procedimientos.....	59
Tratamiento de Datos y análisis de datos y presentación de resultados.....	62
CAPITULO IV. ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS.....	63
Análisis y resultados.....	63
Discusión.....	97
CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	99
Conclusiones.....	99
Recomendaciones.....	99
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	100
ANEXOS.....	102
A Figuras.....	102
B Formatos de guía de Observación y Ficha Técnica.....	113
C Procesamiento de Datos.....	116
D Laminas.....	148

ÍNDICE DE TABLAS

<u>Título</u>	<u>Página</u>
Tabla 1. Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje....	7
Tabla 2. Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora.....	12
Tabla 3. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración.....	14
Tabla 4. Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc).....	18
Tabla 5. Números de curva de escurrentía para usos selectos de tierra agrícola, Sub-urbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2s$).....	19
Tabla 6. Factor de corrección por contracción del cauce u.....	24
Tabla 7. Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos.....	25
Tabla 8. Coeficiente B.....	26
Tabla 9. Coeficiente de corrección K_θ	28
Tabla 10. Coeficiente de corrección K_Q	28
Tabla 11. Coeficiente de corrección K_M	28
Tabla 12. Nivel de Intensidad para Inundaciones Fluviales.....	29
Tabla 13. Rango de Intensidad para Inundaciones Fluviales.....	29
Tabla 14. Periodos de retorno según categorías.....	30
Tabla 15. Rangos de frecuencia de inundaciones fluviales.....	30
Tabla 16. Matriz de peligro de inundación fluvial.....	30
Tabla 17. Niveles de Peligrosidad ante inundaciones fluviales.....	31
Tabla 18. Tipos de Vulnerabilidad ante Inundaciones fluviales.....	32
Tabla 19. Localización de Viviendas.....	33
Tabla 20. Materiales de construcción utilizadas en viviendas.....	33
Tabla 21. Características geológicas, calidad y tipo de suelo.....	33
Tabla 22. Cumplimiento de la normativa técnica vigente de los procedimientos Constructivos	34
Tabla 23. Niveles de Vulnerabilidad.....	35
Tabla 24. Grado de Vulnerabilidad Física.....	35
Tabla 25. Niveles de Vulnerabilidad.....	36

<u>Titulo</u>	<u>Página</u>
Tabla 26. Vulnerabilidad Total	37
Tabla 27. Cuadro de matriz de riesgos de inundaciones fluviales	38
Tabla 28. Resistencia de mayas vs. Calibres	40
Tabla 29. Normas Técnicas Internacionales ASTM A 975-97.....	42
Tabla 30. Peso específico por diferentes tipos de rocas.....	49
Tabla 31. Resistencia en función del tipo suelo.....	51
Tabla 32. Resistencia para arenas y arcillas en función del SPT.....	52
Tabla 33. Precipitaciones Máximas en 24horas.....	63
Tabla 34. Distribución estadística que más se ajusta a la serie de datos...	64
Tabla 35. Precipitaciones máximas en 24 horas para cada tiempo de retorno.....	66
Tabla 36. Precipitaciones máximas en 24 horas para cada tiempo de retorno.....	66
Tabla37. Lluvias máximas (mm) para 60min.- Estación San Ignacio.....	67
Tabla 38. Intensidades máximas (mm/hora).- San Ignacio.....	67
Tabla 39. Resultado del Análisis de Regresión.....	68
Tabla 40. Intensidades Máximas en (mm/hr),para 120 min.....	68
Tabla 41. Tormenta de diseño para un tiempo de retorno de 200 años.....	70
Tabla 42. Determinación del número a dimensional de curva CNp.....	71
Tabla 43. Precipitación efectiva (Pe) para un tiempo de retorno de 200 años	72
Tabla 44. Caudales de diseño por el principio de Aditividad, para un tiempo de retorno de 200 años.....	75
Tabla 45. Caudales de diseño por el principio de Aditividad, para un tiempo de retorno de 100 años.....	76
Tabla 46. Caudales de diseño por el principio de Aditividad, para un tiempo de retorno de 50 años.....	77
Tabla 47. Caudales de diseño por el principio de Aditividad, para un tiempo de retorno de 30 años.....	78

<u>Titulo</u>	<u>Página</u>
Tabla 48. Resumen de los Resultados relacionados con la Socavación.....	87
Tabla 49. Determinación del Nivel de Intensidad.....	88
Tabla 50. Determinación de la frecuencia de ocurrencia.....	88
Tabla 51. Determinación del peligro de inundación.....	89
Tabla 52. Rango de vulnerabilidad geológica, calidad y tipo de suelo.....	90
Tabla 53. Determinación del nivel de riesgo de inundación.....	92
Tabla 54. Gavión margen izquierda 0+100, 0+180, 0+200, 0+220, 0+360, 0+480, 0+500 m.....	92
Tabla 55. Gavión margen izquierda y derecha 0+380 m.....	93
Tabla 56. Gavión margen izquierda 0+460, 0+515,154 m.....	95
Tabla 57. Características geológicas y geotécnicas del caserío de Huaquillo	115
Tabla 58. Datos pluviométricos de Estación de San Ignacio.....	117
Tabla 59. Datos pluviométricos de Estación de Chirinos.....	118
Tabla 60. Datos pluviométricos de Estación de La Coipa.....	119
Tabla 61. Precipitaciones Máximas De Cada Año De Las Precipitaciones Máximas En 24 Horas (Mm).....	120
Tabla 62. Análisis Con Distribución Normal.....	121
Tabla 63. Análisis Con Distribución Log - Normal De 2 Parámetros.....	122
Tabla 64. Análisis Con Distribución Log - Normal De 3 Parámetros.....	123
Tabla 65. Parámetros Para La Distribución Gumbel.....	124
Tabla 66. Prueba de bondad de ajuste (KOLMOGOROV - SMIRNOV) de las distribuciones.....	125
Tabla 67. Calculo de Regresión Múltiple.....	126
Tabla 68. Tormenta de diseño para un tiempo de retorno de 100 años.....	127
Tabla 69. Tormenta de diseño para un tiempo de retorno de 50 años.....	128
Tabla 70. Tormenta de diseño para un tiempo de retorno de 30 años.....	129
Tabla 71. Precipitación efectiva (Pe) para un tiempo de retorno de 100 años	130
Tabla 72. Precipitación efectiva (Pe) para un tiempo de retorno de 50 años	131
Tabla 73. Precipitación efectiva (Pe) para un tiempo de retorno de 30 años	132

ÍNDICE DE FIGURAS

<u>Titulo</u>	<u>Página</u>
Figura 1. Ejemplo Curvas I – D – F para lluvia máxima.....	11
Figura 2. Ejemplo Hietograma de Diseño.....	15
Figura 3. Variables en el método.....	16
Figura 4. Ejemplo Hietograma de Precipitación efectiva.....	17
Figura 5. Hidrograma Unitario Triangular del SCS.....	20
Figura 6. Sección transversal del cauce.....	22
Figura 7. Intersección del flujo por los estribos.....	27
Figura 8. Gavión tipo caja o colchón antisocavante galvanizado.....	42
Figura 9. Gavión tipo caja o colchón antisocavante plastificado.....	42
Figura 10. Defensa Ribereña Típica protección marginal.....	43
Figura 11. Angulo interno de muro.....	44
Figura 12. Ábacos para determinar el ka.....	45
Figura 13. Distribución del empuje en presencia de una sobrecarga uniforme.	46
Figura 14. Fuerzas aplicadas a gaviones internos.....	47
Figura 15. Fuerzas aplicadas a gaviones externos.....	47
Figura 16. Tipos de rotura.....	48
Figura 17. Esquema para la verificación de la rotura global.....	54
Figura 18. Esquema de estructuras particulares.....	55
Figura 19. Área de Ubicación del proyecto en estudio.....	57
Figura 20. Área de Ubicación del distrito de San Ignacio.....	58
Figura 21. Curva I-D-F Estación San Ignacio.....	69
Figura 22. Resultados del cálculo del hidrograma unitario, para 1cm	74
Figura 23. Grado de vulnerabilidad por localización de viviendas.....	89
Figura 24. Grado de vulnerabilidad por material de construcción.....	90
Figura 25. Grado de vulnerabilidad por desconocimiento e incumplimiento de la normativa vigente.....	91

<u>Titulo</u>	<u>Página</u>
Figura 26. Grado de vulnerabilidad total.....	91
Figura 27. Vista de la quebrada Timaruca.....	103
Figura 28. Levantamiento topográfico con teodolito marca topcon.....	103
Figura 29. Levantamiento topográfico con teodolito marca topcon aguas arriba	104
Figura 30. Vista del inicio de la quebrada Timaruca aguas abajo.....	104
Figura 31. Vista de la quebrada Timaruca aguas arriba.....	105
Figura 32. Llenado de guía de observación, según la característica del área en estudio.....	105
Figura 33. Medición de distancia de viviendas cercanas a la ribera a 3m, datos de guía de observación.....	106
Figura 34. Medición de distancia de la carretera a la orilla de la quebrada Timaruca, datos de guía de observación.....	106
Figura 35. Medición de distancia del ancho de la quebrada Timaruca 12 m....	107
Figura 36. Vivienda expuesta a una máxima avenida debido a su cercamiento a la quebrada lo cual se debe considerar un gavión para su protección.....	107
Figura 37. Terreno afectado por las inundaciones, lo cual se debe colocar un gavión de protección.....	108
Figura 38. En la foto se observa a la margen derecha de la quebrada una vivienda cercana en la cual se debe colocar un muro gavión.....	108
Figura 39. En la foto se observa a la margen derecha de la quebrada una vivienda cercana en la cual se debe colocar un muro gavión.....	109
Figura 40. En la foto se observa a la margen izquierda de la quebrada la carretera de Huaquillo lo cual se encuentra a 6m de su orilla siendo afectada.....	109
Figura 41. En la foto se observa a la margen izquierda de la quebrada una vivienda expuesta a múltiples inundaciones de cada año debido a que su cercanía a la orilla es de 3m.....	110

<u>Título</u>	<u>Página</u>
Figura 42. Nomograma de factor de reducción de área, en función del área de la cuenca y de su duración.....	110
Figura 43. Modelación hidráulica del perfil de la quebrada Timaruca, para un tiempo de retorno de 200 años.....	111
Figura 44. Vista 3D de la quebrada Timaruca, en todo sus tramos de estudios, para un $Tr = 200$ años.....	111
Figura 45. Sección más crítica del cauce para un $Tr = 200$ años.....	112
Figura 46. Propiedades de la sección más crítica para un $TR = 200$ años.....	112

RESUMEN

Las Intensas Lluvias producto de las perturbaciones climáticas o Fenómeno del Niño, ocasionan que el caudal en la Quebrada Timaruca se incremente e inunde la zona rural de Huaquillo, afectando a la población y a sus cultivos. El objetivo de esta investigación es Mitigar el Nivel de riesgo por Inundación del Caserío de Huaquillo mediante la construcción de gaviones tipo caja en la quebrada Timaruca. La recolección de datos se realizó entre agosto y octubre del 2014, mediante encuestas realizadas a las viviendas, fichas técnicas e información recaudada del SENAMHI. El procesamiento de datos se realizó en software, utilización de fórmulas empíricas y científicas. Para determinar el peligro de inundación, se evaluó en función al estudio hidrológico y modelación hidráulica de la quebrada Timaruca, el resultado fue que en la zona de estudio presentó un peligro de inundación Alto. Se evaluó el grado de vulnerabilidad Física elaborado en función de sus indicadores, encuestando a 20 viviendas ubicadas al margen de la ribera, donde la zona de estudio presentó un grado de vulnerabilidad muy Alto. Finalmente, el riesgo de inundación en el caserío de Huaquillo obtenidos en función de la matriz de doble entrada, de peligro y vulnerabilidad resultó ser muy Alto, llegando a la conclusión que se mitigará mediante la construcción de gaviones tipo caja para reducir el Riesgo de inundación y proteger a la zona rural expuestas a las máximas avenidas.

Palabras clave: Vulnerabilidad, socavación, Máximas avenidas, Riesgo de Inundación, Gaviones tipo caja.

ABSTRACT

Heavy rains product climatic shocks or Niño, cause the flow in the Quebrada Timaruca increase and flood rural Huaquillo, affecting people and their cultures. The objective of this research is to Mitigate Flood hazard Caserio de Huaquillo by building gabion box type in Timaruca broken. Data collection was conducted between August and October 2014, using surveys of households, technical data and information collected SENAMHI. Data processing was performed in software, using empirical and scientific formulas. To determine the flood hazard was evaluated according to the hydrological and hydraulic modeling study of Timaruca broken, the result was that in the study area presented a flood hazard Alto. The degree of physical vulnerability prepared based on indicators, surveying 20 homes located outside the bank where the study area presented a very High vulnerability was assessed. Finally, the risk of flooding in the village of Huaquillo obtained in terms of double-entry matrix, hazard and vulnerability proved highly Alto, concluding that will be mitigated by building gabions type box to reduce the risk of flooding and protect the rural area exposed to the maximum flood.

Keywords: Vulnerability, scour, Maxims avenues, Flood Risk, Gabion box type

INTRODUCCION

Las inundaciones son los fenómenos naturales más comunes en nuestro país, el riesgo de inundación por desborde de los ríos ha aumentado a nivel nacional como consecuencia de las precipitaciones fluviales y de una expansión rural que ha ido creciendo en forma desordenada. En la mayoría de casos no se han tomado las medidas de prevención adecuadas para proteger a los pobladores, los cuales son los más afectados.

La quebrada Timaruca, recorre la cuenca de oeste a este con un caudal de 45 m³/s, tiene su punto de origen en la provincia de San Ignacio. Está quebrada es la fuente principal de los pobladores del caserío de Huaquillo; además sus aguas son utilizadas por los agricultores de la zona para el riego de sus terrenos de cultivo. En tiempo de sequía la quebrada presenta niveles muy bajos de flujo; sin embargo en temporada de lluvias aumenta el riesgo de inundación, ocurriendo en muchos casos el desborde de la quebrada y perjudicando económicamente a la población. Frente a esta situación ¿Cómo se puede mitigar el riesgo de inundación en el caserío de Huaquillo?

La presente investigación obedece a una hipótesis, esta se fundamenta en la utilización de gaviones tipo caja que mitigará el riesgo de inundación en el caserío de Huaquillo.

La zona donde se realizó la investigación comprende la quebrada Timaruca y el caserío de Huaquillo, esta zona presenta una topografía ondulada y un relieve accidentado. El caserío de Huaquillo pertenece a una zona rural y sus pobladores se dedican a la agricultura y al comercio; lamentablemente estos pobladores se ven afectados porque se encuentran al margen de la ribera de la quebrada Timaruca. Por consiguiente el estudio está basado en desarrollar los siguientes objetivos:

Objetivo General. Mitigar el riesgo de inundación en el caserío de Huaquillo mediante la construcción de gaviones tipo caja en la quebrada Timaruca – San Ignacio –Cajamarca.

Objetivo Especifico. Determinar el nivel de riesgo de Inundación de la quebrada Timaruca y el grado de vulnerabilidad del caserío Huaquillo.

La investigación se justifica debido a que la población quedará protegida contra la inundación que ocurre cada año en tiempo o épocas de lluvias de gran intensidad, las cuales generan máximas avenidas; así mismo contarán, mediante una defensa ribereña con una medida de seguridad y protección.

La población del caserío de Huaquillo no tiene conocimiento suficiente del nivel de riesgo de las inundaciones que se producirían al desbordarse la quebrada, producto de las grandes descargas hidráulicas, problema que se da todo los años debido a que no cuentan con ningún tipo obra de defensa ribereña que mitigue el riesgo de inundación. Las grandes precipitaciones, las deficiencias constructivas y el desorden rural han sido fuente principal para que siempre exista riesgo de inundación.

Finalmente, el estudio se realizó en los meses de agosto a octubre. Este estudio será de mucha utilidad para las autoridades de la zona; ya que tomarían la investigación como referencia para proteger todas las zonas del rio que se encuentren expuestas a riesgos de inundación.

Los contenidos desarrollados en la investigación:

Capítulo I. Introducción en la cual se incluye el problema, la hipótesis, justificación de la investigación, los alcances y objetivos.

Capitulo II. Marco Teórico hace referencia a los antecedentes teóricos de la investigación, las bases teóricas que sirven de base en la investigación y definición de términos analizando las variables que son motivo de evaluación o medición.

Capitulo III. Materiales y métodos en los cuales se describe la ubicación del estudio, el tiempo en el cual se realizó, el procedimiento realizado para

obtener los resultados, tratamiento y análisis de datos y de presentación de resultados mediante análisis estadístico descriptivo, tablas, cuadros y figuras.

Capitulo IV. Análisis y discusión de resultados en el cual se describe, explica y discute los resultados.

Capitulo V. Conclusiones y recomendaciones estableciendo para cada objetivo una conclusión y recomendando lo que no se incluyó en la tesis.

Referencias Bibliográficas se incluyen todas las bibliografías en el marco teórico de la investigación.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1 Antecedentes

2.1.1. Internacionales

En la Actualidad existen investigaciones de estudio de Inundación y Prevención de Inundaciones fluviales en Latino América, creando de este modo programas de prevención y mitigación frente a estos desastres naturales. Un estudio que ha abarcado los casos de Inundaciones en Sud América y que nos permiten comparar y obtener información, es denominado Gestión de Inundación Urbanas, donde el autor presenta casos de inundaciones fluviales en países Brasil y Centro América, a partir de estos casos nos permiten encontrar el Nivel de Riesgo de Inundación (Morelli 2006).

Actualmente todos estos hechos se hacen sentir en el comportamiento dinámico de la sociedad, y en el caso particular interesa cómo este crecimiento urbano trae consigo fenómenos que propician situaciones como: la disminución de los niveles de infiltración de agua de lluvia en el suelo debido a la impermeabilización de las superficies deforestadas, pavimentadas y/o techadas, que resulta en la modificación del comportamiento de la escorrentía superficial, aumentando los caudales en las secciones de quebradas y generando inundaciones donde el caudal sobrepasa la capacidad hidráulica natural de dichos cauces; estos desbordes, representan un peligro para la población de los asentamientos cercanos (Cornejo y Melgar 2006).

2.1.2. Nacionales

Choquehuanca (2012), realizó un estudio de evaluación de riesgo de inundación, basado en modelaciones, utilizando software Argis, Hec – Ras y fundamenta que el riesgo de inundación, está en función del peligro, exposición y vulnerabilidad. Se refiere a exposición solo en la pregunta de que si las personas o los bienes se encuentran físicamente en el camino de las aguas de inundación o no, lo cual concluye su estudio de riesgo de inundación del río Vilcanota.

Teniendo en cuenta las características del río Chancay de la parte media a baja del valle, es que de año en año sus riberas vienen siendo afectadas por las grandes descargas, teniendo que realizarse posteriormente tareas de rehabilitación para garantizar la protección de las áreas agrícolas y asentamientos poblacionales colindantes a través del Ministerio de Agricultura dentro del Programa de Encauzamiento de Ríos y Protección de Estructuras de Captación (PERPEC) y Programa de Prevención de Desastres por el Fenómeno El Niño, ejecutando obras de defensas ribereñas y protección de estructuras de captación (Bustamante 2012).

El Instituto Nacional de Defensa Civil viene elaborando manuales de Manejo de Desastres naturales en todo el país, los cuales nos hace identificar el peligro y realizar un análisis básico de sus condiciones así mismo también un análisis de vulnerabilidad (INDECI LIMA 2014).

2.1.3. Locales.

Existen referencia de los pobladores que viven en la zona de estudio lo cual informan que sucede inundaciones todos los años en las épocas de máximas avenidas ocasionando daños en el sector agrícola así como en las viviendas.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Cuenca hidrográfica.

La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido, el tamaño y forma de una cuenca viene determinada por las condiciones geológicas del terreno (VILLON 2002).

2.2.2. Análisis hidrológico de una cuenca

La Hidrología está ligado a los fenómenos naturales, para lo cual se hace uso a los métodos estadísticos, mediante la información que nos brinda el SENAMHI en cuanto a las precipitaciones diarias 24 horas máximas, temperaturas, evaporación entre otros (ICG 2011).

2.2.3. Evaluación de la Información Hidrológica

Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométrico como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación del caudal.

La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro que permitan a partir de esta información histórica la predicción de eventos futuros con el objetivo que los resultados sean confiables (ICG 2011).

2.2.4. Selección del Periodo de Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualada o superada una vez cada "T" años se le denomina periodo de Retorno.

Para adoptar el Periodo de Retorno (Tr) a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura (n) y el riesgo de falla admisible (R).

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

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra (ICG 2011).

Tabla 01: Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

Tipo de obra	Riesgo admisible
Puentes(*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

- (*) -Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
 - Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.
- (**) - Vida Útil considerado n=25 años.
 - Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
 - El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje-2013

2.2.5. Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos

a.-Modelos de Distribución. El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos (ICG 2011).

- a) Distribución Normal.
- b) Distribución Log Normal 2 parámetros.
- c) Distribución Log Normal 3 parámetros.
- d) Distribución Log Gumbel.

a) Distribución Normal. La función de densidad de probabilidad normal se define como:

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

Donde:

f(x) = función densidad normal de la variable x

X = variable independiente

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x.

S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x.

b) Distribución Log Normal 2 Parámetros. La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{s\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left[\frac{(x-\bar{X})^2}{2s^2}\right]} dx \dots\dots\dots (3)$$

Dónde: X y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación se reemplaza por una función $y=f(x)$, tal que $y=\log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log-normal, N (Y, Sy). Los valores originales de la variable aleatoria x, deben ser transformados a $y=\log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \quad \dots\dots\dots (4)$$

Dónde: \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada. Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$Cs = \frac{a}{S^3 y} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \quad \dots\dots\dots (7)$$

Dónde: Cs es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada (MONSALVE, 1999).

c) Distribución Log Normal 3 Parámetros. La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-1/2(\ln(x-x_0)-u_y/S_y)^2} \quad \dots\dots\dots (8)$$

Para $x > x_0$

Dónde:

- X_0 : parámetro de posición
- U_y : parámetro de escala o media
- S_y^2 : parámetro de forma o varianza

d) Distribución Log Gumbel. La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{a} \quad a = \frac{S}{S_n}, \quad u = \bar{x} - a * y_n \quad \dots\dots\dots (9)$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-\gamma}} \quad G(y) = \frac{1}{Tr} \quad y = -\ln(-\ln(1 - Gy)) \dots\dots\dots(10)$$

b. Pruebas de bondad de ajuste. Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida. En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la χ^2 y la Kolmogorov – Smirnov, la más utilizada la segunda.

b.1. Prueba de Kolmogorov-Smirnov. Método por el cual se comprueba la bondad de ajustes de las distribuciones, así mismo permite elegir la más representativa, la de mejor ajuste. Esta prueba consiste en comparar el Máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidades observadas $F_o(xm)$ y la estimada $F(xm)$:

$$D = F_o(xm) - F(xm) \quad \dots\dots\dots(11)$$

$$F_o(xm) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad \dots\dots\dots(12)$$

Donde m es el número de orden de datos xm en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos (APARICIO, 1996).

c. Determinación de la Tormenta de Diseño. Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales.

Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un Hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta.

d. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia. La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre

la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{T_d} \dots \dots \dots (13)$$

Dónde: P es la profundidad de lluvia (mm) y Td es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del período de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno (Figura01).

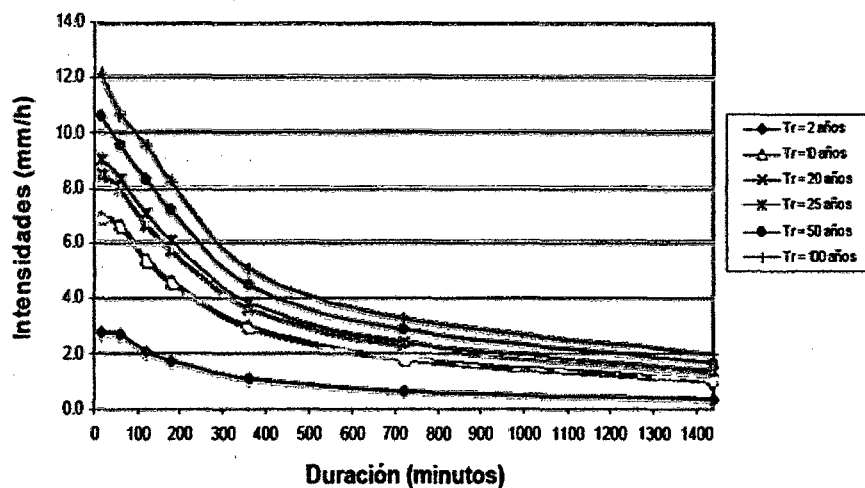


Figura 1: Ejemplo Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para lluvia máxima
Fuente: ICG, 2011.

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas.

Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un

coeficiente de duración; en la Tabla N° 2 se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

Tabla 2. Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora

Duración de la Precipitación en horas	Coeficiente
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito - 2013.

Las curvas de intensidad – duración - frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación (ICG, 2011):

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \dots\dots\dots(14)$$

Dónde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t= duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración.

Despejando la ecuación 14. Se obtiene.

$$\log I = \log K + \log T - N * \log t \text{ que es equivalente a}$$

$$y = a_0 + a_1 * x_1 + a_2 * x_2 \dots \dots \dots (15)$$

Dónde:

$$y = \log I \quad a_0 = \log K$$

$$x_1 = \log T \quad a_1 = m$$

$$x_2 = \log t \quad a_2 = -n$$

Donde k, m y n son constantes de regresión lineal múltiple, donde T es el periodo de retorno en años, T la duración en minutos u horas, e I la intensidad de precipitación en mm/hrs.

Deducido de la investigación de Friedrich Bell (1969) que publico un trabajo en el cual generalizaba las curvas intensidad – duración – frecuencia, a partir de datos recogidos principalmente en Estados Unidos. El argumento físico en que se apoyo es el hecho de que las lluvias extremas de menos de dos horas de duración se deben a tormentas de tipo convectivo, las cuales poseen características similares en todas las regiones del mundo. La expresión matemática propuesta por Bell es la siguiente:

$$p_t^T = (0,21 \text{ Ln}T + 0.52) (0,54 t^{0.25} - 0,50) p_{60}^{10} \quad (10.7) \dots \dots \dots (16)$$

Dónde:

t: duración en minutos

T: periodo de retorno en años

p_t^T : precipitación caída en t minutos con periodo de retorno en T años

Se observa que se requiere conocer la precipitación de una hora de duración y 10 años de periodo de retorno. En realidad no siempre se cuenta con información de lluvias de una hora de duración. Pero Espíldora, obtuvo en Chile que la relación entre la lluvia máxima diaria y la lluvia de una hora es más o menos constante e igual a 4,04. Esto hace posible obtener la lluvia p_{60}^{10}

que entra en la fórmula, a partir de las lluvias máximas diarias cuyos registros son más frecuentes.

e. Tiempo de Concentración. Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración etc. El tiempo de concentración en un sistema de drenaje pluvial es (ICG 2011):

$$t_c = t_o + t_f \dots\dots\dots (17)$$

Dónde:

to: tiempo de entrada, hasta alguna alcantarilla.

tf: tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés = $\sum L_i / V_i$.

Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en la Tabla 03.

Tabla 3. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

Método y fecha	Fórmula para t_c (minutos)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0,0194 * L^{0,77} * S^{-0,385}$ <p>L=longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S= pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y endientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0,4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0,2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California
Izzard (1946)	$t_c = \frac{525 * (0,000276 * i + c) L^{0,33}}{S^{0,333} * i^{0,667}}$ <p>i = intensidad de lluvia, mm/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo,</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0,0070 para pavimentos muy lisos hasta 0,012 para pavimentos de concreto y 0,06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser < 3800

Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0,7035 \frac{(1,1 - C) * L^{0,50}}{S^{0,333}}$	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{7 * L^{0,6} * n^{0,6}}{I^{0,4} * S^{0,3}}$	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (Intensidad de lluvia) como tc son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad – duración – frecuencia da una solución gráfica directa para tc.
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{0,0136L^{0,6} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{S^{0,5}}$	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobre estimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que tc= 1,67 x retardo
	<p>L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno- m/m.</p> <p>L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	

Fuente: * SCS Soil Conservation Service-1972

f. Hietograma de Diseño. En ocasiones no es suficiente el dato de que (por ejemplo) la precipitación máxima para las 5 horas más lluviosas es de 100 mm. Es posible que necesitemos conocer la evolución de esos 100 mm. A lo largo de esas 5 horas.

Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas.

Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla. (Alternating block method, Chow et al).

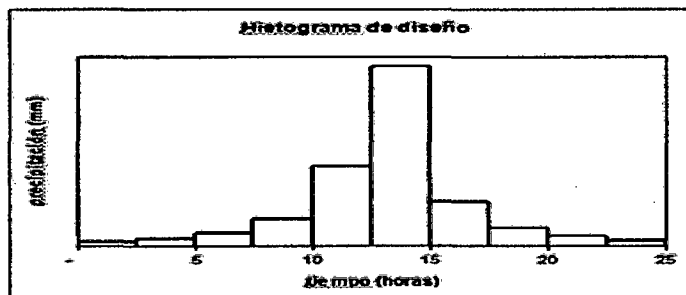


Figura 2: Ejemplo Hietograma de Diseño.

Fuente: ICG-2011

g. Precipitación Total y Efectiva. El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca.

La diferencia entre el Hietograma de lluvia total y el Hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de interceptación y almacenamiento superficial (ICG 2011).

g.1. Método SCS para abstracciones ICG (2011). El Soil Conservation Service (1972). Desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$.

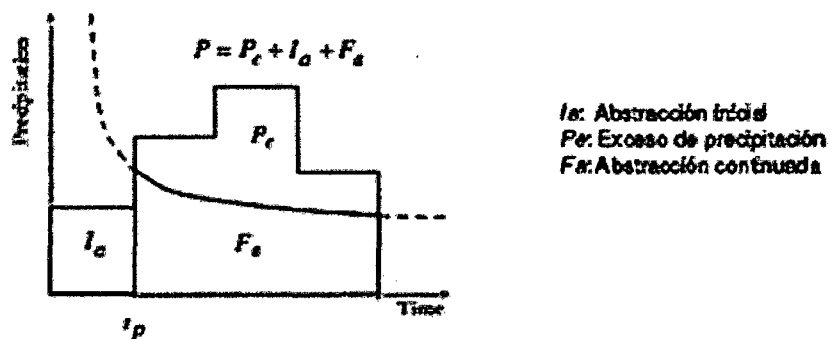


Figura 3. Variables en el método.

Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow)-2013

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \dots\dots\dots (18)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \dots\dots\dots (19)$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para P_e se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \dots\dots\dots (20)$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS (Figura 2). Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$$I_a = 0,2S \dots\dots\dots (21)$$

Con base en esto: $P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$

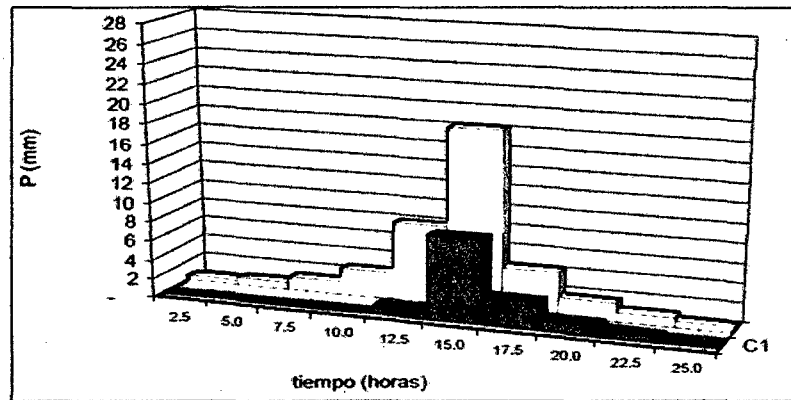


Figura 4. Ejemplo Hietograma de Precipitación efectiva

Fuente: ICG-2011

Como alternativa, y como valor referencial, el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento:

Se define un número a dimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$.

Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para

superficies naturales $CN < 100$. El número de curva y S se relacionan por:

$$S = 1000/CN - 10 \dots\dots\dots (22)$$

Donde S está en pulgadas.

Los números de curvas se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4,2CN(II)}{10-0,058CN(II)} \dots\dots\dots (23)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10+0,13CN(II)} \dots\dots\dots (24)$$

Tabla 4. Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia del SCS

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	estación inactiva	estación activa
I	menor que 0,5	menor que 1,4
II	0,5 a 1,1	1,4 a 2,1
III	sobre 1,1	sobre 2,1

Fuente: Soil Conservation Service (SCS)-1972

Los números de curva han sido tabulados por el SCS con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

TABLA 5. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2s$)

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada: Sin tratamientos de conservación.	72	81	88	91
Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: Condiciones pobres	68	79	86	89
Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
Cubierta Buena	25	55	70	77

Fuente: ICG, 2011.

h. Estimación de Caudales.

h.1. Hidrograma sintético triangular del SCS. Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m^3/s .

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario. El tiempo de recesión, t_r , puede aproximarse a:

$$t_r = 2,67T_p \dots\dots\dots(25a)$$

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{2,08A}{T_p} \dots\dots\dots (25)$$

Dónde:

- A : es el área de drenaje en Km^2
- T_p : es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_p = 0,6t_c \dots \dots \dots (25b)$$

Dónde:

T_p : Tiempo de retardo (entre el centroide del Hietograma y el pico de caudal) (h)

T_c : Tiempo de concentración de la cuenca

El tiempo de ocurrencia del pico, T_p , puede expresarse como:

$$T_p = \frac{D}{2} + t_p \dots \dots \dots (26)$$

Dónde:

D: duración de la lluvia $D = \frac{2\sqrt{t_c}}{2a} \dots \dots \dots (26a)$

Este método es muy usado en cuencas sin muchos datos hidrológicos.

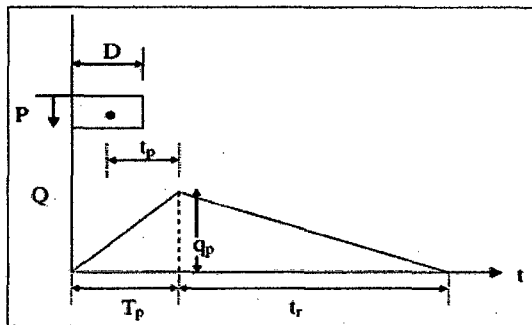


Figura 5. Hidrograma Unitario Triangular del SCS.
Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow), 2013.

h.1.1. Principio de Afinidad. Consiste en la construcción de hidrograma proporcionales a cada precipitación efectiva (Sánchez, 2012).

$$Hu = Pe * Qu \dots \dots \dots (27)$$

Dónde:

- Hu: Hidrograma Unitario
- Pe: Precipitación Efectiva
- Qu: Caudal Unitario para cada Hora, 0 y tb.

h.1.2. Principio de Aditividad. Consiste en la suma de las ordenadas generadas por el principio de afinidad, donde el caudal de diseño es el máximo valor (Sánchez, 2012).

$$Q_{diseño} = Pe_1 * Qu_n + Pe_2 * Qu_{n-1} + Pe_3 * Qu_{n-2} \pm \dots \dots \dots + Pe_n * Qu_1 \dots \dots \dots (28)$$

2.2.6. Estimación de la Socavación. La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

- a. El caudal
- b. Tamaño y conformación del material del cauce
- c. Cantidad de transporte de sólidos

2.2.7. Determinación de la socavación General. Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad, a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Existen varios métodos para la estimación de la profundidad de socavación general bajo la condición en que la velocidad de escurrimiento es igualada por la velocidad crítica de arrastre y estimación de socavación general por contracción del cauce; tenemos el método de Velocidad Crítica y Agua Clara, método de Straub, método de Laursen, método de Lischtvan – Levediev el cual aplicaremos en este estudio.

a.- Método de Lischtvan–Levediev. El método propuesto por Lischtvan-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un

movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua.

La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua. El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (Figura 06) permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

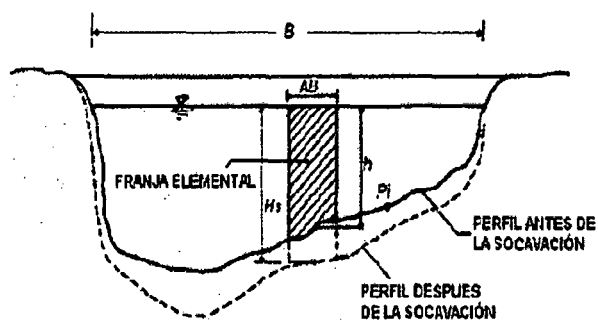


Figura 6. Sección transversal del cauce

Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. 1992

Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por las siguientes expresiones:

$$Ve = 0,60\gamma_d^{1,18}\beta H_s^x; \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{suelos cohesivos..... (29)}$$

$$Ve = 0,68\beta d_m^{0,28} H_s^x; \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{suelos cohesivos..... (30)}$$

Dónde:

Ve = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m³/seg.

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

β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

X ó Z= es un exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_s del material seco (Ton/m³).

Hs= tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de Ve se requiere para arrastrar y levantar al material (m)

Dm= es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo.

b. Para suelos granulares. Se tiene la siguiente ecuación:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68\beta D_m^{0,28}} \right)^{\frac{1}{1+z}} \dots\dots\dots (31)$$

La expresión anterior no considera el efecto de la contracción del flujo debida a la presencia de estribos y pilares, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente; en el caso de este estudio se relacionará con el diseño de Gaviones. La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico de agua, es la siguiente:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68\beta\mu\phi D_m^{0,28}} \right)^{\frac{1}{1+z}} \dots\dots\dots (32)$$

Dónde:

$$\alpha : Qd / (H_m^{\frac{1}{3}} B_e \mu)$$

Qd : Caudal de diseño (m³/seg)

Be : Ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

Hm : Profundidad media de la sección = Área / Be

H_s-h : Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

D_m : Diámetro característico del lecho (mm)

- β : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.
- μ : Factor de corrección por contracción del cauce.
- φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.
- Z : Exponente variable que depende del diámetro del material.

El factor de corrección por contracción μ es menor que 1 y contribuye al incremento de la profundidad de socavación.

Tabla 06. Factor de corrección por contracción del cauce μ

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	1	1	1	1
1,5	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	1
2	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1
2,5	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1
3	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
3,5	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
>4.0	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. 1992

- V : Velocidad media en la sección transversal.
- μ : 1,0. si no hay obstáculos.

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección φ que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

$$\varphi = 1,0 \text{ .si } \gamma_m = 1,0 \text{T/m}^3 \text{ (agua Clara)}$$

γ_m : Peso específico de la muestra agua sedimento.

$$\varphi = -0,54 + 1,5143\gamma_m, \text{ si } \gamma_m > 1,0 \text{T/m}^3 \text{ (Lecho móvil)..... (33)}$$

$$z = 0,394557 - 0,04136 \text{ Log} D_m - 0,00891 \text{ Log} D_m \text{..... (Tabla 07)}$$

Coeficiente de correlación o de ajuste = 0,9983. (Higuera C. y Pérez G., 1989).

$$\beta = 0,7929 + 0,0973 \text{ Log} T_r \dots\dots\dots (\text{Tabla 08})$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0,9910. (Higuera C. y Pérez G., 1989).

c. Para suelos no granulares. Considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0,60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1,18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \dots\dots\dots (34)$$

γ_d : peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del agua (Ton/m³)

X: exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco.

$$x = 0,892619 - 0,58073 \gamma_m + 0,136275 \gamma_m^2 \dots\dots\dots (\text{Tabla 07})$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0,9985 (Higuera C. y Pérez G., 1989).

Tabla 7. Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos

Suelos cohesivos		Suelos granulares	
γ_d	x	d (mm)	X
0,80	0,52	0,05	0,43
0,83	0,51	0,15	0,42
0,86	0,50	0,50	0,41
0,88	0,49	1,00	0,4
0,90	0,48	1,50	0,39
0,93	0,47	2,50	0,38
0,96	0,46	4,00	0,37
0,98	0,45	6,00	0,35
1,00	0,44	8,00	0,35
1,04	0,43	10,00	0,34
1,08	0,42	15,00	0,33
1,12	0,41	20,00	0,32
1,16	0,40	25,00	0,31
1,20	0,39	40,00	0,30
1,24	0,38	60,00	0,29
1,28	0,37	90,00	0,28
1,34	0,36	140,00	0,27
1,40	0,35	190,00	0,26
1,46	0,34	250,00	0,25

1,52	0,33	310,00	0,24
1,58	0,32	370,00	0,23
1,65	0,31	450,00	0,22
1,71	0,30	570,00	0,21
1,80	0,29	750,00	0,20
1,89	0,28	1000,00	0,19
2,00	0,27		

Tabla 8. Valores del coeficiente β

Periodo de Retorno del gasto de diseño (años)	Coeficiente β
2	0,82
5	0,86
10	0,9
20	0,94
50	0,97
100	1,00
500	1,05

Fuente: ICG, 2011.

2.2.8. Socavación local al pie del muro. La socavación de un río es aquella que se produce cuando las condiciones del cauce y flujo del río son alteradas por efectos de la instalación de alguna estructura sobre el lecho del mismo, llámese esta: pilares, estribos, gaviones, muros de encauzamiento, espigones, barrajes, etc.

Existen muchos métodos para la estimación de la profundidad de socavación local para pilares, algunos de estos son: Laursen y Toch (1953, 1956); adaptación de Neill (1964) al método de Laursen y Toch; Larras (1963); Neill (1964); Arunachalam (1965, 1967); Carsten (1966); Maza Sánchez (1968); Breusers, Nicollet y Shen (1977); Universidad Estatal de Colorado (CSU); y Melville y Sutherland (1988), Froehlich (1991). Entre otros métodos de cálculo reportados en la bibliografía especializada están: Shen, Jain y Fischer, Inglis-Poona, Chitale y Yaroslavtziev; también existen métodos para la estimación de la profundidad de socavación local en estribos, algunos de estos son: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, Hire y Melville; de los

cuales el método de Artamonov es el método que tiene las variables que más se relaciona para la estimación de la socavación al pie de los gaviones (ICG, 2011).

a.- **Método de Artamonov.** Este método depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 (Figura 07)
- Talud que tienen los lados del estribo en este caso muros (mH: 1V)
- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente (θ).

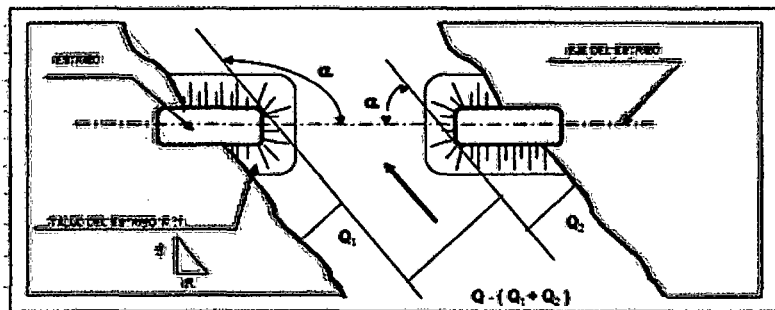


Figura 7: Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov.

Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez, A., 1992

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \dots \dots \dots (35)$$

Dónde:

- H_T : Profundidad del agua al pie del muro medida desde la superficie libre de la corriente.
- K_θ : Factor que depende del ángulo que forma la corriente de agua con el eje transversal (Tabla 9).
- K_Q : Factor que depende de la relación del caudal total al caudal interceptado por los muros. (Tabla 10)
- K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla 11).
- H : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

Tabla 9. Coeficiente de corrección K θ .

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K θ	0,84	0,94	1	1,07	1,19

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.

Tabla 10. Coeficiente de corrección KQ.

Q1/Qd	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
KQ	2,00	2,65	3,22	3,45	3,67	3,87	4,06

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.

Tabla 11. Coeficiente de corrección Km.

	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	3,00
mH:1V	1,00	0,91	0,85	0,83	0,61	0,50

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.

2.2.9. Criterios para la determinación del nivel o grado de peligrosidad.

El peligro está en función de la probabilidad de ocurrencia del fenómeno y de su intensidad. La intensidad a su vez se puede definir en función de la profundidad y la velocidad del agua, así como de la duración de las inundaciones.

Se debe tener en cuenta la probabilidad o frecuencia de ocurrencia de la inundación como los niveles o alturas del agua mediante la siguiente expresión (INDECI Lima 2011).

$$\text{Peligro por inundación} = f(\text{Intensidad} \times \text{Probabilidad de ocurrencia}) \dots (36)$$

Dónde:

Intensidad = f (profundidad de agua, duración, velocidad)

Probabilidad = f (precipitaciones, eventos desencadenantes (tormentas), cambios climáticos).

2.2.10. Criterios recomendados para determinar el nivel de la intensidad

Los criterios recomendados para evaluar la intensidad de las inundaciones son diferentes en dependencia del tipo de inundación. Para inundaciones estáticas se considera la profundidad o altura del flujo. Mientras que para inundaciones dinámicas se recomienda utilizar el producto de la velocidad por la profundidad del flujo (INDECI Lima, 2011).

Tabla 12. Nivel de Intensidad para Inundaciones Fluviales

Niveles de intensidad	Profundidad del flujo (h) (m) (inundaciones estáticas)
Muy alta	$1,50 < H$
Alta	$0,50 < H \leq 1,50$
Media	$0,25 < H \leq 0,50$
Baja	$H < 0,25$

Fuente: INDECI Lima, 2011.

Tabla 13. Rango de Intensidad para Inundaciones Fluviales

Niveles de intensidad	Rangos
Muy alta	$0,75 < NI \leq 1,00$
Alta	$0,50 < NI \leq 0,75$
Media	$0,25 < NI \leq 0,50$
Baja	$0 < NI \leq 0,25$

Fuente: INDECI Lima, 2011.

NI= Nivel de Intensidad

2.2.11. Criterios recomendados para la evaluación de la frecuencia, recurrencia o período de retorno de la inundación. La frecuencia de inundaciones se interpreta cada qué tiempo se inunda una determinada zona lo cual dependerá esencialmente de la frecuencia de precipitaciones excepcionalmente (INDECI Lima, 2011).

Tabla 14. Periodos de retorno según categorías

Niveles de intensidad	Periodo de retorno en años (tr)
Muy alta	$1 < T \leq 5$ años
Alta	$5 < T \leq 15$ años
Media	$15 < T \leq 50$ años
Baja	$50 < T \leq 200$ años

Fuente: INDECI Lima, 2011.

Tabla 15 .Rangos de frecuencia de inundaciones fluviales

Niveles de intensidad	Periodo de retorno en años (tr)
Muy alta	$0,75 < F \leq 1,00$
Alta	$0,50 < F \leq 0,75$
Media	$0,25 < F \leq 0,50$
Baja	$0 < F \leq 0,25$

Fuente: INDECI Lima, 2011.

F= Frecuencia

a. **Determinación del nivel de peligrosidad.** Con los resultados obtenidos ingresamos a la matriz de doble entrada: Matriz de intensidad y frecuencia, en la intercepción de ambos valores se podrá estimar el nivel de peligro esperado (INDECI Lima, 2011).

Tabla 16 .Matriz de peligro de inundación fluvial

	Muy alto	Peligro alto 0,25	Peligro alto 0,50	Peligro muy alto 0,75	Peligro muy alto 1
Intensidad	Alta	Peligro medio 0,19	Peligro medio 0,38	Peligro alto 0,56	Peligro muy alto 0,75
	Media	Peligro bajo 0,13	Peligro medio 0,25	Peligro medio 0,38	Peligro alto 0,50
	Baja	Peligro bajo 0,06	Peligro bajo 0,13	Peligro medio 0,19	Peligro alto 0,25
		Baja	Medio	Alta	Muy alta
		Frecuencia (años)			

Fuente: INDECI Lima, 2011.

Tabla 17. Niveles de Peligrosidad ante inundaciones fluviales

Niveles de peligrosidad	Rangos
Peligro muy alta	$0,75 < NP \leq 1,00$
Peligro alta	$0,50 < NP \leq 0,75$
Peligro media	$0,25 < NP \leq 0,50$
Peligro baja	$0 < NP \leq 0,25$

Fuente: INDECI Lima, 2011.

NP= Nivel de Peligrosidad

2.2.12. Análisis de la vulnerabilidad ante peligros por inundaciones fluviales. Para el análisis de la vulnerabilidad ante peligros por Inundaciones, se propone considerar la siguiente metodología, basada en indicadores utilizados en los diferentes tipos de vulnerabilidad se les asignaran indicadores relacionados con las condiciones más comunes en donde se presentan este tipo de eventos. Sin embargo son referenciales y aleatorios, pudiendo ser mejorados o adecuados según las particularidades del área de estudio (INDECI Lima, 2011).

a.- Identificación de los elementos potencialmente vulnerables. Ante la posible ocurrencia de Inundaciones Fluviales, los elementos potencialmente vulnerables serán identificados a través del análisis de las vulnerabilidades, las variables e indicadores correspondientes a cada vulnerabilidad (INDECI Lima, 2011).

b.- Identificación y análisis de los indicadores para la determinación del grado de vulnerabilidad. Una vez identificados los elementos expuestos al peligro, se realiza el análisis de los diferentes tipos de vulnerabilidad, que de forma directa e indirecta se encuentran asociados ante la posible ocurrencia de una inundación, se procederá a identificar, evaluar y analizar los diversos indicadores que reflejarán el nivel de susceptibilidad, fragilidad y capacidades que caracterizan una determinada condición espacio - temporal de la vulnerabilidad territorial del área en estudio.

Este análisis, por tanto, permitirá obtener una visión holística de las causas, estado, y capacidades poblacionales frente al peligro en un territorio determinado en la tabla 18 (INDECI Lima, 2011).

Tabla 18. Tipos de Vulnerabilidad ante Inundaciones fluviales

Tipos de vulnerabilidad	Variables
b.1 Vulnerabilidad Física	Localización de viviendas.
	Material de construcción utilizado en viviendas (*).
	Características geológicas, calidad y tipo de suelo.
	Cumplimiento de la normativa técnica vigente de los procedimientos constructivos.
b.2 Vulnerabilidad Ambiental y Ecológica	Explotación de los recursos naturales.
	Fuentes emisoras de sustancias o materiales peligrosos
b.3 Vulnerabilidad Económica	Actividad Económica
	Grado de Escasez (servicios básicos)
b.4 Vulnerabilidad Social	Nivel de Organización.
	Grado y tipo de relación entre las instituciones y organizaciones locales.
b.5 Vulnerabilidad Cultural e Ideológica	Conocimiento sobre la ocurrencia de desastres.
	Percepción de la población sobre los desastres.
	Actitud frente a la ocurrencia de desastres.
b.6 Vulnerabilidad Educativa	Programas más Educativos formales (prevención y atención de desastres PAD)
	Programa de capacitación de la población PAD
	Campaña de difusión (TV, radió) sobre el PAD
	Alcancé de los programas educativos.
b.7 Vulnerabilidad Científica y Tecnológica	Existencia de trabajos de investigación sobre desastres naturales en la localidad.
	Existencia de instrumentos.
	Conocimiento sobre la existencia de estudios.
	La población cumple las conclusiones y recomendaciones

FUENTE INDECI Lima, 2011.

*Es necesario especificar la distancia de acuerdo a la ubicación del tipo de vulnerabilidad.

b.1 Vulnerabilidad Física

Tabla 19 .Localización de Viviendas

INDICADORES	NIVELES	GRADO DE VULNERABILIDAD(V)
Muy alejada > 5Km	$0 < V \leq 0,25$	Baja
Medianamente cerca <1-5 Km>	$0,26 < V \leq 0,50$	Media
Cerca <0.2-1Km>	$0,51 < V \leq 0,75$	Alta
Muy cercana <0.2-0 Km>	$0,76 < V \leq 1,00$	Muy alta

Fuente: INDECI Lima, 2014.

Tabla 20. Materiales de construcción utilizadas en viviendas.

INDICADORES	NIVELES	GRADO DE VULNERABILIDAD(V)
Estructura sismoresistente con adecuada técnica constructiva.	$0 < V \leq 0,25$	Baja
Estructura de concreto, aceró o madera, sin adecuada técnica constructiva.	$0,26 < V \leq 0,50$	Media
Estructura de adobe, piedra o madera, sin refuerzos estructurales.	$0,51 < V \leq 0,75$	Alta
Estructuras de adobe cañas y otros de menor resistencia, en estado precario.	$0,76 < V \leq 1,00$	Muy alta

Fuente: INDECI Lima, 2014.

Tabla 21. Características geológicas, calidad y tipo de suelo

INDICADORES	RANGO	GRADO DE VULNERABILIDAD(V)
Zona sin fallas ni fracturas, suelos con buenas características geotécnicas.	$0 < V \leq 0,25$	Baja
Zona ligeramente fracturada, suelos de mediana capacidad portante.	$0,26 < V \leq 0,50$	Media

Zonas medianamente fracturadas, suelos con baja capacidad portante.	$0,51 < V \leq 0,75$	Alta
Zonas muy fracturadas, suelos colapsables (relleno, mapa freática alta con turba, material inorgánico, etc.)	$0,76 < V \leq 1,00$	Muy alta

Fuente: INDECI Lima, 2014.

Tabla 22. Cumplimiento de la normativa técnica vigente de los procedimientos constructivos

INDICADORES		NIVELES	GRADO DE VULNERABILIDAD(V)
Con normativa estrictamente cumplidas	vigente	$0 < V \leq 0,25$	Baja
Con normativa medianamente cumplidas	vigente	$0,26 < V \leq 0,50$	Media
Con normativa cumplimiento	vigente sin	$0,51 < V \leq 0,75$	Alta
Desconocimiento e incumplimiento de la normativa vigente	e	$0,76 < V \leq ,00$	Muy alta

Fuente: INDECI Lima, 2011.

b.1.1. Determinar del Grado de Vulnerabilidad Físicas (VF): Se definen en tres etapas.

Primera Etapa. Se han considerado cuatro variables: Localización de las viviendas, Material de Construcción utilizado en las viviendas, Características geológicas calidad y tipo de suelo y Cumplimiento de la normativa técnica vigente de los procedimientos constructivos. Los valores se establecen para cada rango los cuales está comprendido entre 0 a 1, de acuerdo a la tabla.

Tabla 23. Niveles de Vulnerabilidad

$0 < V \leq 0,25$	BAJA
$0,26 < V \leq 0,50$	MEDIA
$0,51 < V \leq 0,75$	ALTA
$0,76 < V \leq 1,00$	MUY ALTA

Fuente: INDECI Lima, 2011.

Segunda Etapa. Una vez establecidos los valores de cada variable, se procederá a determinar el grado de vulnerabilidad física. Para ello, se calcula el promedio de las cuatro variables a través de la siguiente fórmula:

$$VF = \frac{Mc+Lv+Cs+Cn}{4} \dots\dots\dots(37)$$

Dónde:

Mc: Material de construcción utilizado en viviendas

Lv: Localización de viviendas

Cs: Características geológicas, calidad y tipo de suelos.

A: Cumplimiento de la normativa técnica vigente de los procedimientos constructivos.

Tercera Etapa. Una vez obtenido los resultados a partir de la aplicación de la fórmula mostrada, se considerará la siguiente estratificación:

Tabla 24. Grado de Vulnerabilidad Física

NIVELES	GRADO DE VULNERABILIDAD(V)
$0 < VF \leq 0,25$	BAJA
$0,26 < VF \leq 0,50$	MEDIA
$0,51 < VF \leq 0,75$	ALTA
$0,76 < VF \leq 1,00$	MUY ALTA

Fuente: INDECI Lima, 2011.

c. Ponderación y estratificación de la vulnerabilidad total (VT). Una vez culminado el proceso de identificación, evaluación y análisis de los diversos indicadores considerados para cada tipo de vulnerabilidad asociada ante la posible ocurrencia de peligro por Inundación, se procederá a ponderar los resultados obtenidos por cada uno de ellos para luego ponderar y estratificar la vulnerabilidad total. Para ello, consideramos las siguientes etapas:

Primera Etapa. Se han considerado los valores obtenidos para la principal vulnerabilidad: Física. Los valores que se establecieron en cada rango fueron entre 0 a 1, donde:

Tabla 25. Niveles de Vulnerabilidad

$0 < V \leq 0,25$	BAJA
$0,26 < V \leq 0,50$	MEDIA
$0,51 < V \leq 0,75$	ALTA
$0,76 < V \leq 1,00$	MUY ALTA

Fuente: INDECI Lima, 2011.

Segunda Etapa. Una vez establecidos los valores a cada indicador para cada tipo de vulnerabilidad, se procederá a determinar el grado de vulnerabilidad total ante el peligro por inundación. La Vulnerabilidad Total, se calculará en base al promedio obtenido por cada tipo de vulnerabilidad, a través de la siguiente fórmula:

$$VT = VF \dots \dots \dots (38)$$

En donde:

VF = Vulnerabilidad Física.

Tercera Etapa. Una vez obtenido los resultados a partir de la aplicación de la fórmula mostrada, se considerará la siguiente estratificación:

Tabla 26. VULNERABILIDAD TOTAL

GRADO DE	
NIVELES	VULNERABILIDAD (V)
$0 < VT \leq 0,25$	BAJA
$0,26 < VT \leq 0,50$	MEDIA
$0,51 < VT \leq 0,75$	ALTA
$0,76 < VT \leq 1,00$	MUY ALTA

Fuente: INDECI Lima, 2011.

2.2.13. Estimación del riesgo por inundaciones fluviales. Identificados y analizados los peligros a los que está expuesta el área de estudio, y realizado los respectivos análisis de vulnerabilidad, se procede a la conjunción de éstos para calcular el nivel de riesgo del área en estudio. Es decir estimar la probabilidad de pérdidas y daños esperados (personas, bienes materiales, recursos económicos) ante la ocurrencia de un fenómeno de origen natural o tecnológico (inducido por el hombre).

El cálculo del riesgo corresponde a un análisis y combinación de datos teórico empíricos con respecto a la probabilidad de ocurrencia del peligro identificado, es decir, la interrelación de las condiciones espacio-temporales del área en estudio representado en las distintas dimensiones de vulnerabilidad territorial.

Existen diversos criterios o métodos para el cálculo del riesgo, por un lado, el analítico o matemático; y por otro, el descriptivo. El criterio a considerar, se basa fundamentalmente en la aplicación probabilística de la siguiente ecuación (INDECI Lima 2011).

$$R=f(PxV) \dots\dots\dots(39)$$

Dónde:

- R= Riesgo
- f = En función
- P= Peligro
- V= Vulnerabilidad

Esta ecuación es la referencia básica para la estimación del riesgo, donde cada una de las variables: Peligro (P), vulnerabilidad (V) y consecuentemente, Riesgo (R), se expresan en términos de probabilidad.

Para estratificar el nivel del riesgo se hará uso de una matriz de doble entrada: matriz del grado de peligro y matriz del grado de vulnerabilidad. Para tal efecto, se requiere que previamente se halla determinado los niveles de intensidad y frecuencia de un determinado peligro y del análisis de vulnerabilidad, respectivamente.

Con los valores obtenidos del grado de peligrosidad y el nivel de vulnerabilidad total, se interrelaciona, por un lado (vertical), el grado de peligrosidad; y por otro (horizontal) el grado de vulnerabilidad total en la respectiva matriz.

En la intersección de ambos valores, sobre el cuadro de referencia, se podrá estimar el riesgo ante inundaciones fluviales (INDECI Lima 2011).

Tabla 27. Cuadro De Matriz De Riesgos De Inundaciones Fluviales

Peligro muy alto 1	Riesgo alto 0,25	Riesgo alto 0,50	Riesgo muy alto 0,75	Riesgo muy alto 1
Peligro alto 0,75	Riesgo medio 0,19	Riesgo medio 0,38	Riesgo alto 0,56	Riesgo muy alto 0,75
Peligro medio 0,50	Riesgo bajo 0,13	Riesgo medio 0,25	Riesgo medio 0,38	Riesgo alto 0,50
Peligro bajo 0,25	Riesgo bajo 0,06	Riesgo bajo 0,13	Riesgo medio 0,19	Riesgo alto 0,25
	Vulnerabilidad baja 0,25	Vulnerabilidad medio 0,50	Vulnerabilidad alto 0,75	Vulnerabilidad muy alto 1



RIESGO BAJO (<DE 25%)



RIESGO MEDIO (26% AL 50%)



RIESGO ALTO (51% AL 75%)



RIESGO MUY ALTO (76% AL 100%)

Fuente: INDECI Lima, 2014.

2.2.14. Obras de protección contra inundaciones. Cuando se desee evitar que las zonas adyacentes a los ríos sean inundadas año tras año durante la época de lluvias, se construyen y ejecutan obras que permitan evitar dichas inundaciones, pudiendo ser éstas como se explica a continuación:

A.- Gaviones. Los gaviones son cajas en forma de paralelepípedo hecho con malla de alambre de acero de alta resistencia y galvanizado de cocada cuadrada eléctricamente soldadas en todos sus cruces. Son elementos permeables, requiriendo de filtros para evitar pérdidas de sustratos y hundimientos (Campaña, 2003).

Estas estructuras son unidades eficientes, económicas y técnicas como soluciones de ingeniería para encauzamiento de ríos, defensas ribereñas, estabilidad de taludes y muros de contención. Son de gran sencillez en su fabricación y colocación, empleándose mano de obra no calificada en su construcción y piedras de un diámetro de 6" a 8", los materiales de relleno con mucha frecuencia se encuentran en el lecho del río, ahorrándose los costos de transporte.

Una vez rellenas con piedras y amarrados hacen una estructura continua y flexible, capaz de soportar la erosión, socavación y asentamientos, acomodándose a las diferentes situaciones de cambios en el fondo del río (Bustamante, 2012).

A.1. Factores que definen la vida útil del gavión tipo Caja. Un gavión está sometido a cuatro factores que definen su vida útil:

A.1.1. Esfuerzos estructurales. En los últimos años los gaviones han fallado por rotura debido que el esfuerzo es superior al admisible de la sección transversal del acero, lo cual la sección es el elemento resistente a los esfuerzos de tensión a las que está expuesta la estructura, mientras más grueso sea el diámetro de la malla tendremos gaviones más resistentes (una

cocada de 8x10 ofrece una mayor resistencia que una cocada 10x12 ya que esta está fuera de norma) (Fierro, 2002).

La Norma ASTM 975 define dos tipos de cocadas: 8 X 10, para gaviones caja, 6 X 8, para colchones; los cuales los combina con tres calibres. 3,05 mm, 2,7 mm y 2,2 mm. Existen ya algunas bibliografías en las cuales se detalla la resistencia de los diferentes tipos de malla vs. sus calibres para los gaviones de malla hexagonal.

Tabla 28. Resistencia de mayas vs. Calibres

Malla	Carga de Ruptura				
	Diámetro de Alambre mm				
	2,0	2,2	2,4	2,7	3,0
5x7	3500	4000	4500		-
6x8	3000	3500	4200	4700	-
8x10	-	-	-	4300	5300
10x12	-	-	-	3500	4300

Fuente: Ensayos efectuados en el Laboratorio de estructuras de la PUCP-2012

Lo cual implica que las especificaciones de un proyecto deberían establecer que para poder equiparar una malla de 8 x 10 en calibre de 2,7 mm; deberíamos usar una de 10 x 12 en calibre de 3,0 mm, si se usara el mismo calibre se tendría condiciones de ventaja y desventaja económicas.

A.1.2. Corrosión. Poca importancia se le ha dado al fenómeno electroquímico que produce la oxidación y deterioro del acero de las mallas. La Salinidad o acidez de los suelos y el agua en contacto con las mallas determinen algunas características del tipo de protección y revestimiento para el acero que asegure su mejor utilización y una mayor vida útil.

Las primeras estructuras con gaviones se ejecutaron con mallas de galvanización "ligera, simple o comercial (ASTM-A641- clase 1:85 a 100 gr/m² de Zn mínimo), con lo que se puede colegir fácilmente que una "galvanización pesada o triple galvanización (3zn) (ASTM 641-CLASE 3. 240

a 275 gr/m² de Zn. Mínimo), se debe colocar un revestimiento con PVC adicional para la agresividad química. Indudablemente que para condiciones de agresividad química, un revestimiento con PVC adicional es recomendable (Fierro 2002).

A.1.3. Abrasión. Es la acción de los sedimentos y sólidos en suspensión. Es conveniente resaltar que el material que tiene menor resistencia a la abrasión es el aluminio, por lo cual la aleación Zn+ Al no es recomendable para las mallas de gaviones.

Ensayos realizados en diferentes lugares: río Tumbes, Ica, Moquegua y Llamoctachi demuestran que la tripe galvanización "3 Zn tiene un mejor comportamiento que el Zn + Al. Los recubrimientos de PVC para la protección de los gaviones están normados por los ASTM A974 y A975 ya que se ha visto que tiene mayor resistencia a la abrasión que el concreto, acero y el aluminio (Fierro, 2002).

A.1.4. Impacto. Este fenómeno está relacionado a la presencia de grandes rocas dentro de los cauces de nuestros ríos, dados las altas pendientes, tipo de flujo y caudales que estos tienen. El principal elemento que va a resistir es el calibre de los alambres con el cual están manufacturados los gaviones, es por ello que consideramos que calibres menores a 2,7 mm no deberían ser usados dado que las estructuras ejecutadas no tendrían un comportamiento adecuado frente a este fenómeno (Fierro, 2002).

A.2. Características de los gaviones. Los gaviones se caracterizan por: su flexibilidad que le permite soportar deformaciones altas, su resistencia para soportar la velocidad del agua, es permeable lo que le permite absorber y disipar la energía, es estética ya que su acabado y apariencia son envidiables y es económicas ya que requiere poco mantenimiento debido a que su construcción es simple (Bustamante, 2012). Lo fundamental en un gavión es. Diámetro de los Alambres, abertura de las mallas y recubrimiento de protección.

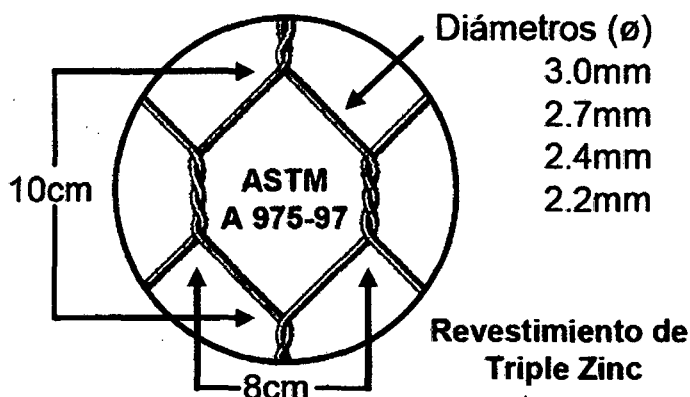


Figura N° 8. Gavión tipo caja o colchón antisocavante galvanizado
Fuente: MACCAFERRI, 2001.

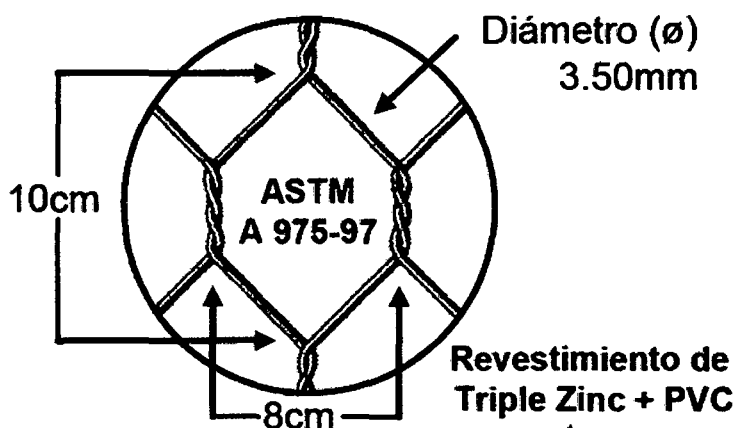


Figura N° 9. Gavión tipo caja o colchón antisocavante plastificado
Fuente: MACCAFERRI, 2001.

Tabla 29. Normas Técnicas Internacionales ASTM A 975-97

Aspectos	GAVION		
	GALVANIZADO		PASTIFICADO
	Caja o colchón antisocavante		Caja o colchón antisocavante
Cocada (cm)	8 X 10		8 X 10
Calibres: Malla (mm)	2,70	3,00	3,50
Bordes (mm)	3,40	3,90	4,10
Amarres(mm)	2,20	2,20	3,50
Recubrimiento	3 Zn	3 Zn	3 Zn+ PVC

Fuente: Gaviones Especificaciones técnicas comentarios Andex del Norte.
MACCAFERRI, 2001.

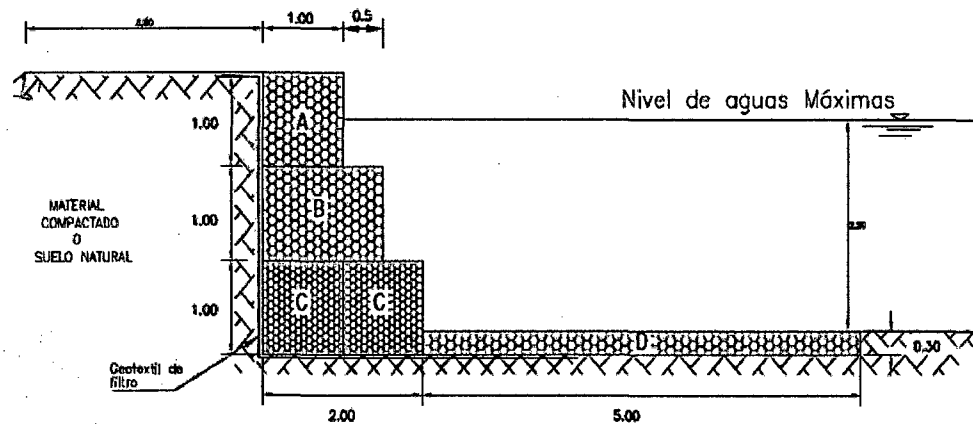


Figura N° 10. Defensa Ribereña Típica protección marginal
Fuente: MACCAFERRI, 2001.

A.3. Criterios de Cálculo del gavión. Para determinar el valor del empuje se utiliza la teoría de coulomb para lo cual tendremos (MACCAFERRI, 2001).

-La superficie de rotura es plana

-La Fuerza de rozamiento interna se distribuye en forma uniforme a lo largo de la superficie de rotura.

-La cuña de terreno entre la superficie de rotura y el muro se considera indeformable.

-Se desarrolla un esfuerzo de rozamiento entre el muro y el suelo de contacto, lo cual hace que la recta de acción del empuje se incline en un ángulo δ respecto a la normal del parámetro interno del muro.

-Para no sobredimensionar la estructura dado que el gavión es permeable, se puede omitir el empuje hidrostático.

-Es conveniente inclinar el muro contra el terreno en un Angulo α generalmente de 6° pudiendo alcanzar los 10° de esta forma disminuirá el coeficiente del empuje activo (MACCAFERRI, 2001).

A.3.1. Calculo del empuje. Se adopta en el cálculo el estado límite activo del terreno. El método de coulomb se basa en el estudio del equilibrio de una cuña de suelo indeformable sobre la que actúa el peso propio, fuerza

de rozamiento y eventualmente la cohesión. En el caso de muro con parámetro vertical interno la superficie de empuje es el propio parámetro interno del muro como se muestra en la siguiente figura (MACCAFERRI, 2001).

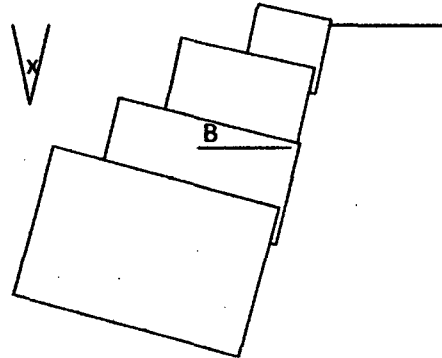


Figura N° 11. Angulo interno de muro
Fuente: MACCAFERRI, 2001.

-Debe considerarse que tanto la fricción como la cohesión se altera cuando se modifica la humedad de terreno.

Suele ser conveniente despreciar la cohesión ya que esta se modifica con el tiempo y tiene gran influencia sobre el valor final del empuje. El empuje activo es calculado en función del peso del terreno y la altura del muro, siendo su valor reducido debido al coeficiente de empuje activo K_a .

Como se dijo el valor del coeficiente del empuje activo depende del ángulo B , de E que es el ángulo del talud sobre el muro con la horizontal, de φ ángulo de fricción interna del terreno, de δ ángulo de fricción entre muro y terreno (MACCAFERRI, 2001).

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left(1 + \frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - E)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + e)}\right)^2} \dots \dots \dots (41)$$

Para facilitar el cálculo el coeficiente K_a se encuentra tabulado en las figura 12.

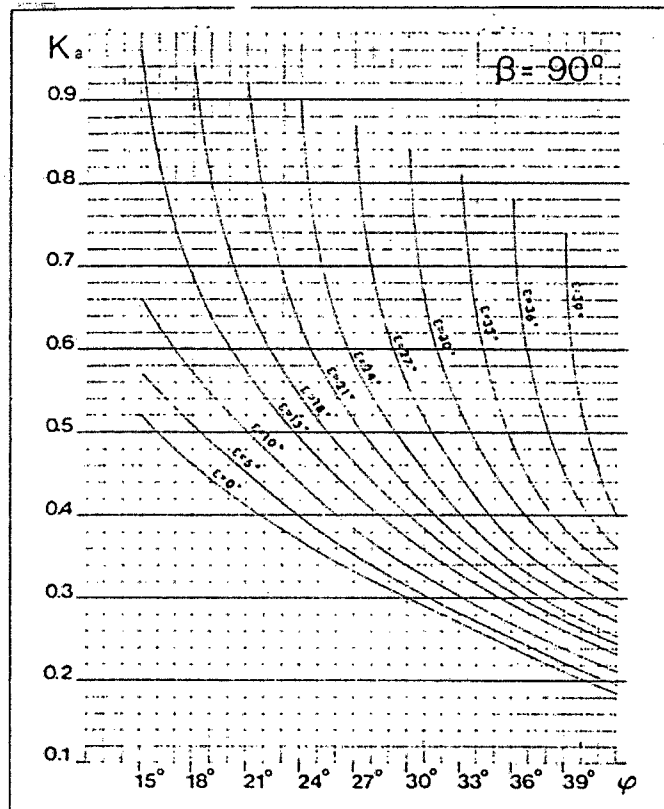


Figura 12. Ábacos para determinar el K_a .

Fuente: MACCAFERRI, 2001.

El empuje activo está determinado por la expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * K_a - 2c * H * \sqrt{K_a} \left(\frac{TN}{M} \right) \dots (42)$$

Dónde:

γ_s =Peso específico del suelo

C= cohesión

H = $(h + (b - a) * \tan \alpha) * \cos \alpha$, altura de actuación del empuje, siendo

h= altura del muro

b=base del muro despreciando los escalones externos

a= ancho del muro en la cima

Debe recordarse la consideración hecha sobre la cohesión. En el caso sobrecarga sobre el terraplén, siendo q el valor de la misma esta es asimilada a un relleno de altura h_s , de la misma característica del terreno

siendo $hs = q/\gamma_s$. Luego el empuje (figura 13) (MACCAFERRI, 2001) será:

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * K_a * \left(1 + \frac{2hs}{H}\right) - 2c * H * \sqrt{K_a} \left(\frac{TN}{M}\right) \dots (43)$$

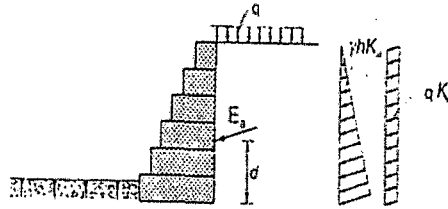


Figura 13. Distribución del empuje en presencia de una sobrecarga uniforme.
Fuente: MACCAFERRI, 2001.

Normalmente con sobrecarga debido a vehículos, se adopta: $q=1,5$ a $2,0$ Tn/m^2 . La altura del punto de aplicación del empuje es de difícil evaluación y varía bastante en la práctica, normalmente puede producirse a una altura comprendida entre $1/2H$ y $1/3H$. Las variaciones se deben en algunos casos al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificación en las características del terreno y sobrecarga. Normalmente se considera a $1/3 H$ (ver las siguientes figuras N° 14 y 15) con sobrecarga tendremos (MACCAFERRI, 2001).

$$d = \frac{H}{3} * \left(\frac{H+3hs}{H+2hs}\right) - B * \sin \alpha \dots (44)$$

Dónde:

d: Es la altura de aplicación del empuje activo, medida en forma vertical desde la horizontal que pasa por el fulcro o punto de rotación F.

B: Base del muro

Si no hay sobrecarga. $d = \frac{H}{3} - B * \sin \alpha$, si $\alpha = 0, d = H/3$

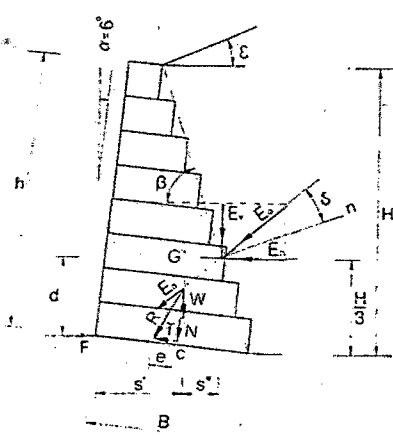


Figura N°14. Fuerzas aplicadas a gaviones internos

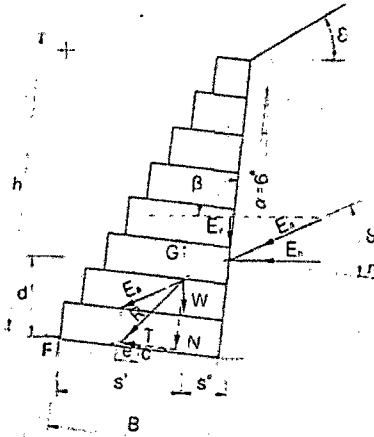


Figura N°15. Fuerzas aplicadas a gaviones internos

Fuente: MACCAFERRI, 2001.

Los peligros que esta expuestos un gavión a la acción del agua son los siguientes.

-Peligros estructurales:

Volteo

Desplazamiento

Colapso de cimentación

Presión en los diferentes niveles

-Peligros hidráulicos

Abrasión

Impacto

Corrosión

Tubificación en material de orillas.

A.3.2. Estabilidad de la estructura de sostenimiento. Es necesaria la verificación de la seguridad de la estructura de sostenimiento contra los diversos tipos de rotura. Los principales tipo de rotura que se puedan presentar se muestran en la siguiente figura (MACCAFERRI, 2001).

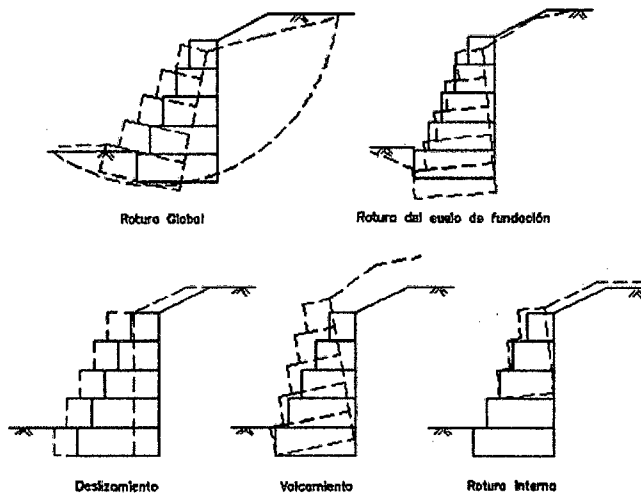


Figura N°16. Tipos de rotura

Fuente: MACCAFERRI, 2001.

- Deslizamiento sobre la base.
- Volcamiento.
- Rotura de la fundación o deformación excesiva.
- Rotura global del macizo.
- Rotura interna de la estructura.

A.4. Criterios de verificación de la estabilidad. Los criterios a medir en un gavión son los siguientes (MACCAFERRI, 2001).

- A.4.1. Seguridad al deslizamiento
- A.4.2. Seguridad al vuelco
- A.4.3. Carga sobre terreno
- A.4.4. Verificación en secciones intermedias
- A.4.5. Seguridad de rotura global

Las fuerzas estabilizantes y desestabilizantes son indicadas que siguen para muros con escalones internos (figura 14) y externos (figura N° 15).

A.4.1. Verificación de la Seguridad al deslizamiento. El deslizamiento de la estructura ocurre cuando la resistencia al deslizamiento a lo largo de la

base del gavión sumada al empuje pasivo. Se considera el plano ortogonal que pasa por la base del muro tendremos (MACCAFERRI, 2001).

$$n' = \frac{F_{en} \cdot \tan \varphi + F_{eh}}{F_d} \geq 1,5 \dots \dots \dots (45)$$

Dónde:

F_{en} = Fuerza estabilizante normal

F_{eh} = Fuerza estabilizante horizontal

F_d = Fuerza desestabilizante

$$n' = \frac{((W+Ev) \cdot \cos \alpha + Eh \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \varphi + (W+Ev) \cdot \sin \alpha + cB}{Eh \cdot \cos \alpha} \geq 1,5 \dots \dots \dots (46)$$

En la cual:

W=Peso propio de la estructura. Depende de la sección del muro del peso específico del relleno. En el gavión se considera n porcentaje de vacíos (n) alrededor de 0,3 es decir el 30% con lo cual tendremos el γ_g según la ecuación 47 (MACCAFERRI, 2001).

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n) \dots \dots \dots (47)$$

Tabla 30. Peso específico por diferentes tipos de rocas

Tipo de roca	Peso Especifico	
	Unidades	Peso
Basalto	Tn/m ³	2,9
Granito	Tn/m ³	2,6
Caliza compactada	Tn/m ³	2,6
Traquita	Tn/m ³	2,5
Canto de rio	Tn/m ³	2,3
Arenisca	Tn/m ³	2,3
Caliza suelta	Tn/m ³	2,2
Piedra porosa	Tn/m ³	1,7

Fuente: MACCAFERRI, 2001.

Normalmente el peso específico del gavión llenado con piedra partida de cantera se considera igual a 1,7 TN/M³ (MACCAFERRI, 2001).

$$E_v = E_a \cdot \sin(90^\circ + \delta - \beta) : \text{componente vertical del empuje activo} \dots \dots \dots (48)$$

$$E_h = E_a * \cos(90^\circ + \delta - \beta) : \text{componente horizontal del empuje activo..... (49)}$$

C=cohesión (es conveniente despreciarla)

B=Ancho de la base del muro

α =Inclinacion del muro

Para la verificación del deslizamiento del deslizamiento se ha transformado la fuerza norma en horizontal multiplicándola por el coeficiente f. Este valor es el coeficiente de fricción suelo gavión (MACCAFERRI, 2001).

A.4.2. Verificación de la seguridad al vuelco. Se considera como fuerza estabilizante, el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como desestabilizante la componente horizontal del empuje activo; tendremos (MACCAFERRI, 2001).

$$M_v = E_h * d \text{ momento volcador.....(50)}$$

$$M_r = Ws' + E_v * s \text{ momento resistente.....(51)}$$

En las cuales: d= Distancia entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje activo medida sobre la vertical.

$$s = B * \cos \alpha - \frac{H}{3} * \left(\frac{H+3hs}{H+2hs} \right) * \frac{1}{\tan \beta} \text{.....(52)}$$

s'= Distancia entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje medida sobre la horizontal

$$s' = X_g * \cos \alpha + Y_g \sin \alpha \text{.....(53)}$$

En la cual: Xg y Yg: son las coordenadas del centro de gravedad del muro referida a un sistema de ejes cartesianos cuyo origen coinciden con el punto F. El coeficiente de vuelco será (MACCAFERRI, 2001).

$$n'' = \frac{M_r}{M_v} \geq 1,5 \text{.....(54)}$$

A.4.3. Verificación de las tensiones transmitidas al terreno. Podemos suponer que exista una distribución lineal de tensiones sobre el terreno,

cuando la resultante cae dentro del núcleo central las tensiones resultan (MACCAFERRI, 2001).

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \text{ para caso de } e < \frac{B}{6} \text{ TN/M}^2 \dots \dots \dots (55)$$

En la cual $N = ((W + Ev) * \cos \alpha + Eh * \sin \alpha)$ es la fuerza de las resultantes de las fuerzas normales a la base del muro.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_r - M_v}{N} \text{ es la excentricidad de la resultante.} \dots \dots \dots (56)$$

El valor de la tensión resultante debe mantenerse por debajo de la tensión admisible del terreno. Este valor puede calcularse aplicando las expresiones de Terzaghi, Hansen, Meyerhoff, etc. También puede usarse las tablas que dan la resistencia en función del tipo de suelo (Tabla N°31) y para arenas y arcillas, en función del SPT (tabla N° 32) (MACCAFERRI, 2001).

Tabla 31. Resistencia en función del tipo suelo

Tensiones admisibles básicas para terrenos de fundación	Kg/cm ²
Roca viva, maciza sin laminaciones, fisuras o signos de descomposición, tales como: gneis, basalto, granito.	100
Roca laminada, con pequeñas fisuras, estratificada tales: esquistos.	35
Depósitos compactos y continuos de roca y piedras de diversos tipos.	10
Suelo cementado	8
Grava compacta o mezcla compactas de arena y grava.	5
Grava suelta o mezcla de arena y grava. Arena gruesa compacta.	3
Arena gruesa suelta. Arena fina compacta.	2
Arena fina suelta.	1
Arcilla dura	3
Arcilla compacta	2

Arcilla medianamente compacta	1
Arcilla blanda	Se exige estudios especiales o experiencias locales.
Arcilla muy blanda	
Rellenos	
Otros suelos no incluidos en esta tabla.	

Fuente: MACCAFERRI, 2001.

Tabla 32. Resistencia para arenas y arcillas en función del SPT

Arenas		
Resistencia a la penetración N (GOLPES /30 CM) SPT Estándar penetration test.	Compacidad	Tensiona admisible (Kg/cm ² fund. Dir.) zapatas de 3x3 m
0-4	Muy suelta	
4-10	Suelta	0,8
10-30	Media	0,8-3,0
30-50	Compacta	3,0-5,0
50	Muy compacta	5,0
Arcillas		
Resistencia a la penetración N (GOLPES /30 CM) SPT Estándar penetration test.	Compacidad	Tensiona admisible (Kg/cm ² fund. Dir.) zapatas cuadradas
2	Muy blanda	0-0,045
2-4	Blanda	0,45-0,90
4-8	Media	0,90-1,80
8-15	Compacta	1,80-3,60
15-30	Muy compacta	3.60-7.20
30	Dura	7.20

Fuente: MACCAFERRI, 2001.

Debido a la alta flexibilidad de los gaviones es posible admitir que la resultante caiga fuera del núcleo central de inercia, sin llegar a valores

elevados en la tensión de tracción, ya que se reduce la sección de trabajo de la base. La excentricidad real será (MACCAFERRI, 2001).

$$e' = \frac{B}{2} - e \text{ para } e > \frac{B}{6} \dots\dots\dots(57)$$

$$\sigma_1 = \frac{2N}{3e'} \left(\frac{tn}{m^2} \right) \dots\dots\dots(58)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 * \left(\frac{B-3e'}{3e'} \right) \left(\frac{tn}{m^2} \right) \dots\dots\dots(59)$$

Se considera conveniente que $\sigma_2 \leq 2 \text{ tn/m}^2$ en tracción y σ no deba sobrepasar la tensión admisible del terreno (MACCAFERRI, 2001).

A.4.4. Verificación de secciones intermedias. Es necesario verificar las secciones intermedias del muro en las cuales tenemos (MACCAFERRI, 2001).

Momento actuante $M = M_r - M_v$ tensión de corte T y esfuerzo normal N . Dadas las características de resistencias a la tracción de los gaviones, la tensión máxima actuante cuando hay una excentricidad (MACCAFERRI, 2001).

$$e' = \frac{B}{2} - \frac{M}{N}, \text{ vale } \dots\dots\dots(60)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{0,8x} \text{ en la cual } x = \left(\frac{B}{2} - e \right) / 0,4 \dots\dots\dots(61)$$

Este valor representa la parte de la sección que está trabajando a la compresión. Los valores de M , N y T , deben ser estudiados como se indica al tratar la verificación del muro completo. El valor de σ_{max} no debe superar al admisible (MACCAFERRI, 2001).

$$\sigma_{max} = 50 * \gamma_g - 30 \left(\frac{tn}{m^2} \right) \dots\dots\dots(62)$$

La tensión tangencial bale: $\tau = \frac{T}{B} \left(\frac{tn}{m^2} \right)$ y debe ser menor a: $\dots\dots\dots(63)$

$$\tau_{max} = \frac{N}{B} * \tan \varphi + C_g \left(\frac{tn}{m^2} \right) \dots\dots\dots(64)$$

En la cual $\varphi = 25 * \gamma_g - 10$ con γ_g expresado en Tn/m^3 y $C_g = (0,03 * P_u - 0,05) * 10$ (tn/m^2), siendo P_u el peso de la red metálica (kg/m^3). Para gaviones estándar de $h=1,0$ m vale $8,6$ kg/m^3 y para gaviones de $h=0,5$ m es de $12,0$ kg/m^3 (MACCAFERRI, 2001).

Esto confirma conveniencia de colocar gaviones de $h=0,50$ m en el tercio inferior de los muros de gran altura. Debido a la resistencia de la malla las secciones intermedias casi siempre dan los valores favorables, con respecto a la sección completa (MACCAFERRI, 2001).

A.4.5. Seguridad a la rotura global. La inestabilidad de una obra en gaviones puede darse para una rotura del conjunto suelo - muro a lo largo de una superficie cualquiera. El análisis se realiza para diversas superficies y se determina aquella de rotura crítica. El coeficiente de seguridad debe dar entre 1,2 y 1,3 (MACCAFERRI, 2001).

La superficie de rotura es normalmente un espiral logarítmica, pudiendo por simplificación ser admitida circular y calculada por el método de las fajas (Fellenius), bishop, etc. Otro método simplificado aproxima la superficie de rotura a una recta y el esquema de fuerzas se muestra en la figura N° 17 (MACCAFERRI, 2001).

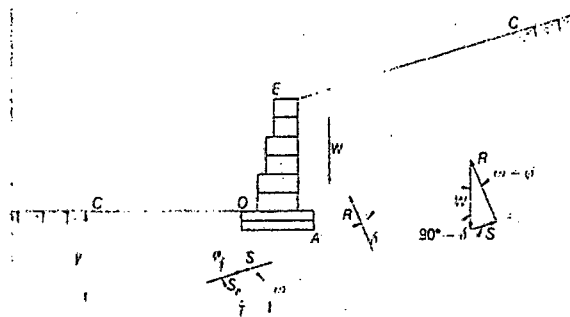


Figura 17. Esquema para la verificación de la rotura global

Fuente: MACCAFERRI, 2001.

A.4.6. Estructuras particulares. Como ya se vio son 3 los tipos de muros usados en la práctica. Muros con parámetros externos vertical o escalonado,

o bien escalonados a ambos lados. Ahora bien, se puede adoptar otros tipos de muros como (MACCAFERRI, 2001).

- Muros de semigravedad (figura N° 18 a).
- Muros de semigravedad con solera de anclaje (figura N° 18 b).
- Muros esbeltos de parámetros escalonados anclados por colchones reno o bien paneles de malla (figura N° 18 c y 18 d).

El dimensionamiento de estos muros particulares es diferente de la metodología de cálculo mostrado. Como son poco utilizados en la práctica no son considerados oportunos detallarlos, siendo los mismos mostrados en otras publicaciones específicas (MACCAFERRI, 2001).

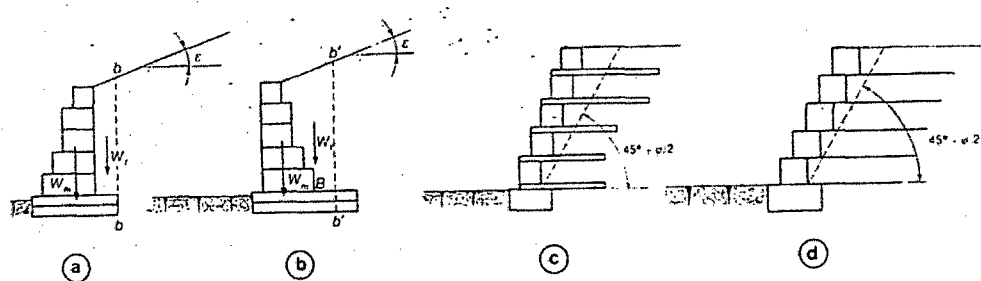


Figura 18. Esquema de estructuras particulares.

Fuente: MACCAFERRI, 2001.

2.2.15. Definición de términos.

Análisis de frecuencias. Es un procedimiento para estimar la frecuencia de ocurrencia o probabilidad de ocurrencia de eventos pasados o futuros. El análisis de frecuencia de datos hidrológicos requiere que los datos sean homogéneos e independientes, además pueden ser llevados a cabo haciendo uso de alguna distribución estadística de probabilidad (Monsalve, 1995).

Hietograma. Gráfico de forma un histograma, que representa la variación de la intensidad expresada en mm/hora de la tormenta, en el transcurso de la misma expresada en minutos u horas. Mediante el Hietograma es muy fácil decir a qué hora la precipitación adquirió su máxima intensidad (Villon, 2002).

Periodo de retorno. Es el periodo de tiempo promedio, en años, en que un determinado evento (en este caso caudal), es igualado o superado por lo menos una vez (Monsalve, 1995).

Escorrentía. Es el agua proveniente de la precipitación, que circula sobre o bajo la superficie terrestre, y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca (Villon, 2002).

Hidrograma unitario. Es el hidrograma de escurrimiento debido a una precipitación con una altura en exceso hpe unitaria, repartida uniformemente en la cuenca, con una intensidad constante durante un periodo específico de tiempo de (Villon, 2002).

Inundaciones dinámicas o rápidas. Se producen en ríos cuyas cuencas presentan fuertes pendientes por efecto de las lluvias intensas. Las crecidas de los ríos son repentinas y de corta duración. Son las que se producen los mayores daños en la población e infraestructura (INDECI Lima, 2011).

Peligro. Es la probabilidad de ocurrencia de un evento (sismos, deslizamientos, inundaciones, huracanes, tsunamis, erupciones volcánicas, potencialmente dañino, caracterizado por una cierta intensidad, dentro de un periodo dado y en una área determinada (INDECI Lima, 2011).

Vulnerabilidad. Grado de resistencia y/o exposición de un elemento o conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro. Puede ser física, Social, Cultural, Económica, Ambiental, otros (INDECI Lima, 2011).

Riesgo. Estimación o evaluación matemática de probables pérdidas de vida, de daños a los bienes materiales, a la propiedad y la economía, para un periodo específico y área conocidos, de un evento específico de emergencia. Se evalúa en función del peligro y la vulnerabilidad (INDECI Lima, 2011).

Gaviones. Los gaviones son cajas en forma de paralelepípedo hecho con malla de alambre de acero de alta resistencia y galvanizado de cocada cuadrada eléctricamente soldadas en todos sus cruces (Campaña, 2003).

CAPITULO III. MATERIALES Y METODOS

3.1 Localización

3.1.1 Ubicación Política. La investigación se realizó a lo largo del tramo de la Quebrada Timaruca en la zona Rural de Huaquillo del distrito y provincia de San Ignacio Región Cajamarca.

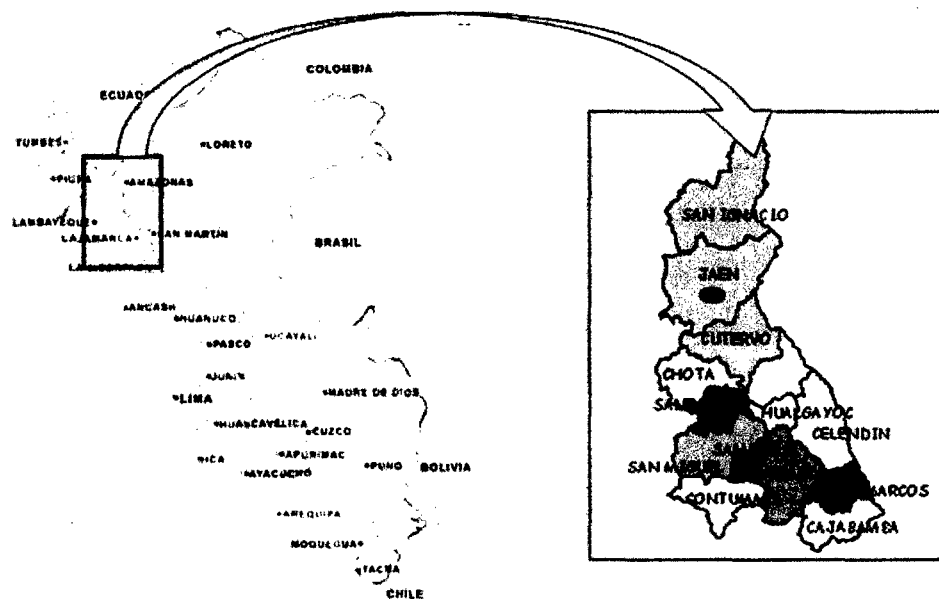


Figura 19. Área de Ubicación del proyecto en estudio.

Fuente: Google

3.1.2 Ubicación Geográfica. El estudio está ubicado en la progresiva Km 0+00 m en la parte baja del Caserío de Huaquillo y culmina en la progresiva 0+515,154 m en el cruce de Huaquillo. Se ha toma como referencia de la ubicación geográfica el centro del Caserío de Huaquillo con coordenadas

UTM 9434644,733N, 728068,890E, desarrollado en el mes de agosto - octubre.

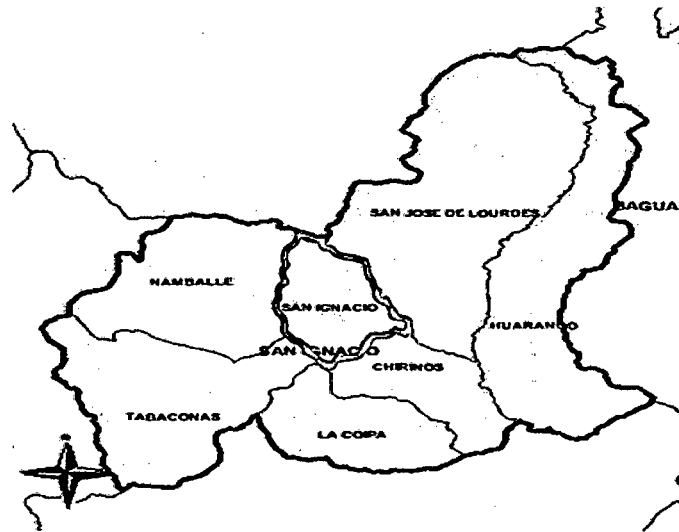


Figura 20. Área de Ubicación del distrito de San Ignacio
Fuente: Google

3.2. Materiales y Equipos

3.2.1. Materiales.

Los materiales y equipos utilizados en la investigación son:

- Datos Hidrológicos de las Estaciones de San Ignacio, La Coipa y Chirinos.
- Encuesta a la población del Caserío, de acuerdo a la muestra obtenida.
- Guía de Observación del Caserío, identificando así las características de las viviendas y su ubicación con respecto a la Quebrada.
- Ficha técnica de las características suelo, del área estudiada.

3.2.2. Equipos.

Los equipos utilizados en el estudio son:

- GPS.

Marca: Garmin Datum WG84

- Teodolito.

Marca: TOPCON, modelo DT 209

Trípode de aluminio marca Kern Swiss, modelo K1 S

- Nivel y Mira Topográfica

Marca: Leica Modelo: NA – 720

02 miras de aluminio

- Wincha
Wincha de 50m marca Stanley, de plástico
Wincha de 5 m marca Stanley, de aluminio
- cámara Fotográfica
Marca: SONY

3.3. Procedimientos.

La cantidad de viviendas del área de estudio se tomó en base a todas las viviendas que se encuentra expuestas a una inundación con una muestra de 20 viviendas. Con respecto a la longitud del río, se tomó la zona rural que abarca 515,154 metros aguas arriba, esta longitud fue tomada a partir del inicio del caserío hasta llegar al cruce de Huaquillo que se encuentra en la carretera Jaén-San Ignacio.

La metodología que se utilizó en el estudio se realizó mediante las modelaciones hidrológicas e Hidráulicas, datos históricos, formulas empíricas y científicas, procesamiento de cálculos estadísticos y las características físicas del área en estudio. El estudio requiere de un trabajo de campo, para verificar el estado en el que se encuentra el inmueble, conteo de viviendas afectadas por las inundaciones.

Se buscó la carta nacional de la cuenca del Río Timaruca; el cual se delimitó las curvas a nivel teniendo en cuenta el punto más bajo; en este caso el inicio del caserío de Huaquillo.

Con respecto a la Información Pluviométrica; se realizó una búsqueda en la página principal del SENAMHI; precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones ubicadas en la cuenca, encontrándose la estación Meteorológica más cerca de la zona en estudio teniendo a la Estación de San Ignacio con Lat.:5°08' "S", Long.: 78°59' "W" y Alt: 740 msnm, de la cual se pudo obtener información desde el año 1988 – 2013 y completando los datos por el método

de los datos faltantes de los meses de Noviembre – Diciembre del año 2008 con las Estaciones ubicadas al sur cerca de Jaén: las Estaciones de Chirinos de Lat.: 05° 18'17" "S", Long.: 78° 54' 53" "W" y Alt.: 1,528 msnm. con datos obtenidos de los años 1991 - 2013; teniendo información disponible de estaciones con parámetro (precipitación máxima en 24 horas (mm)) y la estación La Coipa de Lat.: 05° 27'51.48" "S", Long.: 78° 59' 20.4" "W" y Alt.: 717 msnm de los años 2008 – 2013, de los cuales se completaron los datos faltantes con las Estaciones de San Ignacio y Chirinos.

Usando la estadística, para los años 1991 - 2007 basándose en el criterio de que estas estaciones tienen características topográficas y climatológicas semejantes a la cuenca de la Quebrada Timaruca, según Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje esto es aceptable así como también se cogieron datos directamente de las Estaciones San Ignacio, La coipa y Cochalan.

Nota: Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes.

Se cuenta con 26 años de registro de información pluviométrica de precipitación máxima en 24 horas; lo cual se sustenta esta información con el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje "La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro que permita a partir de esta información histórica la predicción de eventos futuros con el objetivo que los resultados sean confiables"

Contando ya con la información pluviométrica desde el año 1988 – 2013 precipitaciones máximas en 24 horas de cada mes de las Estaciones de San Ignacio, La Coipa y Chirinos; siendo la más Confiable y por su cercanía al área en estudio la estación de San Ignacio, contando a su vez con datos más completos y mayor homogeneidad en sus registros con respecto a las dos estaciones mencionadas ya que muestran valores muy altos que no

corresponden a los que usualmente se presenta en la zona de estudio.

Se procedió a sacar la precipitación máxima de cada año, seguidamente se realizó el análisis estadístico de los datos hidrológicos obtenidos (precipitaciones máximas en 24 horas – máximas de cada año) con las siguientes funciones de distribución de probabilidad teóricas recomendadas por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje:

- a) Distribución Normal
- b) Distribución Log Normal 2 parámetros
- c) Distribución Log Normal 3 parámetros
- g) Distribución Gumbel

Para hallar el caudal de diseño se aplicó el principio de afinidad y Aditividad para precisar más la información.

El procesamiento de la información topográfica se realizó en el software de AUTOCAD Civil 3D- 15, logrando obtener las secciones transversales de la quebrada, cada 20 m. y un ancho de ribera aproximadamente de 12 m. Teniendo estos datos ya procesados, y utilizando el software del HEC-RAS V4.1 se realizó la modelación hidráulica de la quebrada Timaruca del área en estudio, con dicha modelación se obtuvo la profundidad de la quebrada, datos que se han tomado para el cálculo del Nivel de Intensidad, Socavación y el diseño del gavión.

Para el diseño del gavión se utilizó la profundidad de socavación, así como también, el ángulo de fricción interna, cohesión, el peso específico del suelo lo cual se analizó por el análisis de estabilidad del gavión ante una máxima avenida para un TR=200 años. El tratamiento de estos datos se utilizó en el software Microsoft Excel 2010.

3.4. Tratamiento de Datos y análisis de datos y presentación de resultados.

- a. Para la variable peligro de Inundación. Por la cantidad de datos pluviométricos, que se presentó en el estudio, la presentación de resultados fue en tablas y gráficas, en el software de Excel, HEC-RAS el cual permitió obtener: el caudal para un $T_r = 200$ años y la profundidad máxima de socavación para determinar el Nivel de peligro de inundación y diseñar el gavión tipo caja.
- b. Para la variable Vulnerabilidad. Los resultados fueron presentados en gráficos para su análisis y discusión, mediante una encuesta realizada de vulnerabilidad física aplicando los indicadores.
- c. Para el Nivel de riesgo. El análisis del riesgo de inundación se basa en la determinación del peligro y vulnerabilidad, mediante la matriz de riesgo de doble entrada lo cual se presentaron los resultados en una tabla de matriz de riesgos de inundación.
- d. Para el diseño del Gavión tipo Caja. Se determinó la profundidad de la sección más crítica mediante HEC-RAS y su ensayo de suelo realizado INSITU para poder determinar el tipo de suelo, esfuerzo cortante y su densidad humedad lo cual se diseñó el gavión mediante el criterio de estabilidad para un $TR = 200$ años.

CAPITULO IV. ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS

4.1. Análisis y Resultados.

4.1.1. Datos Hidrológicos.

Los datos hidrológicos se realizaron para los periodos de retorno de 200, 100, 50 y 30 años, lo cual se analizó el caudal más crítico el cual corresponde a un $T_r=200$ años el cual sido determinado en base al principio de afinidad y Aditividad.

En la siguiente Tabla N°33 se presenta la relación de las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en las estaciones de San Ignacio, la Coipa y Chirinos, en el cual muestra valores muy altos para las estaciones de chirinos y la coipa que no corresponde a lo que usualmente se presenta en la zona.

Tabla 33. Precipitaciones Máximas en 24 horas

N°	Año	San Ignacio	Chirinos	La Coipa
1	1988	44,80	0,00	0,00
2	1989	26,90	0,00	0,00
3	1990	62,00	0,00	0,00
4	1991	37,00	63,30	0,00
5	1992	34,80	36,00	0,00
6	1993	37,70	73,50	0,00
7	1994	60,40	53,00	0,00
8	1995	63,10	74,60	0,00
9	1996	40,30	45,50	0,00
10	1997	46,70	147,20	0,00
11	1998	51,10	100,10	0,00

12	1999	68,60	86,70	0,00
13	2000	53,30	50,00	0,00
14	2001	70,30	48,00	0,00
15	2002	49,00	59,10	0,00
16	2003	61,10	52,10	0,00
17	2004	64,10	54,30	0,00
18	2005	51,50	118,50	0,00
19	2006	34,70	63,10	0,00
20	2007	38,00	62,10	0,00
21	2008	81,30	53,00	72,70
22	2009	72,00	77,30	58,70
23	2010	90,70	83,50	52,90
24	2011	38,20	62,60	61,10
25	2012	38,60	39,40	59,00
26	2013	55,50	45,00	52,20

Los valores de Y_n , S_n , son valores obtenidos de la Tabla 65. Parámetros Gumbel, mostrados en el Anexo C, el valor de a , u se obtuvieron aplicando la ecuación 9. En el cual se calcula la frecuencia que se dará una máxima avenida, que se tendrá en cuenta para determinar el Nivel de peligro.

Tabla 34. Distribución estadística que más se ajusta a la serie de datos
Análisis de datos con distribución Log-Gumbel Var. Reducida

AÑO	Prec.	Prec. ordenados	$y = (x - u)/a$	Tr
1988	44,80	90,70	3,14	23,71
1989	26,90	81,30	2,50	12,65
1990	62,00	72,00	1,86	6,92
1991	37,00	70,30	1,74	6,21
1992	34,80	68,60	1,62	5,58
1993	37,70	64,10	1,31	4,24
1994	60,40	63,10	1,24	3,99
1995	63,10	62,00	1,17	3,74

1996	40,30	61,10	1,11	3,55
1997	46,70	60,40	1,06	3,41
1998	51,10	55,50	0,72	2,60
1999	68,60	53,30	0,57	2,31
2000	53,30	51,50	0,45	2,11
2001	70,30	51,10	0,42	2,07
2002	49,00	49,00	0,27	1,88
2003	61,10	46,70	0,11	1,70
2004	64,10	44,80	-0,02	1,57
2005	51,50	40,30	-0,33	1,33
2006	34,70	38,60	-0,44	1,27
2007	38,00	38,20	-0,47	1,25
2008	81,30	38,00	-0,48	1,25
2009	72,00	37,70	-0,50	1,24
2010	90,70	37,00	-0,55	1,21
2011	38,20	34,80	-0,70	1,15
2012	38,60	34,70	-0,71	1,15
2013	55,50	26,90	-1,25	1,03

MEDIA	52,76	0,5320
DES. ESTA	15,92	1,0961

Número de elementos	26
Yn=	0,532
Sn=	1,0961
a=	14,52
u=	45,03

La tabla 35. Se determinó en relación con la distribución Log Gumbel, aplicando las ecuación 10. El valor de x se determina con la ecuación 9. Donde estos valores son representados como precipitaciones máximas en 24 horas para cada periodo de retorno (Tr).

Tabla 35. Precipitaciones máximas en 24 horas para cada tiempo de retorno

Tr	Pexc. (1/Tr)	Pno exc.	Ln (1-1/Tr)	e (-y)	y=-(LN(e(-y)))	x=u+a*y
2	0,500	0,500	-0,693	0,693	0,367	50,354
5	0,200	0,800	-0,223	0,223	1,500	66,816
10	0,100	0,900	-0,105	0,105	2,250	77,716
20	0,050	0,950	-0,051	0,051	2,970	88,171
30	0,033	0,967	-0,034	0,034	3,384	94,185
50	0,020	0,980	-0,020	0,020	3,902	101,703
100	0,010	0,990	-0,010	0,010	4,600	111,844
200	0,005	0,995	-0,005	0,005	5,296	121,948

La tabla 36. Se determinó con las precipitaciones máximas para cada tiempo de retorno, lo cual se aplicó un coeficiente de seguridad para la construcción de gaviones ya que en la realidad hay que darle a la estructura una estabilidad ante un peligro inesperado.

Tabla 36. Precipitaciones máximas en 24 horas para cada tiempo de retorno

Precipitación Máxima			
Periodo de Retorno Gumbel	Pmax. San Ignacio	Factor de seguridad	Pmax. San Ignacio
200	121,95	1,4	170,73
100	111,84	1,4	156,58
50	101,70	1,4	142,38
30	94,18	1,4	131,86
20	88,17	1,4	123,44
10	77,72	1,4	108,80
5	66,82	1,4	93,54
2	50,35	1,4	70,50

Las precipitaciones Máximas en 24 horas, para cada tiempo de retorno (Tr), fueron analizadas usando como valor índice la lluvia de 60 minutos de

duración y 10 años de Periodo de Retorno, usando la ecuación 16. Usando como factor P_{60}^{10} igual a 26,90.

Tabla 37. Lluvias máximas (mm) para 60 min. Estación San Ignacio

T años	Pmax 24 horas	Duración en minutos					
		5	10	15	20	30	60
200	170,7	13,5	20,2	24,7	28,2	33,6	44,1
100	156,6	12,3	18,4	22,5	25,7	30,6	40,2
50	142,4	11,1	16,6	20,3	23,2	27,6	36,2
30	131,9	10,2	15,3	18,7	21,3	25,4	33,3
20	123,4	9,5	14,2	17,4	19,9	23,6	31,0
10	108,8	8,3	12,4	15,2	17,3	20,6	26,9
5	93,5	7,1	10,6	13,0	14,8	17,6	23,2
2	70,5	5,5	8,3	10,1	11,5	13,7	18,0

Usando la ecuación 14, y la Tabla 37. Nos permite calcular las intensidades en una duración de 60 minutos, valores que serán tomados para poder obtener los factores de K, m, n que nos permitirá obtener las curvas IDF.

Tabla 38. Intensidades máximas (mm/hora).- San Ignacio

T años	Pmax 24 horas	Duración en minutos					
		5	10	15	20	30	60
200	170,7	162,2	121,4	99,0	84,7	67,2	44,1
100	156,6	147,8	110,6	90,1	77,1	61,2	40,2
50	142,4	133,3	99,8	81,3	69,6	55,2	36,2
30	131,9	122,7	91,8	74,8	64,0	50,8	33,3
20	123,4	114,2	85,5	69,7	59,6	47,3	31,0
10	108,8	99,7	74,6	60,8	52,0	41,3	26,9
5	93,5	85,3	63,8	52,0	44,5	35,3	23,2
2	70,5	66,1	49,5	40,3	34,5	27,4	18,0

Usando la ecuación 15. Y tomando las variables para obtener la regresión múltiple, donde los valores de "Y" fueron tomados como las intensidades de la Tabla 38. Para todos los tiempos de retorno, y el valor de "X2" los valores de los tiempos de lluvias en minutos. Con estos valores se calculó los factores de K, m, n.

Tabla 39. Resultado del Análisis de Regresión

Constante	2,1217	Log K= 2,1217	K= 132,36
Err. estándar de est.Y	0,0836		m= 0,196
R cuadrada	0,8627		n= 0,473
Núm. de observaciones	48	I=	$132,36 T^{0,196}$
Grado de libertad	45	Dónde:	$t^{0,473}$
Coefficiente(s) X	0,1958 -0,4728	T= años	
Error estándar de coef.	0,0193 0,0352	t= minutos	

Intensidades máximas (mm/h).- Estación San Ignacio

$$I = K T^m$$

$$t^n$$

$$K = 132,36$$

$$m = 0,196$$

$$n = 0,473$$

Usando la ecuación 14. se determinó las intensidades para 120 minutos para los diferentes tiempos de retorno, como se muestra en la Tabla 40.

Tabla 40. Intensidades Máximas en (mm/hr), para 120 min

Duración (t) (minutos)	Periodo de Retorno (T) en años							
	2	5	10	20	30	50	100	200
5	70,83	84,75	97,06	111,17	120,35	133,01	152,34	174,48
10	51,04	61,06	69,94	80,10	86,72	95,84	109,77	125,72
20	36,78	44,00	50,40	57,72	62,49	69,06	79,10	90,59
30	30,36	36,33	41,60	47,65	51,59	57,01	65,30	74,79

40	26,50	31,71	36,31	41,59	45,03	49,76	56,99	65,28
50	23,85	28,53	32,68	37,43	40,52	44,78	51,29	58,74
60	21,88	26,17	29,98	34,34	37,17	41,08	47,05	53,89
70	20,34	24,33	27,87	31,92	34,56	38,19	43,74	50,10
80	19,09	22,85	26,17	29,97	32,44	35,86	41,07	47,04
90	18,06	21,61	24,75	28,35	30,69	33,91	38,84	44,49
100	17,18	20,56	23,55	26,97	29,20	32,27	36,96	42,33
110	16,43	19,65	22,51	25,78	27,91	30,84	35,33	40,46
120	15,76	18,86	21,60	24,74	26,78	29,60	33,90	38,83

Los valores de la Tabla representan las intensidades de diseño, las cuales se utilizaron para determinar las curvas IDF, para los tiempos de retorno de 200, 100, 50 y 30 años.

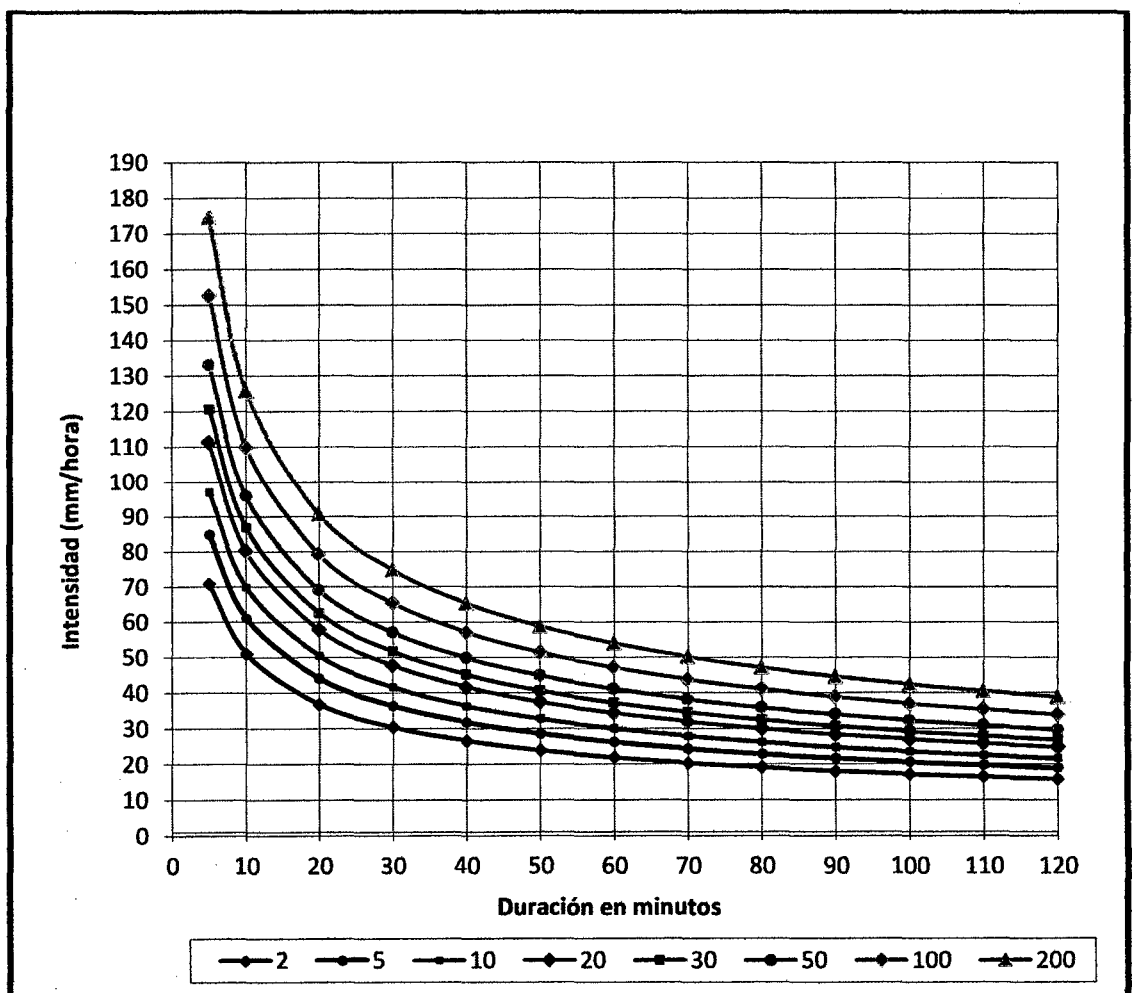


Figura N° 21: Curva Intensidad – Duración -Frecuencia Estación San Ignacio.

Determinación de la tormenta de diseño. La tormenta de diseño, se calcularon utilizando la ecuación 14. para un día de lluvia como se muestra en la Tabla 41. Las tormentas de diseño para los tiempos de retorno de 100, 50, 30 años se mostraron en el ANEXO C.

Tabla 41. Tormenta de diseño para un tiempo de retorno de 200 años

Tiempo (min)	Intensidad (mm/hr)	Preci. acumulada (mm)	Prof. Incremental	Prof. Ordenada	Tiempo (mim)		Precipitación
					de	a	
60	53,890	53,890	53,890	53,890	-	60	6,830
120	38,830	77,660	23,770	23,770	60	120	6,990
180	32,060	96,180	18,520	18,520	120	180	7,280
240	27,980	111,920	15,740	15,740	180	240	7,780
300	25,180	125,900	13,980	13,980	240	300	8,190
360	23,100	138,600	12,700	12,700	300	360	8,940
420	21,480	150,360	11,760	11,760	360	420	9,770
480	20,160	161,280	10,920	10,920	420	480	10,920
540	19,070	171,630	10,350	10,350	480	540	12,700
600	18,140	181,400	9,770	9,770	540	600	15,740
660	17,340	190,740	9,340	9,340	600	660	23,770
720	16,640	199,680	8,940	8,940	660	720	53,890
780	16,030	208,390	8,710	8,710	720	780	18,520
840	15,470	216,580	8,190	8,190	780	840	13,980
900	14,980	224,700	8,120	8,120	840	900	11,760
960	14,530	232,480	7,780	7,780	900	960	10,350
1020	14,120	240,040	7,560	7,560	960	1020	9,340
1080	13,740	247,320	7,280	7,280	1020	1080	8,710
1140	13,390	254,410	7,090	7,090	1080	1140	8,120
1200	13,070	261,400	6,990	6,990	1140	1200	7,560
1260	12,770	268,170	6,770	6,770	1200	1260	7,090
1320	12,500	275,000	6,830	6,830	1260	1320	6,770
1380	12,240	281,520	6,520	6,520	1320	1380	6,520
1440	11,990	287,760	6,240	6,240	1380	1440	6,240

Determinación de la Precipitación efectiva. Se determina en base a la tormenta de diseño, y a las características de la cuenca de la quebrada Timaruca.

Datos de la cuenca

Área de cuenca	49,31 km ²
a) Tierras cultivadas, sin tratamiento de conservación	11%
b) Tierras cultivadas, con tratamiento de conservación	7%
c) Pastizales en condiciones pobres	15%
d) Pastizales en condiciones optimas	6%
Vegas de ríos en condiciones	
e) optimas	10%
Bosques con troncos delgados, cubierta pobre, sin	
f) hierbas	15%
g) Bosques con cubierta buena	36%

La determinación de los datos de cuenca, se mostraran en el Anexo B.

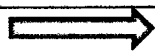
Grupos	B	49%
Hidrológicos	C	51%

Los grupos hidrológicos se determinaron en base a las características de la cuenca, para el grupo hidrológico B, se consideró tierras y pastizales, mientras que para el grupo C, vegas y bosques. El valor CNp, ha sido determinado por la suma de los productos de ambos grupos hidrológicos y el valor de "S" se determinó en base en la ecuación 22.

Tabla 42. Determinación del número a dimensional de curva CNp

Uso de suelo	Grupo hidrológico de suelo					
	0.45 * B			0.55 * C		
	%	CN	Prod.	%	CN	Prod.
a)	5,0925	81	4,124925	5,355	88	4,7124
b)	3,395	71	2,41045	3,57	78	2,7846
c)	7,275	79	5,74725	7,65	86	6,579
d)	2,91	61	1,7751	3,06	74	2,2644

e)	4,85	58	2,813	5,1	71	3,621
f)	7,275	66	4,8015	7,65	77	5,8905
g)	17,46	55	9,603	18,36	70	12,852
			$\Sigma = 27,1503$		$\Sigma = 33,99$	



CN, ponderado = 24.56 + 36.05 = 61,14 = CN (II)

Cálculo del valor de "CN (III)"

$$CN(III) = \frac{23 * 61,14}{10 + 0,13 * 61,14} = 78,35$$

Cálculo del valor de "S"

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \Rightarrow S = \frac{1000}{61,14} - 10 = 6,36 \text{ pulg.} = 161,43 \text{ mm}$$

Calculo de la Precipitación efectiva

$$Pe = \frac{(P - 0,2S)}{P + 0,8S}$$

Las precipitaciones efectivas son aquellas que no se retienen en la superficie, fueron determinadas con base en las Tablas 41, 42, y con la aplicación de la ecuación 20. Se determinó las precipitaciones efectivas.

Tabla 43. Precipitación efectiva (Pe) para un tiempo de retorno de 200 años

Duración (hr)	Preci. Acumul	Pe (mm)	Pe pa.(mm)	P orde.	Pe (cm)	Tiempo (mim)		Precipitación
1	53,89	2,55	2,55	8,19	0,255	de	a	
2	77,66	9,96	7,41	8,16	0,741	-	60	5,290
3	96,18	18,12	8,16	8,05	0,816	60	120	5,496
4	111,92	26,31	8,19	7,85	0,819	120	180	5,722
5	125,90	34,36	8,05	7,66	0,805	180	240	5,810
6	138,60	42,22	7,85	7,41	0,785	240	300	6,084
7	150,36	49,88	7,66	7,41	0,766	300	360	6,361

8	161,28	57,29	7,41	7,26	0,741	360	420	6,665
9	171,63	64,56	7,26	7,04	0,726	420	480	6,890
10	181,40	71,60	7,04	6,89	0,704	480	540	7,262
11	190,74	78,49	6,89	6,73	0,689	540	600	7,414
12	199,68	85,22	6,73	6,66	0,673	600	660	7,853
13	208,39	91,88	6,66	6,39	0,666	660	720	8,163
14	216,58	98,24	6,36	6,36	0,636	720	780	8,189
15	224,70	104,63	6,39	6,20	0,639	780	840	8,055
16	232,48	110,83	6,20	6,08	0,620	840	900	7,665
17	240,04	116,91	6,08	5,92	0,608	900	960	7,405
18	247,32	122,83	5,92	5,81	0,592	960	1020	7,044
19	254,41	128,64	5,81	5,77	0,581	1020	1080	6,725
20	261,40	134,41	5,77	5,72	0,577	1080	1140	6,390
21	268,17	140,04	5,63	5,63	0,563	1140	1200	6,196
22	275,00	145,77	5,72	5,50	0,572	1200	1260	5,915
23	281,52	151,26	5,50	5,29	0,550	1260	1320	5,774
24	287,76	156,55	5,29	2,55	0,529	1320	1380	5,633

Determinación del caudal de diseño. Para el caudal pico se aplicaron las ecuaciones 25, 25a, 25b, 26, 26a, el análisis del caudal de diseño se ha realizado con la aplicación del principio de afinidad y Aditividad de acuerdo a las ecuaciones 27,28.

Datos de entrada

Long cauce	10,55	km.
Cota máx.	1324,00	m
Cota min	750,00	m
Superficie	49,31	km ²
Duración P neta	3,5	horas

T c = 75,0 minutos

T c = 1,25 horas

T c = 3,03 horas

Tiempo de ocurrencia (T_p)	3,56 horas
Tiempo de recesión	6,00 horas
Caudal de la punta (q_p) ...	28,80 $M^3/seg.$
Tiempo Base=	10,00 hr

Datos para dibujar el triángulo

tiempo	Q
0,00	0,00
4,00	28,80
10,00	0,00

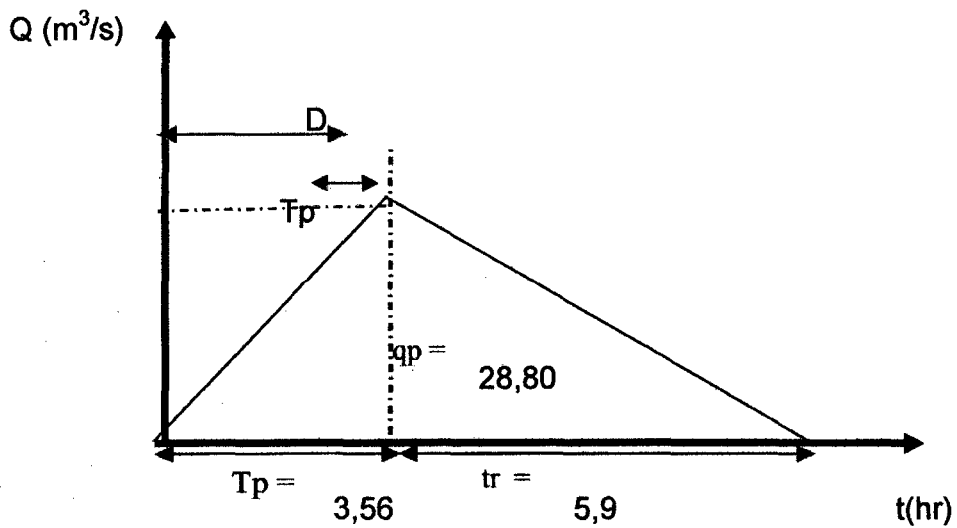


Figura 22. Resultados del cálculo del hidrograma unitario, para 1cm

El caudal máximo para un tiempo de retorno de 200 años en un tiempo base de 10 horas en el hidrograma unitario aplicando el principio de Aditividad es 126,27 m³/seg en un periodo de 9 horas, mostrado en la Tabla 44, siendo este valor el más importante para determinar la socavación y el diseño del gavión tipo caja.

Tabla 44. Caudales de diseño por el principio de Aditividad, para un tiempo de retorno de 200 años

T (horas)	H.U. (m ³ /s/cm)	PRECIPITACIONES EFECTIVAS POR INTERVALOS (cm)																				Q (m ³ /s)				
		0,255	0,741	0,816	0,819	0,805	0,785	0,766	0,741	0,726	0,704	0,689	0,673	0,666	0,636	0,639	0,620	0,608	0,592	0,581	0,577		0,563	0,572	0,550	0,529
0	0,00	0,0																								0,00
1,000	8,00	2,0	0																							2,04
2,000	17,00	4,3	5,92	0,00																						10,26
3,000	25,00	6,4	12,59	6,53	0,00																					25,49
3,560	28,80	7,3	18,51	13,88	6,55	0,00																				46,29
4,000	26,00	6,6	21,33	20,41	13,92	6,44	0,00																			68,73
5,000	22,00	5,6	19,25	23,51	20,47	13,69	6,28	0,00																		88,82
6,000	17,00	4,3	16,29	21,22	23,58	20,14	13,35	6,13	0,00																	105,05
7,000	12,00	3,1	12,59	17,96	21,29	23,20	19,63	13,03	5,93	0,00																116,69
8,000	7,00	1,8	8,89	13,88	18,01	20,94	22,62	19,16	12,60	5,81	0,00															123,70
9,000	<u>2,50</u>	<u>0,64</u>	<u>5,18</u>	<u>9,90</u>	<u>13,92</u>	<u>17,72</u>	<u>20,42</u>	<u>22,07</u>	<u>18,54</u>	<u>12,35</u>	<u>5,64</u>	<u>0,00</u>														<u>126,27</u>
9,460	0,00	0,0	1,85	5,71	9,83	13,69	17,28	19,93	21,35	18,16	11,98	5,51	0,00													125,29
10,000		0,00	2,04	5,73	9,67	13,35	16,86	19,28	20,92	17,61	11,71	5,38	0,00													122,55

Fuente: Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje

El caudal máximo para un tiempo de retorno de 100 años en un tiempo base de 10 horas en el hidrograma unitario aplicando el principio de Aditividad es 100,14 m³/seg en un periodo de 9,460 horas, mostrado en la Tabla 45.

Tabla 45. Caudales de diseño por el principio de Aditividad, para un tiempo de retorno de 100 años

T (horas)	H.U. (m ³ /s/cm)	PRECIPITACIONES EFECTIVAS POR INTERVALOS (cm)																								Q (m ³ /s)
		0,124	0,517	0,613	0,634	0,633	0,627	0,614	0,601	0,592	0,577	0,565	0,555	0,544	0,536	0,528	0,507	0,517	0,497	0,480	0,483	0,476	0,473	0,456	0,461	
0	0,00	0,00																								0,00
1,000	8,00	2,04	0,00																							2,04
2,000	17,00	2,10	4,13	0,00																						6,24
3,000	25,00	3,09	8,78	4,90	0,00																					16,78
3,560	28,80	3,56	12,92	10,42	5,07	0,00																				31,97
4,000	26,00	3,22	14,88	15,33	10,78	5,06	0,00																			49,26
5,000	22,00	2,72	13,43	17,66	15,85	10,76	5,02	0,00																		65,43
6,000	17,00	2,10	11,37	15,94	18,26	15,82	10,67	4,91	0,00																	79,06
7,000	12,00	1,48	8,78	13,49	16,48	18,22	15,69	10,43	4,81	0,00																89,39
8,000	7,00	0,87	6,20	10,42	13,95	16,45	18,07	15,34	10,22	4,73	0,00															96,25
9,000	2,50	0,31	3,62	7,36	10,78	13,92	16,31	17,68	15,02	10,06	4,62	0,00														99,67
9,460	0,00	0,00	1,29	4,29	7,61	10,76	13,80	16,96	17,31	14,80	9,81	4,52	0,00													100,14
10,000			0,00	1,53	4,44	7,59	10,67	13,50	15,62	17,05	14,43	9,60	4,44	0,00												98,87

Fuente: Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje

El caudal máximo para un tiempo de retorno de 50 años en un tiempo base de 10 horas en el hidrograma unitario aplicando el principio de Aditividad es 78,89 m³/seg en un periodo de 9,460 horas, mostrado en la Tabla 46.

Tabla 46. Caudales de diseño por el principio de Aditividad, para un tiempo de retorno de 50 años

T (horas)	H.U. (m ³ /s/cm)	PRECIPITACIONES EFECTIVAS POR INTERVALOS (cm)																							Q (m ³ /s)	
		0,045	0,339	0,447	0,480	0,489	0,492	0,486	0,482	0,476	0,465	0,459	0,455	0,446	0,439	0,430	0,417	0,422	0,422	0,399	0,408	0,392	0,394	0,383		0,373
0	0,00	0,00																								0,00
1,000	8,00	2,04	0,00																							2,04
2,000	17,00	0,77	2,71	0,00																						3,49
3,000	25,00	1,14	5,77	3,58	0,00																					10,48
3,560	28,80	1,31	8,48	7,60	3,84	0,00																				21,23
4,000	26,00	1,18	9,77	11,18	8,16	3,91	0,00																			34,20
5,000	22,00	1,00	8,82	12,88	12,00	8,32	3,94	0,00																		46,94
6,000	17,00	0,77	7,46	11,62	13,82	12,23	8,37	3,89	0,00																	58,17
7,000	12,00	0,55	5,77	9,84	12,48	14,09	12,31	8,27	3,86	0,00																67,14
8,000	7,00	0,32	4,07	7,60	10,56	12,72	14,18	12,16	8,19	3,81	0,00															73,60
9,000	2,50	0,11	2,37	5,36	8,16	10,76	12,80	14,01	12,05	8,09	3,72	0,00														77,44
9,460	0,00	0,00	0,85	3,13	5,76	8,32	10,83	12,65	13,88	11,90	7,91	3,67	0,00													78,89
10,000		0,00	1,12	3,36	5,87	8,37	10,70	12,53	13,71	11,63	7,81	3,64	0,00													78,73

Fuente: Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje

El caudal máximo para un tiempo de retorno de 30 años en un tiempo base de 10 horas en el hidrograma unitario aplicando el principio de Aditividad es 65,84 m³/seg en un periodo de 10 horas, mostrado en la Tabla 47.

Tabla 47. Caudales de diseño por el principio de Aditividad, para un tiempo de retorno de 30 años

T (horas)	H.U. (m ³ /s/cm)	PRECIPITACIONES EFECTIVAS POR INTERVALOS (cm)														Q (m ³ /s)											
		0,014	0,233	0,345	0,385	0,401	0,404	0,406	0,407	0,397	0,395	0,392	0,388	0,378	0,376		0,374	0,367	0,365	0,357	0,352	0,350	0,337	0,343	0,335	0,329	
0	0,00	0,00																									0,00
1,000	8,00	2,04	0,00																								2,04
2,000	17,00	0,24	1,87	0,00																							2,11
3,000	25,00	0,36	3,97	2,76	0,00																						7,09
3,560	28,80	0,41	5,83	5,87	3,08	0,00																					15,19
4,000	26,00	0,37	6,72	8,63	6,54	3,21	0,00																				25,47
5,000	22,00	0,32	6,07	9,94	9,62	6,81	3,23	0,00																			35,99
6,000	17,00	0,24	5,13	8,98	11,08	10,02	6,87	3,25	0,00																		45,57
7,000	12,00	0,17	3,97	7,59	10,00	11,54	10,11	6,90	3,25	0,00																	53,54
8,000	7,00	0,10	2,80	5,87	8,46	10,42	11,64	10,15	6,91	3,18	0,00																59,54
9,000	2,50	0,04	1,63	4,14	6,54	8,82	10,51	11,69	10,17	6,76	3,16	0,00															63,46
9,460	0,00	0,00	0,58	2,42	4,62	6,81	8,89	10,56	11,71	9,93	6,72	3,14	0,00														65,39
10,000		0,00	0,86	2,69	4,81	6,87	8,93	10,57	11,44	9,89	6,66	3,10	0,00														65,84

Fuente: Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje

4.1.2. Estimación de la socavación

Para la estimación de la socavación se tuvo en cuenta el caudal, ancho efectivo de la superficie, tirante antes de la erosión, velocidad media de la sección, pendiente, Diámetro medio, pendiente, peso específico de la muestra agua sedimento, inclinación de los muros y otros datos tal y como se explicó en el proceso metodológico, tanto para la socavación general y local pues la suma de ambos es la socavación total.

Para la socavación general se remplazan dato en la ecuación 32.

Tipo de Cauce: 1

Cauce: Suelo no Cohesivo Suelo Cohesivo

Tipo: 1 2

Qd = caudal de diseño	126,27	m ³ /seg
Be= ancho efectivo de la superficie de agua	10,00	m
L= separación entre pilares	15,00	m
Ho = tirante antes de la erosión	2,58	m
Vm= velocidad media en la sección	4,70	m/seg
μ = Coeficiente de contracción (toma en cuenta las contracciones laterales al flujo producidos en las caras de todos los obstáculos existentes dentro del flujo)	0,879	
γ_m = peso específico del suelo del cauce	1,95	Tn/m ³
dm = diámetro medio (tamaño de tamiz que deja pasar el 50% del suelo en peso)	3,50	mm
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño	200,00	años
β = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño	1,02	
A = área de la sección hidráulica	26,87	m ²
Hm= profundidad media de la sección	2,687	m
α =	2,768	

PARA SUELOS COHESIVOS $H_s = [(5780 a H_o^{5/3}) / (b g d^{1,18})] = 6,90 \text{ m}$

PARA SUELOS GRANULARES (NO COHESIVOS)

Si $0,05 \text{ mm} < d_m < 2,6 \text{ mm}$ $H_s = [(\alpha H_o^{5/3}) / (4,7 \beta d_m^{0,28})]^{((d_m^{0,030}) / (0,322 + d_m^{0,030}))} = 6,64 \text{ m}$

Si $2,6 \text{ mm} < d_m < 182 \text{ mm}$ $H_s = [(\alpha H_o^{5/3}) / (4,7 \beta d_m^{0,28})]^{((d_m^{0,092}) / (0,223 + d_m^{0,092}))} = 6,70 \text{ m}$

Si $182 \text{ mm} < d_m < 1000 \text{ mm}$ $H_s = [(\alpha H_o^{5/3}) / (4,7 \beta d_m^{0,28})]^{((d_m^{0,187}) / (0,191 + d_m^{0,187}))} = 5,40 \text{ m}$

Entonces, $H_s =$ profundidad de socavación (m)

$$H_s = 6,70 \text{ m}$$

$d_s =$ profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$d_s = H_s - H_o = 4,12 \text{ m}$$

Asumimos $d_s = 4,90 \text{ m}$

Para la socavación local reemplazamos datos en la ecuación 35, Muro margen izquierda aguas abajo progresiva 0+100m

$H_o =$ tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	2,00	m
$Q_d =$ caudal de diseño	126,27	m^3/seg
$Q_1 =$ caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda	15,00	m^3/seg
$Q_1 / Q_d =$	0,12	
$P_q =$ coeficiente que depende de la relación Q_1 / Q_d	2,16	
$\alpha =$ ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	22,00	°
$P_\alpha =$ coeficiente que depende del ángulo α	0,83	
$R =$ talud que tiene el estribo	0,05	
$P_R =$ coeficiente que depende del talud que tiene el estribo	1,02	

Entonces, $St =$ tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en m.

$$St = Pq \cdot P\alpha \cdot PR \cdot Ho = 3,66 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = St - Ho = 1,66 \text{ m}$$

Asumimos $So = 1,70 \text{ m}$

**Para la socavación local reemplazamos datos en la ecuación 35
Muro margen izquierda aguas abajo progresiva 0+120m, 0+180m,
0+200m**

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	1,93 m
Qd = caudal de diseño	126,27 m ³ /seg
Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda	15,00 m ³ /seg
Q1 / Qd =	0,12
Pq = coeficiente que depende de la relación Q1 / Qd	2,16
α = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	22,00 °
Pα = coeficiente que depende del ángulo α	0,83
R = talud que tiene el estribo	0,05
PR = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo	1,02

Entonces, St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

$$St = Pq \cdot P\alpha \cdot PR \cdot Ho = 3,53 \text{ m}$$

ds = Profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = St - Ho = 1,60 \text{ m}$$

Asumimos $So = 1,60 \text{ m}$

Para la socavación local reemplazamos datos en la ecuación 35

Muro margen izquierda aguas arriba progresiva 0+220m, 0+360 m

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	1,69	m
Qd = caudal de diseño	126,27	m ³ /seg
Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda	15,00	m ³ /seg
Q1 / Qd =	0,12	
Pq = coeficiente que depende de la relación Q1 / Qd	2,16	
α = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	22,00	°
Pα = coeficiente que depende del ángulo α	0,83	
R = talud que tiene el estribo	0,05	
PR = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo	1,02	

Entonces, St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

$$St = Pq \cdot P\alpha \cdot PR \cdot Ho = 3,09 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = St - Ho = 1,40 \text{ m}$$

Asumimos So = 1,40 m

Para la socavación local reemplazamos datos en la ecuación 35

Muro margen izquierda aguas abajo progresiva 0+380m

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	1,45	m
Qd = caudal de diseño	126,27	m ³ /seg
Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda	15,00	m ³ /seg
Q1 / Qd =	0,12	
Pq = coeficiente que depende de la relación Q1 / Qd	2,16	
α = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	22,00	°

P_{α} = coeficiente que depende del ángulo α	0,83
R = talud que tiene el estribo	0,05
P_R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo	1,02

Entonces, St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

$$St = P_q * P_{\alpha} * P_R * H_o = 2,65 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = St - H_o = 1,20 \text{ m}$$

Asumimos $So = 1,20 \text{ m}$

Para la socavación local reemplazamos datos en la ecuación 35

Muro margen derecha aguas arriba progresiva 0+380m

H_o = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

1,45 m

Q_d = caudal de diseño

126,27 m^3/seg

Q_1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda

15,00 m^3/seg

$Q_1 / Q_d =$

0,12

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1 / Q_d

2,16

α = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente

22,00 °

P_{α} = coeficiente que depende del ángulo α

0,83

R = talud que tiene el estribo

0,05

P_R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo

1,02

Entonces, St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

$$St = P_q * P_{\alpha} * P_R * H_o = 2,65 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = St - Ho = 1,20 \text{ m}$$

Asumimos $So = 1,20 \text{ m}$

Para la socavación local reemplazamos datos en la ecuación 35

Muro margen izquierda aguas arriba progresiva 0+460m

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	1,02	m
Qd = caudal de diseño	126,27	m ³ /seg
Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda	15,00	m ³ /seg
Q1 / Qd =	0,12	
Pq = coeficiente que depende de la relación Q1 / Qd	2,16	
α = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	22,00	°
P α = coeficiente que depende del ángulo α	0,83	
R = talud que tiene el estribo	0,05	
P _R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo	1,02	

Entonces, St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

$$St = Pq \cdot P\alpha \cdot PR \cdot Ho = 1,87 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = St - Ho = 0,85 \text{ m}$$

Asumimos $So = 1,00 \text{ m}$

Para la socavación local reemplazamos datos en la ecuación 35

Muro margen izquierda aguas arriba progresiva 0+480m

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	1,86	m
---	------	---

Qd = caudal de diseño	126,27	m ³ /seg
Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda	15,00	m ³ /seg
Q1 / Qd =	0,12	
Pq = coeficiente que depende de la relación Q1 / Qd	2,16	
α = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	22,00 °	
Pα = coeficiente que depende del ángulo α	0,83	
R = talud que tiene el estribo	0,05	
P _R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo	1,02	

Entonces, St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

$$St = Pq \cdot P\alpha \cdot PR \cdot Ho = 3,40 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = St - Ho = 1,54 \text{ m}$$

Asumimos So = 1,55 m

Para la socavación local reemplazamos datos en la ecuación 35

Muro margen izquierda aguas arriba progresiva 0+500m

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	1,71	m
Qd = caudal de diseño	126,27	m ³ /seg
Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda	15,00	m ³ /seg
Q1 / Qd =	0,12	
Pq = coeficiente que depende de la relación Q1 / Qd	2,16	
α = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	22,00 °	
Pα = coeficiente que depende del ángulo α	0,83	
R = talud que tiene el estribo	0,05	
P _R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo	1,02	

Entonces, St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

$$St = Pq \cdot P\alpha \cdot PR \cdot Ho = 3,13 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = St - Ho = 1,42 \text{ m}$$

Asimismo $So = 1,40 \text{ m}$

Para la socavación local reemplazamos datos en la ecuación 35

Muro margen izquierda aguas arriba progresiva 0+515.154m

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

1,25 m

Qd = caudal de diseño

126,27 m³/seg

$Q1$ = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda

15,00 m³/seg

$Q1 / Qd =$

0,12

Pq = coeficiente que depende de la relación $Q1 / Qd$

2,16

α = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente

22,00 °

$P\alpha$ = coeficiente que depende del ángulo α

0,83

R = talud que tiene el estribo

0,05

PR = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo

1,02

Entonces, St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

$$St = Pq \cdot P\alpha \cdot PR \cdot Ho = 2,29 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = St - Ho = 1,04 \text{ m}$$

Asumimos $So = 1,00 \text{ m}$

NOTA: Los datos utilizados para dicho cálculo tal como tirante, velocidad, área de la sección hidráulica, ancho efectivo, han sido obtenidos mediante un modelamiento hidráulico con el programa Hec Ras, el cual se presenta en anexos.

En la Tabla 48 se muestran la socavación para las secciones más críticas, para un TR= 200 años, el cual nos permitirá poder diseñar los gaviones como medida de mitigación para contrarrestar las inundaciones que se dan en máximas avenidas.

Tabla 48. Resumen de los Resultados relacionados con la Socavación

Resultados	Socavación para Tr = 200 años (Hs)		
	Socavación	Kilometraje (m)	Margen
Socavación de los gaviones tipo caja en la quebrada Timaruca;	Hs Local= 1,70 m Hs General=4,00 m Hs Total = 5,70 m	0+100	Izquierda
	Hs Local= 1,60 m Hs General=4,00 m Hs Total = 5,60 m	0+120,0+180,0 +200	Izquierda
zona rural de Huaquillo,	Hs Local= 1,40 m Hs General=4,00 m Hs Total = 5,40 m	0+220,0+360	Izquierda
	Hs Local= 1,20 m Hs General=4,00 m Hs Total = 5,20m	0+380	Izquierda
para un tiempo de retorno según la vida útil	Hs Local= 1,20m Hs General=4,00 m Hs Total = 5,200 m	0+380	Derecha
	Hs Local= 1,00m Hs General=4,00 m Hs Total = 5,00 m	0+460	Izquierda
	Hs Local= 1,50m Hs General=4,00 m Hs Total = 5,50 m	0+480	Izquierda
	Hs Local= 1,40 m Hs General=4,00 m Hs Total = 5,40 m	0+500	izquierda
	Hs Local= 1,00 m Hs General=4,00 m Hs Total = 5,00 m	0+515.154	izquierda

4.1.3. Determinación del peligro de inundación.

El tirante máximo obtenido en el software HEC –RAS V.4.1, para un TR= 200 años fue de 2,58 m; que corresponde a la progresiva 0+120 m. Como se muestra en la figura 46, además conociendo que la quebrada Timaruca está caracterizada por una inundación estática, de las tablas 12, 13, se determinó el nivel de intensidad.

Tabla 49. Determinación del Nivel de Intensidad

Descripción del cauce	Rango	Rango estimado	Nivel
Profundidad de río	$1,50 < H$	2,58 m	Muy alto
Tipo de inundación fluvial	Estática		
Nivel de Intensidad		$1,50 < 2,58 \text{ m}$	Muy alto

Después de haber procesado el análisis estadístico de los datos pluviométricos y obteniendo la distribución Log Gumbel que más se ajusta a los datos, de la tabla 34, y tomando la máxima probabilidad de ocurrencia en función del periodo de retorno (T) de dicha distribución, de las Tabla 14, 15. se determinó la frecuencia de inundación mostrada en la tabla 50.

La frecuencia con la que se puede dar una inundación está en relación del tiempo, lo cual está en función del tiempo de retorno.

Tabla 50. Determinación de la frecuencia de ocurrencia.

Descripción del cauce	Rango	Rango estimado	Nivel
Tiempo de retorno	$15 < T \leq 50 \text{ años}$	23,71 años	Medio
Frecuencia de ocurrencia.		24 años	Medio

El nivel del peligro de Inundación se determinó en función de su intensidad y frecuencia de ocurrencia, en el cual se aplicó los resultados obtenidos en las tablas 49, 50, en la matriz de doble entrada, lo cual serán tomados los rango máximos en cada nivel, criterio del tesista de la tabla. Se determinó el peligro de inundación, en la tabla 16. lo cual nos indicó que el peligro está entre Alto

y Muy Alto, de modo que se determinó que el peligro tendrá el máximo valor como se muestra en la tabla 51.

Tabla 51. Determinación del peligro de inundación

Descripción del evento	Rango	Rango estimado	Nivel
Nivel de intensidad	$0,75 < NI \leq 1,00$	1,00	Muy alto
Frecuencia de ocurrencia	$0,25 < F \leq 0,50$	0,50	Medio
Nivel de peligro de inundación	0,50-1,00	0,75	Alto

4.1.4. Determinación del grado de vulnerabilidad.

a. Vulnerabilidad Física

a.1. Localización de viviendas. Se observó que existe viviendas que no están ubicadas en zonas adecuadas, lo cual se aprecia que ninguna vivienda supera el grado de Vulnerabilidad Media, mostrado en la tabla 19 ,figura 23. y Anexo B.

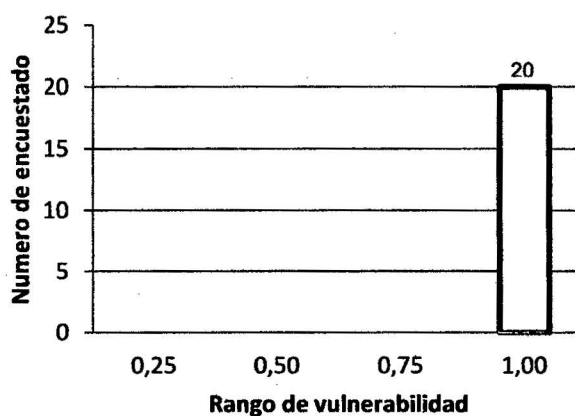


Figura 23. Grado de vulnerabilidad por localización de viviendas

a.2. Materiales de construcciones utilizadas en viviendas. El material de construcción más utilizado en el caserío de Huaquillo son de estructuras de adobe cañas y otros de menor resistencia, en estado precario lo cual indica una deficiencia en mano de obra, tabla 20, figura 24 y Anexo B.

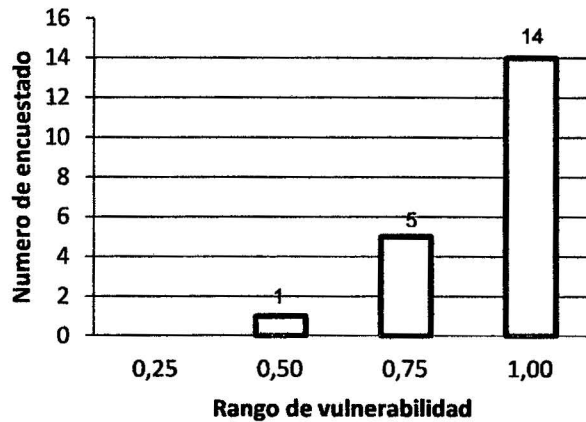


Figura 24. Grado de vulnerabilidad por material de construcción utilizadas en viviendas.

a.3. Características geológicas, calidad y tipo de suelo. La clasificación de suelos en la zona de estudio resultó ser arena. Presenta una capacidad portante entre 0,40 – 0,70 kg/cm², de la tabla 21. Se constató que el grado de vulnerabilidad fue alto, como se muestra en la tabla 52.

Tabla 52. Rango de vulnerabilidad geológica, calidad y tipo de suelo.

	Rango	Grado De Vulnerabilidad
Zonas medianamente fracturadas, suelos con baja capacidad portante.	$V \leq 0,75$	Alta

a.4. Cumplimiento de la normativa técnica vigente de los procedimientos constructivos. La construcción de las viviendas del caserío no fueron construidas con normativas vigentes en su año desconociendo e incumpliendo la normativa, lo cual representa un peligro para los pobladores de la zona que no tienen conocimiento del nivel de riesgo, tabla 22, figura 25 y Anexo B.

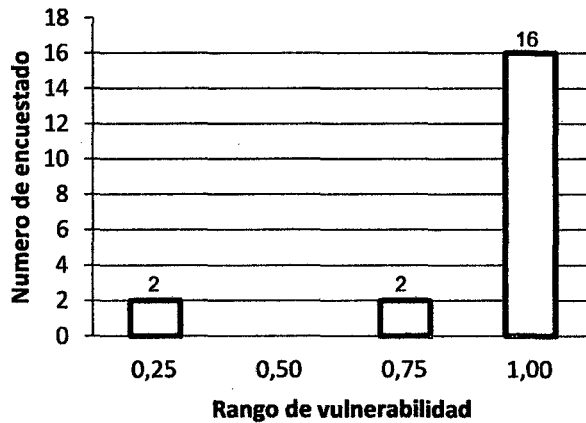


Figura 25. Grado de vulnerabilidad por desconocimiento e incumplimiento de la normativa vigente

b. **Vulnerabilidad Total.** La zona en estudio, presento un grado de vulnerabilidad Muy alto, con la ecuación 38 y la tabla 26. Este valor se consideró en comparación la característica física, lo cual se determinó un solo grado de vulnerabilidad, Figura 26.

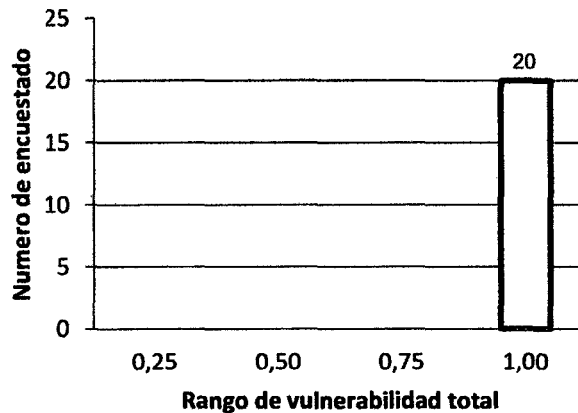


Figura 26. Grado de vulnerabilidad total

4.1.5. Determinación del nivel de riesgo de inundación.

El nivel de peligro de inundación y el grado de vulnerabilidad total se estimó el nivel de riesgo de inundación, utilizando ecuación 39, tabla 27 y figura 26. De modo que las medidas de mitigación, prevención y proyección se deberán realizarse en relación con la tabla 53.

Tabla 53. Determinación del nivel de riesgo de inundación

Descripción del evento	Rango	Rango calculado	Nivel
Nivel de peligro de inundación	0,50 – 0,75	0,75	Alto
Grado de vulnerabilidad	0,75 – 1,00	0,88	Muy Alto
Nivel de riesgo de inundación		0,75	Riesgo muy Alto

4.1.6. Diseño de mitigación mediante gaviones tipo caja

Tabla 54. Gavión margen izquierda 0+100, 0+180, 0+200, 0+220, 0+360, 0+480, 0+500 m

Los gaviones a diseñar se tendrá en cuenta sus peligros estructurales e hidráulicos, diseñados con la altura máxima de un gavión de 1 m x 1 m con malla triple galvanizada y reforzada con PVC para condiciones de agresividad química, con porcentajes de vacíos recomendado el 30% y coeficiente de cohesión 0 debido a que este se modifica con el tiempo.

% de vacíos (n)	0,30	30%
Sobrecarga de vehículos (q)	1,5-2,0 Tn/m ²	2,0 Tn/m ²
Ancho de gavión (B) B ≥ H/2	3 m se adopta	4 m
Angulo de inclinación con el terreno (α)	0°	
Angulo del talud sobre el muro con la horizontal (ε)	0°	
Altura de socavación (m)	5,60	6,00
Peso específico de la roca (Tn/m ³)	2,43	
Peso específico del suelo (Tn/m ³)	1,95	
Capacidad portante del suelo (kg/cm ²)	1,05	
Angulo de fricción interna φ	11,75°	
Terraplenes compactados φ	30°	
β=90°+α	90°	
Coefficiente del empuje Activo Ka, según ábaco	0,30	

figura 12

Altura de actuación del empuje (m)	6,00	
Altura de relleno (m)	1,00	
* Empuje Activo (Tn/m)	14,13	
Altura de aplicación del empuje activo (m)	2,25	
Peso específico del gavión (Tn/m ³)	1,70	
Área del muro (m ²)	14,00	
Peso de la sección (Tn/m)	23,81	
Angulo de fricción entre muro y terreno $\delta=0,9\varphi$	27°	
Cohesión (c)	0	
Componente vertical (Tn/m)	4,13	
Componente Horizontal (Tn/m)	13,51	
Factor de seguridad $\geq 1,50$	1,52	ok
*Momento volcador (Tn/m)	30,47	
Distancia del fulcro al punto e aplicación (m)	4,4	
Coordenada en Xg (m)	2,64	
Coordenada en Yg (m)	2,36	
S' (m)	2,64	
Momento resistente (Tn/m)	81,10	
Coefficiente de vuelco $\geq 1,50$	2,66	ok
*Resultante de fuerzas normales a base de muro (Tn/m)	27,95	
Excentricidad (e) m	0,19 < 0,6667	ok
Verificación de esfuerzo cortante (+) (Kg/cm ²)	0,90 < 1,05	ok
Verificación de esfuerzo cortante (-) (Kg/cm ²)	0,50 < 1,05	ok
*Momento actuante (Tn/m)	50,64	
Parte que está trabajando a compresión (m)	4,53	
Esfuerzo máximo (Tn/m ²)	7,71	
Tensión de corte (Tn/m)	13,51	
Esfuerzo admisible (Tn/m ²)	55,05	7,71 < 55
Tensión tangencial (Tn/m ²)	3,4	
Peso de la red metálica (Kg/m ³)	8,6	

φ	32,53 °	
Cg (Tn/m ²)	2,08	
Tensión admisible (Tn/m ²)	6,5	3,4 < 6,5
Gavión a utilizar es 8x10 de 2,70 mm altura estándar a 1,00 m.		

Tabla 55. Gavión margen izquierda y derecha 0+380 m

% de vacíos (n)	0,30	30%
Sobrecarga de vehículos (q)	1,5-2,0 Tn/m ²	2,0 Tn/m ²
Ancho de gavión (B) B ≥ H/2	2,85 m se adopta	4 m
Angulo de inclinación con el terreno (α)	0°	
Angulo del talud sobre el muro con la horizontal	0°	
(ϵ)		
Altura de socavación (m)	5,20	5,70
Peso específico de la roca (Tn/m ³)	2,43	
Peso específico del suelo (Tn/m ³)	1,95	
Capacidad portante del suelo (kg/cm ²)	1,05	
Angulo de fricción interna φ	11,75°	
Terraplenes compactados φ	30°	
$\beta=90^\circ+\alpha$	100°	
Coefficiente del empuje Activo Ka, según ábaco figura 12	0,30	
Altura de actuación del empuje (m)	5,70	
Altura de relleno (m)	1,00	
* Empuje Activo (Tn/m)	12,92	
Altura de aplicación del empuje activo (m)	2,15	
Peso específico del gavión (Tn/m ³)	1,70	
Área del muro (m ²)	13,30	
Peso de la sección (Tn/m)	22,62	
Angulo de fricción entre muro y terreno $\delta=0,9\varphi$	27°	
Cohesión (c)	0	
Componente vertical (Tn/m)	3,78	
Componente Horizontal (Tn/m)	12,36	

Factor de seguridad $\geq 1,50$	1,56	ok
*Momento volcador (Tn/m)	26,59	
Distancia del fulcro al punto e aplicación (m)	4,4	
Coordenada en Xg (m)	2,64	
Coordenada en Yg (m)	2,24	
S' (m)	2,643	
Momento resistente (Tn/m)	76,34	
Coeficiente de vuelco $\geq 1,50$	2,87	ok
*Resultante de fuerzas normales a base de muro (Tn/m)	26,40	
Excentricidad (e) m	0,12 < 0,6667	ok
Verificación de esfuerzo cortante (+) (Kg/cm ²)	0,77 < 1,05	ok
Verificación de esfuerzo cortante (-) (Kg/cm ²)	0,55 < 1,05	ok
*Momento actuante (Tn/m)	49,75	
Parte que está trabajando a compresión (m)	4,7107	
Esfuerzo máximo (Tn/m ²)	7,01	
Tensión de corte (Tn/m)	12,36	
Esfuerzo admisible (Tn/m ²)	55,05	7,01 < 55
Tensión tangencial (Tn/m ²)	3,1	
Peso de la red metálica (Kg/m ³)	8,6	
φ	32,53 °	
Cg (Tn/m ²)	2,08	
Tensión admisible (Tn/m ²)	6,3	3,1 < 6,3
Gavión a utilizar es 8x10 de 2,70 mm altura estándar a 1,00 m.		

Tabla 56. Gavión margen izquierda 0+460, 0+515,154 m

% de vacíos (n)	0,30	30%
Sobrecarga de vehículos (q)	1,5-2,0 Tn/m ²	2,0 Tn/m ²
Ancho de gavión (B) $B \geq H/2$	2,75 m se adopta	4 m
Angulo de inclinación con el terreno (α)	0°	
Angulo del talud sobre el muro con la horizontal (ϵ)	0°	

Altura de socavación (m)	5,00	5,50
Peso específico de la roca (Tn/m ³)	2,43	
Peso específico del suelo (Tn/m ³)	1,95	
Capacidad portante del suelo (kg/cm ²)	1,05	
Angulo de fricción interna φ	11,75°	
Terraplenes compactados φ	30°	
$\beta=90^\circ+\alpha$	100°	
Coeficiente del empuje Activo Ka, según ábaco figura 12	0,30	
Altura de actuación del empuje (m)	5,50	
Altura de relleno (m)	1,00	
* Empuje Activo (Tn/m)	12,15	
Altura de aplicación del empuje activo (m)	2,08	
Peso específico del gavión (Tn/m ³)	1,70	
Área del muro (m ²)	12,80	
Peso de la sección (Tn/m)	21,83	
Angulo de fricción entre muro y terreno $\delta=0,9\varphi$	27°	
Cohesión (c)	0	
Componente vertical (Tn/m)	3,53	
Componente Horizontal (Tn/m)	11,62	
Factor de seguridad $\geq 1,50$	1,57	ok
*Momento volcador (Tn/m)	24,19	
Distancia del fulcro al punto e aplicación (m)	4,4	
Coordenada en Xg (m)	2,64	
Coordenada en Yg (m)	2,16	
S' (m)	2,643	
Momento resistente (Tn/m)	73,20	
Coeficiente de vuelco $\geq 1,50$	3,03	ok
*Resultante de fuerzas normales a base de muro (Tn/m)	25,38	
Excentricidad (e) m	0,07 < 0,6667	ok
Verificación de esfuerzo cortante (+) (Kg/cm ²)	0,70 < 1,05	ok

Verificación de esfuerzo cortante (-) (Kg/cm ²)	0,57 < 1,05	ok
*Momento actuante (Tn/m)	49,01	
Parte que está trabajando a compresión (m)	4,8276	
Esfuerzo máximo (Tn/m ²)	6,57	
Tensión de corte (Tn/m)	11,62	
Esfuerzo admisible (Tn/m ²)	55,05	6,57 < 55
Tensión tangencial (Tn/m ²)	2,9	
Peso de la red metálica (Kg/m ³)	8,6	
φ	32,53 °	
Cg (Tn/m ²)	2,08	
Tensión admisible (Tn/m ²)	6,1	2,9 < 6,1
Gavión a utilizar es 8x10 de 2,70 mm altura estándar a 1,00 m.		

4.2. Discusión

Del análisis y discusión de resultados desarrollados se concluye que para un $T_r = 200$ años su caudal máximo es 126,27 m³/seg, generando así su máxima profundidad de socavación de 2,58 m y determinado el nivel de peligro en el que está expuesto el caserío de Huaquillo es alto debido a las intensas lluvias generadas alrededor de todo el año.

El nivel de vulnerabilidad física en el caserío de Huaquillo es muy alto puesto a que todos sus indicadores son muy deficientes y sobretodo vulnerables ante el peligro.

El nivel de riesgo es muy alto ya que no se cuenta con ninguna medida de seguridad y sobre todo porque las viviendas se encuentran al margen de la ribera, siendo necesario diseñar una defensa ribereña aprovechando los bienes existentes en la zona de estudio con gaviones tipo caja de triple galvanización y con recubrimiento de PVC.

El instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (2005), realizó un estudio; encontrando el tirante máximo de 3,00 m para un caudal máximo de diseño de 718 m³/s con un tiempo de retorno de 200 años en el cual concluyeron que el peligro de inundación es alto y no se determinó las medidas de mitigación. Según los estudios realizados en la investigación el peligro de inundación con estos datos resultantes del Instituto serían muy altos.

La razón es que no calcula la probabilidad de ocurrencia, la cual se determina mediante distribuciones estadísticas, para después evaluarla mediante la matriz de peligro de inundación. En el caso de la presente investigación diverge porque se analizó con el mismo tiempo de retorno, por las diferentes métodos estadísticos lo cual su caudal de diseño es de 126,27 m³/s, el tirante máximo es de 2,58 m. con un con una probabilidad de ocurrencia 23,71 años, analizado mediante la matriz de doble entrada de intensidad y frecuencia lo cual se determinó que el peligro es alto y es necesario una medida de mitigación.

Bustamante (2012), realizó un estudio teniendo en cuenta las intensas lluvias producto del fenómeno del niño afectando a los pobladores así como sus cultivos, realizando un estudio de encauzamiento y defensas ribereñas con el fin de mitigar los posibles daños que se puedan presentar en el futuro.

Se aplicó solamente dos métodos estadísticos Gumbel y de Pearson III los cuales se ajustaron más, obteniendo un caudal promedio de diseño de 600 m³/seg. la defensa ribereña seleccionada fue el muro longitudinal enrocado lo cual se ha tenido en cuenta el criterio económico y la experiencia en construcción de defensas ribereñas utilizando 5 diques para la zona en estudio, lo cual diverge con el estudio realizado ya que se analizado las precipitaciones máximas 24 horas, permitiendo determinar el caudal máximo para un Tr= 200 años con los cuatro métodos estadísticos más utilizados, analizando el riesgo con la que se encuentra expuesto el caserío de Huaquillo y se determinó la ubicación de 12 gaviones tipo caja para proteger a la población .

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones

El nivel de peligro por inundación en el Caserío de Huaquillo es Alto, debido a que se ha diseñado para un $T_r = 200$ años en donde su caudal máximo es $126,27 \text{ m}^3/\text{seg}$ y su profundidad crítica es $2,58 \text{ m}$. ubicándose entre los niveles de peligro $0,50 - 1,00$.

El grado de vulnerabilidad al que está expuesto el caserío de Huaquillo es Muy alto, puesto a que no se cumplen los indicadores de vulnerabilidad física, lo cual $0,88$ se encuentra ubicado entre el rango de Vulnerabilidad $0,75-1,00$.

El nivel de riesgo por inundación es muy alto, determinado en la matriz de doble entrada, dado que el valor $0,75$ está comprendido dentro del rango de $0,75 - 1,00$ de la tabla de Riesgo por Inundación.

Por lo tanto se acepta la hipótesis, se utilizaran gaviones tipo Caja que mitigará el Riesgo por inundación en el Caserío de Huaquillo, debido a que el material se encuentra en la zona de estudio. Las dimensiones del gavión a utilizar: Cocada de $8 \times 10 \text{ cm}$, calibre de malla $2,70 \text{ mm}$. Bordes $3,40 \text{ mm}$. Amarres $2,20 \text{ mm}$. Recubrimiento de $3\text{zn} + \text{PVC}$.

5.2. Recomendaciones

En el diseño de la cimentación de una obra hidráulica se haga teniendo en cuenta antecedentes de socavación de dicha obra en zonas aledañas a esta, ya que la socavación es un fenómeno complejo de estudiar.

Que se evalúe las diferentes obras hidráulicas después de una máxima avenida para poder determinar que estructura es la más eficiente sin importar el costo y así poder reducir el riesgo existente.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Bustamante Hernández, JM. 2012. Estudio de Encauzamiento y Defensas Ribereñas en el Rio Chancay-Lambayeque Sector Centro Poblado "Riconazo" Tuman. Tesis (Grado Académico de Ingeniero Agrícola). Riconazo, Tuman, Lambayeque, PE. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.148 p.

Campaña Toro, R. 2003.Diseño de Muros de Gaviones. Tesis (Gradó Académico de Magister en Ciencias Sociales en Ingeniero Civil). PE. 28 p.

Cornejo Lozano, DH; Melgar Martínez, KM. 2006. "Modelo De Inundación De La Quebrada Del Arenal Seco, San Martin". Tesis (Grado Académico de Ingeniero Civil). San Martin, San Salvador, CA. Universidad Centroamérica "José Simeón Cañas.193 p.

Fierro. 2002. Gaviones: Especificaciones Técnicas Comentarios.9 p.

García Acosta, V.1997.Historia y Desastres en América Latina: Red de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina. II vol. América Latina. 249 p.

Garzón Moreno, W. 2014. Plan de Prevención y Atención de Desastres- CONALDI. 34 p.

INDECI Lima, 2011. Gestión de Riesgos de desastres: Para la planificación del desarrollo local. Editorial litigraf E.I.R.L, Lima, PE.

Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG). 2011. Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje para obras Viales. Editorial ICG, Lima Perú.

MACCAFERRI, 2001. "Gaviones y Revestimiento".

Mondragón Altamirano, E P. 2013. Evaluación del nivel del nivel de riesgo de inundación por el rio Amojú en la parte baja de la ciudad de Jaén. Tesis (Grado Académico de Ingeniero Civil). Jaén, Cajamarca, PE. Universidad Nacional de Cajamarca sección Jaén. 81 p.

Morelli, C.2006. Gestión de Inundaciones Urbanas. Editorial de la Secretaria, Portó Alegre, BR.

Pinto Villanueva, J. 2009. Defensas Ribereñas y de Encauzamiento. Tesis (Grado Académico de Ingeniero Agrónomo).Universidad Católica de Santa Maria.32 p.

ANEXO A

FIGURAS



Figura 27. Vista de la quebrada Timaruca, la cual se toma como referencia para la elaboración del estudio de investigación, el inicio de longitud del cauce se ubicó a la altura del caserío de Huaquillo parte baja.



Figura 28. Levantamiento topográfico con teodolito marca topcon.



Figura 29. Levantamiento topográfico con teodolito marca topcon aguas arriba.



Figura 30. Vista del inicio de la quebrada Timaruca aguas abajo con la intercepción del Rio Chinchipe



Figura 31. Vista de la quebrada Timaruca aguas arriba, intercepción con la carretera Jaén-San Ignacio



Figura 32. Llenado de guía de observación, según la característica del área en estudio.



Figura 33. Medición de distancia de viviendas cercanas a la ribera a 3m, datos de guía de observación.



Figura 34. Medición de distancia de la carretera a la orilla de la quebrada Timaruca, datos de guía de observación



Figura 35. Medición de distancia del ancho de la quebrada Timaruca 12 m.



Figura 36. Vivienda expuesta a una máxima avenida debido a su cercamiento a la quebrada lo cual se debe considerar un gavión para su protección.



Figura 37. Terreno afectado por las inundaciones, lo cual se debe colocar un gavión de protección.



Figura 38. En la foto se observa a la margen derecha de la quebrada una vivienda cercana en la cual se debe colocar un muro gavión.



Figura 39. En la foto se observa a la margen derecha de la quebrada una vivienda cercana en la cual se debe colocar un muro gavión.

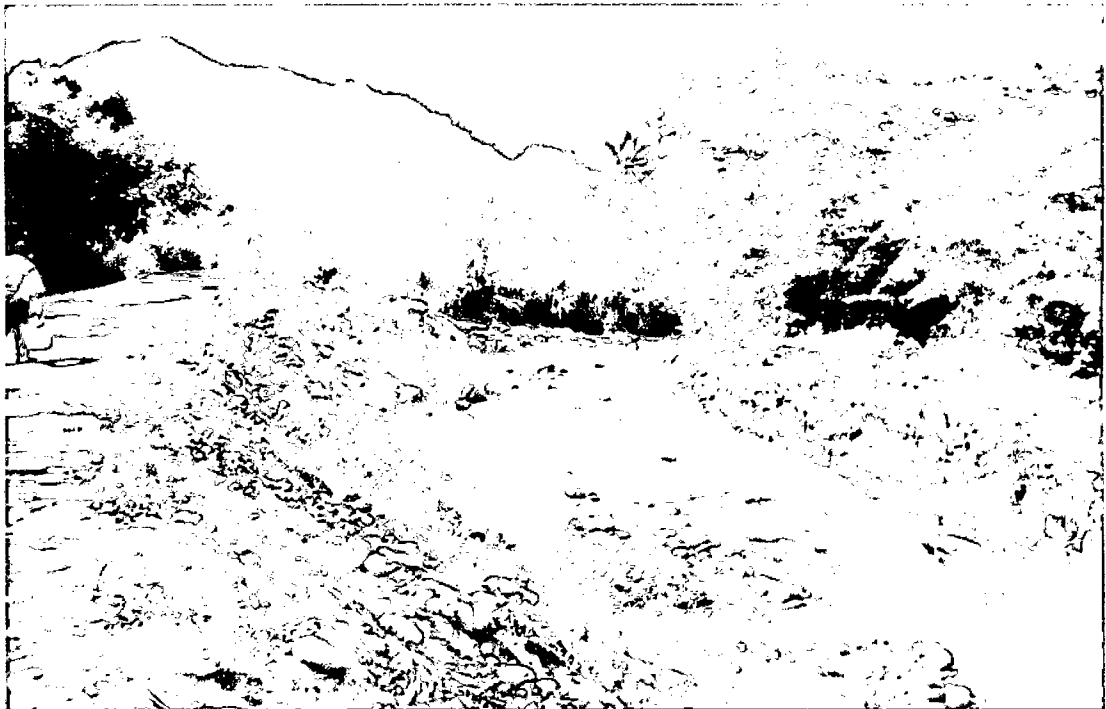


Figura 40. En la foto se observa a la margen izquierda de la quebrada la carretera de Huaquillo lo cual se encuentra a 6m de su orilla siendo afectada.



Figura 41. En la foto se observa a la margen izquierda de la quebrada una vivienda expuesta a múltiples inundaciones de cada año debido a que su cercanía a la orilla es de 3m.

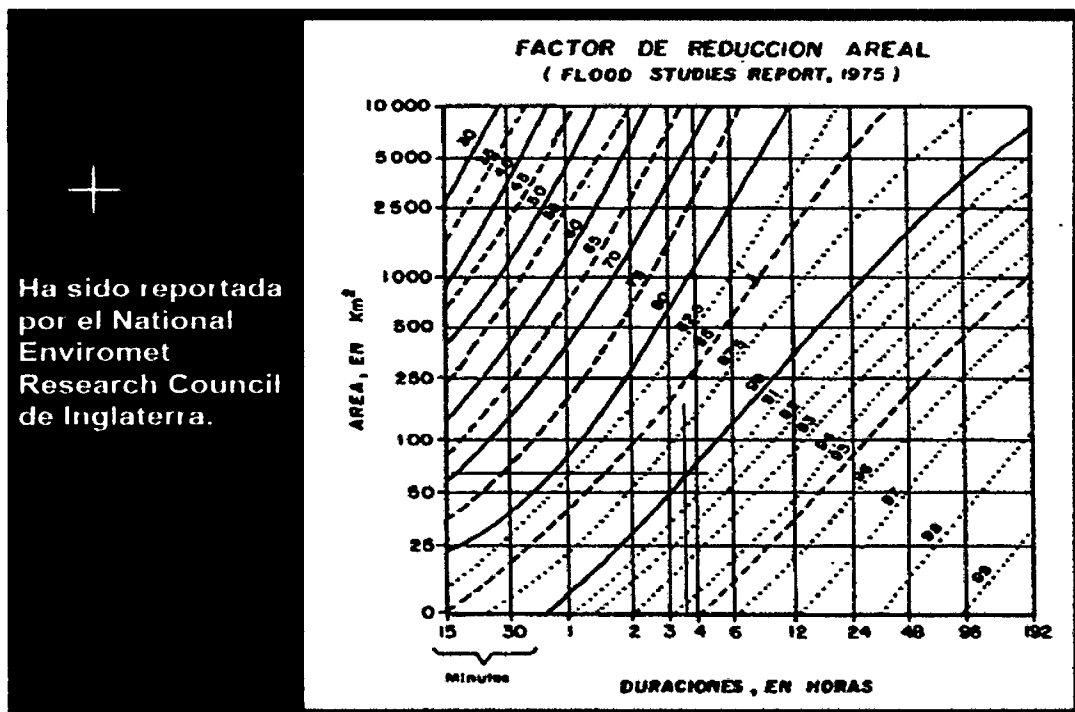


Figura N° 42. Nomograma de factor de reducción de área, en función del área de la cuenca y de su duración.

Area=55718342,8651 m²

F.red. Area=0,885

Área reducida=49310733.43 m²=Área reducida aplicando el monograma de la figura 42.

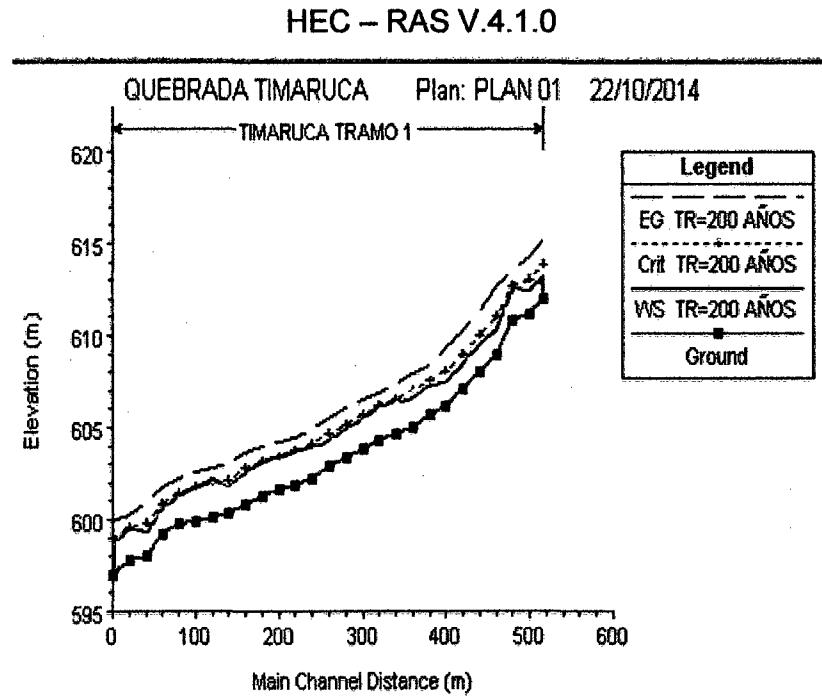


Figura 43. Modelación hidráulica del perfil de la quebrada Timaruca, para un tiempo de retorno de 200 años

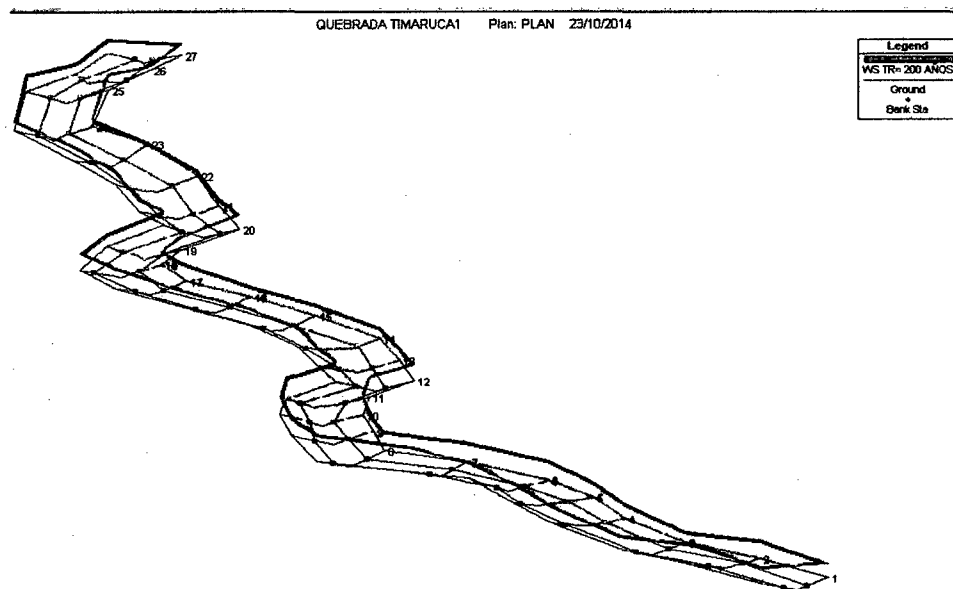


Figura 44. Vista 3D de la quebrada Timaruca, en todo sus tramos de estudios, para un Tr =200 años.

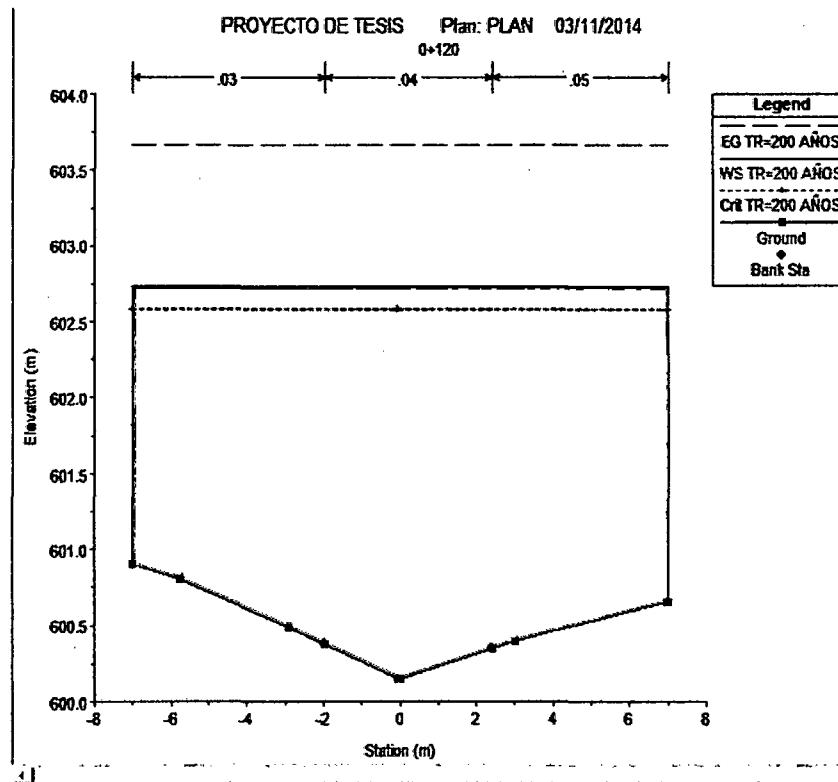


Figura 45. Sección más crítica del cauce para un Tr= 200 años.

River: TIMARUCA Profile: TR=200 AÑOS
Reach: TIMARUCA RS: 7 Plan: PLAN

Plan: PLAN TIMARUCA TIMARUCA RS: 7 Profile: TR=200 AÑOS

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	603.66	Wt. n-Val.	0.030	0.040	0.050
Vel Head (m)	0.93	Reach Len. (m)	20.00	20.00	20.00
W.S. Elev (m)	602.73	Flow Area (m ²)	10.46	10.82	10.20
Crit W.S. (m)	602.58	Area (m ²)	10.46	10.82	10.20
E.G. Slope (m/m)	0.010639	Flow (m ³ /s)	47.48	50.86	27.93
Q Total (m ³ /s)	126.27	Top Width (m)	5.04	4.37	4.69
Top Width (m)	14.00	Avg. Vel. (m/s)	4.54	4.70	2.74
Vel Total (m/s)	4.01	Hydr. Depth (m)	2.08	2.47	2.22
Max Chl Dpth (m)	2.58	Conv. (m ³ /s)	460.3	493.1	270.8
Conv. Total (m ³ /s)	1224.2	Wetted Per. (m)	6.90	4.39	6.67
Length Wtd. (m)	20.00	Shear (N/m ²)	158.23	256.93	159.49
Min Ch El (m)	600.15	Stream Power (N/m s)	335.15	0.00	0.00
Alpha	1.14	Cum Volume (1000 m ³)	1.05	1.12	0.95
Frictn Loss (m)	0.23	Cum SA (1000 m ²)	0.59	0.55	0.53
C & E Loss (m)	0.01				

Errors, Warnings, and Notes:

Warning:	The cross-section end points had to be extended vertically for the computed water surface.
Warning:	The cross section had to be extended vertically during the critical depth calculations.
Warning:	The parabolic search method failed to converge on critical depth. The program will try the cross section slice/secant method to find critical depth.
Note:	Hydraulic jump has occurred between this cross section and the previous upstream section.

Figura 46. Propiedades de la sección más crítica para un TR= 200 años.

ANEXO B
FORMATOS DE GUIA DE
OBSERVACION Y FICHA
TECNICA

Anexo B. Formatos de guía de Observación y ficha técnica

Guía de Observación N°1 Vulnerabilidad Física	
Indicadores	Marcar Observación
Materiales de construcción utilizadas en viviendas.	
Estructura sismoresistente con adecuada técnica constructiva.	
Estructura de concreto, aceró o madera, sin adecuada técnica constructiva.	1
Estructura de adobe, piedra o madera, sin refuerzos estructurales.	5
Estructuras de adobe cañas y otros de menor resistencia, en estado precario.	15
Localización de Viviendas	
Muy alejada > 5Km	
Medianamente cerca <1-5 Km>	
Cerca <0.2-1Km>	
Muy cercana <0.2-0 Km>	21
Cumplimiento de la normativa técnica vigente de los procedimientos constructivos	
Con normativa vigente estrictamente cumplidas	3
Con normativa vigente medianamente cumplidas	
Con normativa vigente sin cumplimiento	2
Desconocimiento e incumplimiento de la normativa vigente	16

Ficha técnica 1. Características geológicas, calidad y tipo de suelo.

El caserío de Huaquillo tiene material rocoso de arenisca, lutitas y conglomerados al margen de la quebrada Timaruca, viene desde la ciudad de San Ignacio lo cual sus aguas las recoge el río Chinchipe, asignándole las formaciones rocosas al tercio superior de la era Cenozoica (INDECI 2014).

Tabla 57. Características geológicas y geotécnicas del caserío de Huaquillo.

Serie	Holoceno
Unidades Lito estratigráficas	Depósitos aluviales
Clasificación SUCS	SP, SP-SC, SP-SM, SM, SC
Descripción de los suelos	Predominan suelos pobremente graduados arenas, arcillas y limos.
Cohesión de suelos	0.10-0.16 kg/cm ²
Licuación de suelos	SI

Quebrada Timaruca. Corresponde a material donde predominan las arcillas y arenas, la expansibilidad por los cambios de humedad es baja y se clasifica como suelos de baja plasticidad. La capacidad portante media a la que pertenezca a un suelo varía entre 0,40-0,70 Kg/cm².

ANEXO C

PROCESAMIENTO DE DATOS

Tabla 58. Datos pluviométricos de Estación de San Ignacio

Senamhi

Oficina general de estadística e informativa

Estación A : San Ignacio / 000242/ Dre - 02 LAT.: 5°08' "S" Dpto.: Cajamarca

Parámetro : Precipitación Máxima En 24

Horas (Mm)

LONG. 78°59' "W" Prov.: San Ignacio

ALT.: 740 msnm Dist: San Ignacio

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	total	P max.
1988	27	44,8	7,9	35,5	15	4,2	6,3	8	9,4	27,5	30	8,5	224,1	44,8
1989	25,1	25,8	24,2	14	20,7	23,2	6,2	7,2	26,9	19,1	15,8	8	216,2	26,9
1990	11	3,8	15,1	45	19,5	19	8,4	15,2	11,9	22,6	62	25,5	259	62
1991	27,1	15,5	37	9,6	8	5,6	5,3	18,4	3,9	25,7	13,6	13,7	183,4	37
1992	4,6	19,8	29,5	15,1	11,5	26	12,3	8,5	21,2	11,2	18,4	34,8	212,9	34,8
1993	14,8	37,7	27,3	27,2	17	5,2	10,6	21,5	8,6	11,9	12,4	27,9	222,1	37,7
1994	60,4	26,7	21,2	12,6	17	13,3	23,1	8,9	13,2	11,5	4,4	16,4	228,7	60,4
1995	9,2	22,4	18,9	39,6	35,8	9,6	10,9	5,8	5,5	29,5	63,1	31,7	282	63,1
1996	40,3	23,9	9,4	35,3	15,6	9,3	11,2	10,2	5,8	15,3	6,6	32,3	215,2	40,3
1997	28,6	15,1	46,7	19	15,3	10,2	19	11,2	9,7	17,4	18,5	24	234,7	46,7
1998	19,1	23,9	51,1	22,7	21,5	18,5	19,2	9,4	10,3	31,5	49,7	26,8	303,7	51,1
1999	26,9	28	25,1	51,7	68,6	9,9	8,5	8,5	16,1	5,4	31,3	37,3	317,3	68,6
2000	23,2	21,2	53,3	34,7	21,1	30,1	15,6	21,7	16,3	9,8	10,4	13,2	270,6	53,3
2001	70,3	8,4	14,1	19,2	14,4	18,2	13	11,2	11,3	15,6	9,8	52,1	257,6	70,3
2002	14,8	49	23,8	45	26,1	7,4	12,7	3,9	6,1	37,7	22	12,7	261,2	49
2003	23,8	12,1	61,1	19,5	19,7	19,4	19,3	4,9	9,8	25,4	23,8	23,7	262,5	61,1
2004	14,9	19,1	11,2	39,2	22,1	9,9	11,1	9,3	25,5	64,1	37,2	26,2	289,8	64,1
2005	20,9	48	51,5	25,3	22	29,4	9,8	5,1	14,1	26,1	17,1	31,2	300,5	51,5
2006	9,8	11,8	34,7	14,8	15,7	14	8	7,9	13	18	28,8	29	205,5	34,7
2007	38	17,6	22,1	34,9	32,1	26	23,5	8,6	13,2	27	38	34,8	315,8	38
2008	20,7	64	81,3	14,5	22,9	12,8	16,9	21,3	12	45,4	S/D	S/D	311,8	81,3
2009	35,1	72	41,5	31,6	12,7	19,5	8,5	14,6	15,4	7,4	14,4	39,5	312,2	72
2010	10,9	31,5	17	90,7	17,6	12,5	10,7	6,3	11,8	14,4	49,6	22,9	295,9	90,7
2011	29,6	16	31	14,8	13,9	11,2	15	11,2	8	11,6	38,2	30,6	231,1	38,2
2012	15,3	23,7	20,6	24,8	16,1	19,4	15,9	16,3	14,7	38,6	11,7	16,8	233,9	38,6
2013	11,7	12,6	42,2	25,8	48,3	18,2	16,6	8,8	17,4	55,5	11,5	12,1	280,7	55,5
SUMA	633,1	694,4	818,8	762,1	570,2	402	337,6	283,9	331,1	625,2	638,3	631,7	6728,4	1371,7
PROM.	24,35	26,71	31,49	29,31	21,93	15,46	12,98	10,92	12,73	24,05	25,53	25,27	258,78	52,76
max.	70,30	72,00	81,30	90,70	68,60	30,10	23,50	21,70	26,90	64,10	63,10	52,10	317,30	90,70
min.	4,60	3,80	7,90	9,60	8,00	4,20	5,30	3,90	3,90	5,40	4,40	8,00	183,40	26,90

Fuente :SENAMHI

Tabla 59. Datos pluviométricos de Estación de Chirinos

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATIVA

ESTACION B : CHIRINOS / DRE - 02 LAT.: 05° 18'17" "S" DPTO: CAJAMARCA
 Parámetro: Precipitación Máxima en 24 horas (mm) LONG. 78° 54' 53" "W" PROV: SAN IGNACIO
 ALT: 1,528 msnm DIST: CHIRINOS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	total	P max.
1988	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	0
1989	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	0
1990	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	0
1991	9.7	29.3	12.7	21.3	26.5	16.8	8.5	26	31.5	63.3	18.3	3.8	267.7	63.3
1992	10.7	24	13.6	12.3	12.8	12.6	15.8	9.2	29	26	22.8	36	224.8	36
1993	12	60.8	73.5	20.3	18.7	11.1	17.2	8.4	7.9	35	27.4	31.5	323.8	73.5
1994	53	45.3	29	21.1	24.8	20	13	12.1	18.2	23.9	36.4	52	348.8	53
1995	20.8	18.7	39.2	20.5	71.3	21.4	8.6	12.6	17.1	8.1	74.6	22.6	335.5	74.6
1996	38.6	45.5	38.1	33	19.4	15	19.6	12	7.2	11	12.3	45	296.7	45.5
1997	35.3	147.2	20.9	78.6	27.8	16.3	13.5	12.6	9.5	26.8	31.7	13	433.2	147.2
1998	32.9	100.1	73.4	38.6	48	27.5	8.8	6.8	21.9	45.3	36.8	19.6	459.7	100.1
1999	54.1	55.1	38.5	41.1	86.7	35.4	25.6	19.7	28.7	45.6	15.4	25.6	471.5	86.7
2000	26.2	50	22.4	32.7	15.1	23.2	21.8	16	32	13	7	20.2	279.6	50
2001	45	20	14.3	27.9	40.6	26	14.6	12.7	9.8	11.8	23.1	48	293.8	48
2002	38	23.9	43.3	59.1	23.5	6.7	23.8	4.4	9.3	28	37.5	17.5	315	59.1
2003	21.1	12.5	48.7	37.6	22.6	15.2	29	12.1	8.5	23.9	52.1	40	323.3	52.1
2004	23.1	12.1	43	25	24.4	17.9	8.3	4.7	8.8	29.7	38.7	54.3	290	54.3
2005	26.9	118.5	32.1	57.7	15.5	32.9	12.1	18.7	9	33.7	33.8	86.2	477.1	118.5
2006	57.2	48.4	21.2	17.2	14.5	24.5	18.4	7.5	8.7	26.5	63.1	34.3	341.5	63.1
2007	35	35.3	30.6	56.3	30.8	18.5	24.5	15.6	13.9	42.6	62.1	48.3	413.5	62.1
2008	33.6	53	38.9	25.6	19.9	15.2	19.3	14.5	17.1	20.9	28.4	17.3	303.7	53
2009	40	28.6	48.6	77.3	14.6	23.7	18.4	14.8	24.8	35.6	30.5	32	388.9	77.3
2010	11.7	83.5	20.4	52.9	46.5	58.5	14.6	7.5	13.9	8.9	15.8	64.4	398.6	83.5
2011	12.5	62.6	38.1	59.5	51.3	33.9	24.9	11.7	28.3	10.7	61.5	26.7	421.7	62.6
2012	29.8	21.5	27.3	31.2	29.3	39.4	12.9	17.9	10.8	37.2	23	19.5	299.8	39.4
2013	13.5	12.6	42	30.3	28.3	19.1	18.6	19.8	27.9	45	3.7	31.3	292.1	45
SUMA	680.7	1108.5	809.8	877.1	712.9	530.8	391.8	297.3	393.8	652.5	756	789.1	8000.3	1547.9
PROM.	29.60	48.20	35.21	38.13	31.00	23.08	17.03	12.93	17.12	28.37	32.87	34.31	307.70	59.53
max.	57.20	147.20	73.50	78.60	86.70	58.50	29.00	26.00	32.00	63.30	74.60	86.20	477.10	147.20
min.	9.70	12.10	12.70	12.30	12.80	6.70	8.30	4.40	7.20	8.10	3.70	3.80	0.00	0.00

Fuente : SENAMHI

Tabla 60. Datos pluviométricos de Estación de La Coipa
SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATIVA

ESTACION C : COCHALAN / 152212 / DRE - 02 LAT.: 05° 27'51.48""S" DPTO: CAJAMARCA
PARAMETRO : Precipitación Máxima En 24 Horas (Mm) LONG. 78° 59' 20.4" "W" PROV: SAN IGNACIO
ALT: 717 msnm DIST: LA COIPA

AÑO	ENE.	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	total	P max
1988	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	0
1989	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	0
1990	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	0
1991	26.4	20.7	24.5	13.1	18.9	8.6	5.8	15.1	16.8	56.4	20.8	7.8	234.8	56.4
1992	10.1	20.3	20.4	12.3	14.4	17.4	11.9	6.8	26.6	25.8	25.3	26.2	217.6	26.6
1993	16.9	41.8	43.6	19.9	19.8	6.5	11.5	11.6	9.8	31.0	22.7	22.4	257.5	43.6
1994	67.2	31.4	23.3	13.0	21.9	12.8	15.9	8.0	17.2	23.3	21.2	24.0	279.2	67.2
1995	18.9	19.8	26.0	23.7	53.5	9.3	8.6	6.8	11.8	25.8	75.7	21.4	301.2	75.7
1996	49.7	28.7	20.6	25.8	19.8	8.8	12.6	8.2	7.0	17.1	11.4	28.8	238.5	49.7
1997	41.4	56.0	30.3	33.9	22.9	9.3	14.1	8.8	10.1	26.7	28.6	15.2	297.2	56.0
1998	33.6	48.9	54.2	23.0	35.8	15.9	12.6	6.1	15.5	46.0	51.3	18.1	360.9	54.2
1999	51.8	37.3	29.3	36.2	85.5	14.7	13.6	9.9	22.0	29.9	29.4	24.4	383.9	85.5
2000	33.4	31.4	36.0	26.8	23.6	20.1	15.7	14.0	24.3	14.1	10.7	12.3	262.2	36.0
2001	79.8	12.4	13.3	18.2	31.5	16.1	12.0	9.0	11.6	16.7	17.9	37.2	275.8	79.8
2002	36.7	38.2	29.9	39.8	31.2	5.4	15.2	3.1	8.0	38.9	32.0	11.3	289.9	39.8
2003	32.7	11.8	50.1	21.9	26.0	13.0	20.6	6.0	9.7	29.4	40.3	22.9	284.4	50.1
2004	26.7	15.4	24.6	26.2	28.4	9.6	9.0	5.2	18.8	57.3	42.7	28.6	292.6	57.3
2005	33.4	66.3	39.3	31.3	23.7	22.3	9.6	8.0	12.4	36.6	28.0	41.6	352.4	66.3
2006	38.3	23.7	26.6	12.7	18.4	13.6	11.0	5.4	11.5	27.2	49.8	24.8	263.2	49.8
2007	51.6	22.5	24.4	34.6	37.6	17.2	20.9	8.2	13.8	42.2	56.6	32.3	361.7	56.6
2008	33.3	72.7	50.6	24.7	28.4	11.6	12.9	8.8	24.2	36.6	31.9	4.4	340.1	72.7
2009	58.7	19.6	38.5	50.3	16.9	13.5	11	11.5	20.3	47.8	46.5	36.6	371.2	58.7
2010	20.2	41.1	18	42.7	42.3	24	10.5	8.9	3.2	24.7	52.9	19.4	307.9	52.9
2011	28.1	26.5	30.1	31.1	40	7.8	30.5	6.4	17.7	22.9	61.1	32.6	334.8	61.1
2012	59	34	34.5	27.6	17.1	13.8	9.1	6	3.8	33.9	29.8	25.9	294.5	59
2013	30.7	15	19.6	16.1	52.2	30	9.4	7.3	25	39.1	7	24.3	275.7	52.2
SUMA	878.4	735.6	707.7	604.8	709.0	321.3	304.1	189.2	341.1	749.3	793.4	542.5	6877.3	1307.1
PROM	38.19	31.98	30.77	26.29	30.87	13.97	13.22	8.23	14.83	32.58	34.49	23.58	264.51	50.27
max.	79.80	72.70	54.17	50.30	85.49	30.00	30.50	15.06	26.64	57.26	75.65	41.57	383.93	85.49
min.	10.08	11.79	13.32	12.30	14.45	5.43	5.81	3.14	3.20	14.06	7.00	4.40	0.00	0.00

Fuente : SENAMHI

Tabla N° 61. Precipitaciones Máximas De Cada Año De Las Precipitaciones Máximas En 24 Horas (Mm)

Año	Pmax 24h
1988	44,80
1989	26,90
1990	62,00
1991	37,00
1992	34,80
1993	37,70
1994	60,40
1995	63,10
1996	40,30
1997	46,70
1998	51,10
1999	68,60
2000	53,30
2001	70,30
2002	49,00
2003	61,10
2004	64,10
2005	51,50
2006	34,70
2007	38,00
2008	81,30
2009	72,00
2010	90,70
2011	38,20
2012	38,60
2013	55,50

ANALISIS ESTADISTICA	
Media	52,76
Mediana	51,30
D. estándar	15,92
Mínimo	26,90
Máximo	90,70
Suma	1371,70
Cuenta	26,00

Tabla N° 62. Análisis Con Distribución Normal

Año	Precipitación	P ordenados	F(x)	f(x)
1988	44,80	90,70	0,991	0,001
1989	26,90	81,30	0,964	0,005
1990	62,00	72,00	0,887	0,012
1991	37,00	70,30	0,865	0,014
1992	34,80	68,60	0,840	0,015
1993	37,70	64,10	0,762	0,019
1994	60,40	63,10	0,742	0,020
1995	63,10	62,00	0,719	0,021
1996	40,30	61,10	0,700	0,022
1997	46,70	60,40	0,684	0,022
1998	51,10	55,50	0,568	0,025
1999	68,60	53,30	0,514	0,025
2000	53,30	51,50	0,469	0,025
2001	70,30	51,10	0,459	0,025
2002	49,00	49,00	0,407	0,024
2003	61,10	46,70	0,352	0,023
2004	64,10	44,80	0,309	0,022
2005	51,50	40,30	0,217	0,018
2006	34,70	38,60	0,187	0,017
2007	38,00	38,20	0,180	0,016
2008	81,30	38,00	0,177	0,016
2009	72,00	37,70	0,172	0,016
2010	90,70	37,00	0,161	0,015
2011	38,20	34,80	0,130	0,013
2012	38,60	34,70	0,128	0,013
2013	55,50	26,90	0,052	0,007

MEDIA 52,76
 DESV.EST. 15,92
 N 26

Tabla N° 63. Análisis Con Distribución Log - Normal De 2 Parámetros

AÑO	P	P Ordenados	$y = \ln(x)$	F(x)	f(x)
1988	44,80	90,70	4,508	0,973	0,203
1989	26,90	81,30	4,398	0,942	0,382
1990	62,00	72,00	4,277	0,879	0,664
1991	37,00	70,30	4,253	0,863	0,726
1992	34,80	68,60	4,228	0,844	0,790
1993	37,70	64,10	4,160	0,785	0,967
1994	60,40	63,10	4,145	0,769	1,006
1995	63,10	62,00	4,127	0,751	1,048
1996	40,30	61,10	4,113	0,735	1,081
1997	46,70	60,40	4,101	0,723	1,107
1998	51,10	55,50	4,016	0,622	1,256
1999	68,60	53,30	3,976	0,571	1,298
2000	53,30	51,50	3,942	0,526	1,316
2001	70,30	51,10	3,934	0,515	1,317
2002	49,00	49,00	3,892	0,460	1,312
2003	61,10	46,70	3,844	0,398	1,275
2004	64,10	44,80	3,802	0,346	1,219
2005	51,50	40,30	3,696	0,228	0,998
2006	34,70	38,60	3,653	0,187	0,889
2007	38,00	38,20	3,643	0,178	0,861
2008	81,30	38,00	3,638	0,174	0,847
2009	72,00	37,70	3,630	0,167	0,827
2010	90,70	37,00	3,611	0,152	0,777
2011	38,20	34,80	3,550	0,109	0,618
2012	38,60	34,70	3,547	0,107	0,611
2013	55,50	26,90	3,292	0,019	0,151
media		52,76	3,92		
desv. stand		15,92	0,30		

Tabla N° 64. Análisis Con Distribución Log - Normal De 3 Parámetros

AÑO	P	P Ordenados	$y = \ln(x-a)$	F(x)	f(x)
1988	44,80	90,70	5,399	0,987	0,379
1989	26,90	81,30	5,356	0,958	1,039
1990	62,00	72,00	5,311	0,887	2,247
1991	37,00	70,30	5,302	0,866	2,518
1992	34,80	68,60	5,294	0,844	2,798
1993	37,70	64,10	5,271	0,771	3,537
1994	60,40	63,10	5,266	0,753	3,692
1995	63,10	62,00	5,260	0,731	3,855
1996	40,30	61,10	5,255	0,713	3,981
1997	46,70	60,40	5,252	0,698	4,074
1998	51,10	55,50	5,226	0,585	4,555
1999	68,60	53,30	5,214	0,530	4,648
2000	53,30	51,50	5,204	0,484	4,658
2001	70,30	51,10	5,202	0,474	4,652
2002	49,00	49,00	5,190	0,421	4,569
2003	61,10	46,70	5,177	0,363	4,383
2004	64,10	44,80	5,166	0,317	4,160
2005	51,50	40,30	5,140	0,217	3,436
2006	34,70	38,60	5,130	0,185	3,115
2007	38,00	38,20	5,128	0,177	3,037
2008	81,30	38,00	5,127	0,174	2,998
2009	72,00	37,70	5,125	0,168	2,940
2010	90,70	37,00	5,121	0,156	2,802
2011	38,20	34,80	5,108	0,122	2,369
2012	38,60	34,70	5,107	0,121	2,349
2013	55,50	26,90	5,059	0,041	1,033
MEDIA	5,2073		MEDIA X	52,76	
DESV.EST.	0,0856		DESV.EST.	15,92	

Tabla N° 65. Parámetros Para La Distribución Gumbel

Media reducida Y_n

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5230	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5402	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600									

Desviación típica reducida S_n

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1086
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,2260	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,3880
40	1,1413	1,1430	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065									

Tabla N° 66. Prueba de bondad de ajuste (KOLMOGOROV - SMIRNOV) de las distribuciones

DATOS	Probabilidad de excedencia F(x)					Diferencia Delta D			
	Empírica	Normal	LN2	LN3	Gumbel	Normal	LN2	LN3	Gumbel
1	0,0370	0,0086	0,0265	0,0125	0,0422	0,0285	0,0105	0,0245	0,0051
2	0,0741	0,0365	0,0578	0,0416	0,0790	0,0376	0,0162	0,0325	0,0049
3	0,1111	0,1134	0,1207	0,1135	0,1446	0,0023	0,0095	0,0024	0,0335
4	0,1481	0,1353	0,1372	0,1336	0,1610	0,0129	0,0109	0,0146	0,0129
5	0,1852	0,1598	0,1558	0,1562	0,1791	0,0253	0,0294	0,0290	0,0061
6	0,2222	0,2381	0,2154	0,2287	0,2359	0,0159	0,0068	0,0064	0,0137
7	0,2593	0,2580	0,2309	0,2473	0,2504	0,0013	0,0283	0,0120	0,0089
8	0,2963	0,2808	0,2490	0,2688	0,2672	0,0155	0,0473	0,0275	0,0291
9	0,3333	0,3001	0,2646	0,2872	0,2816	0,0332	0,0688	0,0462	0,0517
10	0,3704	0,3156	0,2772	0,3019	0,2933	0,0548	0,0932	0,0685	0,0771
11	0,4074	0,4316	0,3777	0,4148	0,3851	0,0242	0,0298	0,0074	0,0223
12	0,4444	0,4864	0,4294	0,4697	0,4322	0,0420	0,0151	0,0252	0,0123
13	0,4815	0,5315	0,4743	0,5155	0,4730	0,0500	0,0072	0,0340	0,0085
14	0,5185	0,5415	0,4846	0,5258	0,4823	0,0229	0,0340	0,0073	0,0362
15	0,5556	0,5933	0,5398	0,5795	0,5327	0,0377	0,0157	0,0239	0,0228
16	0,5926	0,6482	0,6021	0,6373	0,5899	0,0556	0,0095	0,0447	0,0027
17	0,6296	0,6914	0,6540	0,6834	0,6380	0,0618	0,0243	0,0538	0,0083
18	0,6667	0,7830	0,7721	0,7826	0,7497	0,1164	0,1055	0,1160	0,0830
19	0,7037	0,8131	0,8128	0,8154	0,7892	0,1094	0,1091	0,1117	0,0855
20	0,7407	0,8198	0,8219	0,8227	0,7982	0,0790	0,0812	0,0819	0,0575
21	0,7778	0,8230	0,8264	0,8263	0,8026	0,0453	0,0486	0,0485	0,0249
22	0,8148	0,8279	0,8330	0,8316	0,8092	0,0131	0,0182	0,0167	0,0056
23	0,8519	0,8389	0,8481	0,8435	0,8242	0,0130	0,0038	0,0083	0,0277
24	0,8889	0,8703	0,8908	0,8777	0,8677	0,0185	0,0019	0,0112	0,0212
25	0,9259	0,8717	0,8926	0,8791	0,8695	0,0543	0,0334	0,0468	0,0564
26	0,9630	0,9478	0,9813	0,9587	0,9693	0,0151	0,0183	0,0043	0,0064
						0,11638	0,10910	0,11595	0,08553
						Aceptada	Aceptada	Aceptada	Aceptada
								0,2667	

Tabla 67. Calculo de Regresión Múltiple.

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	0,928836782
Coefficiente de determinación R ²	0,862737769
R ² ajustado	0,856637225
Error típico	0,083559404
Observaciones	48

Análisis De Varianza

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	2	1,974835557	0,987417779	141,419818	3,93458E-20
Residuos	45	0,314197831	0,006982174		
Total	47	2,289033388			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95.0%	Superior 95.0%
Intercepción	2,121748633	0,052208579	40,63984667	4,07631E-37	2,016595159	2,226902106	2,016595159	2,226902106
Variable X 1	0,195759027	0,019331536	10,12640813	3,50345E-13	0,156823315	0,234694739	0,156823315	0,234694739
Variable X 2	-0,472796167	0,035211255	-13,42741577	2,3954E-17	-0,543715275	-0,401877059	-0,543715275	-0,401877059

TABLA 68. Tormenta de diseño para un tiempo de retorno de 100 años

Tiempo (min)	Intensidad (mm/hr)	Preci. acumulada (mm)	Prof. Incremental	Prof. Ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					de	a	
60	47,050	47,050	47,050	47,050	-	60	5,870
120	33,900	67,800	20,750	20,750	60	120	6,090
180	27,990	83,970	16,170	16,170	120	180	6,390
240	24,430	97,720	13,750	13,750	180	240	6,680
300	21,980	109,900	12,180	12,180	240	300	7,270
360	20,170	121,020	11,120	11,120	300	360	7,820
420	18,750	131,250	10,230	10,230	360	420	8,550
480	17,600	140,800	9,550	9,550	420	480	9,550
540	16,650	149,850	9,050	9,050	480	540	11,120
600	15,840	158,400	8,550	8,550	540	600	13,750
660	15,140	166,540	8,140	8,140	600	660	20,750
720	14,530	174,360	7,820	7,820	660	720	47,050
780	13,990	181,870	7,510	7,510	720	780	16,170
840	13,510	189,140	7,270	7,270	780	840	12,180
900	13,080	196,200	7,060	7,060	840	900	10,230
960	12,680	202,880	6,680	6,680	900	960	9,050
1020	12,330	209,610	6,730	6,730	960	1020	8,140
1080	12,000	216,000	6,390	6,390	1020	1080	7,510
1140	11,690	222,110	6,110	6,110	1080	1140	7,060
1200	11,410	228,200	6,090	6,090	1140	1200	6,730
1260	11,150	234,150	5,950	5,950	1200	1260	6,110
1320	10,910	240,020	5,870	5,870	1260	1320	5,950
1380	10,680	245,640	5,620	5,620	1320	1380	5,620
1440	10,470	251,280	5,640	5,640	1380	1440	5,640

TABLA 69. Tormenta de diseño para un tiempo de retorno de 50 años

Tiempo (min)	Intensidad (mm/hr)	Preci. acumulada (mm)	Prof. Incremental	Prof. Ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					de	a	
60	41,080	41,080	41,080	41,080	-	60	5,120
120	29,600	59,200	18,120	18,120	60	120	5,350
180	24,440	73,320	14,120	14,120	120	180	5,720
240	21,330	85,320	12,000	12,000	180	240	5,820
300	19,190	95,950	10,630	10,630	240	300	6,340
360	17,610	105,660	9,710	9,710	300	360	6,860
420	16,370	114,590	8,930	8,930	360	420	7,440
480	15,370	122,960	8,370	8,370	420	480	8,370
540	14,540	130,860	7,900	7,900	480	540	9,710
600	13,830	138,300	7,440	7,440	540	600	12,000
660	13,220	145,420	7,120	7,120	600	660	18,120
720	12,690	152,280	6,860	6,860	660	720	41,080
780	12,220	158,860	6,580	6,580	720	780	14,120
840	11,800	165,200	6,340	6,340	780	840	10,630
900	11,420	171,300	6,100	6,100	840	900	8,930
960	11,070	177,120	5,820	5,820	900	960	7,900
1020	10,760	182,920	5,800	5,800	960	1020	7,120
1080	10,480	188,640	5,720	5,720	1020	1080	6,580
1140	10,210	193,990	5,350	5,410	1080	1140	6,100
1200	9,970	199,400	5,410	5,350	1140	1200	5,800
1260	9,740	204,540	5,140	5,140	1200	1260	5,410
1320	9,530	209,660	5,120	5,120	1260	1320	5,140
1380	9,330	214,590	4,930	4,930	1320	1380	4,930
1440	9,140	219,360	4,770	4,770	1380	1440	4,770

TABLA 70. Tormenta de diseño para un tiempo de retorno de 30 años.

Tiempo (min)	Intensidad (mm/hr)	Preci. acumulada (mm)	Prof. Incremental	Prof. Ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					de	a	
60	37,170	37,170	37,170	37,170	-	60	4,610
120	26,780	53,560	16,390	16,390	60	120	4,840
180	22,110	66,330	12,770	12,770	120	180	5,060
240	19,300	77,200	10,870	10,870	180	240	5,370
300	17,370	86,850	9,650	9,650	240	300	5,730
360	15,930	95,580	8,730	8,730	300	360	6,200
420	14,810	103,670	8,090	8,090	360	420	6,750
480	13,910	111,280	7,610	7,610	420	480	7,610
540	13,150	118,350	7,070	7,070	480	540	8,730
600	12,510	125,100	6,750	6,750	540	600	10,870
660	11,960	131,560	6,460	6,460	600	660	16,390
720	11,480	137,760	6,200	6,200	660	720	37,170
780	11,050	143,650	5,890	5,890	720	780	12,770
840	10,670	149,380	5,730	5,730	780	840	9,650
900	10,330	154,950	5,570	5,570	840	900	8,090
960	10,020	160,320	5,370	5,370	900	960	7,070
1020	9,740	165,580	5,260	5,260	960	1020	6,460
1080	9,480	170,640	5,060	5,060	1020	1080	5,890
1140	9,240	175,560	4,920	4,920	1080	1140	5,570
1200	9,020	180,400	4,840	4,840	1140	1200	5,260
1260	8,810	185,010	4,610	4,630	1200	1260	4,920
1320	8,620	189,640	4,630	4,610	1260	1320	4,630
1380	8,440	194,120	4,480	4,480	1320	1380	4,480
1440	8,270	198,480	4,360	4,360	1380	1440	4,360

Tabla 71. Precipitación efectiva (Pe) para un tiempo de retorno de 100 años

Duración (hr)	Intensid. (mm/hr)	Preci. Acumul	Pe (mm)	Pe pa.(mm)	P orde.	Pe (cm)	Tiempo (min)		Precipitación
1	47,05	47,05	1,24	1,24	6,34	0,124	de	a	
2	33,90	67,80	6,40	5,17	6,33	0,517	-	60	1,237
3	27,99	83,97	12,53	6,13	6,27	0,613	60	120	4,609
4	24,43	97,72	18,87	6,34	6,14	0,634	120	180	4,756
5	21,98	109,90	25,20	6,33	6,13	0,633	180	240	4,826
6	20,17	121,02	31,47	6,27	6,01	0,627	240	300	5,069
7	18,75	131,25	37,61	6,14	5,92	0,614	300	360	5,171
8	17,60	140,80	43,62	6,01	5,77	0,601	360	420	5,356
9	16,65	149,85	49,54	5,92	5,65	0,592	420	480	5,549
10	15,84	158,40	55,31	5,77	5,55	0,577	480	540	5,773
11	15,14	166,54	60,96	5,65	5,44	0,565	540	600	6,010
12	14,53	174,36	66,51	5,55	5,36	0,555	600	660	6,138
13	13,99	181,87	71,94	5,44	5,28	0,544	660	720	6,327
14	13,51	189,14	77,30	5,36	5,17	0,536	720	780	6,339
15	13,08	196,20	82,58	5,28	5,17	0,528	780	840	6,274
16	12,68	202,88	87,65	5,07	5,07	0,507	840	900	6,130
17	12,33	209,61	92,82	5,17	4,97	0,517	900	960	5,919
18	12,00	216,00	97,79	4,97	4,83	0,497	960	1020	5,645
19	11,69	222,11	102,59	4,80	4,80	0,480	1020	1080	5,437
20	11,41	228,20	107,41	4,83	4,76	0,483	1080	1140	5,283
21	11,15	234,15	112,17	4,76	4,73	0,476	1140	1200	5,167
22	10,91	240,02	116,90	4,73	4,61	0,473	1200	1260	4,966
23	10,68	245,64	121,46	4,56	4,56	0,456	1260	1320	4,797
24	10,47	251,28	126,07	4,61	1,24	0,461	1320	1380	4,729

Tabla 72. Precipitación efectiva (Pe) para un tiempo de retorno de 50 años

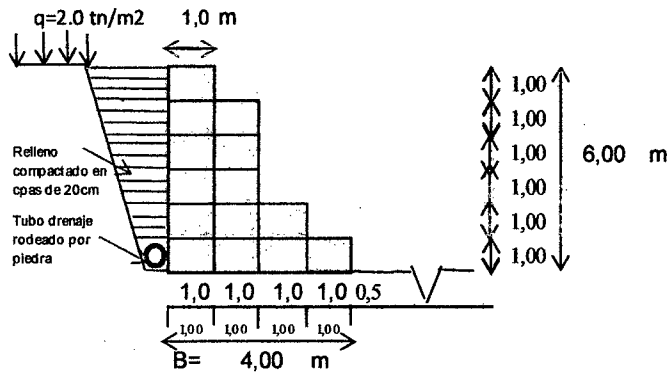
Duración (hr)	Intensid. (mm/hr)	Preci. Acumul	Pe (mm)	Pe pa.(mm)	P orde.	Pe (cm)	Tiempo (mim)		Precipitación
1	41,08	41,08	0,45	0,45	4,92	0,045	de	a	
2	29,60	59,20	3,85	3,39	4,89	0,339	-	60	0,454
3	24,44	73,32	8,32	4,47	4,86	0,447	60	120	3,732
4	21,33	85,32	13,11	4,80	4,82	0,480	120	180	3,918
5	19,19	95,95	18,01	4,89	4,80	0,489	180	240	3,992
6	17,61	105,66	22,93	4,92	4,76	0,492	240	300	4,172
7	16,37	114,59	27,79	4,86	4,65	0,486	300	360	4,219
8	15,37	122,96	32,61	4,82	4,59	0,482	360	420	4,391
9	14,54	130,86	37,37	4,76	4,55	0,476	420	480	4,471
10	13,83	138,30	42,02	4,65	4,47	0,465	480	540	4,593
11	13,22	145,42	46,62	4,59	4,46	0,459	540	600	4,759
12	12,69	152,28	51,16	4,55	4,39	0,455	600	660	4,820
13	12,22	158,86	55,63	4,46	4,30	0,446	660	720	4,892
14	11,80	165,20	60,02	4,39	4,22	0,439	720	780	4,922
15	11,42	171,30	64,32	4,30	4,22	0,430	780	840	4,864
16	11,07	177,12	68,49	4,17	4,17	0,417	840	900	4,798
17	10,76	182,92	72,71	4,22	4,08	0,422	900	960	4,652
18	10,48	188,64	76,93	4,22	3,99	0,422	960	1020	4,546
19	10,21	193,99	80,92	3,99	3,94	0,399	1020	1080	4,464
20	9,97	199,40	85,00	4,08	3,92	0,408	1080	1140	4,302
21	9,74	204,54	88,92	3,92	3,83	0,392	1140	1200	4,217
22	9,53	209,66	92,86	3,94	3,73	0,394	1200	1260	4,082
23	9,33	214,59	96,69	3,83	3,39	0,383	1260	1320	3,940
24	9,14	219,36	100,42	3,73	0,45	0,373	1320	1380	3,827

Tabla 73. Precipitación efectiva (Pe) para un tiempo de retorno de 30 años

Duración (hr)	Intensid (mm/hr)	Preci. Acumul	Pe (mm)	Pe pa.(mm)	P orde.	Pe (cm)	Tiempo (min)		Precipitación
1	37,17	37,17	0,14	0,14	4,07	0,014	de	a	
2	26,78	53,56	2,48	2,33	4,06	0,233	-	60	0,143
3	22,11	66,33	5,93	3,45	4,04	0,345	60	120	3,287
4	19,30	77,20	9,78	3,85	4,01	0,385	120	180	3,375
5	17,37	86,85	13,78	4,01	3,97	0,401	180	240	3,452
6	15,93	95,58	17,83	4,04	3,95	0,404	240	300	3,516
7	14,81	103,67	21,89	4,06	3,92	0,406	300	360	3,653
8	13,91	111,28	25,95	4,07	3,88	0,407	360	420	3,736
9	13,15	118,35	29,93	3,97	3,85	0,397	420	480	3,782
10	12,51	125,10	33,88	3,95	3,78	0,395	480	540	3,878
11	11,96	131,56	37,80	3,92	3,76	0,392	540	600	3,955
12	11,48	137,76	41,68	3,88	3,74	0,388	600	660	4,008
13	11,05	143,65	45,46	3,78	3,67	0,378	660	720	4,060
14	10,67	149,38	49,23	3,76	3,65	0,376	720	780	4,067
15	10,33	154,95	52,96	3,74	3,57	0,374	780	840	4,043
16	10,02	160,32	56,63	3,67	3,52	0,367	840	900	3,974
17	9,74	165,58	60,29	3,65	3,50	0,365	900	960	3,920
18	9,48	170,64	63,85	3,57	3,45	0,357	960	1020	3,847
19	9,24	175,56	67,37	3,52	3,43	0,352	1020	1080	3,765
20	9,02	180,40	70,87	3,50	3,37	0,350	1080	1140	3,668
21	8,81	185,01	74,25	3,37	3,35	0,337	1140	1200	3,568
22	8,62	189,64	77,67	3,43	3,29	0,343	1200	1260	3,503
23	8,44	194,12	81,02	3,35	2,33	0,335	1260	1320	3,425
24	8,27	198,48	84,31	3,29	0,14	0,329	1320	1380	3,347

GAVIÓN TIPO CAJA

DISEÑO DE GAVION MARGEN IZQUIERDA 0+100, 0+180, 0+200, 0+360, 0+480, 0+500 M



En los muros de gaviones permanece la relación altura/ancho 1:1, el ancho es siempre de 1m, y el alto puede ser de 0,5m a 1,0m.

Características del bloque. W =Peso específico de la estructura. Depende de la sección del muro del peso específico del relleno. En el gavión se considera un porcentaje de vacíos (n) alrededor de 0,3 es decir 30% con lo cual tendremos Y_g .

$$n = 0,3$$

$$q = 2 \text{ tn/m}^2$$

$$B \geq H/2 = 3 \text{ m}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\varepsilon = 0^\circ$$

Altura de socavación =	5,60	m
Peso específico de la roca =	2,43	Tn/m ³
Peso específico del suelo =	1,95	Tn/m ³
Capacidad portante del suelo=	1,05	kg/cm ²
Angulo de fricción interna φ =	11,75	°
Sobrecarga sobre el terraplén=	2,0	TN/m ²

Conociendo

$$\beta = 90^\circ + \alpha = 100^\circ$$

$$\varphi = 30^\circ \text{ Obtendremos del}$$

Abaco de la figura

$$\varepsilon = 0^\circ \quad 12 \text{ el } K_a$$

$$K_a = 0,30$$

1. Calculo del Empuje Activo

$$H = (h + (b-a) \cdot \text{tg} \alpha) \cdot \cos \alpha \quad h_s = q/\gamma_s$$

$$H = 6,00 \text{ m} \quad h_s = 1,0 \text{ m}$$

El empuje activo está determinado mediante la ecuación 43:

$$E_a = 14,13 \text{ Tn/m}$$

Normalmente con sobrecargas debido a vehículos, se adopta: $q=1,5$ a $2,0$ Tn/m^2 . Las variaciones se deben en algunos casos al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación mediante la ecuación 44:

$$d = 2,25 \text{ m}$$

El peso propio de la estructura depende de la sección del muro y del peso específico de su relleno considerando el % de vacíos (n) alrededor de 0,30 es decir 30% en el cual Normalmente el peso específico del gavión llenado con piedra de cantera se considera igual a $1,7 \text{ Tn/m}^3$. El peso específico del gavión mediante la ecuación 47 es:

$$\gamma_g = 1,70 \text{ Tn/m}^3$$

$$W = \text{área de la sección del muro} = A \cdot \gamma_g$$

$$A = 14,0 \quad W = 23,81 \text{ Tn/m}$$

2. Verificación de la seguridad al deslizamiento. Admitiendo tener filtro entre el muro y el relleno posterior. $\delta = 0,9 \cdot \phi$

$$\delta = 27^\circ$$

La componente vertical y horizontal del empuje activo se desarrolla mediante las ecuaciones 48, 49, despreciando la cohesión debido a que esta se modifica con el tiempo.

$$E_v = 4,13 \text{ Tn/m}$$

$$E_h = 13,51 \text{ Tn/m}$$

El factor de seguridad debe ser mayor e igual a 1,5 mediante la ecuación 46:

$$n' = 1,52$$

$$1,52 \geq 1,50 \text{ Ok}$$

3.- Verificación de la seguridad al vuelco. Se considera como fuerza estabilizante el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como desestabilizante la componente horizontal del empuje activo; mediante las ecuaciones 50, 51, 52, 53, 54:

$$\text{El momento volcador} \quad M_v = 30,47 \text{ Tn/m bale:}$$

El momento resistente se tiene encuentra la distancia que hay entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje activo medida sobre la vertical (d), la distancia entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje medida sobre la horizontal y sus coordenadas de sus centro de gravedad del muro referida a un sistema de ejes cartesianos aplicadas al punto F, mediante las ecuaciones 50, 51, 52, 53:

$$s = 4,4 \text{ m}$$

$$X_g = 2,64 \text{ m}$$

$$Y_g = 2,36 \text{ m}$$

$$S' = 2,64 \text{ m}$$

$$M_r = 81,10 \text{ Tn/m} \quad \text{Momento resistente}$$

El coeficiente de vuelco debe ser mayor igual a 1,5 aplicando la ecuación 54:

$$n'' = 2,66 \geq 1,5 \quad \text{OKEY}$$

4.- Verificación de las tensiones en el suelo. Podemos suponer que existe una distribución lineal de tensiones sobre el terreno, cuando la resultante cae dentro del núcleo de tensiones, donde N es la resultante de las fuerzas normales a la base del muro en la cual se aplica las ecuaciones 55, 56:

$$N = 27,95 \text{ Tn/m}$$

$$e = 0,19 < 0,6667 \text{ m okey}$$

$$\sigma_1 = 8,957 \text{ Tn/m}^2 = 0,9 \text{ Kg/cm}^2 < 1,05 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Okey}$$

$$\sigma_2 = 5,016 \text{ Tn/m}^2 = 0,5 \text{ Kg/cm}^2 < 1,05 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Okey}$$

Nota: La sección analizada a pesar de ser esbelta, ofrece un coeficiente de seguridad al vuelco, al deslizamiento más favorable y una distribución de tensiones más homogénea.

5.- Verificación de la sección intermedia. Se tiene en consideración el Momento actuante, la tensión del corte, el esfuerzo normal y el peso propio de la red metálica para el diseño del gavión mediante las ecuaciones 60, 61, 62, 63, 64:

$$\text{Momento actuante} \quad M = 50,64 \text{ Tn/m} \quad e = 0,188 \text{ m}$$

$$x = 4,53 \text{ m} \quad \sigma_{\max} = 7,71 \text{ Tn/m}^2$$

$$T = 13,51 \text{ Tn/m}$$

El valor del esfuerzo máximo no deberá superar al admisible:

$$\sigma_{adm} = 55,05 \text{ Tn/m}^2 \quad 7,71 < 55 \text{ okey Tn/m}^2$$

La tensión tangencial deberá ser menor a la tensión admisible. Para gaviones de altura de 1,00 mala a utilizar es 8X10 de 2,70 mm.

$$\tau = 3,4 \text{ Tn/m}^2$$

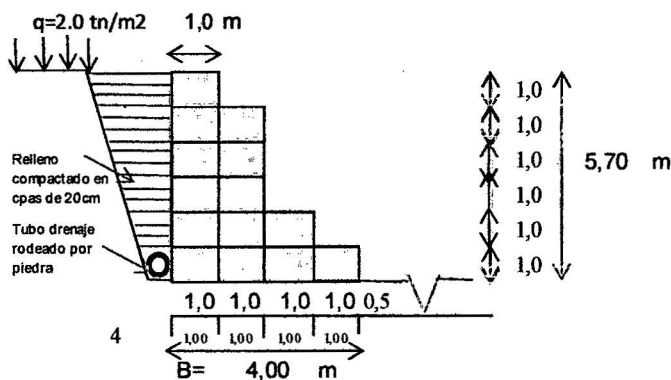
$$P_u = \text{Peso de la red metálica (Kg/m}^3) = 8,6 \text{ Kg/m}^3$$

$$\varphi = 32,53^\circ \quad C_g = 2,08 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Entonces:} \quad \tau_{adm} = 6,5 \text{ Tn/m}^2$$

$$\tau < \tau_{adm} \text{ Okey}$$

DISEÑO DE GAVION MARGEN IZQUIERDA Y DERECHA 0+380 M



En los muros de gaviones permanece la relación altura/ancho 1:1, el ancho es siempre de 1m, y el alto puede ser de 0,5m a 1,0m.

Características del bloque. W =Peso específico de la estructura. Depende de la sección del muro del peso específico del relleno. En el gavión se considera un porcentaje de vacios (n) alrededor de 0,3 es decir 30% con lo cual tendremos Y_g .

$$n = 0,3$$

$$q = 2 \text{ tn/m}^2$$

$$B \geq H/2 = 2,85 \text{ m}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\varepsilon = 0^\circ$$

Altura de socavación =	5,20	m
Peso específico de la roca =	2,43	Tn/m ³
Peso específico del suelo =	1,95	Tn/m ³
Capacidad portante del suelo =	1,05	kg/cm ²
Angulo de fricción interna φ =	11,75	°
Sobrecarga sobre el terraplén =	2,0	TN/m ²

Conociendo

$$\beta = 90^\circ + \alpha = 100^\circ$$

$$\varphi = 30^\circ \quad \text{Obtendremos del Abaco}$$

$$\varepsilon = 0^\circ \quad \text{de la figura 12 el } K_a$$

$$K_a = 0,30$$

1. Calculo del Empuje Activo

$$H = (h + (b-a) \cdot \text{tg} \alpha) \cdot \cos \alpha \quad h_s = q/\gamma_s$$

$$H = 5,70 \text{ m} \quad h_s = 1,0 \text{ m}$$

El empuje activo está determinado mediante la ecuación 43:

$$E_a = 12,92 \text{ Tn/m}$$

Normalmente con sobrecargas debido a vehículos, se adopta: $q=1,5$ a $2,0$ Tn/m². Las variaciones se deben en algunos casos al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación mediante la ecuación 44:

$$d = 2,15 \text{ m}$$

El peso propio de la estructura depende de la sección del muro y del peso específico de su relleno considerando el % de vacíos (n) alrededor de 0,30 es decir 30% en el cual Normalmente el peso específico del gavión llenado con piedra de cantera se considera igual a $1,7 \text{ Tn/m}^3$. El peso específico del gavión mediante la ecuación 47 es:

$$\gamma_g = 1,70 \text{ Tn/m}^3$$

$W = \text{área de la sección del muro} = A \cdot \gamma_g$

$$A = 13,30 \quad W = 22,62 \text{ Tn/m}$$

2. Verificación de la seguridad al deslizamiento. Admitiendo tener filtro entre el muro y el relleno posterior. $\delta = 0,9 \cdot \varphi$

$$\delta = 27^\circ$$

La componente vertical y horizontal del empuje activo se desarrolla mediante las ecuaciones 48, 49, despreciando la cohesión debido a que esta se modifica con el tiempo.

$$E_v = 3,78 \text{ Tn/m}$$

$$E_h = 12,36 \text{ Tn/m}$$

El factor de seguridad debe ser mayor e igual a 1,5 mediante la ecuación 46:

$$n' = 1,56$$

$$1,56 \geq 1,50 \text{ Ok}$$

3.- Verificación de la seguridad al vuelco. Se considera como fuerza estabilizante el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como desestabilizante la componente horizontal del empuje activo; mediante las ecuaciones 50, 51, 52, 53, 54: El momento volcador bale:

$$M_v = 26,59 \text{ Tn/m}$$

El momento resistente se tiene encuentra la distancia que hay entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje activo medida sobre la vertical (d), la distancia entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje medida sobre la horizontal y sus coordenadas de sus centro de gravedad del muro referida a un sistema de ejes cartesianos aplicadas al punto F, mediante las ecuaciones 50, 51, 52, 53:

$$s = 4,4 \text{ m}$$

$$X_g = 2,64 \text{ m} \qquad Y_g = 2,24 \text{ m}$$

$$S' = 2,64 \text{ m}$$

$$M_r = 76,34 \text{ Tn/m} \quad \text{Momento resistente}$$

El coeficiente de vuelco debe ser mayor igual a 1,5 aplicando la ecuación 54:

$$n'' = 2,87 \geq 1,5 \quad \text{OKEY}$$

4.- Verificación de las tensiones en el suelo. Podemos suponer que existe una distribución lineal de tensiones sobre el terreno, cuando la resultante cae dentro del núcleo de tensiones, donde N es la resultante de las fuerzas normales a la base del muro en la cual se aplica las ecuaciones 55, 56:

$$N = 26,4 \text{ Tn/m}$$

$$e = 0,12 < 0,67\text{m okey}$$

$$\sigma_1 = 7,75 \text{ Tn/m}^2 = 0,77 \text{ Kg/cm}^2 < 1,05 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Okey}$$

$$\sigma_2 = 5,46 \text{ Tn/m}^2 = 0,55 \text{ Kg/cm}^2 < 1,05 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Okey}$$

Nota: La sección analizada a pesar de ser esbelta, ofrece un coeficiente de seguridad al vuelco, al deslizamiento más favorable y una distribución de tensiones más homogénea.

5.- Verificación de la sección intermedia. Se tiene en consideración el Momento actuante, la tensión del corte, el esfuerzo normal y el peso propio de la red metálica para el diseño del gavión mediante las ecuaciones 60, 61, 62, 63, 64:

$$\text{Momento actuante } M = 49,75 \text{ Tn/m} \quad e = 0,116 \text{ m}$$

$$x = 4,71 \quad \sigma_{\max} = 7,01 \text{ Tn/m}^2$$

$$T = 12,36 \text{ Tn/m}$$

El valor del esfuerzo máximo no deberá superar al admisible:

$$\sigma_{\text{adm}} = 55,05 \text{ Tn/m}^2 \quad 7,01 < 55,05 \text{ okey Tn/m}^2$$

La tensión tangencial deberá ser menor a la tensión admisible. Para gaviones de altura de 1,00 mala a utilizar es 8X10 de 2,70mm

$$\tau = 3,1 \text{ Tn/m}^2$$

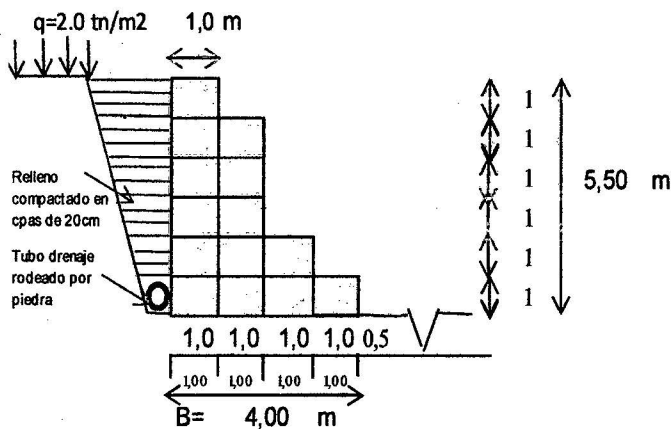
$$P_u = \text{Peso de la red metálica (Kg/m}^3) = 8,6 \text{ Kg/m}^3$$

$$\varphi = 32,525^\circ \quad C_g = 2,08 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Entonces:} \quad \tau_{\text{adm}} = 6,3 \text{ Tn/m}^2$$

$$\tau < \tau_{\text{adm}} \text{ Okey}$$

DISEÑO DE GAVION MARGEN IZQUIERDA 0+460, 0+515,514 M



En los muros de gaviones permanece la relación altura/ancho 1:1, el ancho es siempre de 1m, y el alto puede ser de 0,5m a 1,0m.

Características del bloque. W =Peso específico de la estructura. Depende de la sección del muro del peso específico del relleno. En el gavión se considera un porcentaje de vacíos (n) alrededor de 0,3 es decir 30% con lo cual tendremos Y_g .

$$n = 0,3$$

$$q = 2 \text{ tn/m}^2$$

$$B \geq H/2 = 2,75 \text{ m}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\varepsilon = 0^\circ$$

Altura de socavación =	5,00	m
Peso específico de la roca =	2,43	Tn/m ³
Peso específico del suelo =	1,95	Tn/m ³
Capacidad portante del suelo =	1,05	kg/cm ²
Angulo de fricción interna φ =	11,75	°
Sobrecarga sobre el terraplén =	2,0	TN/m ²

Conociendo

$$\beta = 90^\circ + \alpha = 90^\circ$$

$$\varphi = 30^\circ \quad \text{Obtendremos del Abaco}$$

$$\varepsilon = 0^\circ \quad \text{de la figura 12 el } K_a$$

$$K_a = 0,30$$

1. Calculo del Empuje Activo

$$H = (h + (b-a) \cdot \tan \alpha) \cdot \cos \alpha \quad h_s = q/\gamma_s$$

$$H = 5,50 \text{ m} \quad h_s = 1,0 \text{ m}$$

El empuje activo está determinado mediante la ecuación 43:

$$E_a = 12,15 \text{ Tn/m}$$

Normalmente con sobrecargas debido a vehículos, se adopta: $q=1,5$ a $2,0 \text{ Tn/m}^2$. Las variaciones se deben en algunos casos al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación mediante la ecuación 44:

$$d = 2,08 \text{ m}$$

El peso propio de la estructura depende de la sección del muro y del peso específico de su relleno considerando el % de vacíos (n) alrededor de 0,30 es decir 30% en el cual Normalmente el peso específico del gavión llenado con piedra de cantera se considera igual a $1,7 \text{ Tn/m}^3$. El peso específico del gavión mediante la ecuación 47 es:

$$\gamma_g = 1,70 \text{ Tn/m}^3$$

$W = \text{área de la sección del muro} = A \cdot \gamma_g$

$$A = 12,8 \quad W = 21,83 \text{ Tn/m}$$

2. Verificación de la seguridad al deslizamiento. Admitiendo tener filtro entre el muro y el relleno posterior. $\delta = 0,9 \cdot \varphi$

$$\delta = 27^\circ$$

La componente vertical y horizontal del empuje activo se desarrolla mediante las ecuaciones 48, 49, despreciando la cohesión debido a que esta se modifica con el tiempo.

$$E_v = 3,55 \text{ Tn/m}$$

$$E_h = 11,62 \text{ Tn/m}$$

El factor de seguridad debe ser mayor e igual a 1,5 mediante la ecuación 46:

$$n' = 1,57$$

$$1,57 \geq 1,50 \text{ Ok}$$

3.- Verificación de la seguridad al vuelco. Se considera como fuerza estabilizante el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como desestabilizante la componente horizontal del empuje activo; mediante las ecuaciones 50, 51, 52, 53, 54:

$$\text{El momento volcador} \quad M_v = 24,19 \text{ Tn/m} \quad \text{bale:}$$

El momento resistente se tiene encuentra la distancia que hay entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje activo medida sobre la vertical (d), la distancia entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje medida sobre la horizontal y sus coordenadas de su centro de gravedad del muro referida a un sistema de ejes cartesianos aplicadas al punto F, mediante las ecuaciones 50, 51, 52, 53:

$$s = 4,4 \text{ m}$$

$$X_g = 2,64 \text{ m} \quad Y_g = 2,16 \text{ m}$$

$$S' = 2,64 \text{ m}$$

$$M_r = 73,20 \text{ Tn/m} \quad \text{Momento resistente}$$

El coeficiente de vuelco debe ser mayor igual a 1,5 aplicando la ecuación 54:

$$n'' = 3,03 \geq 1,5 \quad \text{OKEY}$$

4.- Verificación de las tensiones en el suelo. Podemos suponer que existe una distribución lineal de tensiones sobre el terreno, cuando la resultante cae dentro del núcleo de tensiones, donde N es la resultante de las fuerzas normales a la base del muro en la cual se aplica las ecuaciones 55, 56:

$$N = 25,38 \text{ Tn/m}$$

$$e = 0,07 < 0,67\text{m} \quad \text{okey}$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 7,00 \text{ Tn/m}^2 = 0,70 \text{ Kg/cm}^2 < 1,05 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Okey} \\ \sigma_2 &= 5,69 \text{ Tn/m}^2 = 0,57 \text{ Kg/cm}^2 < 1,05 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Okey} \end{aligned}$$

Nota: La sección analizada a pesar de ser esbelta, ofrece u coeficiente de seguridad al vuelco, al deslizamiento más favorable y una distribución de tensiones más homogénea.

5.- Verificación de la sección intermedia. Se tiene en consideración el Momento actuante, la tensión del corte, el esfuerzo normal y el peso propio de la red metálica para el diseño del gavión mediante las ecuaciones 60, 61, 62, 63, 64:

$$\text{Momento actuante} \quad M = 49,01 \text{ Tn/m} \quad e = 0,07 \text{ m}$$

$$x = 4,83 \quad \sigma_{\max} = 6,57 \text{ Tn/m}^2$$

$$T = 11,62 \text{ Tn/m}$$

El valor del esfuerzo máximo no deberá superar al admisible:

$$\sigma_{adm} = 55,05 \text{ Tn/m}^2 \quad 6,57 < 55,05 \text{ okey Tn/m}^2$$

La tensión tangencial deberá ser menor a la tensión admisible. Para gaviones de altura de 1,00 mala a utilizar es 8X10 de 2,70mm

$$\tau = 2,9 \text{ Tn/m}^2$$

$$P_u = \text{Peso de la red metálica (Kg/m}^3) = 8,6 \text{ Kg/m}^3$$

$$\varphi = 32,525^\circ \quad C_g = 2,08 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Entonces:} \quad \tau_{adm} = 6,1 \text{ Tn/m}^2$$

$$\tau < \tau_{adm} \text{ Okey}$$

ANEXO D

LAMINAS

Lamina 01. Plano topográfico de la cuenca de la quebrada Timaruca, en curvas cada 50m.

Lamina 02. Plano topográfico de planta cada 0.25m y perfil de la quebrada Timaruca, correspondiente a la zona de investigación.

Lamina 03. Plano de secciones transversales de la quebrada Timaruca, correspondiente a la zona de estudio.

Lamina 04. Plano de Localización y Ubicación, describe las zonas más cercanas y afectadas por las intensas lluvias. Donde el punto de inicio es en el caserío de Huaquillo y el punto final es el cruce de Huaquillo ubicado en la carretera Jaén- San Ignacio.

Lamina 05. Ubicación del gavión en zonas afectadas a la inundación.