

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA
AGRÍCOLA**



**“ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL
PUENTE HUANCHUY EN EL RIO CACHI, AYACUCHO-
HUANCAVELICA”**

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRICOLA

PRESENTADO POR:

ANTONIO SOTO LEON

AYACUCHO – PERÚ

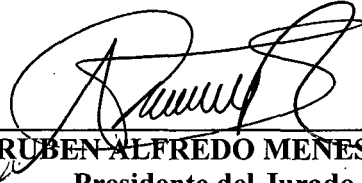
2015

tesis
IAG 52
Sot
Ej. 1

**"ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE HUANCHUY
EN EL RIO CACHI, AYACUCHO - HUANCAVELICA"**

Recomendado : 20 de agosto del 2015

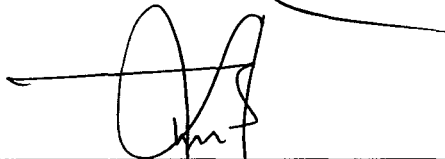
Aprobado : 08 de setiembre del 2015



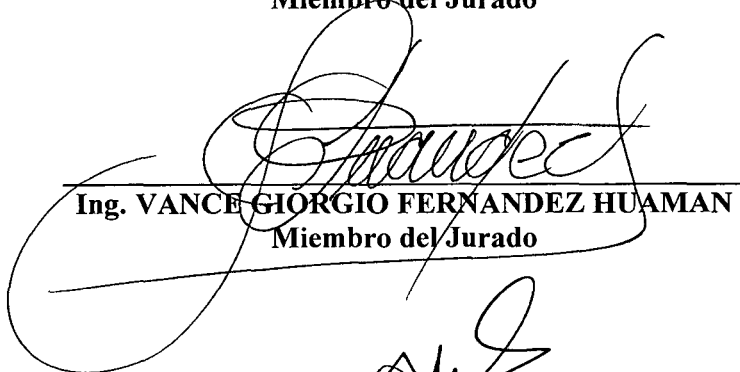
M.Sc. RUBEN ALFREDO MENESES ROJAS
Presidente del Jurado



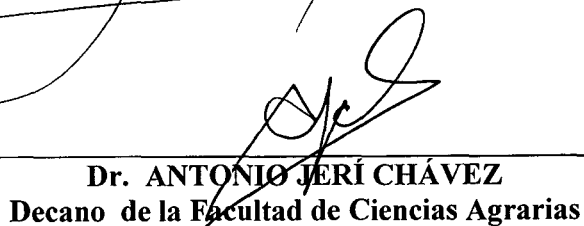
Dr. JORGE EDMUNDO PASTOR WATANABE
Miembro del Jurado



Ing. LEONIDAS ALEJANDRO ARIAS BALTAZAR
Miembro del Jurado



Ing. VANCE GIORGIO FERNANDEZ HUAMAN
Miembro del Jurado



Dr. ANTONIO JERÍ CHÁVEZ
Decano de la Facultad de Ciencias Agrarias

DEDICATORIA

A mis padres Avelino Soto Torres
y Susana León Bautista y a mis hermanos

Nelva, Wilfredo, Joel.

En vida han sido

la fortaleza de seguir siempre adelante.

Con su apoyo y espíritu de confianza he llevado a cabo
este logro con el mayor de los esfuerzos para mi satisfacción.

AGRADECIMIENTO

A pesar de lo mucho que pudiera decir en este caso de reconocimiento hacia todos aquellos que oportunamente contribuyeron en lo que se refiere al desarrollo esmerado de mi proyecto; no basta unas sencillas palabras para hacer notar mis mejores deseos de gratitud.

Lo agradezco primordialmente a Dios por estar siempre presente en mi vida.

Al Dr. Jorge Edmundo Pastor Watanabe maestro que con sus grandes conocimientos y experiencia me supo encaminar en el desempeño de tan significativo propósito.

A mis padres con su apoyo, paciencia y atención mantuvo en mí esa perseverancia para cumplir este logro.

A la ilustre Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, en especial a la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Agrícola cuna de todos los conocimientos que ahora poseo y mi segundo hogar. Y a todos aquellos que me faltaron nombrar pero dieron su aporte en la concepción de mi proyecto.

Realmente muchísimas gracias a todos.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
INDICE GENERAL.....	iii
INDICE DE FIGURAS	ix
INDICE DE TABLAS	xiii
RESUMEN.....	xvii
1 INTRODUCCION.....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	5
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	7
1.3 JUSTIFICACION.....	8
1.4 OBJETIVOS.....	9
1.4.1 OBJETIVOS GENERAL.....	9
1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	9
2 MARCO TEORICO	10
2.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO.....	10
2.2 ESTUDIO HIDROLOGICO.....	11
2.2.1 DEFINICION.....	11
2.2.2 IMPORTANCIA Y AMBITO DE APLICACIÓN.....	11
2.3 CICLO HIDROLOGICO.....	11
2.4 ESTUDIO DE UNA CUENCA HIDROLOGICA.....	12
2.4.1 CUENCA HIDROLOGICA.....	12
2.4.2 DELIMITACION DE UNA CUENCA	12
2.4.3 CARACTERISTICAS MORFOMETRICAS DE UNA CUENCA HIDROGRAFICAS.....	13
2.4.3.1 AREA DE LA CUENCA HIDROGRAFICAS.....	13
2.4.3.2 PERIMETRO DE LA CUENCA.....	13
2.4.3.3 COTA DE LA CUENCA.....	14
2.4.3.4 CURVA HIPSOMETRICA.....	14
2.4.3.5 FRECUENCIA DE ALTITUDES.....	15
2.4.3.6 PENDIENTE DE LA CUENCA.....	15
2.4.3.7 PROPIEDADES DE LA RED HIDRICA.....	15
2.4.3.7.1 RED DE DRENAJE.....	15
2.4.3.7.2 OREDN DE DRENAJE.....	16
2.4.3.7.3 LONGITUD DE TRIBUTARIOS.....	16
2.4.3.7.4 LONGITUD TOTAL DE LA RED HIDRICA.....	17

2.4.3.7.5	PENDIENTE PROMEDIO DE LA RED HIDRICA.....	17
2.4.3.8	COEFICIENTE DE COMPACIDAD.....	17
2.4.3.9	RECTANGULO EQUIVALENTE.....	18
2.4.3.10	FORMA DE LA CUENCA.....	19
2.4.3.11	TIEMPO DE CONCENTRACION.....	19
2.5	ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS.....	21
2.5.1	TRATAMIENTO PROBABILISTICO DE LA INFORMACION.....	21
2.5.2	DETERMINACION DE LA PROBABILIDAD.....	21
2.5.3	METODO DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD UTILIZADAS.....	22
2.5.3.1	DISTRIBUCION NORMAL.....	22
2.5.3.2	DISTRIBUCION LOG NORMAL.....	26
2.5.3.3	DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III.....	27
2.5.3.4	DISTRIBUCION GUMBEL (Valor Extremo Tipo I).....	30
2.5.4	PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE KOLMOGOROV SMIRNOV.....	31
2.5.5	CONCEPTOS BASICOS.....	32
2.5.5.1	PERIODO DE RETORNO.....	32
2.5.5.2	CURVA INTENSIDAD DURACION Y FRECUENCIA.....	33
2.5.5.3	BLOQUE ALTERNO PARA EL CALCULO DE HIETOGRAMA DE PREC. DE DISEÑO.....	35
2.5.5.4	MODELOS DE GENERACION DE HIDROGRAMAS.....	36
2.5.5.4.1	METODO DE HIDROGRAMA UNITARIO.....	36
2.6	ESTUDIO DE HIDRAULICA FLUVIAL.....	37
2.6.1	GENERALIDADES.....	37
2.6.2	NOCIONES DE MORFOLOGIA FLUVIAL.....	38
2.6.2.1	CLASIFICACION BASICA DE LOS RIOS.....	38
2.6.2.2	CARACTERISTICAS FISICAS DE LOS RIOS.....	40
2.6.2.3	MORFOLOGIAS TIPICAS.....	40
2.6.2.4	EQUILIBRIO DE FONDO.....	42
2.6.2.5	HIDROLOGIA FLUVIAL.....	42
2.6.3	NOCIONES DE HIDRAULICA FLUVIAL.....	43
2.6.3.1	GENERALIDADES.....	43
2.6.3.2	NOCIONES ACERCA DE LA EROSION.....	43
2.6.3.2.1	EROSION GENERAL.....	44
2.6.3.2.2	EROSION EN CURVAS.....	44
2.6.3.2.3	EROSION EN ESTRECHAMIENTOS.....	45
2.6.3.3	GRANULOMETRIA.....	46
2.6.3.4	TRANSPORTE INCIPIENTE DE SEDIMENTOS GRANULARES.....	46
2.6.3.3.1	CRITERIO DE LA VELOCIDAD CRITICA.....	47
2.6.3.3.2	CRITERIO DEL ESFUERZO DE CORTE CRITICO.....	47
2.6.3.4	UMBRAL O PRINCIPIO DEL MOVIMIENTO.....	48

2.6.3.5	ACORAZAMINETO.....	49
2.6.3.6	CLASIFICACION DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	50
2.6.3.7	CAUDAL SOLIDO.....	51
2.7	HIDRAULICA DE PUENTES.....	51
2.7.1	GENERALIDADES.....	51
2.7.2	CONSIDERACIONES SOBRE EL EMPLAZAMIENTO DE UN PUENTE.....	52
2.7.3	CONSIDERACIONES SOBRE LA ALINEACION DE UN PUENTE.....	52
2.7.4	DIMENSIONAMIENTO DEL VANO ALTURA LIBRE.....	55
2.7.5	DIMENSIONAMIENTO DEL ANCHO DEL VANO Y SUS EFECTOS EROSIVOS.....	56
2.7.6	EROSION LOCAL	57
2.7.6.1	GENERALIDADES.....	57
2.7.6.2	DESCRIPCION DEL FENOMENO EROSIVO LOCAL.....	58
2.7.6.3	EROSION EN PILAS.....	60
2.7.6.4	EROSION EN ESTRIBOS.....	62
2.7.7	CIMENTACION Y PROTECCION.....	63
2.7.7.1	CIMENTACION.....	63
2.8	METODOS DE CALCULO DE LA SOCAVACION.....	64
2.8.1	SOCAVACION LOCAL EN PILAS.....	64
2.8.2	SOCAVACION LOCAL EN ESTRIBOS.....	66
2.8.3	SOCAVACION GENERAL DEL LECHO.....	68
3	MATERIALES Y METODOS.....	69
3.1	UBICACIÓN DEL PROYECTO Y CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA CACHI.....	69
3.1.1	UBICACIÓN DEL PUENTE HUANCHUY.....	69
3.1.2	UBICACIÓN DE LA CUENCA CACHI.....	71
3.1.3	CARACTERISTICAS DE LA CUENCA CACHI.....	74
3.1.3.1	CARACTERISTICA DE LA CUENCA CACHI HASTA EL PUNTO DE AFORO.....	74
3.1.3.2	CARACTERIZACION DE LAS SUBCUENCAS.....	75
3.1.3.3	ESTACIONES METEOROLOGICAS DEL PROYECTO.....	76
3.1.4	EVALUACION DE PRECIPITACION MAXIMA DIARIA.....	77
3.1.4.1	DISPONABILIDAD DE DATOS HIDROLOGICOS.....	77
3.2	MATERIALES Y EQUIPOS	80
3.2.1	MATERIALES.....	80
3.2.2	EQUIPOS DE TOPOGRAFIA.....	81
3.2.3	EQUIPOS DE ESCRITORIO.....	81
3.3	METODOLOGIA.....	82
3.3.1	TECNICAS DE GABINETE.....	82
3.3.1.1	RECOPIACION DE INFORMACION Y FUENTES DE DATOS.....	82
3.3.1.2	INFORMACION HIDROMETEOROLOGICA.....	82

3.3.2	CARACTERIZACION TOPOGRAFICA Y GEOMORFOLOGICA DE LA CUENCA Y SUBCUENCAS.....	83
3.3.2.1	SISTEMA DE INFORMACION GEOGRAFICA.....	83
3.3.2.1.1	ARGIS V.10.0.....	83
3.3.3	APLICACIÓN DE MODELOS HIDROMETEOROLOGICOS PARA CRECIDAS.....	83
3.3.3.1	TECNICAS DETERMINISTAS EMPIRICAS.....	84
3.3.3.1.1	GENERACION DE PRECIPITACION MAXIMA DIARIA METODO IILA_SENAMHI-UNI.....	84
3.3.3.2	ANALISIS ESTADISTICO DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DIARIAS.....	85
3.3.3.2.1	TRATAMIENTO PROBABILISTICO DE LA INFORMACION	85
3.3.3.2.1.1	DETERMINACION DE LA PROBABILIDAD	85
3.3.3.2.1.2	METODOS DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES UTILIZADAS.....	86
3.3.3.3	ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS.....	86
3.3.3.3.1	FUNDAMENTOS DEL SISTEMA DE MODELAMIENTO HIDROLOGICO (HEC-HMS).....	86
3.3.3.3.2	MODELACION DE LA CUENCA	87
3.3.3.3.3	MODELACION DE LOS PROCESOS HIDROLOGICOS	88
3.3.3.3.3.1	PRECIPITACION.....	88
3.3.3.3.3.2	PERDIDAS DE VOLUMEN.....	88
3.3.3.3.3.3	ESCORRENTIA SUPERFICIAL.....	90
3.3.3.3.3.4	FLUJO BASE.....	90
3.3.3.3.3.5	TRANSITO DEL HIDROGRAMA POR EL CAUCE.....	90
3.3.4	MODELAMIENTO HIDRAULICO.....	94
3.3.4.1	MODELAMIENTO HIDRAULICO CONL HEC-RAS.....	94
3.3.5	TECNICAS D ELABORATORIO.....	95
3.3.5.1	ANALISIS GRANULOMETRICO.....	95
3.3.6	METODOLOGIA PARA LA EVAL. DE DESARROLLO Y PROF. POTENCIAL DE SOCAVACION.....	95
3.3.6.1	RELACIONES SEMIE. Y EMPI. DEL CAL. DE LA PROF. POT. DE SOCAVACION.....	96
3.3.6.1.1	SOCAVACION ALREDEDOR DE PILAS.....	96
3.3.6.1.1.1	ECUACION DE GRUPO I.....	97
3.3.6.1.1.1.1	BREUSSER	97
3.3.6.1.1.1.2	LARRAS.....	97
3.3.6.1.1.1.3	LAUREN I.....	98
3.3.6.1.1.2	ECUACION GRUPO II.....	98
3.3.6.1.1.2.1	SHEN II-1.....	99
3.3.6.1.1.2.2	SHEN II-2.....	99
3.3.6.1.1.3	ECUACION GRUPO III.....	100
3.3.6.1.1.3.1	YAROSLAVTZIEV.....	100
3.3.6.1.1.4	METODOS UTILIZADOS FRECUENTEMENTE	103
3.3.6.1.1.4.1	METODO DE LAURSEN Y TOCH.....	104
3.3.6.1.1.4.2	METODO DE MAZA Y SANCHEZ.....	106
3.3.6.1.2	SOCAVACION LOCAL AL PIE DE ESTRIBOS	110

3.3.6.1.2.1 METODO DE ARTAMOV.....	110
3.3.6 TECNICAS DE CAMPO.....	112
3.3.6.1 SINTESIS D ELOS TRABAJOS REALIZADOS.....	112
4 RESULTTADOS.....	113
4.1 AREA DE CUENCA CACHI Y SUBCUENCAS.....	113
4.2 CARACTRISTICAS DE LA SUBCUENCAS	114
4.3 FORMA DE LA CUENCA CACHI.....	115
4.4 RELIEVE.....	118
4.5 PERFIL LONGITUDINAL	119
4.6 PENDIENTE.....	120
4.7 MEDICIONES LINEALES.....	122
4.8 LONGITUD D ELA CUENCA.....	122
4.9 DENSIDAD DE DRENAJE.....	123
4.10 TIEMPO DE CONCENTRACION.....	123
4.11 CLASIFICACION JERARAQUIA DE LOS CURSOS.....	124
4.12 CARACTERISTICA DE LA CUENCA CACHI HASTA EL PUNTO DE AFORO	125
4.13 ESTUDIO CLIMATOLOGICO DE LA CUENCA CACHI.....	130
4.13.1 GENERACION DE LA PREC. MAXIMA DIARIA EN LAS SUBCUENCAS DEL RIO CACHI.....	130
4.13 ANALISIS DE FRECUENCIA DE VALORES EXTREMOS.....	135
4.13.1 POSICION DE TRAZADO.....	138
4.14 METODOS DE DISTRI. DE PROB UTILIZADAS PARA EL CALCULO DE PRECIPITACIONES.....	142
4.14.1 DISTRIBUCION NORMAL	142
4.14.2 DISTRIBUCION LOG-NORMAL.....	144
4.14.3 DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III.....	146
4.14.4 DISTRIBUCION GUMBEL (Valor Extremos tipo I).....	148
4.15 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV SMIRNOV.....	151
4.16 ANALISIS DE TORMENTA.....	168
4.17 GENERACION DE INTENSIDADES Y CURVAS IDF.....	171
4.18 GENERACION DE HIETOGRAMAS.....	177
4.19 DETERMINANADO TIEMPO DE RETARDO.....	181
4.20 DETERMINANADO PERDIDA DE AGUA.....	182
4.20.1 MODELO NUMERO DE CURVA.....	182
4.21 MODELOS DE TRANSITO DE FLUJO EN CAUCES.....	185
4.21.1 MODELO DE MUSKINGUM.....	185
4.22 MODELAMIENTO HIDROLOGICO CON EL HEC-HMS EN LA CUENCA CACHI.....	186
4.22.1 CALIBRACION DEL CAUDAL METODO HUELLAS.....	202
4.23 MODELAMIENTO HIDRAULICO CON EL HEC- RAS EN RIO CACHI EN EL TRAMO HUANCHUY.....	207
4.23.1 SIMULACION HIDRAULICA CON EL HEC RAS SIN INCLUIDO LA INFRAESTRUCTURA.....	207
4.23.2 SIMULACION HIDRAULICA CON EL HEC RAS INCLUIDO LA INFRAESTRUCTURA.....	212

4.24	MODELACION DE TRANSPORTE DE SEDIEMTOS EN EL RIO CACHI T. H. CON EL HEC RAS.....	225
4.25	CALCULO DE SOCAVACION GENERAL.....	234
4.26	COMPARACION DE LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS METODOS EN PILAS.....	237
4.27	COMPARACION DE LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS METODOS EN ESTRIBOS.....	238
4.28	COMPARACION D ELOS PARAMETROS UTILIZADOS POR METODOS MAS REPRESNTATIVO.....	239
4.29	RECOMENDACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE LA PROF. MÁX. DE SOCAVACIÓN UN OBSTÁCULO.....	240
4.29.1	RECOMENDACIÓN PARA LA EV. DE LA PROF. MAX.DE SOC. ALREDEDOR DE PILAS.....	241
4.29.2	RECOMENDACIÓN PARA LA EV. DE LA PROF. MAX. DE SOC. ALREDEDOR DE ESTRIBOS.....	247
5	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	250
6	CONCLUSION Y RECOMENDACIONES	253
6.1	CONCLUSIONES	253
6.2	RECOMENDACIONES.....	254
7	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	257
9.01	BIBLIOGRAFIA	257
8	ANEXOS.....	259
8.1	FOTOGRAFIAS.....	259
8.2	UBICACIÓN SATELITAL EN LA ZONA DEL PROYECTO.....	266
8.3	REGLAMENTO NACIONAL D EEDIFICACIONES OS.60 DRENAJE PLUVIAL URBANO.....	267
8.4	TABLAS ESTADISTICAS PARA HIDROLOGIA.....	270

INDICE DE FIGURAS

Figura 1	Delimitacion de una cuenca Hidrografica.....	13
Figura 2	Curva IDF para diferente periodo de retorno.....	33
Figura 3	Hietograma de diseño.....	35
Figura 4	Representacion esquematica de las etapas de un rio.....	38
Figura 5	Forma en planta de cauces.....	39
Figura 6	Corte transversal de los cauces.....	40
Figura 7	Evolucion de meandros.....	41
Figura 8	Secciones tipicas de una transicion entre dos curvas.....	41
Figura 9	Abanicos aluviales	41
Figura 10	Analogia de balanza de Lane.....	42
Figura 11	Curva de Q clasificados (Izq.) y características de un hidrograma (der.).....	43
Figura 12	Clasificacion general de la socavacion.....	44
Figura 13	Seccion de un rio en curva.....	45
Figura 14	Corriente se cundaria.....	45
Figura 15	Distribucion de tamaño (izq.) y curva granulometrica (der.).....	46
Figura 16	Abaco de Shields.....	49
Figura 17	Acorazamiento de lecho.....	50
Figura 18	Clasificacion de transporte de sedimentos.....	50
Figura 19	Distribucion de vel.s (izq.) y concentraciones de sedientos (der.).....	51
Figura 20	Alineacion de la via respecto al cauce.....	53
Figura 21	Alineacion de pilas y estribos según la corriente.....	53
Figura 22	Ancho efectivo del puente.....	54
Figura 23	Via de gran alineada casi paralelamente ente con cauce	54
Figura 24	Influencia de la oscuridad H y el coef. de rugosidad en el cal. hidraulico.....	55
Figura 25	Caracteristica hidraulica del paso de agua bajo un puente	56
Figura 26	Remanso producido por la presencia de un puente en el cauce de un rio.....	57
Figura 27	Dimensionamiento de la anchura del vano.....	57
Figura 28	Mecanismo de definicion de la erosion local.....	59
Figura 29	Evolucion esquematica de la erosion local con la velocidad.....	59
Figura 30	Izq. Evolucion temporal de la erosion local s, der. Erosion local en pilas.....	60
Figura 31	Anchura efectiva para el calculo de la erosion local.....	61
Figura 32	Anchura variable en pila.....	61
Figura 33	Ventajas de apoyo multiple grandes angulos de ataque y longitud de pila.....	62
Figura 34	Esquema d ela erosion en un estribo.....	62
Figura 35	Criterio de profundidad de una cimentacion superficial.....	63
Figura 36	Erosion local en cimentacion profunda.....	63

Figura 37	Definición de los conceptos de erosión general erosión local.....	64
Figura 38	Esquema de erosión local en pilas.....	65
Figura 39	Esquema en erosión en estribos.....	67
Figura 40	Método de nivel para el cálculo de la erosión general.....	68
Figura 41	Método de Lishtwan-Levediev para el cálculo de erosión general.....	70
Figura 42	Ubicación política del distrito de Echincho en la provincia de Angaraes.....	73
Figura 43	Ubicación de la cuenca del río Cachi en la provincia de Huamanga.....	74
Figura 44	Ubicación de la cuenca río Cachi en la región Ayacucho.....	74
Figura 45	Ubicación cartográfica de la cuenca Cachi.....	75
Figura 46	Ubicación hidrográfica de la cuenca Cachi.....	76
Figura 47	Delimitación de las subcuencas en la cuenca del río Cachi.....	76
Figura 48	Principales ríos de la cuenca en estudio.....	77
Figura 49	Ubicación geográfica de las estaciones Meteorológicas.....	79
Figura 50	Representación esquemática del comportamiento hidrológico de cuenca.....	86
Figura 51	Diagrama de las ecuaciones de escorrentía del CSC.....	90
Figura 52	Almacenamiento en prisma y cuña en un tramo de cauce.....	91
Figura 53	Obtención de los parámetros de K y X de Muskingum.....	94
Figura 54	Valores de k_f y b_1 método Yaroslavtziev.....	104
Figura 55	Factor de corrección por forma de la pila. Método de Lauren y Toch.....	105
Figura 56	Factor de corrección K_3 por el ángulo de incidencia MeT . de Laursen y Toch.....	106
Figura 57	Factor de corrección K_2 por forma de la pila Método Laursen y Toch.....	106
Figura 58	Abaco de Maza y Sánchez para pilas circular.....	108
Figura 59	Abaco de Maza y Sánchez para pilas redonda.....	108
Figura 60	Abaco de Maza y Sánchez para pilas rectangular.....	109
Figura 61	Esquema de los cuales interceptados por estribos Método Artamanov.....	109
Figura 62	Delimitación de la cuenca en estudio del río Cachi con el Argis.....	115
Figura 63	Delimitación de las subcuencas de la cuenca en estudio del río Cachi.....	120
Figura 64	Curva hipsométrica de la Cuenca del río Cachi y Subcuencas.....	118
Figura 65	Diagrama de las curvas hipsométricas de las Subcuencas.....	118
Figura 66	Curva hipsométrica de la cuenca Cachi en estudio.....	119
Figura 67	Perfil longitudinal del río más largo de la cuenca en estudio.....	119
Figura 68	Pendiente de la cuenca determinado con el Argis.....	120
Figura 69	Longitud del curso principal de la cuenca Cachi en estudio.....	122
Figura 70	Orden de la red hídrica.....	125
Figura 71	Gráfica de polígono de frecuencia de la cuenca Cachi.....	126
Figura 72	Pendiente del río Cachi.....	128
Figura 73	Mapa base de la cuenca Cachi en 3D.....	128
Figura 74	Mapa base de la red hídrica existente.....	129
Figura 75	Mapa ecológico generado de la cuenca Cachi.....	182

Figura 76	Determinando numero de curva para el Hec Hms.....	183
Figura 77	Modelamiento de la red hidrica en la cuenca Cachi.....	184
Figura 78	Subcuencas Cachi y longitud maxima de los canales.....	185
Figura 79	Modelamiento hidrológico con el Hec-Hms en la cuenca Cachi.....	186
Figura 80	valores de las cuencas y canales de tránsito en el HEC HMS.....	186
Figura 81	Se procede ingresar los hietogramas generados en cada subcuenca	186
Figura 82	Se muestra el hietograma correspondiente para cada subcuenca especifica.....	187
Figura 83	modelo met. con que se realizara METEOROLOGIC MODEL MANAGER.....	187
Figura 84	Simulacion Hidrológica en la cuenca Chicllarazo.....	189
Figura 85	Simulacion Hidrológica en la cuenca Apacheta.....	189
Figura 86	Simulacion Hidrológica en la cuenca Vinchos.....	190
Figura 87	Simulacion Hidrológica en la cuenca Paccha.....	190
Figura 88	Simulacion Hidrológica en la cuenca Huamanga.....	191
Figura 89	Caudal de maximas avenidas $tr= 1000$ años $Q=1630.7m^3/s$ Nodo 1.....	193
Figura 90	Caudal de maximas avenidas $tr= 1000$ años $Q=1944.2 m^3/s$ Nodo 2.....	194
Figura 91	Caudal de maximas avenidas $tr= 1000$ años $Q= 2000.0m^3/s$ Ponteadero.....	194
Figura 92	Caudal de maximas avenidas $tr= 500$ años $Q= 1395.7m^3/s$ Nodo 1.....	195
Figura 93	Caudal de maximas avenidas $tr= 500$ años $Q= 1651.4m^3/s$ Nodo 2.....	195
Figura 94	Caudal de maximas avenidas $tr= 500$ años $Q= 1695.2m^3/s$ Ponteadero.....	196
Figura 95	Caudal de maximas avenidas $tr= 200$ años $Q= 1201.5 m^3/s$ Nodo 1.....	196
Figura 96	Caudal de maximas avenidas $tr= 200$ años $Q= 1260.2 m^3/s$ Nodo 2.....	197
Figura 97	Caudal de maximas avenidas $tr= 200$ años $Q= 1349.0m^3/s$ Ponteadero.....	197
Figura 98	Caudal de maximas avenidas $tr= 100$ años $Q= 950.6 m^3/s$ Nodo 1.....	198
Figura 99	Caudal de maximas avenidas $tr= 100$ años $Q= 1101.70m^3/s$ Nodo 2.....	198
Figura 100	Caudal de maximas avenidas $tr= 100$ años $Q= 1125.4 m^3/s$ Ponteadero.....	199
Figura 101	Caudal de maximas avenidas $tr= 50$ años $Q= 797.1 m^3/s$ Nodo 1.....	199
Figura 102	Caudal de maximas avenidas $tr= 50$ años $Q= 914.7m^3/s$ Nodo 2.....	200
Figura 103	Caudal de maximas avenidas $tr= 50$ años $Q= 931.7 m^3/s$ Ponteadero.....	200
Figura 104	Caudal de maximas avenidas $tr= 25$ años $Q= 661.8 m^3/s$ Nodo 1.....	201
Figura 105	Caudal de maximas avenidas $tr= 25$ años $Q= 751.5 m^3/s$ Nodo 2.....	201
Figura 106	Caudal de maximas avenidas $tr= 25$ años $Q= 763.9m^3/s$ Ponteadero.....	202
Figura 107	Tramo donde se realiza el calculo del caudal metodo de Huellas.....	205
Figura 108	Geometria del rio Cachi en el tramo Huanchuy.....	207
Figura 109	Perfil del cauce principal en el rio Cachi del tramo Huanchuy.....	208
Figura 110	Resultados de la simulacion de los audales sin incluir el puente Huanchuy.....	209
Figura 111	Diagrama de contraccion y expansion en un puente.....	213
Figura 112	Planta de estrechamientos en puentes.....	214
Figura 113	Riesgo de por lo menos una exed. del evento de diseño durante la vida util.....	217
Figura 114	Geometria del rio Cachi en el tramo Huanchuy incluido el puente.....	219

Figura 115	Perfil longitudinal del tirante del caudal simulado para diferentes tr.....	220
Figura 116	Simulación hidráulica del tirante en el puente con el Hec Ras en el río Cachi	221
Figura 117	Curva de gastos de aguas arriba y aguas abajo en el puente.....	221
Figura 118	Resultados gráficos de la simulación del puente Huanchuy en el Río Cachi.....	222
Figura 119	Representación esquemática de la profundidad de la deposición.....	226
Figura 120	Perfil de sedimentos en el río Cachi tramo Huanchuy para diferentes Q.....	226
Figura 121	Perfil del cauce trazado espacial de sedimentos.....	227
Figura 122	Evolución de fondo 1+760 sed. y 1+700 erosionada del puente Huanchuy.....	228
Figura 123	Evolución de la sección 1+680 erosionada y 1+670 sección erosionada.....	229
Figura 124	Evol. del fondo de secc. aguas abajo del puente en erosión y socavación.....	229
Figura 125	Geometría de la sección transversal del transporte de sedi. en la sección 1+680	230
Figura 126	Geometría de la sección transversal por efecto del transporte en la prog. 1+670.....	230
Figura 127	Profundidad hidráulica(HYDRAULIC DEPTH).....	231
Figura 128	Diagrama de velocidad del flujo.....	231

INDICE DE TABLAS

Tabla 1	Estaciones pluviometricas del EX PEERCS evaluadas.....	79
Tabla 2	Estaciones meteorologicas utilizadas (mm).....	80
Tabla 3	Precipitaciones maximas diarias de la Estacion Putacca.....	80
Tabla 4	Precipitaciones maximas diarias de la Estacion Alpachaca.....	81
Tabla 5	Precipitaciones maximas diarias de la Estacion Pucaloma.....	81
Tabla 6	Precipitaciones maximas diarias de la Estacion Tunsulla.....	82
Tabla 7	Precipitaciones maximas diarias de la Estacion Huamanga.....	83
Tabla 8	Clasificación de antecedentes de humedad (AMC).....	92
Tabla 9	Números de Curva de escorrentía (CN).....	93
Tabla 10	Coeficientes de Manning.....	100
Tabla 11	Clasificación de tamaño de partículas.....	101
Tabla 12	F.c. (Kx) por forma de la pila. Metodo de larras.....	103
Tabla 13	F. c. (Ky) por angulo de ataque de la corriente. Método Larras.....	104
Tabla 14	Diámetros equivalente d85 suelos no cohesivos. Mét. de Yaroslavtziev.....	107
Tabla 15	F.C. por efecto del ángulo de incidencia. Método de Maza Sanchez	113
Tabla 16	Coef. P del ángulo α con ejes long. de la estruc. y de la corriente.....	117
Tabla 17	Coeficiente Pq que depende de la relación Q1/Q ó Q2/Q.....	117
Tabla 18	Coeficiente PR que depende del talud que tiene los lados de la obra.....	117
Tabla 19	Características de Área y forma de la Cuenca Cachi y Sub Cuencas.....	121
Tabla 20	Mediciones Lineales de la Cuenca Cachi y Sub Cuencas.....	128
Tabla 21	Características de Drenaje de la cuenca Cachi y Subcuencas.....	129
Tabla 22	Tiempo de concentración de cuencas en estudio.....	130
Tabla 23	Características de la Cuenca Cachi (hasta el punto de aforo).....	132
Tabla 24	Perfil longitudinal del rio cachi.....	133
Tabla 25	Perfil Longitudinal y pendiente del rio Cachi.....	133
Tabla 26	Precipitación máxima diaria generada en la Subcuenca Vinchos.....	137
Tabla 27	Precipitación máxima diaria generada en la Subcuenca Paccha.....	138
Tabla 28	Precipitación máxima diaria generada en la Subcuenca Huamanga.....	139
Tabla 29	Precipitación máxima diaria de la Subcuenca Chicllarazo.....	140
Tabla 30	Precipitación máxima diaria de la Subcuenca Apacheta.....	140
Tabla 31	Prec. máxima diarias anuales generadas en la Subcuenca Chicllarazo.....	141
Tabla 32	Prec. máxima diarias anuales generadas en la Subcuenca Vinchos.....	141
Tabla 33	Prec. máxima diarias anuales generadas en la Subcuenca Apacheta.....	142
Tabla 34	Prec. máxima diarias anuales generadas en la Subcuenca Paccha.....	142
Tabla 35	Prec. máxima diarias anuales generadas la Subcuenca Cachi.....	143
Tabla 36	Posición de trazado por diferentes métodos.....	144
Tabla 37	Posición de trazado- Weibull-Chicllarazo.....	144

Tabla 38	Posicion de trazado Weibull-Vinchos.....	145
Tabla 39	Posicion de trazado Weibull-Apacheta.....	145
Tabla 40	Posicion de trazado Weibull-Paccha.....	146
Tabla 41	Posicion de trazado Weibull-Cachi.....	146
Tabla 42	Prec. max. diarias para diferente tr-Metodo Dist. Normal Chicllarazo.....	147
Tabla 43	Prec. max. diarias para diferente tr-Metodo Dist. Normal Vinchos.....	148
Tabla 44	Prec. max. diarias para diferente tr-Metodo Dist. Normal Apacheta.....	148
Tabla 45	Prec. max. diarias para diferente tr-Metodo Dist. Normal Paccha.....	148
Tabla 46	Prec. max. diarias para diferente tr-Metodo Dist. Normal Cachi.....	149
Tabla 47	Prec. max. diarias para diferentes tr Met. Dist. Log Normal -Chicllarazo.....	149
Tabla 48	Prec. max diarias para diferentes tr Met. Dist. Log Normal -Vinchos.....	149
Tabla 49	Prec. max. diarias para diferentes tr Met. Dist. Log Normal -Apacheta.....	150
Tabla 50	Prec. max. diarias para diferentes tr Met. Dist. Log Normal -Paccha.....	150
Tabla 51	Prec. max. diarias para diferentes tr Met. Dist. Log Normal -Cachi.....	150
Tabla 52	Prec. max diarias para diferentes tr Met. Dist. Log Pearson -Chicllarazo.....	151
Tabla 53	Prec. Max diarias para diferentes tr Met. Dist. Log Pearson -Vinchos.....	151
Tabla 54	Prec. max diarias para diferentes tr Met. Dist.n Log Pearson -Apacheta.....	151
Tabla 55	Prec. max diarias para diferentes tr Met. Dist. Log Pearson -Paccha.....	152
Tabla 56	Prec. max diarias para diferentes tr Met. Dist. Log Pearson -Cachi.....	152
Tabla 57	Prec. max diarias diferentes tr Dist. Gumbel Extrema Tipo I-Chicllarazo.....	153
Tabla 58	Prec. max diarias diferentes tr Dist. Gumbel Extrema Tipo I-Vinchos.....	153
Tabla 59	Prec. max diarias diferentes tr Dist. Gumbel Extrema Tipo I-Apacheta.....	153
Tabla 60	Prec. max diarias diferentes tr Dist. Gumbel Extrema Tipo I-Paccha.....	154
Tabla 61	Prec. max diarias diferentes tr Dist. Gumbel Extrema Tipo I-Cachi.....	154
Tabla 62	Prec. max diarias diferentes tr Dist. Gumbel Modificado-Chicllarazo.....	154
Tabla 63	Prec. max para diferentes tr Dist. Gumbel Modificado-Vinchos.....	155
Tabla 64	Prec. max diarias diferentes tr Dist. Gumbel Modificado-Apacheta.....	155
Tabla 65	Prec.n max diarias diferentes tr Dist. Gumbel Modificado-Paccha.....	155
Tabla 66	Prec. max diarias diferentes tr Met. Dist. Gumbel Modificado-Cachi.....	156
Tabla 67	P. b. de ajuste de Smirnov Kolmogorov-Dist. Normal Chicllarazo.....	156
Tabla 68	P. b. de ajuste de Smirnov Kolmogorov-Dist. log Normal- Chicllarazo.....	157
Tabla 69	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. log Pearson Tipo III-Chicllarazo.....	157
Tabla 70	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Gumbel Extremo Tipo I Chicllarazo.....	158
Tabla 71	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Gumbel Modificado Chicllarazo.....	158
Tabla 72	Resultado de la p. b. de ajuste de Kolmogorov Smirnov -Chicllarazo.....	159
Tabla 73	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Normal-Vinchos.....	159
Tabla 74	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. log Normal- Vinchos.....	160
Tabla 75	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. log Pearson Tipo III-Vinchos.....	160
Tabla 76	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Gumbel Extremo Tipo I-Vinchos.....	161

Tabla 77	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist.Gumbel Modificado-Vinchos.....	161
Tabla 78	Resultado de la p. b. de ajuste de Kolmogorov Smirnov -Vinchos.....	162
Tabla 79	P. b. de ajuste de Smirnov Kolmogorov-Dist. Normal-Apacheta.....	162
Tabla 80	P. B. de ajuste de Smirnov Kolmogorov-Dist. log Normal- Apacheta.....	163
Tabla 81	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. log Pearson Tipo III-Apacheta.....	163
Tabla 82	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Gumbel Extremo Tipo I-Apacheta.....	164
Tabla 83	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Gumbel Modificado-Apacheta.....	164
Tabla 84	Resultado de la p. b. de ajuste de Kolmogorov Smirnov -Apacheta.....	165
Tabla 85	P. b. de ajuste de Smirnov Kolmogorov-Dist. Normal-Paccha.....	165
Tabla 86	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. log Normal- Paccha.....	166
Tabla 87	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. log Pearson Tipo III-Paccha.....	166
Tabla 88	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Gumbel Extremo Tipo I-Paccha.....	167
Tabla 89	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Gumbel Modificado-Paccha.....	167
Tabla 90	Resultado de la p. b. de ajuste de Kolmogorov Smirnov -Paccha.....	168
Tabla 91	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Normal-Cachi.....	168
Tabla 92	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. log Normal- Cachi.....	169
Tabla 93	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. log Pearson Tipo III-Cachi.....	170
Tabla 94	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Gumbel Extremo Tipo I-Cachi.....	171
Tabla 95	P. b. de Smirnov Kolmogorov-Dist. Gumbel Modificado-Cachi.....	172
Tabla 96	Resultado de la p. B. de ajuste de Kolmogorov Smirnov -Cachi.....	172
Tabla 97	Tormenta de diseño para diferentes tr de la curva PDF -Chicllarazo.....	174
Tabla 98	Tormenta de diseño para diferentes tr de la curva PDF -Vinchos.....	174
Tabla 99	Tormenta de diseño para diferentes tr de la curva PDF -Apacheta.....	175
Tabla 100	Tormenta de diseño para diferentes tr de la curva PDF -Paccha.....	175
Tabla 101	Tormenta de diseño para diferentes tr de la curva PDF -Cachi.....	175
Tabla 102	Generacion de intensidades y curva IDF en la subcuenca Chicllarazo.....	176
Tabla 103	Generacion de intensidades y curva IDF en la subcuenca Vinchos.....	177
Tabla 104	Generacion de intensidades y curva IDF en la subcuenca Apacheta.....	178
Tabla 105	Generacion de intensidades y curva IDF en la subcuenca Paccha.....	179
Tabla 106	Generacion de intensidades y curva IDF en la subcuenca Huamanga.....	180
Tabla 107	Hietograma de la Subcuenca Chicllarazo mediante Bloques Alternos.....	181
Tabla 108	Hietograma de la Subcuenca Vinchos mediante Bloques Alternos.....	182
Tabla 109	Hietograma de la Subcuenca Apacheta mediante Bloques Alternos.....	183
Tabla 110	Hietograma de la Subcuenca Paccha mediante Bloques Alternos.....	184
Tabla 111	Hietograma de la Subcuenca Huamanga mediante Bloques Alternos.....	185
Tabla 112	Tiempo de retardo para diferentes subcuencas.....	186
Tabla 113	Numero de curva de escorrentía para usos selectos de tierra.....	187
Tabla 114	Análisis de CN para las subcuencas Cachi.....	189
Tabla 115	Determinando parametros de Muskingum.....	190

Tabla 116	Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 1000 años.....	197
Tabla 117	Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 500 años.....	197
Tabla 118	Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 200 años.....	198
Tabla 119	Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 100 años.....	198
Tabla 120	Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 50 años.....	198
Tabla 121	Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 25años.....	199
Tabla 122	Resumen de caudales generado en la cuenca Cachi	199
Tabla 123	Cowan de dieversos factores sobre el coeficiente de n Maning.....	209
Tabla 124	Resultados con Hec Ras para un TR=100 años sin el Puente Huanchuy.....	216
Tabla 125	Valores de periodo de Retorno T (Años).....	223
Tabla 126	valores máximos de riesgo admisible de obras de drenaje.....	224
Tabla 127	Resultados con Hec Ras para un TR=100 años con el Puente Huanchuy	229
Tabla 128	Serie de caudales para el calculo de la sedimentación y erosión.....	231
Tabla 129	Resultado de transporte de sediemnto calculados en el Hec Ras.....	238
Tabla 130	Comparación de métodos para el cálculo de prof.de socavación de pilas.....	243
Tabla 131	Comparación de métodos para el cálculo prof.de socavación en estribos.....	244
Tabla 132	Parámetros más utilizado para cálculo de prof. de socavación en Pilas.....	245
Tabla 133	Parámetros más utilizado para cálculo de prof. de socavación en Estribos.....	240

RESUMEN

Esta investigación propone el estudio de variables hidrológicas e hidráulicas que sirven de parámetros de diseño en puentes mediante el uso de hojas de cálculo y softwares con el objetivo de desarrollar un manual que permita establecer caudales máximos para diferentes periodos de retorno y profundidades de agua a través de diferentes métodos, para alcanzar las metas propuestas, se preparan algoritmos para luego conformar las hojas de cálculo que requieran la introducción de datos de la cuenca a tratar y luego obtener valores de dichas variables hidrológicas e hidráulicas que representen y definan de una manera práctica e inmediata las características del río Cachi en el tramo Huanchuy en el lugar del puente. Se hará una validación de resultados con la información de la estaciones meteorológicas del Proyecto Cachi. Representativas de la cuenca del Río Cachi, de forma tal de comprobar el uso del manual.

A su vez se realizó el análisis del fenómeno de la socavación general y local alrededor de obstáculos (pilas y/o estribos) puede afectar significativamente la estabilidad de un puente, es por esto que la evaluación de la profundidad desarrollada permitirá tomar decisiones correctas en el diseño, construcción y mantenimiento de la estructura. El presente trabajo recopila una serie de método empíricos y semiempíricos que determinan dicha profundidad, que luego de ser comparados se ha propuesto dos relaciones para pilas (Yaroslavtziev, Laursen y Toch) y una para estribos (Artamanov) que brindan resultados confiables de una manera fácil y sencilla.

Con los métodos propuestos se ha desarrollado una monografía de cálculo orientada a la aplicación de estudiantes y profesionales de Ingeniería.

El procedimiento propuesto consta de las siguientes etapas:

- Introducción de los registros pluviométricos de la estación patrón
- Estudio de distribución de probabilidades para ajustar valores extremos
- Construcción de las curvas intensidad - duración- frecuencia
- Determinación de parámetros geomorfológicos de la cuenca en ArGIS v10
- Generación de caudales en el Hec Hms v3.5
- Simulación hidráulica con el Hec Ras 4.1
- Cálculos de la profundidad de socavación en estribos y pilas en el puente huanchuy

CAPITULO I

1.0 INTRODUCCION

La infraestructura de un país es la base de su desarrollo. Particularmente las obras viales permiten la comunicación de todo el terreno nacional haciendo posible el transporte y por ende la actividad económica, cultural, etc. En este contexto, los puentes son una parte sustancial, ya que constituyen un paso único sobre un cauce fluvial.

A pesar de la importancia que pueda tener un puente, en el mundo, se siguen registrando fallas, por ende es necesario replantear la ingeniería aplicada al diseño de estas estructuras. El avance logrado en la ingeniería fluvial es inferior al avance de la ingeniería estructural aplicada a puentes, al avance de los materiales de construcción, etc. En general, el aspecto hidráulico de un puente

generalmente ha quedado relegado en un segundo plano bajo el diseño estructural, considerado más importante, pero esto ha ido cambiando en el tiempo a la luz de los hechos que demuestran lo contrario.

De acuerdo a D. W. Smith (1976), en su obra "bridge failures", de un total de 143 puentes analizados en todo el mundo obtuvo los siguientes resultados: corrosión (1), fatiga de los materiales (4), viento (4), diseño inadecuado (5), sismos (11), construcción (12), sobrecarga e impacto de embarcaciones (14), materiales defectuosos (22), avenidas (70). Las fallas atribuibles a crecidas extremas representan cerca del 50% del total. Evidencia similar han obtenido distintos investigadores en todo el mundo, permitiendo concluir que, en la etapa de diseño, los aspectos hidráulicos son tan importantes como los aspectos estructurales. Es incuestionable la importancia que adquieren los aspectos hidráulicos, tantas veces ignorados, en el diseño de los puentes, situación que a su vez motiva el desarrollo de este estudio. A grandes rasgos, se pretende identificar y cuantificar las principales características hidráulicas que ponen en riesgo la estabilidad estructural y operatividad de los puentes, y ante situaciones críticas plantear las medidas adecuadas de mantenimiento, control y/o reparación. A su vez se busca crear conciencia respecto al tema, para que estudios como éste sirvan de base para la implementación de alguna metodología que permita evaluar el riesgo de falla, atribuible a factores hidráulicos, de los puentes Peruanos.

Para lograr tales objetivos, se aplicará una metodología propuesta por el ingeniero Héctor Farías (2008), en donde se evalúa la vulnerabilidad hidráulica de un puente en base a la cuantificación de factores hidráulicos, los cuales

contemplan aspectos hidrológicos, geomorfológicos, geotécnicos e hidráulicos. Esta información será recopilada en base a los antecedentes disponibles, visitas a terreno, informes técnicos y cálculos. Luego, con dicha información, se determinará la vulnerabilidad hidráulica mediante una escala elaborada sobre la base del incumplimiento de las condiciones establecidas para el “puente hidráulicamente ideal”, tanto en etapa de diseño, operación y mantenimiento del puente.

Como metodología de trabajo utilizada para lograr los objetivos propuestos, se procederá de la siguiente manera: recopilación y estudio de antecedentes; elección de cauces a estudiar; elección de puentes a estudiar; recopilación información relevante; visita a terreno; recopilación y/o cálculo de características geomorfológicas, hidrológicas y sedimentarias.

En nuestro país la investigación se ha dejado a menos en los últimos años, así como también la prevención. Cuando existe un desastre natural; los gastos de rehabilitación, producido el desastre, son mucho mayores que los gastos de prevención que se hubieran hecho antes del desastre, tal vez la razón sea la falta de sensibilidad o memoria que nos afecta a todos. La prevención es una actividad muy importante y a la larga más económica, que la rehabilitación o reparación de daños producidos por un fenómeno natural, que en este caso consiste en los fenómenos relacionados con la precipitación. Es por ello que la presente investigación se basa en modelos hidrometeorológicos que pueden simular eventos extremos; pero que en el caso específico de la tesis a consecuencia de la información diaria sólo se obtendrá un caudal medio diario, pero estos modelos podrían tener intervalos de menor tiempo, para obtener un

caudal máximo instantáneo, o se podría tener una relación caudal máximo diario versus caudal medio diario; para que estos modelos sirvan para generar caudales máximos diarios.

Y a su vez La erosión que se produce en inmediaciones de algunas estructuras hidráulicas puede alcanzar magnitudes considerables que afecten la cimentación y que lleven a la estructura al colapso. Es evidente entonces que el estudio de este fenómeno contribuirá a resolver con mejor seguridad los problemas que se presentan tanto en el diseño como a lo largo de la vida útil de la estructura. Sin embargo, el fenómeno de erosión localizada es muy complejo, en él intervienen las corrientes del flujo, su interacción con el lecho y el transporte de los sedimentos, siendo así su estudio muy limitado, en el cual los resultados teórico-experimentales, no son absolutamente precisos ni confiables, pero son de gran utilidad para el diseño, siempre que se tomen en cuenta las condiciones bajo las cuales fueron desarrolladas.

1.1 ANTECEDENTES

En el Perú, el daño causado en los apoyos de puentes, por las avenidas extremas del Fenómeno del Niño de estos últimos años que se está presentando cada vez más frecuentemente, causaron en algunos casos el colapso total de las estructuras, trayendo consigo grandes pérdidas económicas para el país, pues además del costo de la estructura ocasionó la interrupción del transporte terrestre.

La socavación local alrededor de pilares es una de las formas de socavación más estudiada que comúnmente es llevada a cabo mediante estudios de laboratorio, y en menor proporción, a través de estudios de campo. En nuestro país casi no se han realizado estudios al respecto, al igual que en los países vecinos, en comparación con los EE.UU. y algunos países europeos, en los cuales se han propuesto varias fórmulas para la socavación local en pilares de puentes, que son válidas dentro de un cierto rango de aplicación y bajo determinadas condiciones, que no siempre presentan nuestros ríos y por tanto dichas fórmulas no serían aplicables sin considerar las condiciones bajo las cuales fueron elaboradas, lo que lleva a la necesidad de realizar estudios específicos y determinar el rango de validez de las fórmulas más usadas para nuestra zona. En nuestro país se han construido muchos puentes con estructuras de pilares, los cuales en la mayoría de los casos siguen en pie, las secciones más utilizadas son la de un pilar aislado, dos pilares alineados y de sección alargada con extremos redondeados.

El año 2011 se produjo un periodo de retorno de máximas avenidas en nuestra región (Ayacucho-Huancavelica) la cual origino pérdidas económicas y

pérdidas de vidas humanas que es irreparable un gran porcentaje de puentes colapsaron tanto como carrózables y peatonales a su vez se deterioraron las carreteras dejando incomunicada a ciudades. El año 2011 labore como obrero en la construcción del puente carrozable Huanchuy en un periodo de tres meses las metas que se ejecutaron esa fecha son la construcción de las pilas y los estribos como el trabajado de aceros y de concreto en los mes de febrero, hubo un incremento del caudal de río Cachi lo cual ocasiono desbordamiento del río dejando pérdidas económicas e incomunicado a la comunidad de Huanchuy por el colapso del puente peatonal tanto con la ciudad de Huamanga y Huancavelica ya que era el único acceso al pueblo haci sucesivamente colapsó de puentes peatonales vecinas y todo este fenómeno suscitó de gran interés desde que experimente en vida propia los fenómenos que se da en el río Cachi y como de importantes son los estudios hidrológicos e hidráulicos para asegurar la estructura ya que al ver este fenómeno los ingenieros que ejecutan el puente decidieron por incrementar la altura del estribo y las pilas para asegurar que el río no rebose o traspase la plataforma del puente.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Como estudiantes y profesionales a fines y personas inmersas en obras de hidráulica fluvial se sienten con la necesidad de realizar el estudio apropiado que asegura, eficientemente y que cumpla con los requerimientos hidráulicos.

Una de las informaciones necesarias para desarrollar un estudio hidrológico e Hidráulico es el aspecto hidrometeorológico donde se recolecta información sobre las variables del clima, precipitación, caudales y niveles de corrientes naturales además de las características de los sedimentos transportados por lo general esta información se recolecta en forma de series de tiempo históricas las cuales se procesan con métodos estadísticos y probabilidades para determinar regímenes medios y proyecciones futuras. el tratamiento de estas series se realiza de acuerdo con el tipo de proyecto que se va a desarrollar y para ello se utiliza los conceptos de hidrología aplicada e hidrología estadística.

Cuando se trabaja bajo la teoría de valores extremos se pueden presentar en la mayoría de los casos dos tipos de problema; o bien interesa el número de valores extremos que se presenta en alguna determinada población de datos o bien interesa la magnitud de dichos extremos.

1.3 JUSTIFICACION

Contar con el modelo de estudio hidrológico e hidráulico del río Cachi como un anexo para poder realizar trabajos posteriores, como se sabe cada año que se da en los meses de diciembre a abril en nuestra región los ríos son uno de los principales autores que ocasionan desastres naturales que por veces son irreparables por lo cual se realiza esta investigación para poder prevenir los daños que ocasionan los ríos en general a su vez ya que el estudio se realiza al río cachi que se tome como anexo para posteriores trabajos que se viene realizando que por veces como profesionales involucrados en el área de la hidráulica fluvial desconocemos el comportamiento que tiene cada río nos falta mayor interés en la investigación del río Cachi para tener un manejo adecuado.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Obtener el adecuado estudio Hidrológico e Hidráulico en el Puente Huanchuy por medio del uso de los softwares Argis v10, Hec-Hms y Hec-Ras con la finalidad de realizar una comparación con la infraestructura del puente actual y verificar si el diseño existente es el adecuado.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Contextualizar la cuenca hidrográfica del río Cachi y sus subcuencas desde el punto de vista fisiográfico, analizando los condicionantes geográficos, geomorfológicos, que han configurado su estado actual.
- Elaborar las hojas de cálculo para estudiar las precipitaciones, máximas diarias mediante el análisis estadístico de valores extremos.
- Realizar el modelamiento hidrológico de la cuenca Cachi para hacer estimaciones cuantitativas de variables hidrológicas para el diseño de un puente.
- Realizar el modelamiento hidráulico del río Cachi en el tramo Huanchuy.
- Analizar y comparar varios métodos empíricos y semiempíricos que existen para el cálculo de la profundidad de socavación alrededor de obstáculos y proponer aquel o aquellos que generen resultados satisfactorios de manera rápida y sencilla.

CAPITULO II

2.0 MARCO TEORICO

2.1. ESTUDIO TOPOGRAFICO

ARIAS (1983) Todo estudio constructivo de ingeniería empieza con un reconocimiento topográfico como aspecto preliminar de su factibilidad, a simple observación y con criterio apropiado; el reconocimiento in situ permitirá conocer la característica topográfica más resaltante, dando una idea del método a emplearse en los levantamientos topográficos.

En síntesis, el conocimiento topográfico es técnico, el cual abarca todas las superficies de estudio. En seguida se detallan sus finalidades:

- Estimar el área específica del estudio.
- Definir el método a emplearse en el levantamiento topográfico.

- Determinar tentativamente el curso del río de entrada y salida donde se va realizar el estudio del puente y ubicar el lugar adecuado para la infraestructura (puente) y obras complementarias.
- Emplear una escala adecuada en la elaboración de los planos.

2.2 ESTUDIO HIDROLOGICO

2.2.1 DEFINICIÓN

Villon B. M (2011) La hidrología es ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia circulación y distribución en la superficie terrestre , sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente incluyendo a los seres vivos.

2.2.2 IMPORTANCIA Y ÁMBITO DE APLICACIÓN

Rubén Villodas (Universidad Nacional de Cuyo 2008). El agua desarrolla funciones básicas en casi todos los ámbitos de la vida, ya sea como alimento, parte constituyente de los organismos, elemento esencial en la fotosíntesis de los vegetales, medio de transporte, vehículo de energía, regulador de la energía en el balance térmico de la tierra y elemento modelador del paisaje.

2.3 CICLO HIDROLOGICO

Ven T. C. (1994, por Mc Graw -Hill Interamericana , S.A) en la tierra, el agua existe en un espacio llamado hidrosfera, que se extiende desde unos 15 kilómetros por debajo de la litosfera o corteza terrestre. El agua circula en la hidrosfera a través de un laberinto de caminos que constituyen el ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua. Se muestra en forma esquemática como el agua se evapora desde los océanos y desde la superficie terrestre volverse parte de la atmósfera; el vapor de agua se transporta y se eleva en la atmósfera hasta que se condensa y precipita sobre la superficie terrestre a los océanos.

2.4 ESTUDIO DE UNA CUENCA HIDROLOGICA

2.4.1 CUENCA HIDROLÓGICA

Villon B. M. (2011) 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.

2.4.2 DELIMITACIÓN DE UNA CUENCA

Villon B. M. (2011) la delimitación de una cuenca, se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel siguiendo las líneas de **divortium acuarium** (parteaguas), la cual es una línea imaginaria, que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corriente fluye hacia el punto de salida de cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca.

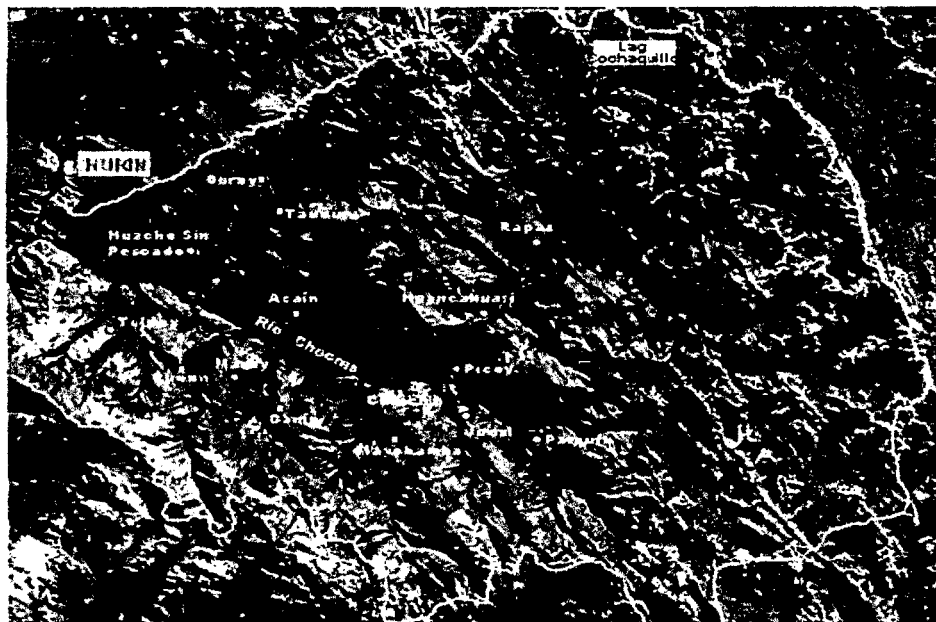
2.4.3 CARACTERÍSTICAS MORFOMETRICAS DE UNA CUENCA HIDROGRÁFICAS

2.4.3.1 ÁREA DE LA CUENCA HIDROGRAFICAS

Villon B. M. (2002). Se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca”.

Para algunos autores una cuenca pequeña puede variar entre 4 a 130km², y para otros hasta los 250km².

Figura 1: Delimitación de una cuenca Hidrográfica



Fuente: Elaboración propia

2.4.3.2 PERIMETRO DE LA CUENCA

Villon B. M. (2011). Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca.

2.4.3.3 COTA DE LA CUENCA

Vásquez (2001). La altura mediana de la cuenca tiene influencia fundamental en el régimen hidrológico puesto que las precipitaciones de la cuenca, generalmente presentan una buena correlación con la altitud. A partir de la curva hipsométrica, se puede determinar fácilmente la denominada elevación mediana de la cuenca, la cual equivale a la cota correspondiente al 50 % del área de la cuenca.

2.4.3.4 CURVA HIPSOMETRICA

Agustín B. y Marco J. (Principios y fundamentos de hidrología superficial 2006). Es una curva que representa en ordenadas, las elevaciones o altitudes de la cuenca que se ubica a partir de las superficies de la descarga o salida en abscisa. Se puede considerar a esta curva como una especie del perfil de cuenca de análisis. La distribución espacial de la altitud en la cuenca es fundamental para caracterizar su condición morfológica, es decir, saber qué porcentaje de la cuenca corresponde a zonas de montaña, lomeríos, planicies, etc. Primero se requiere obtener un diagrama de frecuencias que asocie área-altitud; es decir, determinar el valor de área correspondiente a un intervalo de altitud, abarcando el rango comprendido entre las elevaciones del terreno mínima y máxima.

2.4.3.5 FRECUENCIA DE ALTITUDES

Este parámetro fisiográfico mide la variación en elevación de una cuenca.

Aplicando el método de las intersecciones se obtiene la elevación media de una cuenca.

2.4.3.6 PENDIENTE DE LA CUENCA

Villon B. M. (2011). La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de crecidas.

2.4.3.7 PROPIEDADES DE LA RED HIDRICA

2.4.3.7.1 RED DE DRENAJE

Villon B. M. (2011). La red de drenaje de una cuenca, refiere a las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. es otra característica importante en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema del drenaje en el escurrimiento resultante, es decir la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe. La forma de drenaje, proporciona también indicios de condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca. Las características de una red de drenaje, pueden describirse principalmente de acuerdo con:

- El oren de las corrientes
- Longitud de los tributarios
- Densidad de corriente
- Densidad de drenaje

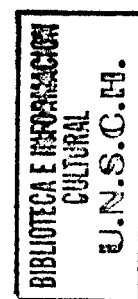
2.4.3.7.2 ORDEN DE DRENAJE

Villon B. M. (2011). Antes de hablar del orden de las corrientes, conviene ver su clasificación. todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca.

- Una corriente efímera
- Una corriente intermitente
- La corriente perenne

2.4.3.7.3 LONGITUD DE LOS TRIBUTARIOS

Villon B. M. (2011), La longitud de los tributarios es una indicación de la pendiente de la cuenca, así como del grado de drenaje. Las áreas escarpadas y bien drenadas, así como del grado de drenaje. las áreas escarpadas y bien drenadas, usualmente tienen numerosos tributarios pequeños mientras que regiones planas, donde los suelos son profundos y permeables, se tienen tributarios largos, que generalmente son corrientes perennes.



2.4.3.7.4 LONGITUD TOTAL DE LA RED HIDRICA

La longitud de los tributarios se incrementa como una función de su orden. Este arreglo es también, aproximadamente, una ley de progresión geométrica. La relación no es válida para corrientes individuales.

2.4.3.7.5 PENDIENTE PROMEDIO DE LA RED HIDRICA

Villon B. M. (2011), el conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento del recurso hídrico, como por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de inundaciones. en general, la pendiente de un tramo de un cauce de un río, ese puede considerar como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel de los extremos del tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo.

2.4.3.8 COEFICIENTE DE COMPACIDAD

Villon B. M. (2002), **Índice de Gravelius (Kc)**, el índice de compacidad de una cuenca, definida por Gravelius, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro equivalente de una circunferencia que tiene la misma área de la cuenca.

$$K = \frac{\text{perímetro de la cuenca}}{\text{Perímetro de un círculo de igual área}}$$

Kc	Forma de la cuenca
1.00 - 1.25	Redonda
1.25 - 1.50	Ovalada
1.50 - 1.75	Oblonga
> 2	Alargada

$$K_c = \frac{0.282P}{A^{1/2}}$$

Donde **Kc** es coeficiente de compacidad.

P = perímetro de la cuenca.

A = el área de la cuenca.

2.4.3.9 RECTÁNGULO EQUIVALENTE

Villon B. M. (2002), es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, en forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro y por lo tanto la misma índice de compacidad.

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L + l) = 2 * K_c * \sqrt{\pi * A}$$

$$L^2 - L * K_c * \sqrt{\pi * A} + A = 0$$

Obteniéndose:

$$L = \frac{K_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * \left[1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * K_c^2}} \right] \quad l = \frac{K_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * K_c^2}} \right]$$

$$L = \frac{K_c * \sqrt{A}}{1.128377} * \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \quad l = \frac{K_c * \sqrt{A}}{1.128377} * \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right]$$

Dónde:

L = Lado mayor del rectángulo.

l = Lado menor del rectángulo.

Kc = Coeficiente de compacidad.

A = Área de la cuenca.

2.4.3.10 FORMA DE LA CUENCA

Villon B. M. (2002). Esta característica es importante pues se relaciona con el tiempo de concentración, o sea el tiempo que demora en llegar el agua desde el lugar más remoto al punto de desagüe.

$$F_f = \frac{\text{Ancho medio}}{\text{Longitud mayor}} = \frac{A_m}{L} = \frac{(A/L)}{L} = \frac{A}{L^2}$$

2.4.3.11 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (TC)

Villon B. M. (2011), Se denomina tiempo de concentración, al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de ésta (estación de aforo). Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca.

El tiempo de concentración debe incluir los escurrimientos sobre terrenos, canales, cunetas y los recorridos sobre la misma estructura que se diseña.

Todas aquellas características de la cuenca tributaria, tales como dimensiones, pendientes, vegetación, y otras en menor grado, hacen variar el tiempo de concentración.

KIRPICH

$$T_c = 0.06628 * L^{0.77} S^{0.385}$$

Dónde:

L = Longitud del cauce principal (Km.).

S = Pendiente de la cuenca.

CALIFORNIA (U.S.B.R.)

$$T_c = 0.066 * \left(\frac{L}{J^{0.5}} \right)^{0.77}$$

Dónde:

L = Longitud del cauce principal (Km.).

J = Pendiente promedio del cauce principal.

2.5 ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS

2.5.1 TRATAMIENTO PROBABILÍSTICO DE LA INFORMACIÓN

Chow, et al., (1994), un conjunto de observaciones de x_1, x_2, \dots, x_n , de la variable aleatoria, se denomina muestra. Una muestra es sacada de una población hipotéticamente infinita, que posee propiedades estadísticas constantes. Las propiedades de una muestra pueden cambiar de una muestra a otra y el

conjunto de todas las muestras posibles que pueden extraerse de una población, se conoce como espacio muestral, y un evento es un subconjunto muestral.

Si las observaciones de una muestra están idénticamente distribuidas, éstas pueden ordenarse para formar un histograma de frecuencia.

2.5.2 DETERMINACIÓN DE LA PROBABILIDAD

El diseño y la planeación de obras hidráulicas, están siempre relacionados con eventos hidrológicos futuros, cuyo tiempo de ocurrencia no puede predecirse; es por eso que se debe recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia (Linsley, 1988).

Según Pizarro y Novoa (1986), la definición de la probabilidad implica consignar dos conceptos; uno de ellos es el periodo de retorno, el cual está definido, como el tiempo que transcurre entre dos sucesos iguales; sea ese tiempo, T. El segundo concepto es la probabilidad de excedencia, que es la probabilidad asociada al periodo de retorno, donde la variable aleatoria toma un valor igual o superior a cierto número X y se define como:

$$P(x) = 1/T$$

2.5.3 MÉTODOS DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDADES UTILIZADAS

Entre los métodos estadísticos más usados en hidrología, se consideran los siguientes:

- Distribución Normal
- Distribución Log - Normal
- Distribución Log - Pearson III
- Distribución Gumbel

- Distribución Gumbel Modificada

2.5.3.1 DISTRIBUCIÓN NORMAL

a. FUNCIÓN DE DENSIDAD

La función de densidad de distribución normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}S} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{x-X}{S}\right]^2}$$

Para $-\infty < x < +\infty$

Dónde:

$f(x)$: Función de densidad normal de la variable x

x : Variable independiente

X : Parámetro de localización, igual a la media aritmética de x (μ)

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

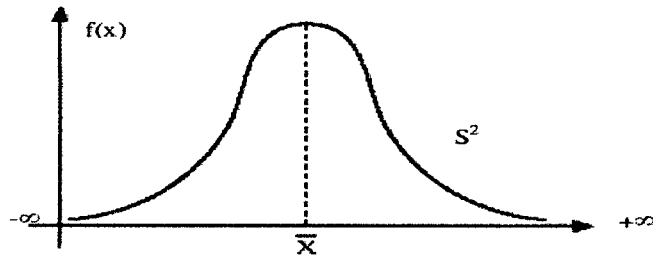
S : Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x . (σ)

Cuando la variable aleatoria X se distribuye normalmente con media $\mu = 0$ y varianza $\sigma^2 = s^2$, se denota de la siguiente forma:

$$X \approx N(S^2 / 0)$$

El gráfico de la función densidad de la distribución normal se muestra en la figura, y es como se observa una función continua y simétrica respecto a 0 .

Función densidad de la distribución normal



Si: $Z = \frac{x-\mu}{\sigma}$

La función densidad de Z, es llamada función densidad de la distribución normal estándar y tiene la siguiente expresión.

$$f(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}Z^2}$$

Para $-\infty < x < +\infty$

Los valores de f(x) o f(z) pueden ser fácilmente evaluados para un valor de x o de z por las ecuaciones, respectivamente. Una característica fundamental de la distribución normal estándar es que tiene $\mu z = 0$ y $\sigma z^2 = 1$, es decir: $Z \gg N(0,1)$

B. FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA

La función de distribución acumulada de la distribución normal es la integral de la ecuación:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \dots\dots$$

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{(x-\mu)}{\sigma}\right]^2} dx$$

Donde F(x) es la función de distribución de probabilidad normal para la variable original X, según la ecuación , o también para la variable estandarizada Z según

ecuación es decir $F(x) = F(z)$ esta función de distribución tiene las siguientes propiedades.

$$F(-\infty) = 0$$

$$F(\mu) = 0.5$$

$$F(+\infty) = 1$$

C. CALCULO DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA

Para realizar cálculos computacionales de $F(z)$, se utilizan funciones de aproximación, dentro de los cuales se pueden mencionar a:

Abramowitz y Stegun (1965): Han dado varias aproximaciones para la función de distribución $F(z)$ de la variable normal estandarizada Z , una aproximación polinomial con un error menor que 10^{-5} es:

$$F(z) = H(z) \quad Z > 0$$

$$F(z) = 1 - H(z) \quad Z < 0$$

Donde:

$$H(z) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} * e^{\frac{-z^2}{2(b_1q + b_2q^2 + b_3q^3)}}$$

Siendo

$$q = \frac{1}{1 + b_0|z|}$$

$$b_0 = 0.33267 \quad b_1 = 0.43618 \quad b_2 = -0.12017 \quad b_3 = 0.93730$$

Masting (1955), ha dado una aproximación polinomial. Esta aproximación con un error menor que 7.5×10^{-8} , es:

Dónde:

$$W = \frac{1}{1+0.2316419|z|}$$

Siendo las constantes: b1= 0.319381530 b2= -0.356563782 b3=1.781477937
b4=1.821255978 b5=1.330274429 Ecuación de factor de frecuencia (Chow, 1951)

$$X_T = \mu + K_T * \sigma$$

Dónde:

XT: Magnitud de un evento hidrológico extremo

μ: Media

KT: Factor de frecuencia

El factor de frecuencia puede expresarse utilizando la ecuación anterior como:

$$K_T = \frac{X_T - \mu}{\sigma}$$

Este es el mismo valor de la variable normal estándar z.

El valor de z correspondiente a una probabilidad de excedencia P (P=1/T) puede calcularse encontrando el valor de una variable intermedia w:

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{P^2} \right) \right]^{1/2} \quad (0 < P \leq 0.5)$$

Y luego calculando z utilizando la aproximación

$$Z = w - \frac{2.515517 + 0.802853 * w + 0.010328 * w^2}{1 + 1.432788 * w + 0.189269 * w^2 + 0.001308 * w^3}$$

2.5.3.2 DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL

Según Mejía (1991), por el teorema del límite central, si X es una variable aleatoria con distribución normal, se puede esperar una variable y = LnX, también con distribución normal con media μy, y varianza σy² se usan estos

parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la varianza de x.

a. FUNCIÓN DENSIDAD

La función densidad de distribución normal para Y es:

$$F(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2}$$

Para $-\infty < x < +\infty$

Refiriendo la función de distribución de f(y) con f(x), se tiene:

$$f(x) = f(y) \left| \frac{dy}{dx} \right| \quad \text{Como: } y = \ln x \Rightarrow \left| \frac{dy}{dx} \right| = \frac{1}{x} \quad X > 0$$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi x} \sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2} \quad \text{Para } X > 0 \dots (11)$$

f(y) = es la función de densidad de la distribución normal para y con media μ_y , y variancia σ_y^2

f(x) = es la función de densidad de la distribución Log-Normal para X con parámetro μ_y , y σ_y^2

Las tablas de distribución normal estándar pueden ser usadas para evaluar la distribución Log Normal.

Como $f(x) = f(y)/x$; pero f(y) es una distribución normal tenemos: $f(x) = f(z)/x\sigma_y$.

b. FUNCIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN ACUMULADA

La función de distribución acumulada para X e Y es:

$$F(x) = \frac{1}{2\pi} \int_0^x \frac{1}{x\sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dx$$

2.5.3.3 DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III

Según Chow, 1995 la distribución Log-Pearson Tipo III se desarrolló como un método para ajustar una curva a cierta información. Su uso está justificado porque se ha encontrado que arroja buenos resultados e muchas aplicaciones, particulares para la información de picos crecientes. Cuando Log X es simétrico alrededor de su media, la distribución Log-Pearson Tipo III se reduce a la distribución Log Normal.

El ajuste de la distribución a la información puede probarse utilizando la prueba X^2 . La localización del límite X_0 en la distribución Log- Pearson Tipo III depende de la asimetría de la información, se plantea 2 casos:

Si la información tiene asimetría negativa, $\text{Log } x < X_0$ y X_0 es un límite superior.

A. FUNCIÓN DENSIDAD

El primer paso es tomar los logarítmicos de la información hidrológica, $Z = \text{Log } x$, usualmente se utilizan logaritmos con base 10, se calculan la media X , la desviación estándar S_x y el coeficiente de asimetría C_s para los logaritmos de los datos.

La función de densidad para X y Z se da a continuación:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta_1)} \left(\frac{\text{Log } x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta_1 - 1} * e^{-\left(\frac{\text{Log } x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta_1}}$$

Si se hace una transformación: $Z = \text{Log}(x)$. La función densidad reducida es:

$$f(z) = \frac{(z-z_0)^{\beta-1} e^{-(z-z_0)/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)}$$

Dónde:

Z= variable aleatoria con distribución Pearson Tipo III

X= variable aleatoria con distribución Log-Pearson Tipo III

Z0= parámetro de posición

a= parámetro de escala

b= parámetro de forma

En el caso de la distribución Log-Pearson Tipo III: $X=10z$ la variable reducida es:

$$y = \frac{z-z_0}{\alpha} \dots$$

Por lo que la ecuación (17) queda de la siguiente manera:

$$f(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} * y^{\beta-1} e^{-y}$$

B. FUNCIÓN ACUMULADA

La función de distribución acumulada de la distribución Log Pearson Tipo III es:

$$F(z) = \int_{z_0}^z \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{z-z_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-\frac{z-z_0}{\alpha}} dz .$$

Sustituyendo (19) en (20) se obtiene lo siguiente:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^y y^{\beta-1} e^{-y} dy .$$

La ecuación (21) es una distribución Ji cuadrada con 2b grados de libertad y

$$x^2=2y$$

$$F(y) = F(X^2/v) = FX^2(2y/2\beta)..$$

.El factor de frecuencia K_T depende del periodo de retorno T y del coeficiente de asimetría C , cuando $C=0$ el factor de frecuencia es igual a la variable normal z , cuando $C \neq 0$, K_T se aproxima por Kite (1977) como:

$$K_T = z + (z^2 - 1) * k + \frac{1}{3} * (z^3 - 6 * z) * k^2 - (z^2 - 1) * k^3 + z * k^4 + \frac{1}{3} * k^5$$

Dónde: $k=C/6$

2.5.3.4 DISTRIBUCIÓN GUMBEL (Valor Extremo Tipo I)

Según Paulet, 1977, el método de Gumbel se utiliza para predecir magnitudes máximas de variables hidrológicas asumiendo que esos valores son independientes entre sí, también son usadas frecuentemente para el estudio de magnitud-duración-frecuencias de lluvias (Hershfiel, 1961).

a. FUNCIÓN ACUMULADA

La distribución acumulada de la distribución Gumbel, tiene la forma:

$$F(x) = e^{-e^{\alpha(x-\beta)}} .$$

Dónde:

El parámetro α se le conoce como parámetro de escala

El parámetro β se le conoce como parámetro de posición

b. FUNCIÓN DENSIDAD

Derivando la función de distribución acumulada, ecuación (23), con respecto a x , se obtiene la función densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{d(x)}$$

Con lo cual, la función densidad reducida Gumbel es:

$$f(y) = e^{(\pm y - e^{\pm y})} .$$

El signo (+) se emplea para eventos mínimos y el signo (-) para eventos máximos

La función de distribución acumulada es:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \rightarrow (\text{máximo})$$

$$F(y) = 1 - e^{-e^y} \rightarrow (\text{mínimo})$$

$$F(y)_{\min} = 1 - F(-y)_{\max}$$

Los valores correspondientes de x e y, están relacionadas por

$$F(x) = F(y)$$

2.5.4 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE KOLMOGÓROV SMIRNOV

Esta prueba permite determinar que distribución se ajusta mejor a nuestros datos para ello se elige la distribución que tenga menor error.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D que hay entre la función de distribución observada $F_0(P_m)$ y la estimada $F(P_m)$

$$D = \text{máx} |F_0(P_m) - F(P_m)|$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionada si $D < d$, se acepta la hipótesis. Esta prueba tiene la ventaja sobre la X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin

necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(P_m) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

Donde m es el número de orden del dato X_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

Valores críticos para la prueba Smirnov -Kolmogorov de bondad de ajuste

Tamaño de la muestra	a = 0.10	a = 0.05	a = 0.01
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
31	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
N grande	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

2.5.5 CONCEPTOS BASICOS

2.5.5.1 PERIODO DE RETORNO

Villon B. M. (2002). El periodo de retorno es uno de los parámetros, más significativos a ser tomado en cuenta en el momento de dimensionar una obra hidráulica destinada a soportar avenidas, como por ejemplo; el vertedero de una

presa, los diques para control de inundaciones; o una obra que requiera cruzar un río o arroyo con seguridad como por ejemplo un puente.

$$p = \frac{1}{t_p}$$

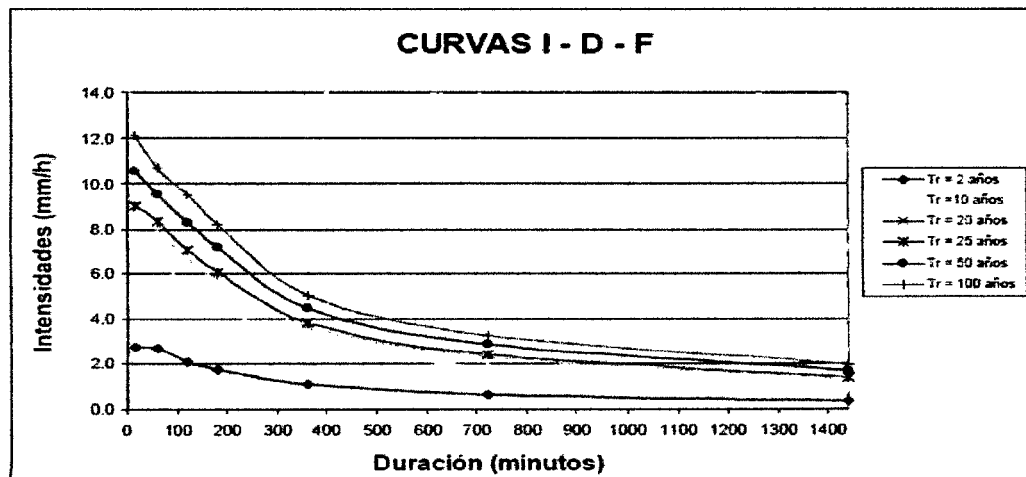
2.5.5.2 CURVA INTENSIDAD DURACIÓN Y FRECUENCIA

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:

$$i = P/Td$$

Donde P es la profundidad de lluvia (mm) y Td es la duración, dada usualmente en horas.

Figura 2: Curva IDF para diferente periodo de retorno



Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC

Las curvas de intensidad - duración - frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica. Un modelo general es el siguiente:

determinación se requiere hacer una linealización previa de la ecuación para luego hallar los parámetros a, b y m por medio de regresión lineal.

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

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

Dónde:

P_d = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

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

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

Dónde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

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

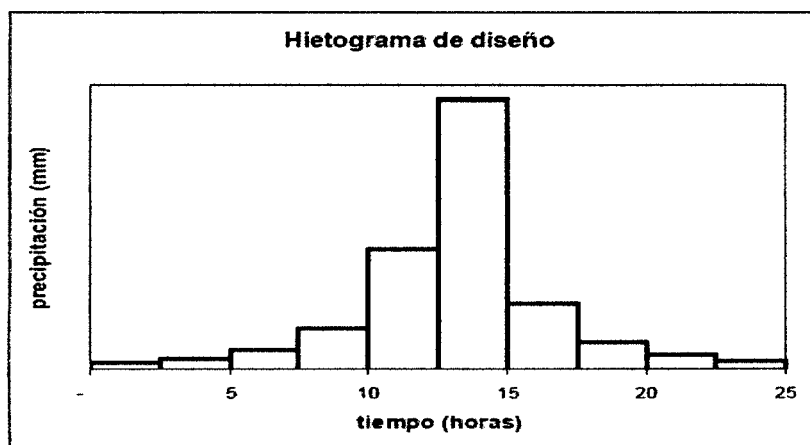
T = período de retorno en años

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

2.5.5.3 BLOQUE ALTERNO PARA EL CÁLCULO DE HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIONES DE DISEÑO

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n \Delta t$. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2 \Delta t$, $3 \Delta t$,..., y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración.

Figura 3: Hietograma de diseño



Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC

2.5.5.4 MODELOS DE GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS

El Hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica tal como nivel de agua, carga de sedimentos, etc. para un río, arroyo o canal, si bien típicamente representa el caudal frente al tiempo;

esto es equivalente a decir que es el gráfico de la descarga (m^3/seg) de un flujo en función del tiempo. Esto pueden ser Hidrogramas de tormenta, Hidrogramas anuales etc.

2.5.5.4.1 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

El método del Hidrograma unitario es uno de los métodos utilizados en hidrología para la determinación del caudal producido por una lluvia en una determinada cuenca hidrográfica.

Si fuera posible que se produjeran dos lluvias idénticas sobre una cuenca hidrográfica cuyas condiciones antes de la precipitación también fueran idénticas, sería de esperar que los Hidrogramas correspondientes a las dos lluvias también fueran iguales. Esta es la base del concepto de Hidrograma unitario. En la realidad es muy difícil que ocurran lluvias idénticas, estas pueden variar su duración, el volumen precipitado, su distribución espacial, e intensidad.

- **Hidrograma unitario:** Hidrograma de volumen unidad producido por una lluvia directa unitaria, distribuida uniformemente sobre el área de la cuenca en un periodo determinado de tiempo(Sherman,1932)
- **Principio de constancia del tiempo de base:** para una cuenca receptora dada, la duración de la escorrentía superficial correspondiente a lluvias de la misma duración es constante e independiente de la precipitación. debe cumplirse $D_c < 1/3t_c$

- **Principio de proporcionalidad o afinidad:** para una cuenca receptora dada, dos chaparrones de intensidad uniforme y la misma duración, pero volúmenes distintos, producen caudales proporcionales a dichos volúmenes. $I_2/I_1 = q_2/q_1$
- **Principio de superposición o de independencia:** la distribución temporal de la escorrentía superficial correspondiente a un aguacero tipo es independiente de las precipitaciones de periodos anteriores.
- **Métodos de calibración:** cuando se tiene datos de precipitación y de escorrentía, mediante algún método matemático se trata de determinar los parámetros con mejor ajuste entre los datos observados a y los simulados.

2.6 ESTUDIO DE HIDRÁULICA FLUVIAL

2.6.1 GENERALIDADES

Vide J. M. (2003), En este curso de ingeniería de ríos son las asignaturas de hidrología e hidráulica y de obras hidráulicas. en la primera se aprende a aplicar los principios de la mecánica de fluidos a los dos modos de transporte fundamental del agua : en tubería a presión y en canal en lamina libre. En la segunda se aprende el funcionamiento de los sistemas para aprovechar los recursos hidráulicos.

2.6.2 NOCIONES DE MORFOLOGIA FLUVIAL

2.6.2.1 CLASIFICACIÓN BÁSICA DE LOS RÍOS

Vide J. M. (2003), En primer lugar los Ríos tienen un régimen hidrológico determinado por las características de la cuenca y de las precipitaciones (lluvia y nieve). Estamos acostumbrado a relacionar el caudal de un rio con las lluvias inmediatamente precedentes y así pensamos en la escorrentía directa de la

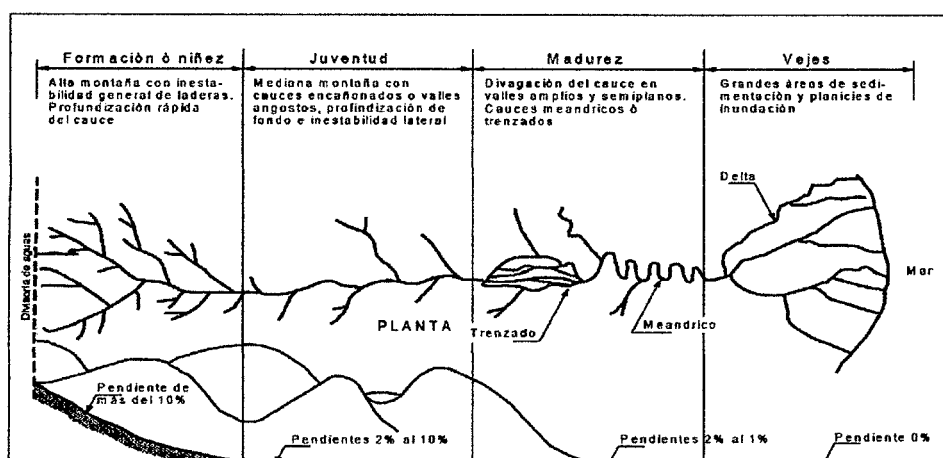
cuenca como la realidad hidrológica más importante. Conviene señalar que en otros casos la función de las nieves explica el régimen del río.

Según edad

Suárez (2001) en los ríos se distinguen cuatro etapas principales: niñez, juventud, madurez y vejez. Dicha clasificación se esquematiza.

- **Niñez**
- **Juventud**
- **Madurez**
- **Vejez**

Figura 4: Representación esquemática de las etapas de un río



Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide

Por el material de márgenes y fondo

Gracia & Maza (1996), según el material de fondo y márgenes, es posible identificar cuatro tipos de cauces: cohesivos, no cohesivos, bien y mal graduados.

- **Cohesivos:** Son aquellos formados por materiales predominantemente arcillosos, estos lechos desarrollan fuerzas interparticulares químicas para hacer frente a la erosión.

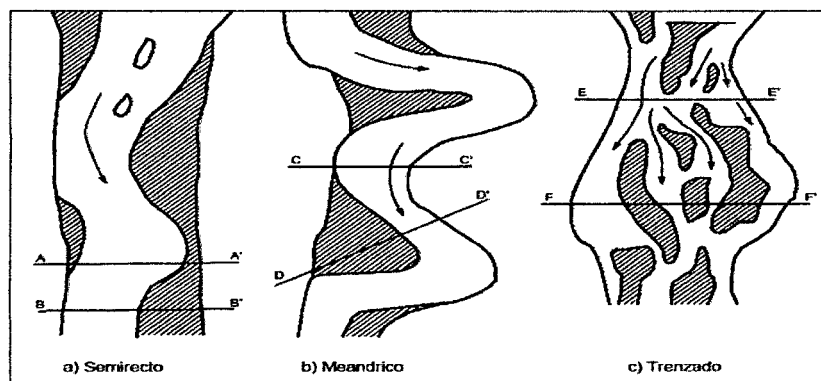
- **No cohesivos:** Los cauces no cohesivos o granulares son aquellos donde las partículas no generan fuerzas cohesivas, en general resisten los esfuerzos que le imprime el flujo en base a fuerzas gravitacionales.

Por geometría

Para clasificar los cauces según su geometría en planta es necesario definir el concepto de sinuosidad. **Rectos**

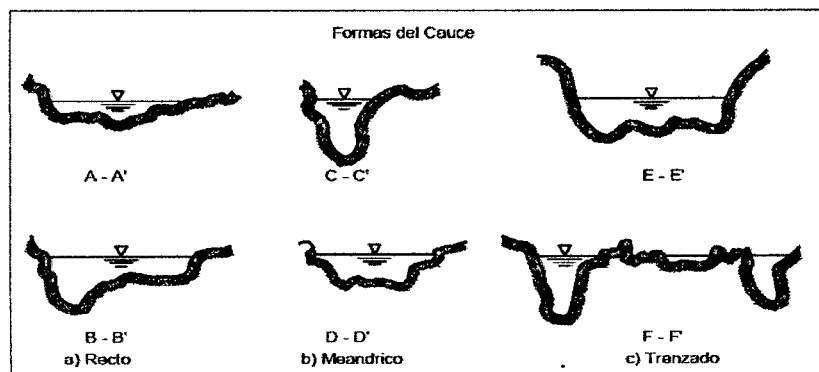
- **Sinuosos**
- **Meandríformes**
- **Trenzados:**

• Figura 5: Forma en planta de cauces



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

Figura 6: Corte transversal de los cauces



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.6.2.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS RIOS

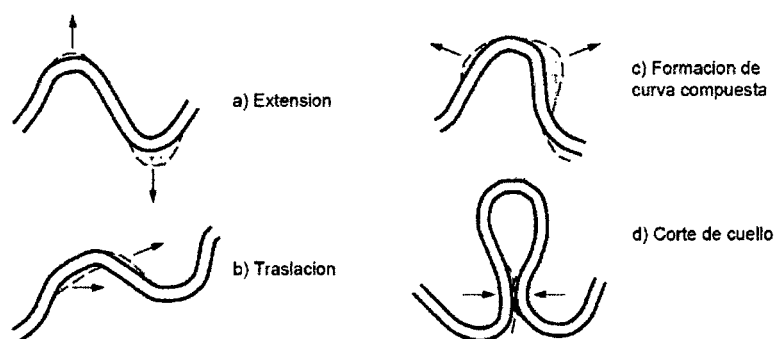
El equilibrio morfológico de los cauces cambia con el tiempo en función de diversos parámetros como el caudal líquido y su distribución, gasto sólido, ancho superficial, profundidad media, pendiente hidráulica del río, diámetro representativo del sedimento del fondo y la configuración de curvas.

- **Velocidad**
- **Pendiente**
- **Márgenes**
- **Transporte del material sólido**

2.6.2.3 MORFOLOGÍAS TÍPICAS

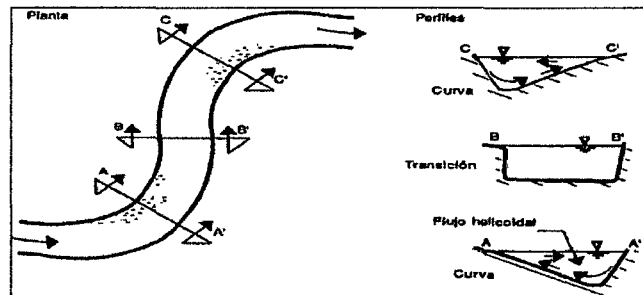
• **Meandro:** Los meandros se pueden considerar como el mecanismo mediante el cual el cauce ajusta su pendiente para alcanzar su condición de equilibrio, son una morfología dinámica ya que evolucionan. El desarrollo de los meandros aumenta la longitud del río, por lo tanto disminuye la pendiente.

Figura 7: Evolución de meandros



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

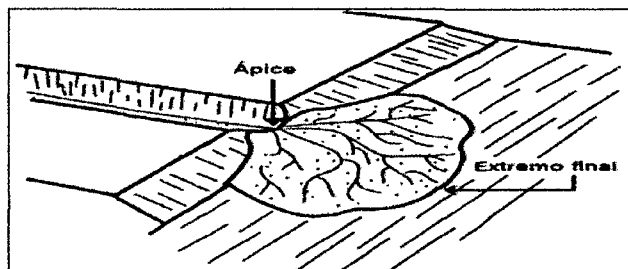
Figura 8: Secciones típicas de una transición entre dos curvas



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martín Vide

- **Abanicos aluviales** Los abanicos aluviales son depósitos de sedimentos que se presentan normalmente en áreas áridas y montañosas con pendientes fuertes. Ocurren en el lugar donde la corriente pasa de un cauce estrecho a otro muy amplio, o bien cuando la pendiente disminuye abruptamente.

Figura 9: Abanicos aluviales

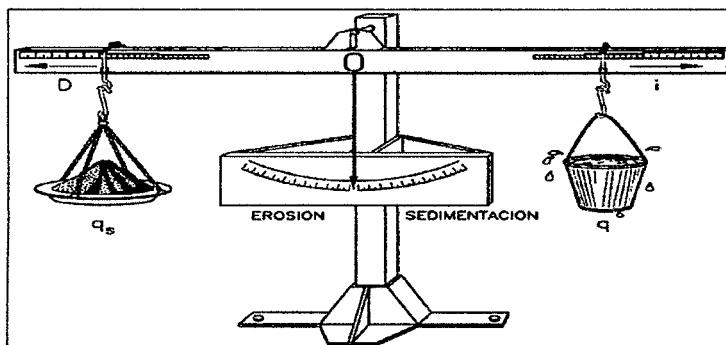


Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martín Vide

2.6.2.4 EQUILIBRIO DE FONDO

Se dice que el fondo de un río, con transporte de sedimentos, se encuentra en equilibrio cuando su perfil longitudinal se mantiene constante. Con un afán meramente cualitativo, Lane (1955) propone como principales variables que alteran el equilibrio: el caudal líquido unitario q , el caudal sólido unitario (caudal que se mueve por el fondo), la pendiente y el tamaño representativo del sedimento.

Figura 10: Analogía de la balanza de lane

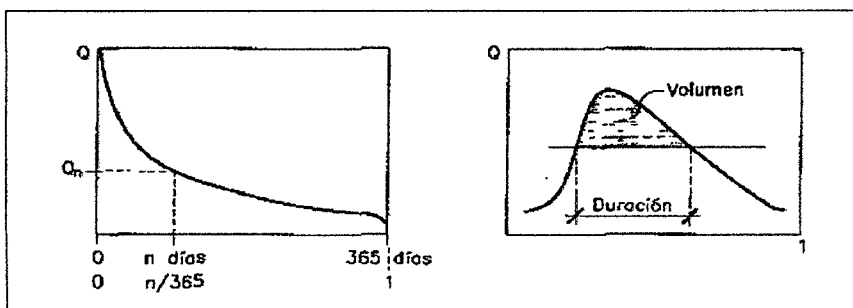


Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.6.2.5 HIDROLOGIA FLUVIAL

Podemos entender por hidrología fluvial el estudio de la secuencia en que se presenta los caudales de un río hablamos de régimen hidrológico (pluvial, nival, pluvio-nival, tropical, monzónico,), para referirnos a explicaciones causales de las regularidades. Una idea implica en el estudio de los ríos es que las regularidades se pueden estudiar en la escala temporal del año. A sí con los datos diarios de un año se caracteriza el régimen hidrológico de un río, más o menos permanente, mientras años de aguas abundante o escasas son irregulares en una secuencia interanual (secuencia formadas con un dato de aportación total por un año).

Figura 11: Curva de caudales clasificados (Izquierda) y características de un hidrograma (derecha)



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.6.3 NOCIONES DE HIDRAUICA FLUVIAL

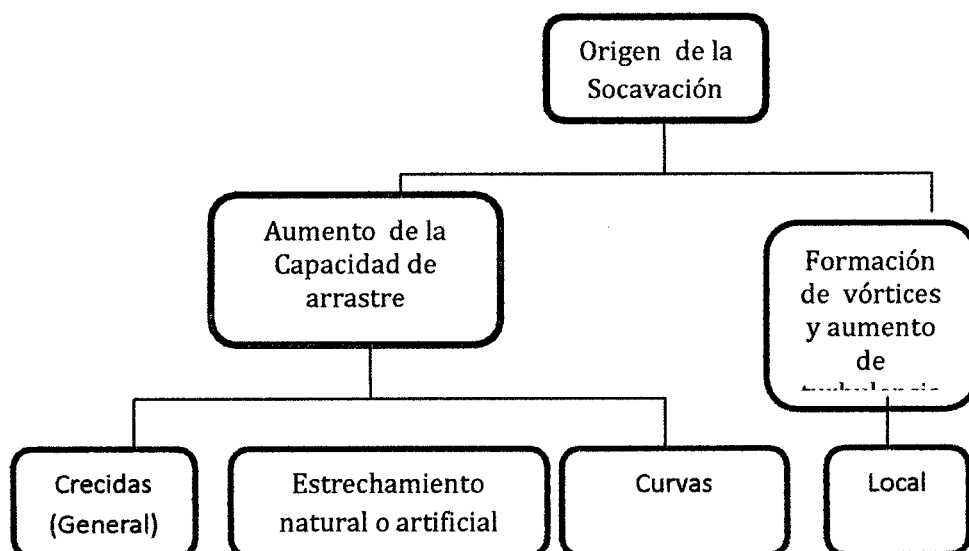
2.6.3.1 GENERALIDADES

En este capítulo se presenta algunos conceptos y elementos de análisis de la hidráulica fluvial, referentes principalmente a la mecánica del transporte de sedimentos el movimiento del agua, por su parte, se supone conocido a través de la hidráulica: así el movimiento uniforme y gradualmente variado en lamina libre, su distribución de tensiones y velocidades, etc.

2.6.3.2 NOCIONES ACERCA DE LA EROSION

Para comprender íntegramente el fenómeno erosivo es necesario clasificarlo de alguna manera, en este caso se parte desde lo fundamental, es decir, su origen. Se identifican entonces dos tipos de socavación, aquellas que se deben a un aumento de la capacidad de arrastre, como es el caso de curvas, estrechamientos y flujo en avenidas y aquellas que se producen debido a la formación de vórtices al pie de obstáculos, la cual se conoce como erosión local.

Figura 12: Clasificación general de la socavación



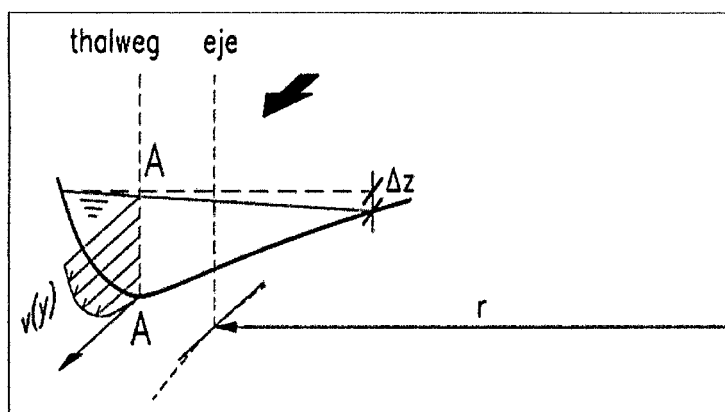
2.6.3.2.1 EROSION GENERAL

Consiste en una profundización generalizada del lecho de un cauce como consecuencia del aumento de la capacidad de arrastre del flujo, que se produce durante el paso de una avenida. Es un fenómeno natural que ocurre a lo largo de todo el río. Este es un proceso transitorio, a diferencia de lo que se conoce como degradación o agradación, que corresponden a una modificación a largo plazo de la profundidad del lecho.

2.6.3.2.2 EROSIÓN EN CURVAS

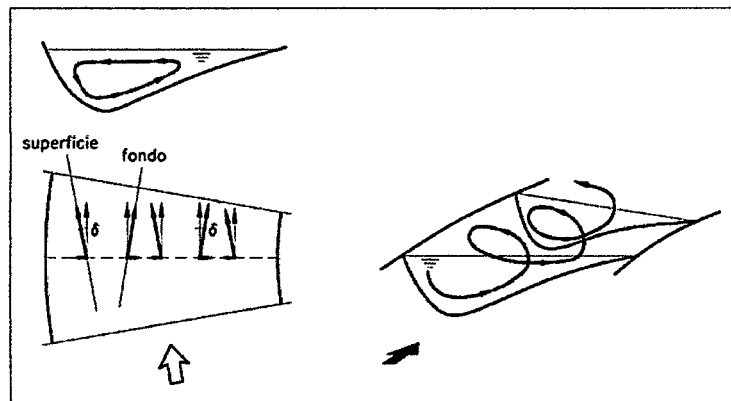
En la entrada de una curva la corriente se dirige hacia ella (donde aumenta la curvatura del eje) y se aleja de ella a la salida (disminuye la curvatura). Hay una concentración del caudal hacia la curva, es decir, un flujo hacia la orilla debido a la fuerza centrífuga. A través de la sección de un río la velocidad no se distribuye uniformemente. A modo de ejemplo, en una sección vertical A-A la velocidad no es uniforme sino logarítmica. (Vide, 2003).

Figura 13: Sección de un Río en curva



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

Figura 14: Corriente secundaria



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.6.3.2.3 EROSIÓN EN ESTRECHAMIENTOS

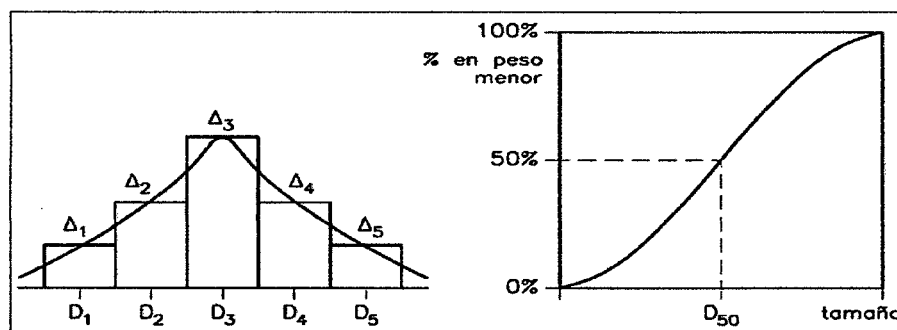
Se produce por un aumento de la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando aumenta su velocidad debido a una reducción de área hidráulica en su cauce. Este efecto se produce en cauces naturales cuando ocurre un estrechamiento más o menos brusco y en puentes, donde por economía se disminuye la sección de flujo se analiza en detalle en la sección 5 "Dimensionamiento del ancho del vano y sus efectos erosivos".

2.6.3.3 GRANULOMETRÍA

Los lecho de los ríos pueden ser granulares o cohesivos. En el primer caso, el lecho está constituido por partículas sueltas de distintos tamaños. Los ríos aluviales, que discurren sobre materiales transportados por el propio río. Tiene por ello lechos granulares. Un río puede tener también un cauce abierto en roca o materiales cohesivos ; no por eso su contorno es fijo o inamovible pero las modificaciones del cauce serán muy lentas debido a la mayor resistencia a la erosión tras una erosión del fondo , un lecho cohesivo

se puede restablecer en su fondo original pero ya no como cohesivo sino como granular, y en esto se diferencia de los lechos granulares.

Figura 15: Distribución de tamaño (izq.) y curva granulométrica (der)



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.6.3.4 TRANSPORTE INCIPIENTE DE SEDIMENTOS GRANULARES

La condición de incipiente se refiere a la condición hidráulica para la cual se inicia transporte sólido de partículas, es una condición crítica que se puede caracterizar con una velocidad de escurrimiento, un esfuerzo de corte o una altura de agua.

2.6.3.4.1 CRITERIO DE LA VELOCIDAD CRÍTICA

La velocidad crítica de arrastre de sedimentos se calcula a partir de un balance de fuerzas sobre una partícula, se considera la fuerza tangencial de la corriente (proporcional al producto de la velocidad de fricción al cuadrado y el diámetro al cuadrado) y la fuerza de roce o resistencia de la partícula (proporcional al diámetro al cubo), de donde resulta:

$$U_c = k_g \cdot d$$

Este método consiste en establecer una velocidad que caracterice el inicio del movimiento de las partículas.

$$V_c = k (gD)^{1/2} \ln(h/D)$$

Donde

- V_c =velocidad media crítica de arrastre
- K = constante que se determina a base de ensayos
- g =constante de gravedad
- D = Diámetro representativo de la partícula
- h = Altura de escurrimiento

2.6.3.4.2 CRITERIO DEL ESFUERZO DE CORTE CRÍTICO

El esfuerzo de corte crítico se calcula a partir de un balance de momentos sobre una partícula, se considera la fuerza de arrastre dinámica del flujo como fuerza motriz (proporcional al producto del esfuerzo de corte y al diámetro al cuadrado) y como fuerza resistente el peso sumergido de la partícula (proporciona al diámetro al cubo), así se llega a una ecuación del tipo:

$$\tau_c = k(Y_s - Y) \cdot D \cdot \tan \theta$$

Donde

- τ_c = Esfuerzo de corte crítico
- k = Constante que considera las características de la forma y el punto de aplicación de la fuerza. Para flujo turbulento en las cercanías de la pared, las fuerzas de sustentación son importantes, se considera $K=0,1$, ya que facilitan el movimiento de las partículas. Para flujo laminar en cambio sólo se generan fuerzas de roce, se considera $K=0,18$, ya que es más difícil poner las partículas en movimiento.
- $(Y_s - y)$ =Peso específico sumergido
- D =Diámetro de la partícula

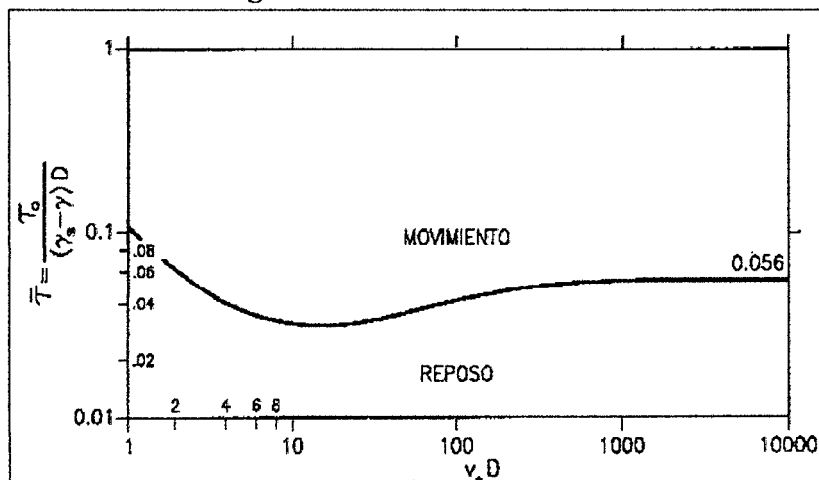
- θ = Angulo de reposo del seguimiento

2.6.3.4 UMBRAL O PRINCIPIO DEL MOVIMIENTO

Un lecho granular que soporta la circulación de una corriente de agua vera en algún momento desplazada una partícula por la fuerza del arrastre del agua. saber en qué condiciones ocurre esto es el problema intensamente investigado en hidráulica fluvial, con gran implicación practica sobre la erosión de un fondo, el conocimiento que tiene proviene principalmente de ensayos en laboratorio con arenas uniformes. aunque no hay acuerdo completo, si parece dibujarse un consenso es torno a un resultado conocido como Abaco de SHIELDS.

Con estas tres raíces variables puede formarse el parámetro adimensional τ' = $\tau / (\gamma_s - \gamma) D$ o tensión cortante adimensional, llamado también parámetro de shields o de movilidad, que compara como cociente la fuerza promotora del movimiento (acción de arrastre proporcional a $\tau' D^2$) con la fuerza estabilizadora (peso proporcional a $(\gamma_s - \gamma) D^3$).

Figura 16: Abaco de Shields

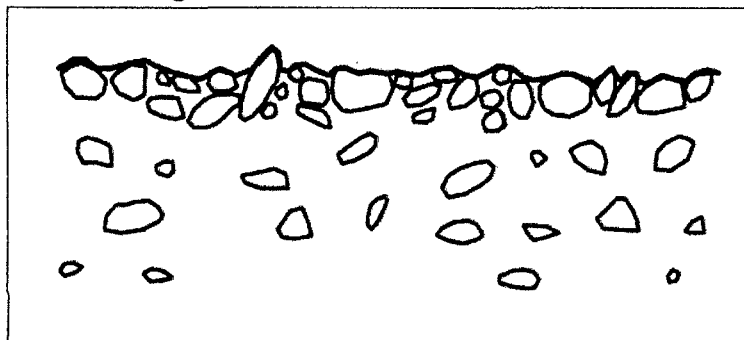


Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.6.3.5 ACORAZAMIENTO

Una limitación de la teoría anterior es haberse deducido para materiales granulares finos y sobre todo, de granulometría uniforme. cuando el lecho está constituido por una mezcla de distintos tamaños, cada tamaño tiene una tensión crítica diferente, de manera que la corriente, teóricamente, puede desplazar los finos más fácilmente que los gruesos.

Figura 17: Acorazamiento de lecho

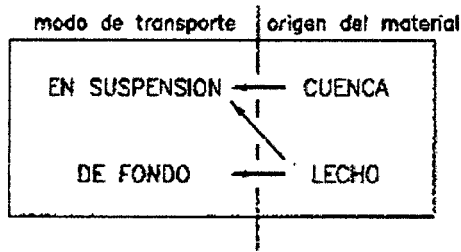


Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.6.3.6 CLASIFICACION DE TRASPORTE DE SEDIEMNTOS

El transporte de sedimentos por un río puede clasificarse atendiendo a dos criterios : según el modo de transporte y según el origen del material. Según el modo de transporte, el sedimento puede ser transportado en suspensión sostenido por la turbulencia del flujo, o bien por el fondo, rodando, deslizamiento o saltando. Una partícula inicialmente es reposo puede ser transportada a saltos por el fondo se supera el umbral de movimiento, pero si el río sigue creciendo, puede ser trasportada luego en suspensión. esta noción nos lleva a observar que el transporte de sedimento cuyo origen es el cauce se reparte entre los dos modos de transporte :

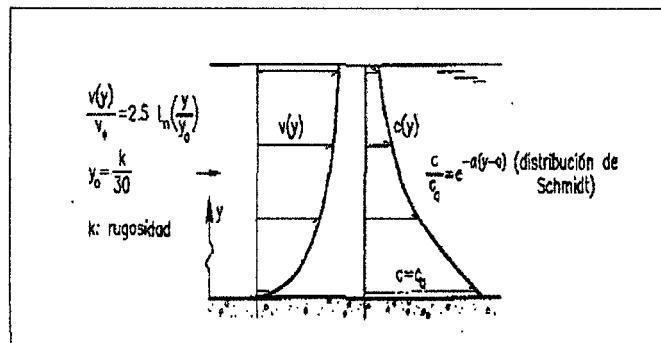
Figura 18: Clasificación de transporte de sedimentos



2.6.3.7 CAUDAL SOLIDO

Por analogía en el flujo de agua, el primer paso en el análisis del transporte del sedimento es definir el caudal sólido Q_s , como el volumen por unidad de tiempo que cruza una sección transversal y definir el correspondiente caudal sólido unitario q , por unidad de anchura. Para el transporte en suspensión es más simple trabajar con el peso del material sólido en lugar del volumen.

Figura 19: Distribución de velocidades (izquierda) y concentraciones de sedimento y suspensión (derecha)



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.7 HIDRAULICA DE PUENTES

2.7.1 GENERALIDADES

En este capítulo se trataran de conceptos, los cálculos y las medidas constructivas relacionadas con los puentes, como lugar de cruce entre la infraestructura de comunicación y los ríos. El objeto de nuestro interés

no es ya el río mismo sino una obra humana que lo cruza. A pesar de ello las ideas básicas y el lenguaje son los mismos de los capítulos anteriores, lo que quizá refuerce la visión fluvial del puente.

2.7.2 CONSIDERACIONES SOBRE EL EMPLAZAMIENTO DE UN PUENTE

Al momento de escoger la ubicación de un puente es muy importante tener en cuenta una serie de recomendaciones respecto a los factores hidráulicos, para obtener así una obra segura y económica. En caso de no atender a estas recomendaciones se incurrirá en grandes gastos para conferir seguridad al lugar de cruce escogido arbitrariamente.

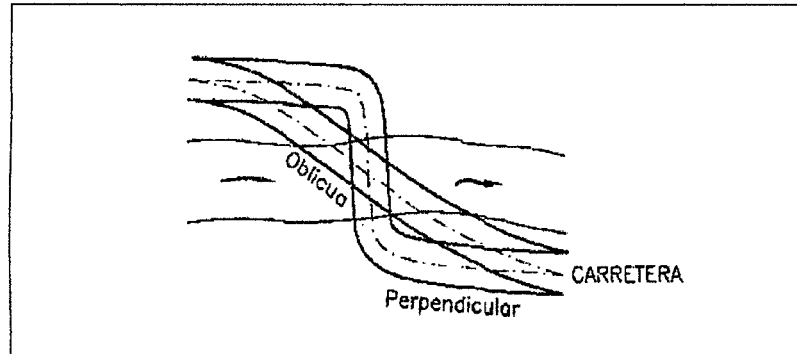
- Una característica esencial del lugar de emplazamiento del puente es su estabilidad fluvial, es decir, la garantía de que el río no modifique su cauce con efectos negativos para el puente.
- Un emplazamiento en lugar inestable puede obligar a realizar obras son imprescindibles, pues la falta de estabilidad es extensa y general. Los ríos entrelazados y los ríos meandriiformes de orillas poco resistentes son ejemplos en que pueden ser necesarias obras complementarias de encausamiento

2.7.3 CONSIDERACION SOBRE LA ALINEACIÓN DE UN PUENTE

Tras el emplazamiento, la siguiente cuestión geométrica con implicación hidráulica es la alineación de la vía con respecto al río. En primer lugar no hay razón para exigir que el cruce sea perpendicular al río en lugar oblicuo, siempre que esta última alineación venga dictada por buenas razones de trazado de la vía. Ahora bien, hoy casi no es preciso dar razones

para rechazar la antigua costumbre de trazar curvas de entrada y salida de un puente para el cruce fuera perpendicular.

Figura 20: Alineación de la vía respecto al cauce

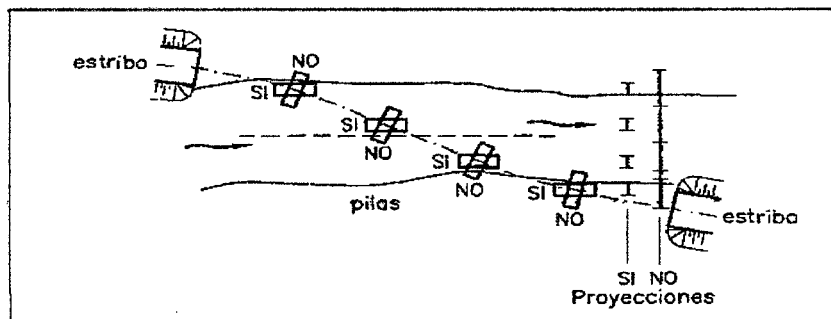


Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

Una vez aceptadas las alineaciones oblicuas, hay que advertir de algunos problemas que llevan asociadas.

- Las pilas, cimentaciones, estribos y todo elemento mojado del puente debe estar correctamente alineado con la corriente, de ningún modo según la alineación propia del puente por más que esto signifique una compilación estructural o constructiva.
- La anchura real libre del puente(su vano), que se debe considerar en los aspectos hidráulicos del proyecto se mide en la proyección del puente sobre el plano perpendicular a la corriente.

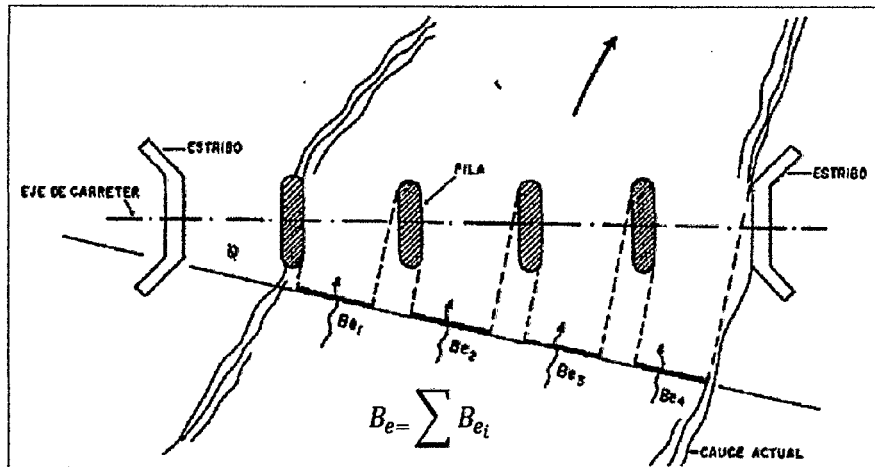
Figura 21: Alineación de pilas y estribos según la corriente



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

- El ancho efectivo del puente, que se considera en los aspectos hidráulicos del puente, se mide en la proyección del puente en un plano perpendicular a la corriente.

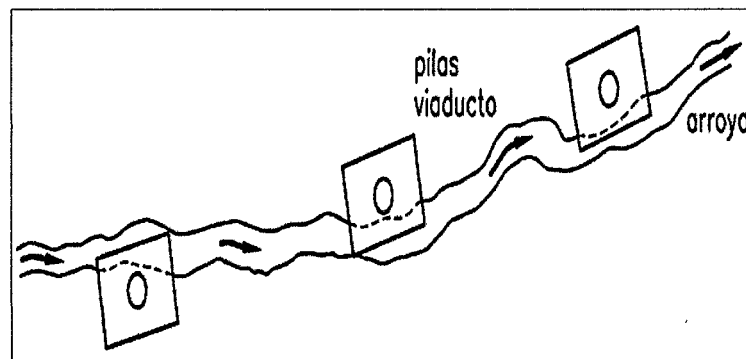
Figura 22: Ancho efectivo del puente



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

- Una alineación muy oblicua (subparalela) entre el río y la vía puede ocasionar tal concentración de obstáculos en el cauce, que casi obstruyan. Este problema es más frecuente cuanto más importante es la vía y cuanto menos importante es el cauce pues la vía impone su trazado desconsiderado el carácter específico del cauce.

Figura 23: Vía de gran importancia alineada casi paralelamente con cauce de poca importancia

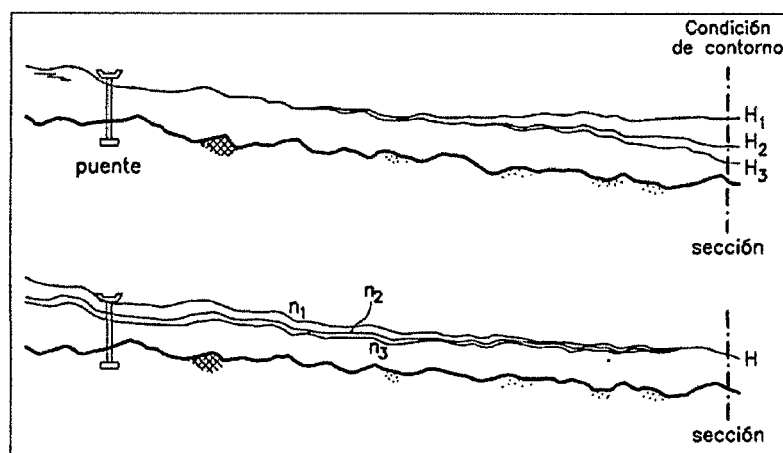


Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.7.4 DIMENSIONAMIENTO DEL VANO ALTURA LIBRE

Las dimensiones del vano del puente deben venir determinadas en principio por la función hidráulica (de desagüe) que corresponde al vano. No obstante abundan los puentes fluviales con vanos superiores a los necesarios, sobretodo en altura pero también en longitud, como puede ocurrir por razones de trazado altimétrico en vías de gran importancia, en ríos pequeños o en ríos de montaña. En todo tipo de vías, ríos de llanura, por el contrario, el vano debe ser tan grande como sea preciso para permitir el paso del agua. Las dimensiones del vano son la altura libre y anchura libre (ancho efectivo del puente proyectado en un plano perpendicular a la corriente).

Figura 24: Influencia de la oscuridad de contorno H y el coeficiente de rugosidad en el cálculo hidráulico



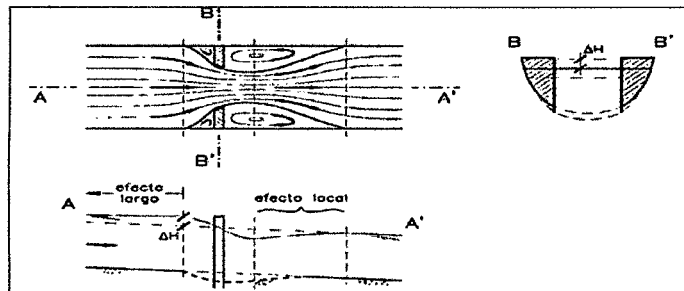
Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

Mediante un estudio hidrológico pueden estimarse los caudales de distintos periodos de recurrencia. Periodos de retorno de 25 a 50 años son más lógicos en vías poco importantes, de 100 años en vías de importancia media y de 100 a 200 años en vías de gran importancia.

2.7.5 DIMENSIONAMIENTO DEL ANCHO DEL VANO Y SUS EFECTOS EROSIVOS

Conviene tener presente que el costo de un puente aumenta directamente con su luz, sobre todo si generalmente los ríos ocupan lugares muy anchos, especialmente en condición de proyecto (avenidas). En cuanto a su estructuración, un puente se considera formado por dos unidades: la estructura (tablero y apoyos) y la obra de tierras de aproximación, a la entrada y salida de la estructura (terraplén).

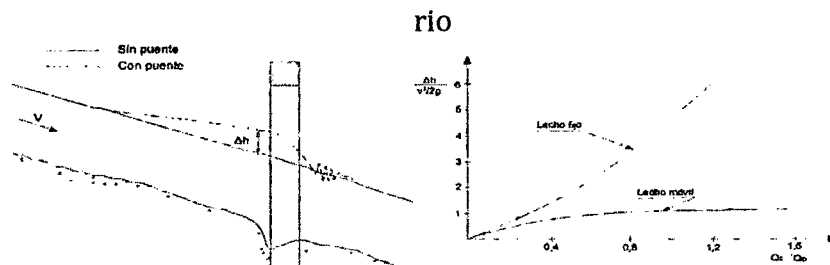
Figura 25: Características hidráulicas del paso de agua bajo un puente



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martín Vide

El remanso incrementa las inundaciones y requiere de obras adicionales de defensa. Además influye en el fenómeno de las erosiones, pues modifica el calado y el reparto de caudal entre el cauce menor y de avenidas, variables ambas que condicionan las erosiones locales de pilas y estribos.

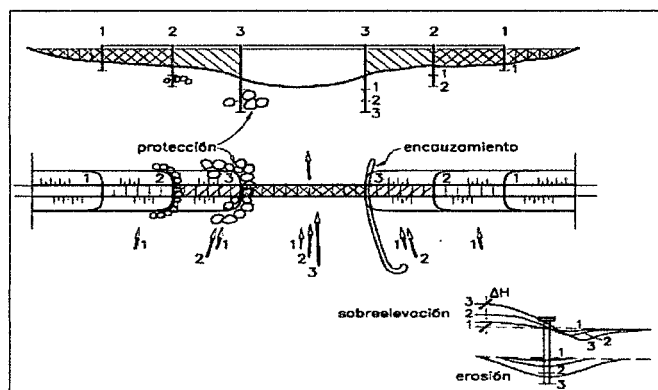
Figura 26: Remanso producido por la presencia de un puente en el cauce de un río



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martín Vide

Además del efecto de la sobreelevación, el aumento de la velocidad (por estrechamiento) produce una socavación del lecho en el área del puente, la cual se combate fundando a mayor profundidad o aplicando medidas de protección frente a la erosión.

Figura 27: Dimensionamiento de la anchura del vano



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.7.6 EROSION LOCAL

2.7.6.1 GENERALIDADES

La erosión del fondo del río en el lugar donde se ubica un puente es la causa más frecuente de falla, cuando afecta a cimentaciones imperfectas o insuficientes. Generalmente la erosión no se manifiesta claramente, todo ocurre bajo el agua y por eso se ignora el problema hasta que se produce la falla irreversible del puente. Si bien la erosión considera procesos a largo plazo, son los procesos transitorios (avenidas) los que, la gran mayoría de las veces, producen el colapso del puente.

- Erosión en la sección del puente e inmediaciones, debido a la presencia de pilas y estribos que provocan una reducción local de la sección del escurrimiento, a su vez el caudal se contrae acelerando el flujo y provocando una socavación generalizada que se debe

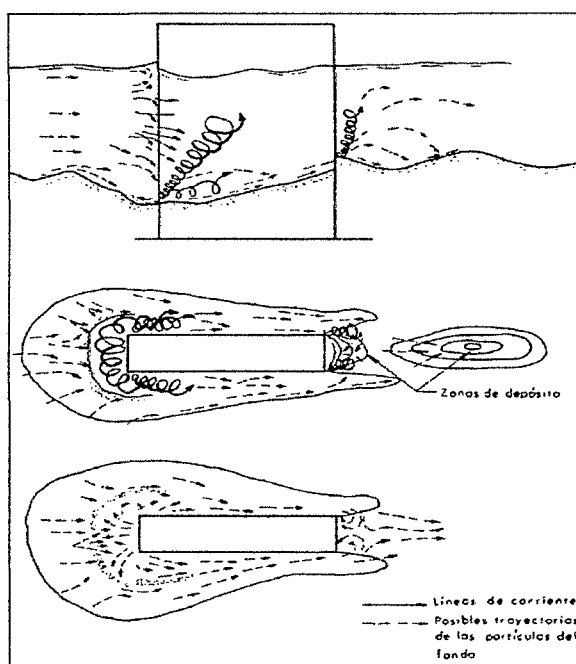
sumar a los efectos de erosión local (erosión general por estrechamiento).

- Erosión local en pilas, estribos y otros elementos mojados, debido al desconocimiento que existe respecto a la interacción entre las erosiones que afectan a un puente, la erosión potencial total se calcula como la suma de la erosión general por contracción y la erosión local.

2.7.6.2 DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO EROSIVO LOCAL

El origen de la erosión local reside principalmente en los flujos secundarios con componente vertical que se producen alrededor de los elementos de fundación, los cuales alteran el régimen hidrostático de presiones en las inmediaciones de los obstáculos. Éste fenómeno tiene una mayor intensidad en la zona frontal, donde el movimiento descendente del agua desde la superficie hacia el fondo inicia un vórtice que rodea la obra, y que en el caso de las pilas tiene forma de herradura.

Figura 28: Mecanismo de definición de la erosión local

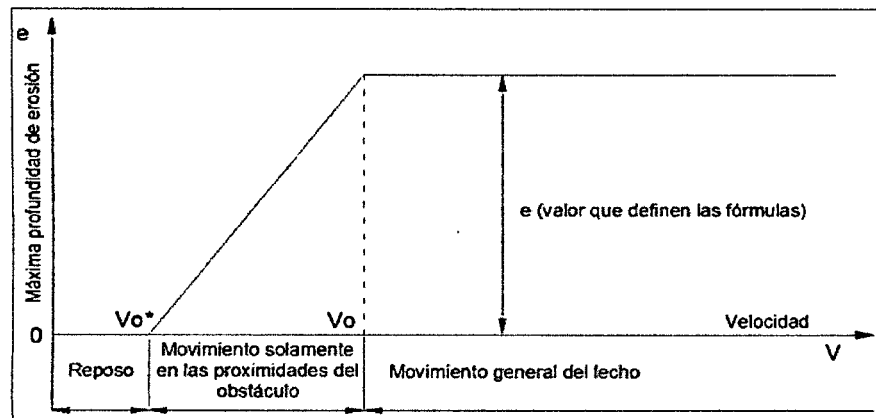


Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martín Vide

El desarrollo de la socavación local está estrechamente relacionado con la velocidad del flujo, es importante comprender esta relación ya que representa la base para el cálculo de este fenómeno.

En un comienzo hay velocidades muy pequeñas, por lo tanto la corriente no es capaz de arrastrar sedimentos.

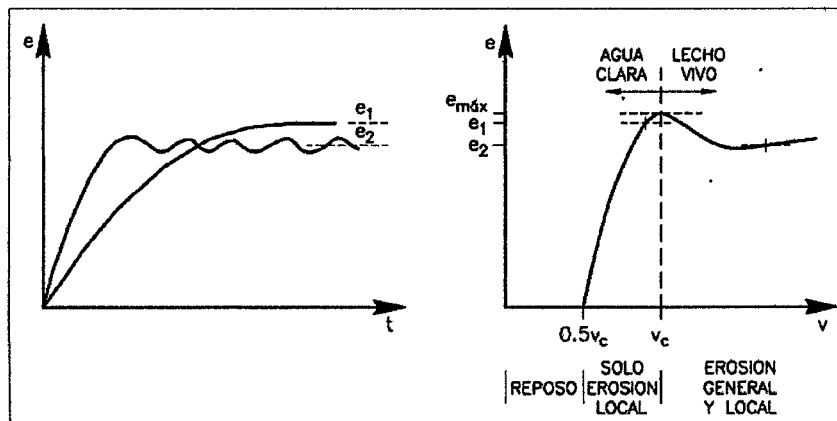
Figura 29: Evolución esquemática de la erosión local con la velocidad



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

Luego al aumentar la velocidad, se alcanza un valor a partir del cual se inicia el arrastre sólido, pero sólo alrededor del obstáculo (pila o estribo) donde las condiciones son más desfavorables.

Figura 30: Izq. Evolución temporal de la erosión local en aguas claras y lecho vivo, der, erosión local en pilas según la velocidad de la corriente.



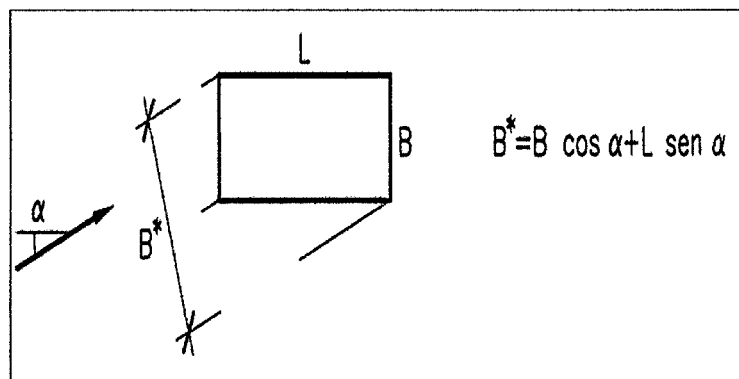
Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

2.7.6.3 EROSION EN PILAS

La principal razón de la discrepancia entre fórmulas es la discusión existente aún sobre los factores que influyen en la erosión. Las variables que influyen, en orden de importancia parecen ser: la dimensión transversal de la pila (su anchura efectiva proyectada en un plano perpendicular a la corriente), la velocidad de la corriente, la granulometría del material de fondo (desviación estándar del tamaño del sedimento), la forma del obstáculo y el calado (Vide, 2003).

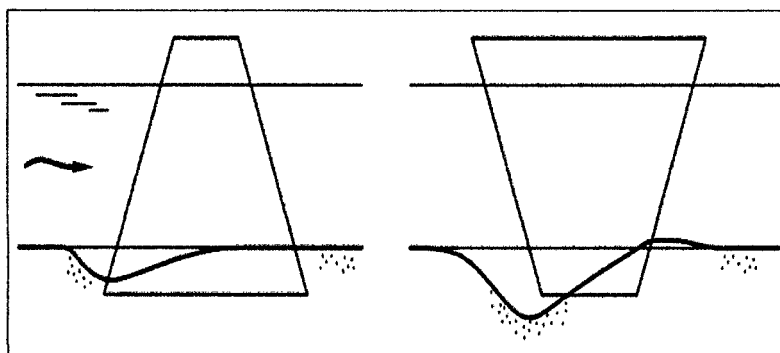
Como ya se sabe, el factor que tiene mayor influencia en la profundidad de erosión es el ancho que se define como la proyección de la pila en la dirección perpendicular a la corriente, evidentemente dicho parámetro depende del ancho de la pila y de su alineación con la corriente. Además, en los casos que la pila no se encuentre alineada con la corriente, la influencia de esta última crece con la longitud de la pila. Erosión.

Figura 31: Anchura efectiva para el cálculo de la erosión local



Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martin Vide

Figura 32: Anchura variable en pila

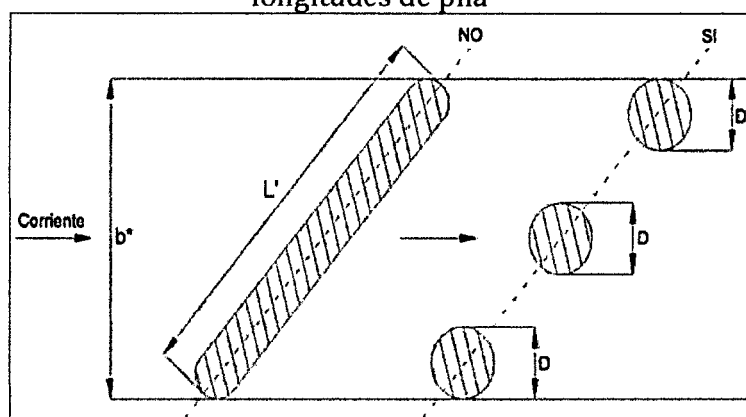


Fuente: Ingeniería de ríos Juan p. Martín Vide

Hay ciertas características geomorfológicas de un cauce que pueden alterar el ángulo de incidencia sobre un puente como son las contracciones, ensanchamientos, codos, dunas y especialmente los cursos meandrantés y los divagantes en una amplia terraza aluvial.

Se recomienda evitar el emplazamiento de puentes en zonas como las descritas en el párrafo anterior, ahora si esto no fuera posible y se prevén cambios notables en la dirección de la corriente en las cercanías del puente, se recomienda sustituir el apoyo continuo por otro múltiple, constituido por ejemplo por pilas cilíndricas suficientemente separadas.

Figura 33: Ventajas del apoyo múltiple con grandes ángulos de ataque y longitudes de pila

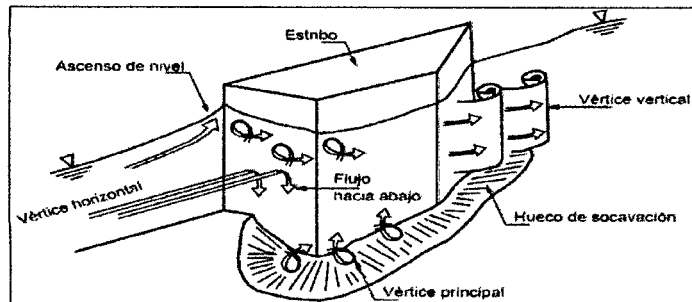


Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide

2.7.6.4 EROSIÓN EN ESTRIBOS

Semejante al fenómeno de erosión en pilas en cuanto al sistema de vórtices, propiedades del régimen de agua clara y de lecho vivo. La máxima erosión se produce en la cara de aguas arriba, donde confluye la corriente orientada hacia el vano del puente con la corriente que viene bordeando el terraplén

Figura 34: Esquema de la erosión de un estribo



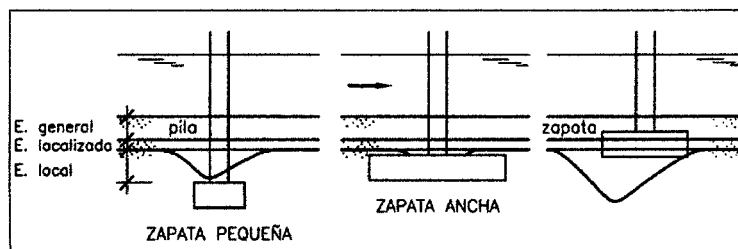
Fuente: control de erosión en zonas tropicales Jaime Suarez Díaz

2.7.7 CIMENTACIÓN Y PROTECCIÓN

2.7.7.1 CIMENTACIÓN

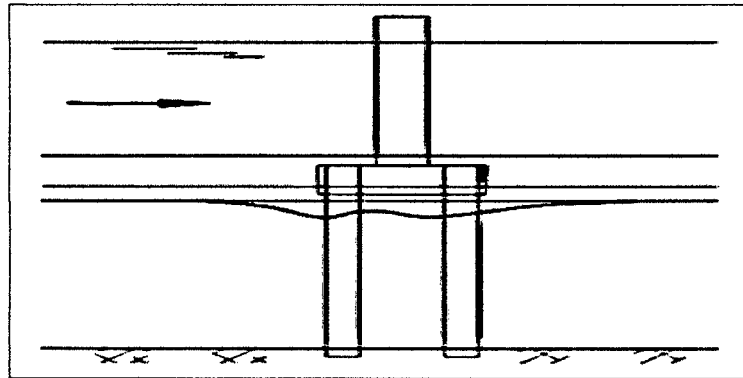
Una solución para evitar que la erosión que produce la corriente alcance las cimentaciones de los puentes, dejándolas vulnerables, es colocarlas a una profundidad mayor que la máxima erosión previsible. En ocasiones, si la zapata es muy ancha, puede servir como medio para combatir la erosión local actuando como un fondo no erosionable.

Figura 35: Criterio de profundidad de una cimentación superficial



Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martin Vide

Figura 36: Erosión local en cimentación profunda



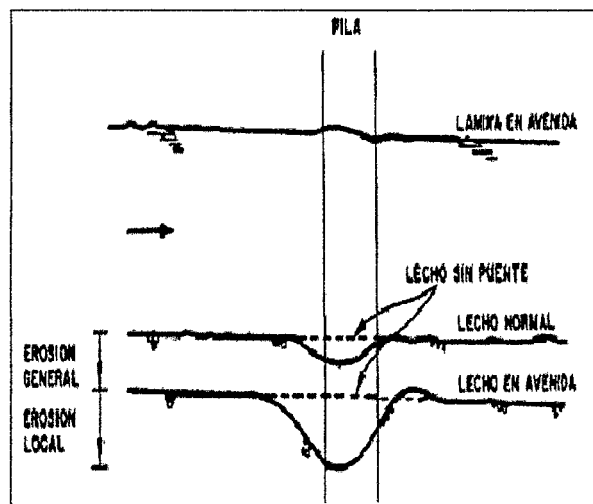
Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide

2.8 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

Desde el punto de vista de la ingeniería es muy importante cuantificar el valor máximo de la socavación que se puede producir en torno a los elementos de cimentación del puente y que puede afectar su estabilidad. Se distinguen dos tipos de socavación:

- Socavación general del lecho
- Socavación al pie de elementos de fundación de puentes

Figura 37: Definición de los conceptos de erosión general y erosión local

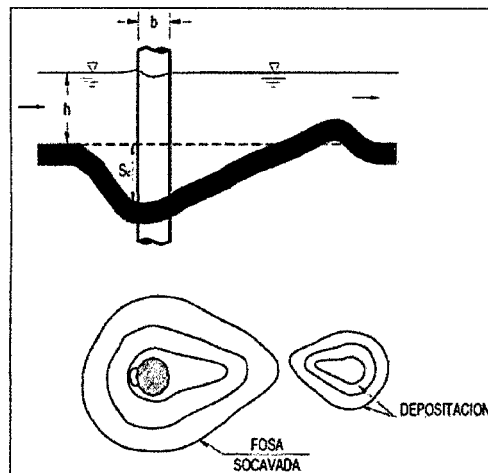


Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide

2.8.1 SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS

Las fórmulas para el cálculo de la socavación máxima al pie de una pila están referidas a pilas cilíndricas de sección circular insertas en un lecho de arena y en régimen de “aguas claras”, es decir, la condición crítica donde no hay aporte de sedimentos desde aguas arriba. Para cualquier otro caso se consideran factores de corrección.

Figura 38: Esquema de erosión local en pilas



Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide

- Pilas de sección circular en un lecho de arena

Para estimar la socavación máxima al pie de una pila de sección circular inserta en un lecho de arena el Manual de Carreteras recomienda emplear cualquiera de las expresiones siguientes:

- Breusers, Nicollet y Shen (BNSh) (1977)

$$\frac{S_c}{b} = 2 \tanh\left(\frac{h}{b}\right)$$

- Envolvente de datos experimentales (EDE) de diversos autores:

$$\frac{S_c}{b} = \begin{cases} 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,25} & \text{para } \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2,5 & \text{para } \frac{h}{b} > 2 \end{cases} \quad \frac{S_c}{b} = \begin{cases} 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,25} & \text{para } \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2,5 & \text{para } \frac{h}{b} > 2 \end{cases}$$

Donde:

Sc: Socavación máxima debido a la presencia de la pila en un lecho de arena, en condiciones de “aguas claras” y transporte incipiente del flujo en la zona no alterada por la pila

b: Diámetro de la sección circular de la pila

h: Altura de escurrimiento

F: Número de Froude del flujo no perturbado ($F=V\sqrt{gh}$; V: Velocidad media)

b. Factores de corrección

Para considerar los efectos de la forma de la pila, cantidad de pilas, dispersión granulométrica del material del lecho se utiliza un coeficiente de corrección K.

$$S = K \cdot S_c$$

El factor K queda definido por el producto siguiente:

$$K = K_s \cdot K_w \cdot K_g \cdot K_{gr} \cdot K_r \cdot K_d$$

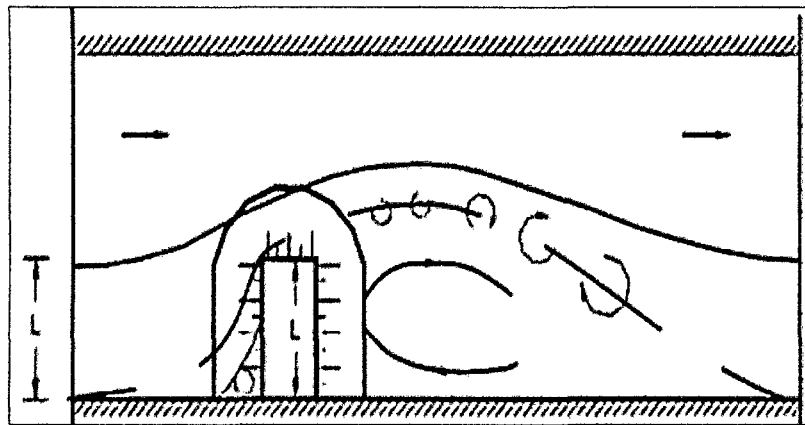
Dónde:

- Kg= Factor de forma de la pila
- Kw= Factor de alineamiento de la pila de sección no circular con la corriente
- Kg= Factor de debido a la dispersión granulométrica de arenas no uniforme (se determina con expresión de Johnson)
- Kgr= Factor que toma en cuenta la presencia de grupos de pilas
- Kr = Factor de afloramiento de la base de fundación
- Kd= Factor de influencia por tamaño del sedimento

2.8.2 SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

Los estribos son estructuras que sirven para soportar y empalmar la superestructura de un puente con la ribera. La presencia de estos elementos implica un estrechamiento de la sección, lo cual a su vez acelera el flujo provocando la erosión general del lecho.

Figura 39: Esquema en erosión local en estribos



Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide

La socavación local al pie de los estribos fundados en lechos de arena se determina mediante la relación del Melville (1992), la cual está representada por la siguiente ecuación:

$$\frac{S_e}{h} = K_\theta \cdot K_f \cdot K_h \cdot K_\sigma \cdot K_I$$

Donde

- S_e = Socavación local al pie del estribo
- h = Altura local del escurrimiento no perturbado
- K_θ = Factor del ángulo de esviaje de la estructura
- K_f = Factor que considera la forma del estribo
- K_h = Factor que considera la profundidad del flujo

- $K\sigma$ = Factor de dispersión granulométrica de la arena si ella no es uniforme
(El manual de carreteras recomienda adoptar valor igual a la unidad)
- K_i = Factor de intensidad del flujo

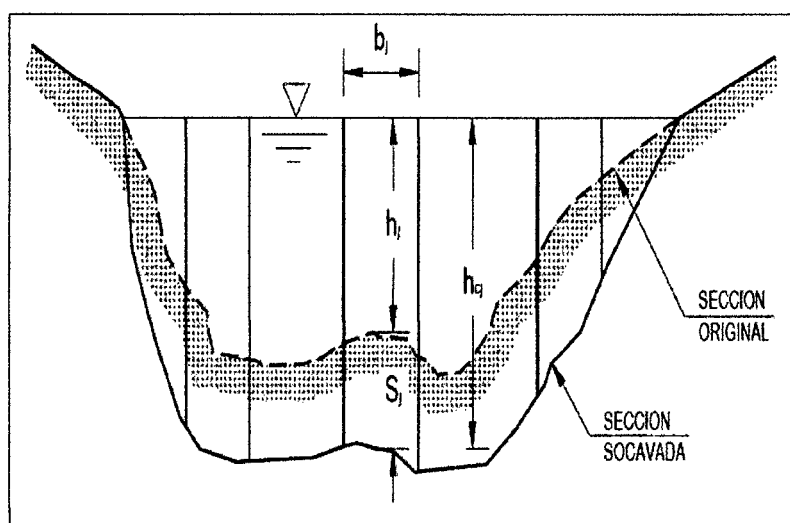
2.8.3 SOCAVACION GENERAL DEL LECHO

Un cauce fluvial experimenta un proceso de socavación general cuando ocurre una profundización de su lecho en un determinado tramo debido a un desequilibrio entre la tasa de salida y entrada de sedimentos a dicho tramo. Este desequilibrio generalmente se encuentra asociado a una aceleración del flujo que provoca un aumento local de la tasa de arrastre de sedimentos, como ocurre en el caso de una contracción o angostamiento del cauce.

- Método de Neill (1975)

Para una mayor precisión al determinar la sección socavada se divide la sección en franjas o subsecciones, luego para cada una de ellas se determinará la altura máxima de agua que se iguala a la crítica de arrastre

Figura 40: Método de Nivel para el cálculo de la erosión general



Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martin Vide

La socavación general de cada subsección j, se denomina S_j y se define como sigue:

$$S_j = h_{cj} - h_j$$

Donde

h_{cj} = Altura de escurrimiento en la franja socavada

h_j = Altura de escurrimiento de la franja original sin socavar. (Se obtiene del eje hidráulico y del perfil transversal)

Las fórmulas para el cálculo de la velocidad crítica se pueden expresar para cada subsección en función de la altura socavada y el caudal unitario:

Para sedimentos finos (arenas):

$$h_{cj} \cdot \ln\left(\frac{12h_{cj}}{K_s}\right) = \frac{q_j}{0.787\sqrt{gD}}$$

Para sedimentos gruesos:

$$h_{cj} = \left(\frac{q_j}{1.81\sqrt{g \cdot D^{0.32}}}\right)^{0.955}$$

Donde q_j es el caudal unitario de la franja j. si se considera constante en toda la sección la pendiente del plano de carga, se calcula como sigue:

$$q_j = \frac{Q_j}{B_j} = \frac{1}{B_j} \left(\frac{\Omega_j}{\Omega}\right) \left(\frac{R_j}{R}\right)^{2/3} \left(\frac{n}{n_j}\right) Q$$

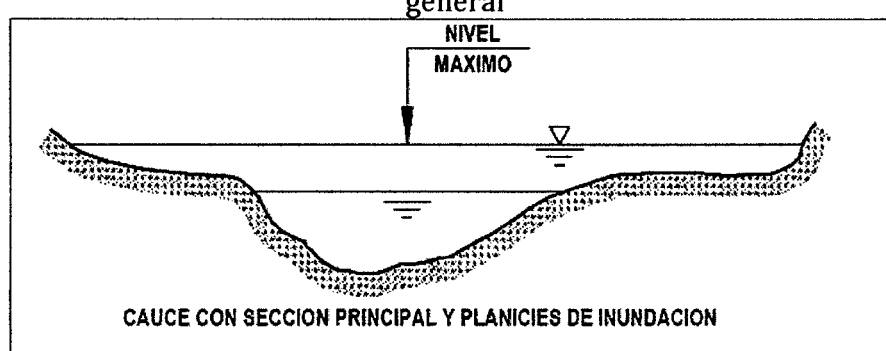
Donde

- Q_j = Caudal total de la franja j [m^3/s]
- B_j = Ancho de la franja j [m]
- Ω_j = Área de la franja j [m^2]
- R_j = Radio hidráulico de la franja j [m] que se calcula dividiendo por

- n_j = Rugosidad de Manning para la franja j (adimensional)
- Ω, R, n, Q = Las mismas variables anteriores, definidas para la sección total.
- D = Diámetro representativo del sedimento del lecho (m). Para cauces con sedimento grueso y tendencia al acorazamiento, se utiliza D_{84} , D_{90} o D_{95} según la mayor dispersión granulométrica que presente la distribución. Para sedimentos finos, se emplea D_{50} o D_m .
- K_g = Aspereza o rugosidad determinante de la pérdida de carga. Para sedimentos finos o arenosos, se emplea D_{65}
- g = Aceleración de gravedad (m/s^2)
- Método de Lischtvan- Levediev (1967)

Este método se utiliza para calcular la socavación general media en una contracción producida por la presencia de las pilas de un puente. Para efectos de este estudio se considera el método aplicado a lechos no cohesivos con sección principal y planicies de inundación.

Figura 41: Método de Lischtvan- Levediev para el cálculo de la erosión general



Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martin Vide

El método se aplica a la sección global, pero se recomienda realizar el análisis en franjas similar al método de Neill. Para cada franja se debe determinar la

profundidad de máximo escurrimiento, incluyendo la situación socavada mediante:

Sedimentos no-cohesivos.

$$h_j = \left(\frac{q_j}{0,68 \cdot \beta \cdot D^{0,28} \cdot \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

Donde

- h_j = Altura de escurrimiento en la franja socavada j [m]
- q_j = Caudal por unidad de ancho de la franja socavada j [m³/m/s]
- D = Diámetro medio del sedimento obtenido de la curva granulométrica [mm]. Se estima como $D = \sum \Delta P_j D_j / 100$, con p_j porcentaje en peso que pasa la malla D_j
- Y_s = Peso volumétrico del material seco [ton/m³]
- β = Coeficiente función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño
- ψ = Coeficiente que considera influencia del sedimento en suspensión.
- X = Parámetro de la fórmula de arrastre crítico
- n = Rugosidad de Manning
- i = Pendiente media del lecho.

CAPITULO III

3 MATERIALES Y METODOS

3.1 UBICACION DEL PROYECTO Y CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA CACHI

3.1.1 UBICACIÓN DEL PUENTE HUANCHUY

La zona de estudio se ubica en la margen del Río Cachi (correspondiente a la Subcuenca Huamanga del Río Cachi).

a) Ubicación Política

El puente huanchuy se ubica en la sub cuenca Huamanga del rio cachi que está conformado por la subcuencas principales Chicllarazo, Vinchos, Apacheta, Paccha y Huamanga.

Departamento : Huancavelica-Ayacucho

Provincia : Angaraes-Huamanga

Distrito : Chincho-Santiago de Pischa

Comunidad : Huanchuy-Ccayarpachi

La comunidad de Huanchuy se encuentra en el extremo sureste de la provincia de Angaraes, colindante con la provincia de la Huamanga y Huanta.

b) Ubicación geográfica del puente Huanchuy

Este : 0570620.00

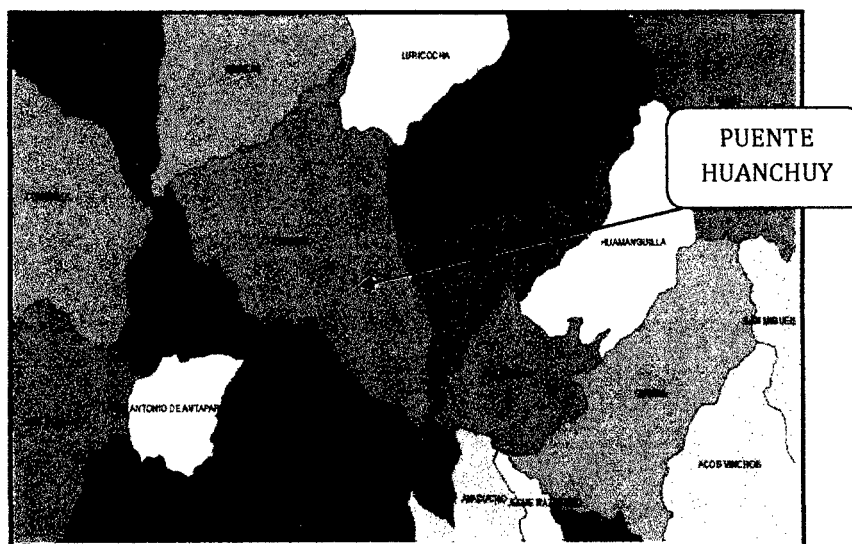
Norte : 8560023.00

Altitud : 2600 msnm

c) Vías de acceso.

la carretera asfaltada huamanga -Lagunillas y la vía asfaltada Lagunilla - Ccayarpachi - Huanchuy; la longitud aproximada desde la ciudad de Ayacucho a la zona del proyecto es de 40 Km.

Figura 42: Ubicación Política del Distrito en Chincho en la Provincia de Angaraes



Fuente: Ministerio de Ambiente-Geo servidor

3.1.2 UBICACIÓN DE LA CUENCA CACHI

Geográficamente se localiza en la región central de la Cordillera Occidental de los Andes, a una altitud que va desde los 2500 a 5100, metros sobre el nivel del mar.

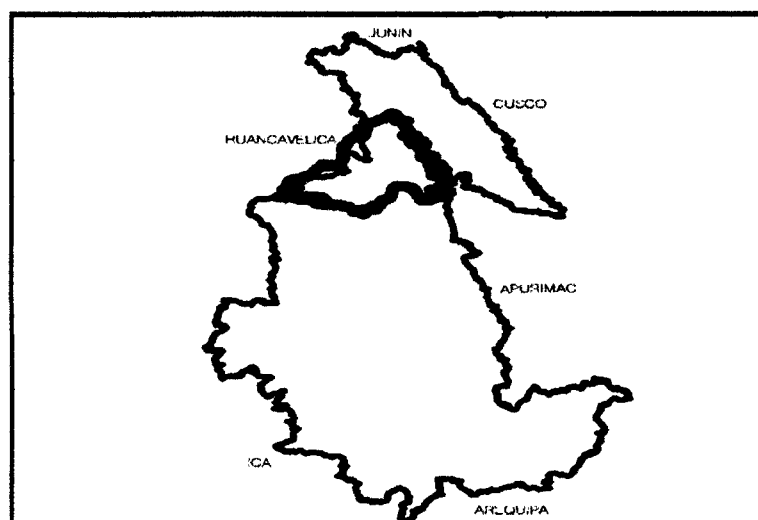
En la Figura adjunta se muestra la ubicación general del proyecto y específicamente la delimitación de la cuenca de estudio.

Figura 43: Ubicación de la Cuenca Rio Cachi en la Provincia de Huamanga.



Fuente: <http://www.map-peru.com/es/mapas/Ayacucho>

Figura 44: Ubicación de la cuenca rio Cachi en la región Ayacucho.



Fuente: <http://www.map-peru.com/es/mapas/Ayacucho>

a) Ubicación Cartográfica.

Cartográficamente se encuentra ubicado en el cuadrante 26n, 26ñ, 27n, 27ñ, 28n, 28ñ (Sistema de Proyección UTM, zona 18).

Projected Coordinate System : WGS_1984_UTM_Zone_18S

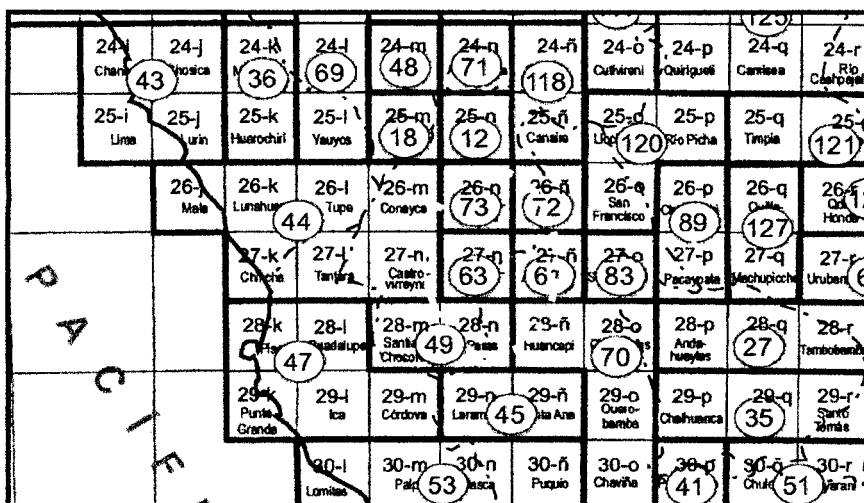
Projection : Transverse Mercator

Geographic Coordinate System : GCS_WGS_1984

Datum : D_WGS_1984

Prime Meridian : Greenwich

Figura 45: Ubicación cartográfica de la cuenca Cachi



Fuente: Instituto Geológico minero y Metalurgico-carta geografica del Peru

b) Ubicación hidrográfica.

De acuerdo a la clasificación de la ANA (Autoridad Nacional del Agua – ex INRENA), hidrográficamente la cuenca se encuentra ubicada:

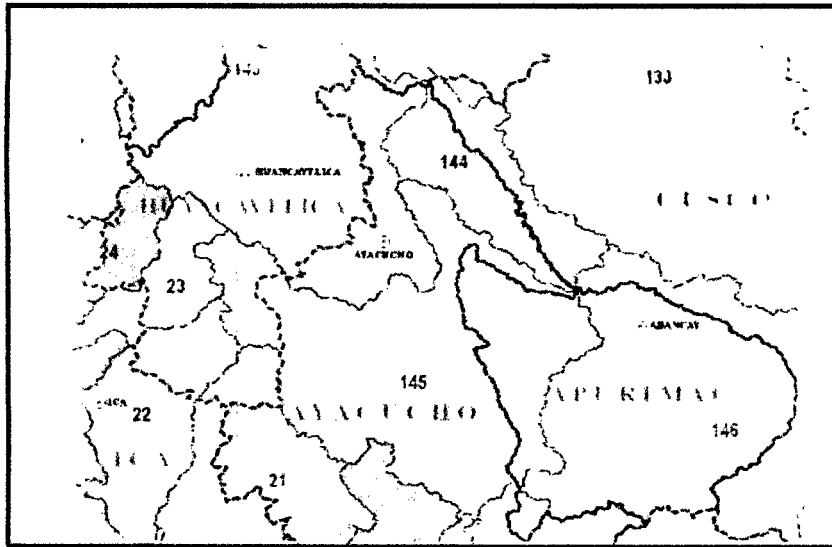
Región hidrográfica : Amazonas

Número : 143

Código : 4996

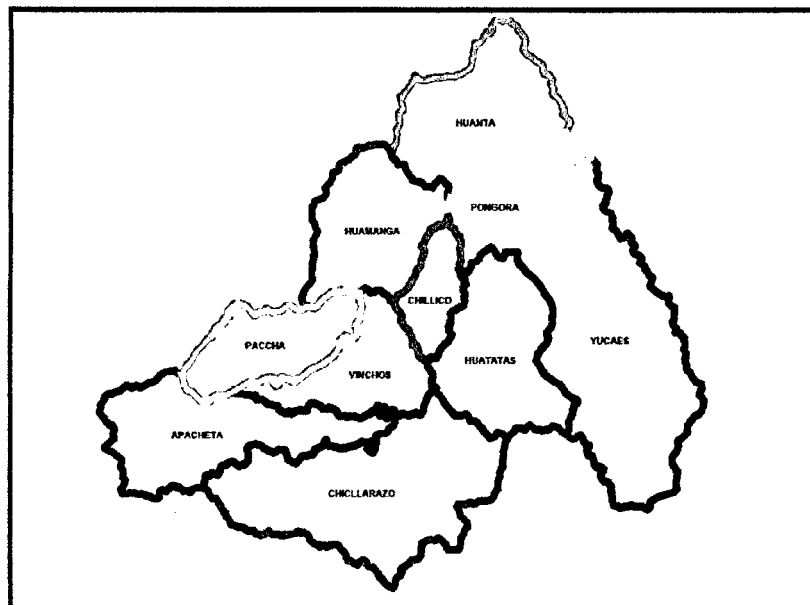
Unidad hidrográfica : Cuenca Mantaro

Figura 46: Ubicación hidrográfica de la cuenca Cachi



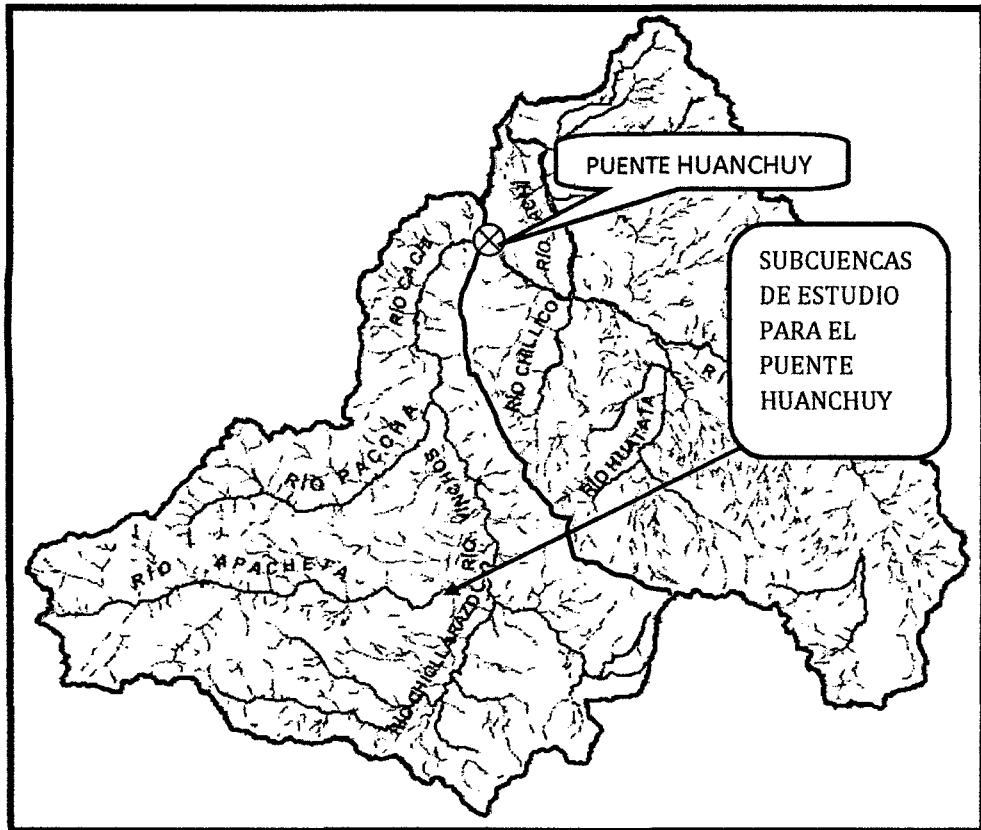
Fuente: Autoridad Nacional del Agua – ex INRENA

Figura 47: Delimitación de las Subcuencas en la Cuenca del Rio Cachi



Fuente: Elaboración propia

Figura 48: Principales ríos de la cuenca en estudio



Fuente: Elaboración propia

3.1.3 CARACTERISTICAS DE LA CUENCA CACHI

3.1.3.1 CARACTERIZACION DE LA CUENCA CACHI HASTA EL PUNTO DE AFORO

Cuenca río cachi: La cuenca Cachi tiene una extensión de aproximadamente 3610 Km² y con un perímetro 350 Km y está sub dividida en diez subcuencas principales los cuales son: Apacheta, Chicllarazo, Chillico, Huamanga, Huanta, Huatatas, Paccha, Pongora, Vinchos y Yucaes. Pero en nuestro estudio solo tomaremos como análisis las cinco sub cuencas que involucra nuestro estudio hidrológico.

a) Ubicación

La cuenca del Río Cachi se encuentra ubicada en la Sierra-Centro de los Andes Peruanos. Geográficamente está comprendida entre los paralelos 12°53' y 13°32' de Latitud Sur y los meridianos 73°56' y 74°49' de Longitud Oeste.

Políticamente la cuenca pertenece al departamento de Ayacucho, abarca las provincias de Huamanga, Huanta, San Miguel y los distritos de Huachocolpa, Paras y otros. Limita con las cuencas de Huanta por el Norte, Huancapi por el Sur, San Miguel por el Oeste y Huachocolpa por el Este.

b) Fisiografía

La cuenca del río Cachi pertenece en su totalidad al sistema de los andes, cerros bajos y altos, con vegetación natural escasa, encontrándose quebradas con cultivos de secano. En la parte media y alta de la cuenca predomina el paisaje de colinas altas, que comprenden pastos naturales, paisajes de laderas y quebradas montañosas que abarcan altitudes de 2800 y 5100 msnm.

c) Topografía

Se extiende desde la cota 2500 hasta los 5100 msnm, que abarca desde el nacimiento de los ríos hasta la desembocadura en el valle del río Cachi.

3.1.3.2 CARACTERÍSTICA DE LAS SUBUENCAS

La Cuenca Cachi en estudio se encuentra conformada por 5 sub cuencas, tomando el nombre principal de estas, tenemos la Cuenca del Río Apacheta, del Río Paccha, del Río Chicllarazo, Río Vinchos y el río Cachi y 5 sub cuencas están formadas para dar origen al Río Cachi.

3.1.3.3 ESTACIONES METEOROLOGICAS DEL PROYECTO

Tabla 1: Estaciones pluviométricas del EX PERCS Evaluadas

ESTACION	ESTE	NORTE	ALTITUD(m.s.n.m)
PUTACCA	570342.26	8518037.15	3589
CUCHUQUESERA	571194.11	8515148.31	3740
TUNSULLA	545153.43	8526056.00	3900
TAMBILLO	596832.14	8538538.43	3328
CHONTACA	605501.84	8529964.69	3497
CHIARA	585463.89	8530610.71	3599
ALLPACHACA	579400.06	8519770.94	3550
PUCALOMA	575923.42	8539980.96	3493
HUAMANGA	584902.55	8547987.49	2772

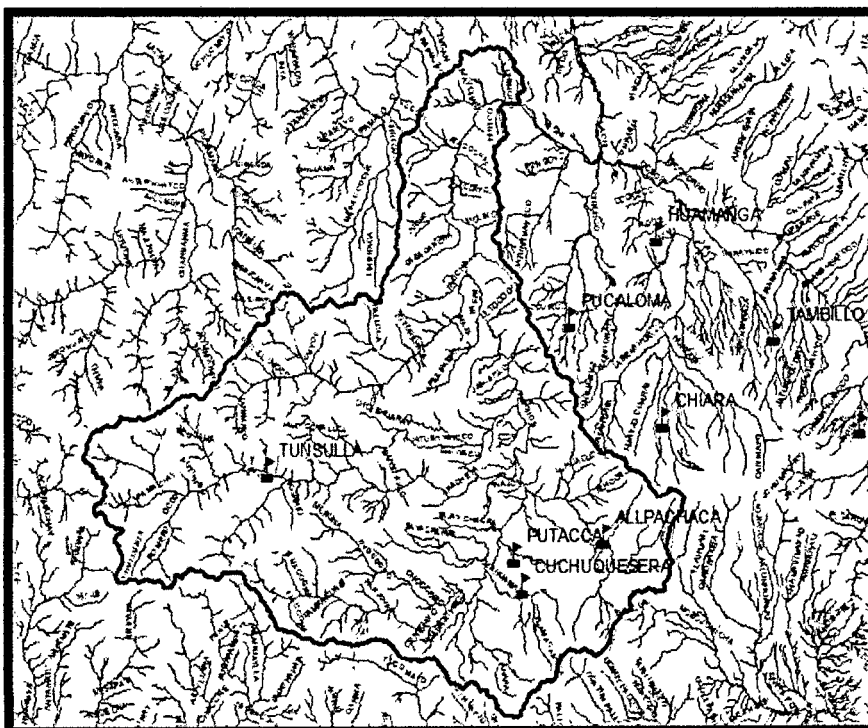
Fuente: SENAMHI

Pma: Precipitación Total Media Anual

Pmax24: Precipitación Máxima de la Máximas en 24 horas

Fuente: Estudio Hidrológico General – GMI S.A. – Set 2001

Figura 49: Ubicación Geográfica de las Estaciones Meteorológicas



Fuente: Elaboracion propia

Tabla 2: Estaciones meteorológicas utilizadas (mm)

ESTACION	TIPO	ALTITUD	LATITUD	LONGITUD
PUTACCA	CO	3589	13°24'16,26"	74°21'01,14"
ALPACHACA	CO	3550	13°23'19"	74°16'00"
TUNSULLA	PLU	3900	13°19',57"	74°34'59"
PUCALOMA	PLU	3493	13°12'21,48"	74°17'57,48"
HUAMANGA	CO	2772	13°08'	74°13'



Fuente: Elaboración propia

3.1.4 EVALUACIÓN PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA

3.1.4.1 DISPONIBILIDAD DE DATOS HIDROLÓGICOS

Como no se tiene información de registros de caudales máximos se ha calculado las descargas máximas a partir de las precipitaciones máximas en 24 horas de la estaciones.

Tabla 3: Precipitaciones máximas diarias de la Estación Putacca

 GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA RED HIDROMETEOROLOGICA														
REGISTRO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DIARIAS (mm)														
Estacion	PUTACCA			Latitud	:13°24'16,26"S			Dpto	:Ayacucho					
Codigo	:001			Longitud	:74°21'01,14"O			Prov	:Huamanga					
Año:	:2015			Altitud	: 3589 msnm			Dist	:vinchos					
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Ppmax	
1991	S/D	20.80	27.30	10.30	9.50	4.00	3.80	0.00	10.50	12.50	12.50	12.00	27.30	
1992	13.50	23.50	6.80	5.50	0.00	3.50	9.30	20.30	5.50	16.30	18.50	22.00	23.50	
1993	24.00	25.30	19.90	7.50	16.40	2.00	10.30	6.90	6.20	15.00	22.30	31.80	31.80	
1994	21.00	21.80	29.00	19.90	12.30	23.30	0.00	0.00	3.50	7.50	10.70	21.00	29.00	
1995	25.80	37.10	28.10	19.20	1.50	4.90	7.00	3.20	17.10	10.60	21.00	18.50	37.10	
1996	35.40	32.20	30.80	22.30	9.20	0.60	2.10	11.20	7.70	23.10	13.40	24.50	35.40	
1997	27.30	43.40	25.90	16.20	12.60	0.00	1.70	15.40	11.20	16.50	22.00	31.60	43.40	
1998	39.20	19.00	23.80	25.90	1.40	8.70	0.00	17.10	0.00	13.20	16.20	16.10	39.20	
1999	17.90	32.10	21.70	45.10	3.90	7.30	5.90	0.70	19.50	20.20	14.00	16.00	45.10	
2000	33.60	45.92	25.48	8.96	30.38	26.88	6.44	6.44	5.88	20.30	10.08	32.76	45.92	
2001	23.24	22.54	24.00	12.04	15.68	9.80	7.28	3.50	5.88	8.12	23.38	35.70	35.70	
2002	15.96	23.38	17.22	10.08	6.58	1.40	17.22	6.90	29.10	26.32	20.58	8.80	29.10	
2003	21.50	18.50	19.00	12.50	6.60	0.10	1.90	10.20	7.60	5.40	18.60	8.80	21.50	
2004	7.70	19.10	35.10	6.60	4.40	5.50	8.40	4.60	20.80	15.30	7.60	16.70	35.10	
2005	31.40	17.70	13.50	12.90	20.80	0.00	8.60	10.50	21.30	12.80	6.60	27.70	31.40	
2006	17.90	29.70	21.30	10.80	3.20	3.00	0.00	16.70	6.10	19.80	15.50	16.30	29.70	
2007	19.80	15.30	19.50	16.50	4.60	1.20	5.70	1.70	4.40	11.70	9.20	29.00	29.00	
2008	21.56	39.06	23.94	8.40	13.58	7.00	2.52	1.96	35.00	53.34	14.56	26.60	53.34	
2009	41.60	28.60	11.20	7.50	5.10	2.40	15.50	2.10	4.70	18.70	15.90	23.30	41.60	
2010	34.60	16.40	15.50	10.50	2.80	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	34.60	
MEDIA	24.893	26.57	21.952	14.434	9.026	5.8726	5.9821	7.3368	11.682	17.194	15.4	22.061	34.94	

BIBLIOTECA E INFORMACION
 CULTURAL
 U.N.S.C.M.

Tabla 4: Precipitaciones máximas diarias de la Estación Alpachaca



 GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA RED HIDROMETEOROLOGICA 														
REGISTRO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DIARIAS (mm)														
Estacion	:ALLPACHACA			Latitud	:13°23'19" S			Dpto	:Ayacucho					
Codigo	:008			Longitud	:74°16'00" W			Prov	:Huamanga					
Año:	:2015			Altitud	:3550			Dist	:Chiara					
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Ppmax	
1992	45.70	22.20	19.60	17.00	0.00	3.90	11.70	1.30	0.00	18.30	3.90	45.70	45.70	
1993	27.40	28.70	57.40	17.00	18.30	3.90	10.40	10.40	10.40	18.30	13.10	31.30	57.40	
1994	14.40	35.90	18.30	18.30	14.40	1.30	0.00	3.90	9.10	5.20	13.10	14.20	35.90	
1995	20.20	34.50	34.10	17.60	5.50	2.20	8.50	1.30	10.30	29.20	21.40	15.80	34.50	
1996	38.10	27.70	31.50	12.00	4.70	1.80	2.30	8.00	8.50	20.40	10.40	21.00	38.10	
1997	26.10	17.00	28.30	7.80	4.20	0.00	2.50	11.00	14.20	6.00	20.20	22.80	28.30	
1998	35.20	12.50	20.90	10.40	1.30	4.40	0.00	9.70	7.20	8.90	9.40	20.60	35.20	
1999	21.10	18.80	14.60	11.50	7.40	3.70	3.90	S/D	20.40	7.50	13.90	11.10	21.10	
2000	26.80	41.90	17.30	8.00	21.50	8.30	7.40	22.50	6.80	15.40	11.50	18.50	41.90	
2001	26.50	20.50	28.50	8.80	11.70	3.00	4.90	10.60	8.10	8.10	18.20	19.30	28.50	
2002	20.00	20.30	28.50	9.00	3.20	2.20	10.30	4.70	10.70	12.50	19.33	27.20	28.50	
2003	25.40	12.90	19.00	12.80	14.30	0.00	2.00	6.80	11.40	4.60	8.50	24.30	25.40	
2004	28.20	23.00	22.00	19.00	5.00	19.00	16.00	6.00	36.00	1.80	14.10	23.20	36.00	
2005	15.60	21.20	25.80	7.90	2.50	0.00	7.00	15.20	23.70	10.50	10.50	27.60	27.60	
2006	25.40	24.20	28.20	12.60	0.00	2.90	0.00	7.00	4.10	22.50	18.20	16.10	28.20	
2007	17.30	30.00	43.50	8.00	12.80	0.00	3.70	0.00	5.30	8.80	10.50	28.50	43.50	
2008	16.60	26.00	28.90	4.80	13.40	5.40	1.40	1.50	22.50	21.20	17.00	17.50	28.90	
2009	19.10	28.00	12.80	17.30	6.00	0.00	6.00	3.00	1.50	16.30	15.00	14.80	28.00	
2010	37.40	28.50	20.00	8.50	7.00	0.40	5.90	6.00	11.80	13.20	4.00	25.60	37.40	
MEDIA	25.605	24.937	26.274	12.016	8.0632	3.2842	5.4684	7.1611	11.684	13.089	13.275	22.374	34.22	

Tabla 5: Precipitaciones máximas diarias de la Estación Pucaloma

 GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA RED HIDROMETEOROLOGICA 														
REGISTRO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DIARIAS (mm)														
Estacion	:PUCALOMA			Latitud	:13°12'21,48"S			Dpto	:Ayacucho					
Codigo	:014			Longitud	:74°17'57,48"O			Prov	:Huamanga					
Año:	:2015			Altitud	:3493 msnm			Dist	:Socos					
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Ppmax	
1995	0.00	19.90	22.00	8.60	3.70	3.70	3.60	7.70	9.60	10.10	19.10	10.40	22.00	
1996	31.30	17.50	28.20	14.20	0.20	0.00	3.80	6.60	12.80	12.70	8.50	25.70	31.30	
1997	28.80	56.30	21.10	8.40	1.80	0.00	0.00	9.00	10.00	9.00	29.50	22.20	56.30	
1998	25.70	29.80	18.60	3.70	2.20	3.10	0.00	1.60	7.30	10.20	5.30	13.40	29.80	
1999	25.40	26.60	21.40	9.00	3.50	6.00	2.00	0.00	18.20	12.10	11.50	12.72	26.60	
2000	19.20	36.12	21.36	7.20	13.20	5.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.12	
2001	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00	
2002	16.20	28.32	8.16	6.84	4.20	2.16	9.60	4.68	5.76	7.44	7.08	7.32	28.32	
2003	15.36	26.16	23.40	21.36	4.20	2.16	0.60	4.44	4.56	0.00	0.00	0.00	26.16	
2005	0.00	0.00	0.00	9.10	1.90	0.00	5.50	2.50	10.50	9.00	13.00	25.00	25.00	
2006	26.17	26.04	20.50	12.00	0.00	5.30	0.00	3.50	0.70	69.50	13.04	20.40	69.50	
2007	19.10	18.30	19.00	9.60	0.00	1.50	0.20	0.00	4.50	8.50	5.20	14.00	19.10	
2008	17.28	14.28	10.60	3.84	12.72	4.44	0.00	0.00	9.12	13.40	6.00	25.40	25.40	
2009	13.80	19.10	13.00	7.50	18.50	0.00	6.50	1.50	1.50	15.12	14.82	12.80	19.10	
2010	16.10	41.00	25.30	1.80	4.00	0.00	0.00	5.50	11.00	9.40	9.30	21.50	41.00	
MEDIA	18.17	25.67	18.04	8.80	5.01	2.42	2.27	3.36	7.54	13.32	10.17	15.06	30.38	

Tabla 6: Precipitaciones máximas diarias de la Estación Tunsulla




 GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA RED HIDROMETEOROLOGICA		 Senamhi											
REGISTRO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DIARIAS (mm)													
Estacion	:TUNSULLA	Latitud	: 13°19'57"S	Dpto	:Ayacucho								
Codigo	:006	Longitud	:74°34'59"O	Prov	:Cangallo								
Año:	:2015	Altitud	:3900 msnm	Dist	:Paras								
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Ppmax
1992	16.90	14.10	22.60	7.10	9.90	8.50	8.50	12.70	11.30	35.30	14.10	25.40	35.30
1993	29.60	26.80	28.20	25.40	9.90	8.50	4.20	9.90	15.50	26.80	24.00	38.10	38.10
1994	28.20	26.80	42.30	25.40	5.60	5.60	4.20	7.10	8.50	33.80	32.40	31.20	42.30
1995	21.30	47.90	39.20	14.80	8.00	4.40	5.40	5.10	17.50	29.30	34.80	31.00	47.90
1996	16.60	24.50	19.70	23.10	7.90	4.20	2.10	18.90	11.10	6.30	21.40	21.70	24.50
1997	32.00	34.30	50.10	25.40	11.80	0.00	0.00	19.70	22.60	22.60	29.60	35.30	50.10
1998	49.30	35.30	46.50	35.30	4.20	12.70	0.00	14.10	19.70	19.70	40.90	49.30	49.30
1999	25.40	35.30	28.90	47.90	9.90	8.50	8.50	11.30	39.50	32.40	14.10	23.97	47.90
2000	32.43	28.20	38.78	9.87	15.51	7.06	7.05	13.40	2.82	26.79	15.51	37.37	38.78
2001	43.71	34.55	22.56	22.56	35.25	11.28	15.51	7.15	9.17	11.28	22.56	23.27	43.71
2002	27.60	30.32	26.79	23.27	15.51	3.10	15.51	10.60	12.69	18.33	21.15	35.25	35.25
2003	35.25	31.02	28.20	31.02	6.00	0.00	7.05	10.58	12.69	10.58	15.00	12.00	35.25
2004	35.25	33.14	45.12	11.28	16.92	14.10	17.63	7.05	19.74	11.99	13.40	40.00	45.12
2005	11.00	24.50	20.00	11.50	2.00	0.00	22.00	8.50	21.00	25.00	6.00	15.00	25.00
2006	25.50	32.00	16.00	18.00	1.00	6.00	0.00	12.00	18.00	13.00	12.50	12.50	32.00
2007	18.00	10.50	15.80	8.40	4.60	2.00	0.30	1.50	13.10	9.20	9.10	16.30	18.00
2008	15.60	16.60	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	16.60
2009	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
2010	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
MDIA	27.27	28.58	30.87	21.27	10.25	6.00	7.37	10.60	15.93	20.77	20.41	27.98	32.90

Tabla 7: Precipitaciones máximas diarias de la Estación Huamanga

GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO	
GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA 	
RED HIDROMETEOROLOGICA	
REGISTRO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DIARIAS (mm)	
Estacion :	Huamanga Longitud :74°13'W
Dpto :	Ayacucho latitud :13°08'
Prov. :	Huamanga Altitud 2772 msnm
Dist. :	Ayacucho
AÑO	Pmax 24hrs
1978	23.20
1979	16.00
1980	18.20
1981	19.90
1982	44.50
1983	24.40
1984	24.00
1985	18.00
1986	16.50
1987	24.20
1988	23.00
1989	26.00
1990	30.50
1991	19.50
1992	19.60
1993	40.50
1994	22.00
1995	42.00
1996	29.00
1997	23.20
1998	27.30
1999	24.80
2000	35.20
2001	39.00
2002	23.60
2003	30.00
2004	49.80
2005	30.20
2006	27.20
2007	34.00

3.2 MATERIALES Y EQUIPOS

3.2.1 MATERIALES

En el presente de estudio hidrológico de máximas avenidas de la cuenca hidrográfica del rio Cachi, se utilizaron los siguientes materiales:

- cartas nacionales en formato SHP para ArcGIS 26-n, 26-ñ, 27-n, 27-ñ, 28-n, 28-ñ.(escala:1/100000)

- Estudios técnicos, realizados anteriormente por la Municipalidad de Chincho.
- Registros de datos hidrológicos de la cuenca.
- libreta de campo
- lapiceros de colores, lápiz, lápices de colores, borrador
- Software (ArcGIS 10.0, Arc hydro, Hec-geoHMS, Hec -Hms, Hec-geoRAS, Hec-RAS, Auto CAD Civil 3d, Microsoft office, Internet ,Google Earth)

3.2.2 EQUIPOS DE TOPOGRAFÍA

- Estación total
- GPS
- Prisma y trípode

3.2.3 EQUIPOS DE ESCRITORIO

- impresora.
- computadora Windows 7.
- cámara fotográfica.
- Otros.

3.3 METODOLOGÍA

3.3.1 TECNICAS DE GABINETE

3.3.1.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN Y FUENTES DE DATOS

Recopilación de información básica, referida a:

- Datos hidrometeorológicos históricos del ámbito de las subcuencas Chicllarazo, Vinchos, Apacheta, Paccha y Huamanga o cuencas vecinas, obtenidos de entidades, como SENAMHI e información satelital.
- para ArcGIS 26-n, 26-ñ, 27-n, 27-ñ, 28-n, 28-ñ.(escala:1/100000
- Estudios anteriores (perfil técnico) realizado por las diferentes instituciones relacionadas con el uso de los recursos hídricos (Gobierno Regional de Ayacucho-Huancavelica en la zona de estudio)

3.3.1.2 INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA.

Para la ejecución del estudio se ha tomado en cuenta la siguiente información:

- La información Hidrométrica de las estaciones en el ámbito de estudio, procedente del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI.
 - Estudio de la Hidrología del Perú – IILA-SENAMHI-UNI – Dic-1983;
- Además de esta información, la siguiente documentación también ha sido revisada precipitaciones medias mensuales y máximas diarias

3.3.2 CARACTERISACION TOPOGRAFICA Y GEOMORFOLOGICA DE LA CUENCA Y SUB CUENCAS

3.3.2.1 SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

Smith Hynd. (1995) El uso de sistemas de información geográfica (SIG) es un sistema para la captura, almacenamiento, análisis y despliegue de datos que se encuentran espacialmente referidos a la tierra desde esta definición, no es un simple sistema de computación para confeccionar mapas, un SIG es una herramienta analítica la mayor ventaja de semejantes herramientas es que nos permite identificar las relaciones espaciales entre las características de los mapas.

3.3.2.1.1 ArcGIS V10.0

Es un completo sistema de información que permite crear, analizar, almacenar y difundir datos, modelos, mapas y globos en 3D, poniéndolos a disposición de todos los usuarios según las necesidades de la organización. Como sistema de información a su vez es un software que es muy útil para determinar estudios geomorfológicos de cuencas. Como se puede ver el ArcGIS es un poderoso software en esta oportunidad usaremos el ArcGIS desktop.

3.3.3 APLICACIÓN DE MODELOS HIDROLÓGICOS PARA CRECIDAS

Existen dos tendencias metodológicas en el estudio hidrológico de las crecidas: una determinista que preconiza el pasado como condicionante del comportamiento presente y futuro, abordando su estudio mediante leyes físicas y relaciones matemáticas; y otra estocástica, que parte del carácter aleatorio del

proceso, y propone la aplicación de leyes o funciones analíticas a un conjunto de observaciones previas para predecir futuros valores de la variable.

3.3.3.1 TÉCNICAS DETERMINISTAS EMPÍRICAS

Consiste en el empleo de marcas sobre elementos artificiales (edificaciones, vías de comunicación, obras públicas, etc.), documentación histórica (manuscritos e impresos de archivos, bibliotecas y hemerotecas) y testimonios (orales o audiovisuales) para reconstruir la extensión cubierta o la cota alcanzada por las aguas durante una crecida desencadenada en el periodo histórico.

3.3.3.1.1 GENERACION DE PRECIPITACION MAXIMA DIARIA METODO IILA –SENAMHI-UNI

Como la estación se encuentra a una altitud diferente a la zona de estudio, se aplica un coeficiente de corrección de acuerdo al método propuesto en el estudio regional “Hidrología del Perú” IILA – UNI - SENAMHI 1983 el cual divide al territorio peruano en zonas y sub zonas pluviométricas, encontrándose el área de estudio en la zona

123 10

$$M=6+0.0025Y$$

Y= Altitud media de la zona de estudio

Por lo tanto $M_{IILA} = K$

El coeficiente de corrección (F.C.), se calcula con la relación de promedios anuales, es decir el cociente entre el promedio de las precipitaciones diarias máximas anuales de la estación Base y de la calculada por el IILA:

3.3.3.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS

Esto explica el empleo de técnicas estadísticas como herramientas en modelación del proceso de estimación de la intensidad de precipitación, tanto en el tiempo como en el espacio (García-Bartual, 1996).

$$P (P < P_i) \gg F_i = m / N \text{ California}$$

$$P (P < P_i) \gg F_i = (m - 3/8) / (N + 1/4) \text{ Blom}$$

$$P (P < P_i) \gg F_i = m / (N + 1) \text{ Weibull}$$

$$P (P < P_i) \gg F_i = (m - 0,44) / (N + 0,12) \text{ Gringorten}$$

$$P (P < P_i) \gg F_i = (3m - 1) / (3N + 1) \text{ Tukey}$$

$$P (P < P_i) \gg F_i = (2m - 1) / 2N \text{ Hazen}$$

$$P (P < P_i) \gg F_i = (m - 0, 3) / (N + 0,4) \text{ Chegodayev}$$

3.3.3.2.1 TRATAMIENTO PROBABILÍSTICO DE LA INFORMACIÓN

3.3.3.2.1.1 DETERMINACIÓN DE LA PROBABILIDAD

El diseño y la planeación de obras hidráulicas, están siempre relacionados con eventos hidrológicos futuros, cuyo tiempo de ocurrencia no puede predecirse; es por eso que se debe recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia (Linsley, 1988).

$$P(x) = 1/T$$

3.3.3.2.1.2 MÉTODOS DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDADES UTILIZADAS

Entre los métodos estadísticos más usados en hidrología, se consideran los siguientes:

- Distribución Normal

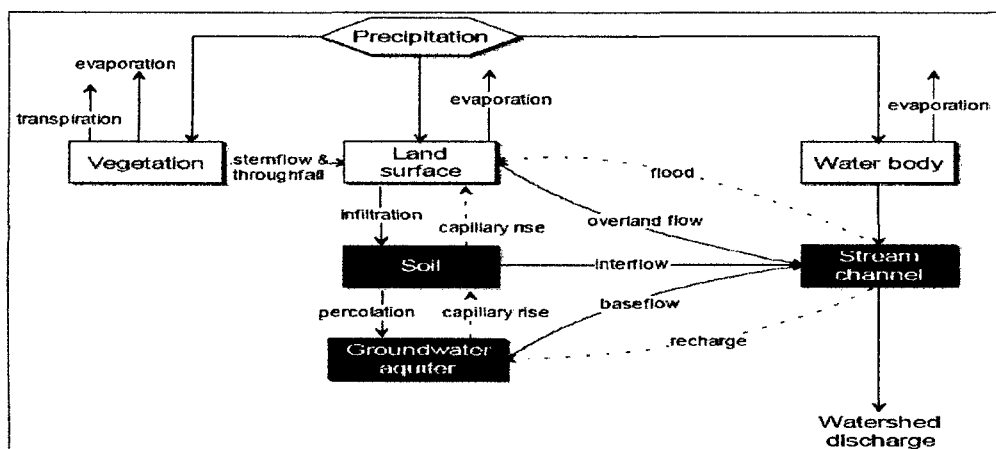
- Distribución Log – Normal
- Distribución Log – Pearson III
- Distribución Gumbel
- Distribución Gumbel Modificada

3.3.3.3 ANÁLISIS DE LOS CAUDALES MÁXIMOS

3.3.3.3.1 FUNDAMENTOS DEL SISTEMA DE MODELAMIENTO HIDROLÓGICO (HEC HMS)

El **HEC-HMS** (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) es un programa de simulación hidrológica del tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una sola cuenca o varias subcuencas (información resultante: caudales máximos y tiempo pico) a partir de información de lluvia, aplicando para ello métodos de cálculo de transformación de lluvia a escorrentía, pérdidas por infiltración y flujo base, las mismas que han alcanzado cierta popularidad en los Estados Unidos y por extensión en América Latina.

. Figura 50: Representación esquemática del comportamiento hidrológico de unacuenca



Fuente: Hec- Hms máximo Villon Bejar segunda edición 2011

3.3.3.3.2 MODELACION DE LA CUENCA

Con objeto de poder representar adecuadamente el comportamiento hidrológico de una cuenca, es preciso, en primer lugar, llevar a cabo una representación esquemática de la misma, que refleje, de la mejor manera posible, su morfología y las características de su red de drenaje.

En este sentido, el programa HEC-HMS incluye diferentes tipos de elementos, cuya descripción y funcionalidad se indican a continuación.

- **Subcuenca:**
- **Tramo de cauce:**
- **Confluencia**
- **Derivación:**
- **Fuente**
- **Sumidero**

3.3.3.3.3 MODELACION DE LOS PROCESOS HIDROLOGICOS

Como en la práctica es imposible abordar de manera global la modelación del proceso de transferencia lluvia-caudal, generalmente se analiza, de manera individualizada de diferentes aspectos parciales del proceso.

3.3.3.3.3.1 PRECIPITACIÓN

La precipitación constituye el input principal al proceso hidrológico antes descrito. Dado que la información disponible sobre la precipitación es limitada, tanto a nivel espacial como temporal, es necesario recurrir a algún procedimiento que permita establecer un modelo de precipitación acorde con el objetivo perseguido en cada caso.

3.3.3.3.2 PERDIDAS DE VOLUMEN

Sabemos que el volumen total de agua disponible para escorrentía superficial es el resultado de descontar de la precipitación el agua interceptada por la vegetación, infiltrada en el suelo, almacenada en la superficie del mismo, evaporada desde diferentes superficies o transpirada a través de las plantas.

- Utilización del concepto de número de curva (CN), desarrollado por el U.S. Soil Conservation Service (SCS), teniendo en cuenta los usos del suelo, el tipo de suelo y el contenido de humedad previo al episodio lluvioso que se considera.

Método SCS Para Abstracciones O Pérdidas

Sobre la base de las características determinadas de la cuenca (tipo de suelo, tipo de cultivo, cubierta vegetal, etc.), se determina un número adimensional de curva, CN, a través del cual se transforman las precipitaciones brutas en precipitaciones netas usando la relación:

$$Pe = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P + 0.8 S}$$

Dónde:

P: precipitación bruta o total (mm)

Pe: precipitación neta (mm)

La retención potencial máxima del suelo (mm), está dado por:

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) * 25.4$$

CN: número adimensional de curva.

Este CN se determina de tablas, que ha sido preparada para condiciones antecedentes de humedad media, AMC II. Para condiciones secas (AMC I)

Tabla 8: Clasificación de antecedentes de humedad (AMC)

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (mm)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	menor que 12.7	menor que 35.6
II	12.7 a 28	35.6 a 53.3
III	sobre 28	sobre 53.3

(Referencia: Hidrología Aplicada de Ven Te Chow pág. 152 al 155):

Tabla 9: Números de Curva de escorrentía (CN)

Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación		72	81	88	91
con tratamientos 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 ²		25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.					
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más		39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%		49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)		81	88	91	93
Residencial ³ :					
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵		98	98	98	98
Calle y carreteras:					
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵		98	98	98	98
grava		76	85	89	91
tierra		72	82	87	89

1 Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap. 9

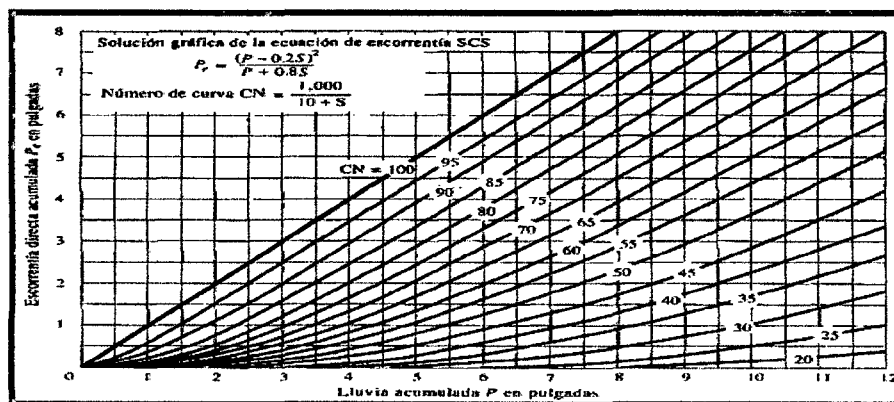
2 Una buena cubierta esté protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

3 Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.

4 Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.

5 En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

Figura 51: Diagrama de las ecuaciones de escorrentía del CSC



3.3.3.3.3 ESCORRENTÍA SUPERFICIAL

La escorrentía superficial es uno de los aspectos que debe ser analizado de manera individualizada y su concentración en un determinado punto del cauce.

El programa Hec-Hms contempla dos posibles alternativas, basadas en modelos de tipo empírico o conceptual, respectivamente.

Entre los modelos de tipo empírico, basados todos ellos, en mayor o menor medida, en el concepto de hidrograma unitario.

3.3.3.3.4 FLUJO BASE

Tiene su origen en la precipitación registrada sobre la cuenca en períodos precedentes, que se ha almacenado temporalmente en capas más o menos profundas, e incluye también el flujo subsuperficial asociado al período actual.

El programa Hec-Hms considera tres posibles alternativas para su modelación:

- Caudal constante, con posible variación mensual. Aunque puede parecer excesivamente simplista, resulta válido cuando se trata de determinar el caudal máximo de un hidrograma aislado.
- Curva de recesión exponencial.
- Depósitos lineales sucesivos.

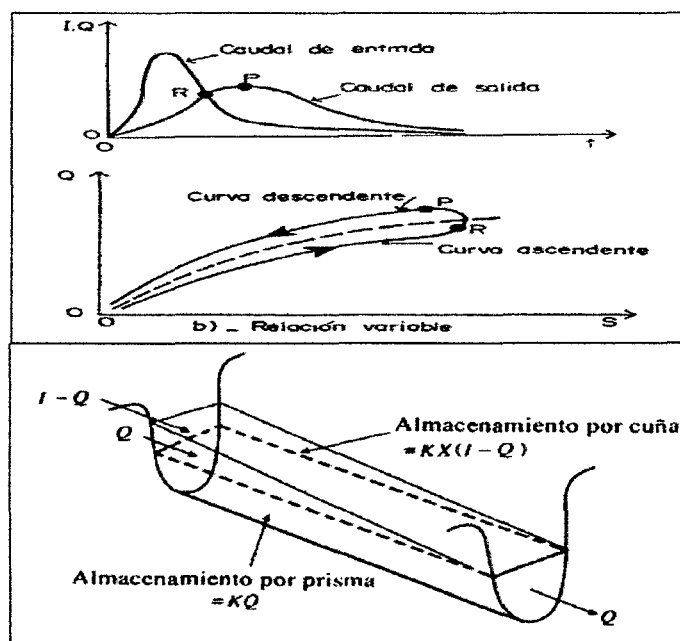
3.3.3.3.5 TRÁNSITO DEL HIDROGRAMA POR EL CAUCE

La agrupación de caudales de agua de diversa procedencia (superficial, etc.) en un punto de un cauce y su variación a lo largo del tiempo constituye un hidrograma. El programa HEC-HMS permite escoger entre los siguientes modelos a la hora de tratar de representar la transformación que experimenta el hidrograma entre los puntos inicial y final de un tramo de cauce:

Método de Muskingum

Este método involucra el concepto de almacenamiento de prisma y de cuña (Figura 8.2). Fue desarrollado por McCarthy, (1938) para determinar la relación que manifiesta el río Muskingum en Ohio (USA), con el paso de una onda de creciente. El almacenamiento de prisma es esencialmente el correspondiente al de la superficie del agua en flujo permanente y el de cuña es el almacenamiento adicional referente al verdadero perfil de la superficie del agua durante la creciente.

Figura 52: Almacenamiento en prisma y cuña en un tramo de cauce



El almacenamiento de prisma se computa como el flujo de salida, Q , multiplicado por el tiempo de traslado de la onda de crecida a través del tramo del río, K . El de cuña se computa como la diferencia entre flujo de entrada y salida ($I-Q$), multiplicado por K y un factor adimensional de ponderación, X , relativo a la importancia del flujo de entrada y de salida en el almacenamiento, S , dentro del tramo. Por lo tanto, el método de Muskingum define el almacenamiento en el tramo, S , como una función lineal de los almacenamientos ponderados de prisma más el de cuña, así:

$$S = KQ + KX \cdot (I - Q)$$

Operando algebraicamente, se tiene la ecuación del método de Muskingum:

$$S = K \cdot [XI + Q \cdot (1 - X)]$$

El valor de X determina el grado de atenuación de la onda al pasar por el tramo del río; depende de la forma del almacenamiento de cuña y varía entre:

$$0 \leq X \leq 0.5$$

Así, si $X = 0$; $S = KQ$, se produce la máxima atenuación, lo que indica que el embalse es función sólo de la salida. Si $X = 0.5$, tanto el ingreso (I) como la salida (Q) tienen el mismo peso y por este motivo, la onda transita sin atenuación. Despejando el término de modelos de tránsito de ondas o crecientes (modelo HEC-1 ó HMS) se pueden calcular K y X por optimización. La velocidad de una onda de creciente, V_w , es mayor que la velocidad media del río en una sección para cierta descarga normal. Esta V_w se puede estimar usando el método de la ley de Seddon que establece que existiendo la curva h/Q para una determinada

sección transversal, representativa del tramo, la pendiente de esta curva es igual a dQ/dh y V_w es:

$$V_w = \frac{1}{B} \left(\frac{dQ}{dh} \right)$$

$$K = \frac{L}{V_w}$$

Dónde:

- V_w es la velocidad de la onda de creciente en m/s.
- B es el ancho de la superficie libre del agua, en m.
- L es la longitud del tramo en metros.
- dQ/dh es la pendiente de la curva cota/descarga

Otra forma de estimar la velocidad de la onda de creciente, es calcular la velocidad media en una sección con la ecuación de Manning, V , y aplicar una de las relaciones empíricas de la Tabla que se ha encontrado entre ambas velocidades.

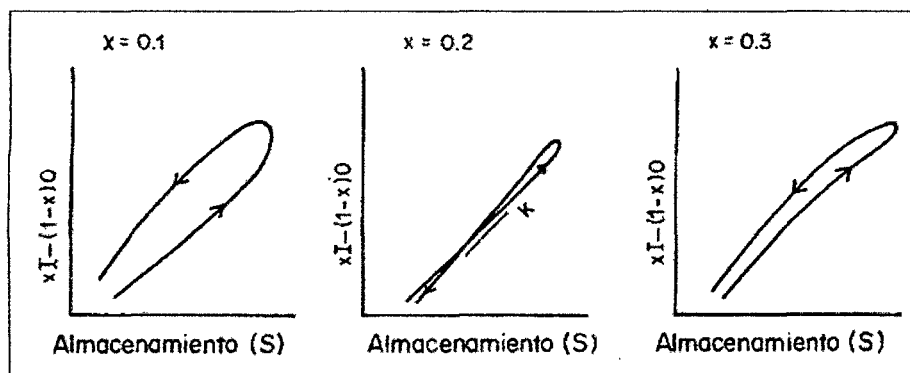
Relaciones entre velocidad de la onda de creciente, V_w , y la velocidad media de Manning, V .

Forma del canal	V_w/V
Rectangulo, ancho	1.67
Parabolico, ancho	1.44
Triangular	1.33

En canales naturales se aconseja una relación de 1.5. La estimación de X en ríos sin aforos puede ser muy difícil, teniendo presente que en ríos de pendientes suaves y planicies inundables X tiende a cero y por el contrario, en ríos de

mayor pendiente y cauces muy definidos sin planicies inundables X tiende a 0.5, Cunge (1969) define X , como

Figura 53: Obtención de los parámetros K y X de Muskingum



3.3.4 MODELAMIENTO HIDRÁULICOS

3.3.4.1 MODELAMIENTO HIDRAULICO CON EL HEC RAS

El programa HEC-RAS es un programa diseñado para el cálculo de ejes hidráulicos en cursos naturales de ríos, con todas las diferencias que existen con respecto al cálculo en secciones prismáticas.

El cálculo se puede desarrollar bajo una serie de medidas que forman parte de las funciones del programa. La mayoría de cálculos se relacionan con el eje hidráulico en un curso, pero el programa permite agregar singularidades producidas por la intervención del hombre, como lo es el caso de puentes.

Descripción del programa

Características técnicas del modelo

- Calculo Hidráulico de secciones del cauce
- Visualización gráfica de datos y resultados
- Edición gráfica de secciones
- Ejecución en entorno

i) Aplicaciones del Modelo

El programa fue diseñado para que por medio de modelos pueda realizar cálculos hidráulicos en una dimensión con régimen permanente para una red completa.

ii) Aspectos hidráulicos del modelo

En cuanto a lo relacionado con la hidráulica que utiliza el programa, tanto las fórmulas como la base teórica que se utiliza se refiere a un análisis unidireccional del escurrimiento.

Los datos que se necesitan para el cálculo del eje son:

- Perfiles transversales
- Forma y largo del cauce
- Números de Manning para las secciones
- Distancia entre los perfiles
- Estación en la cual se encuentran las orillas de la sección central
- Coeficiente de contracción y expansión del escurrimiento

Descripción del modelo

Perfiles trasversales: las secciones transversales fueron exportadas de Land Desktop, Manual Básico de Hec-RAS. El puente es una estructura en línea que permite la circulación del flujo del río, por debajo de su estructura y a la vez, provoca un cambio en el comportamiento hidráulico del flujo. El sector analizado contiene las siguientes características:

Datos del río Cachi

A. Coeficiente de Manning: 0.050

B. Distancia entre los perfiles: 20 metros

C. Coeficiente de expansión del escurrimiento: 0.3

D. Coeficiente de contracción del escurrimiento: 0.1

Tabla 10: Coeficientes de Manning

Tipos de canal y descripción	Mínimo	Norma l	Máximo
b. corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bandas usualmente empinadas sumergidas en niveles altos			
1.- Fondo : Gravas , cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2.- Fondo : cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.050	0.070
d-2 planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b. Areas cultivadas			
1. Pasto corto	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivos maduros	0.030	0.040	0.050

Fuente: hidráulica de canales Ven Te Chow (2004)

3.3.5 TÉCNICAS DE LABORATORIO

3.3.5.1 ANALISIS GRANULOMETRICO.

Su finalidad es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Así es posible también su clasificación mediante sistemas como AASTHO o USCS. En el ensayo es importante, ya que gran parte de los criterios de aceptación de suelos para ser utilizados en bases o sub-bases de carreteras, presas de tierras diques , drenaje , etc. Depende de este análisis.

Tabla 11: Clasificación de tamaño de partículas

Tamiz (ASTM)	Tamiz (Nch)(mm)	Abertura real (mm)	Tipo de suelo
3"	80	76.12	GRAVA
2"	50	50.80	
1 ½"	40	38.10	
1"	25	25.40	
¾"	20	19.05	
3/8"	10	9.52	
Nº 4	5	4.76	ARENA GRUESA
Nº 10	2	2.00	ARENA MEDIA
Nº 20	0.90	0.84	
Nº 40	0.50	0.42	
Nº 60	0.30	0.25	ARENA FINA
Nº 140	0.10	0.105	
Nº 200	0.08	0.074	

3.3.6 METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DEL DESARROLLO Y PROFUNDIDAD POTENCIAL DE SOCAVACIÓN

3.3.6.1 RELACIONES SEMIEMPÍRICAS Y EMPÍRICAS PARA EL CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD POTENCIAL DE SOCAVACIÓN

3.3.6.1.1 SOCAVACIÓN LOCAL ALREDEDOR DE PILAS.

Existen muchos métodos para el cálculo de la profundidad de socavación local alrededor de pilas, debido a la complejidad del fenómeno resulta casi imposible describirlo de manera teórica exacta, por lo que se recurre a enfoques semiempíricos y empíricos. A continuación se describen los métodos agrupados de acuerdo a las características de las relaciones.

3.3.6.1.1.1 ECUACIONES DEL GRUPO I

Grupo en el cual pertenecen los métodos cuya expresión de cálculo tiene la siguiente forma general:

$$\frac{d_s}{Y_0} = A \frac{b}{Y_0}^x$$

Donde:

d_s = máxima profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho (m).

b = ancho de la pila normal a la corriente no perturbada (m).

Y_0 = profundidad media del flujo aguas arriba de la pila (m).

Las ecuaciones más representativas de este grupo son las siguientes

3.3.6.1.1.1.1 BREUSSERS

Relación geométrica sencilla, basada en estudios con varillas de sondeos en corrientes que determina la profundidad de socavación constante para cualquier tipo de pila, independientemente de la magnitud de la creciente o del material del lecho.

$$d_s = 1,4 b$$

3.3.6.1.1.1.2 LARRAS

Propone una ecuación teórico - práctica a partir de mediciones llevadas a cabo en varios puentes franceses después de haberse producido la creciente. Larras se concentró en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a la velocidad crítica del movimiento de sedimentos.

$$d_s = 1,05Kb^{0,75}$$

$$K = K_x K_v$$

Donde:

K_x = factor de corrección por la forma de la pila (Tabla 12). En el anexo 1 (Figura 54) se muestra las formas que pueden tener las pilas.

K_v = factor de corrección por el ángulo de incidencia (ataque) de la corriente (Tabla 13)

3.3.6.1.1.3 LAURSEN I

En principio se dedujo de pilas rectangulares enfrentadas al flujo y considerando transporte de sedimentos. Para pilas de nariz redondeada, el coeficiente 1,5 debe sustituirse por 1,2; para pilas no paralelas al flujo se tomará 1,5 como coeficiente.

$$d_s = 1,5 b^{0,70} Y_0^{0,30}$$

Tabla 12: Factor de corrección (K_x) por forma de la pila. Metodo de larras

Forma de la pila	Elongación de la pila	K_x Chatou	K_x Iowa	K_x Tison	K_x Escande
Circular	1	1,00	1,00	1,00	1,00
	2		0,91		
	3		0,76		
	4	0,73		0,67	
Lenticular	7			0,41	
	4,0	0,86			
	4,1			0,76	
Joukowski o perfil aerodinámico	4,5				0,76
	2		0,91		
Elíptica	3		0,83		
	4,0	0,92		0,86	
Ojival	4,0	0,95			
Circular doble	1,0		1,00		
	1,5		1,00		
	2,0		1,00		
	3,0		1,00	1,00	
	4,0	1,03			
Rectangular chaflanada	4,0		1,01		
	0,25		1,30		
Rectangular	4,0			1,40	
	4,5				1,25
	5,3			1,40	
	9,3			1,40	

Tabla 13: Factor de corrección (K_y) por angulo de ataque de la corriente.
Método Larras

Forma de la pila	Elongación de las pilas	K_y 0°	K_y 10°	K_y 15°	K_y 20°	K_y 30°	K_y 45°
Circular	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1	1
	2	0,91				1,13	
Lenticular	3	0,76	0,98	1,02	1,24		
	4	0,76		1,12		1,5	2,02
Joukowski o perfil aerodinámico	4,0	0,86		1,09		1,4	1,97
	4,5					1,36	
Elíptica	2	0,91				1,13	
	3	0,83	0,98	1,06	1,24		
Ojival	4,0	0,92		1,18		1,51	
	2,0	1,00				1,17	
Oblonga	3,0	1,00	1,02	1,13	1,24		
	4,0	1,00		1,15		1,52	
	4,5					1,6	
	2,00	1,11		1,38		1,56	1,65
Rectangular	4,0	1,11		1,72		2,17	2,43
	4[X]	1,11		1,99		2,94	3,28
	4,5					2,09	
	6,0	1,11		2,20		2,69	3,05
	8,0	1,11		2,23		3,03	3,64
	10,0	1,11		2,48		3,43	4,16

3.3.6.1.1.2 ECUACIONES DEL GRUPO II.

Grupo en el cual la expresión adimensional es:

$$\frac{d_s}{Y_0} = B N_a^s \frac{b}{Y_0}^t$$

Donde:

N_a = número adimensional de la pila. Puede ser el número de Froude (Fr) o el número de Reynolds (Re)

b = ancho de la pila normal a la corriente no perturbada (m).

Y_0 = profundidad media del flujo aguas arriba de la pila (m).

t, B, s = coeficientes.

Dentro de este grupo de ecuaciones se tiene:

3.3.6.1.1.2.1 SHEN II-1

$$\frac{d_s}{b} = 11.0 F_{rp}^2$$

3.3.6.1.1.2.2 SHEN II-2

$$\frac{d_s}{b} = 3.4 F_{rp}^{0.67}$$

Donde:

F_{rp} = número de Froude de la pila. $F_{rp} = \frac{V_0}{\sqrt{gb}}$

b = ancho de pila (m).

V_0 = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s).

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Ecuaciones válidas para el caso de socavación por agua clara, donde se supone las condiciones de inicialización del movimiento aguas arriba del puente.

3.3.6.1.1.2 ECUACIONES DEL GRUPO III

Los cálculos de la profundidad total de socavación serán medidas desde la superficie libre del agua, las ecuaciones han sido desarrolladas en canales de irrigación en la India. Su expresión adimensional es

$$\frac{d_s}{Y_0} = C F_r^y \frac{b}{Y_0}^x - 1$$

3.3.6.1.1.3 YAROSLAVTZIEV.

Este método se lo ha realizado en base a mediciones en puentes, llevadas a cabo en la antigua Unión Soviética. Difiere en los métodos anteriores porque distingue dos tipos de materiales en el fondo del río, siendo cohesivos o no cohesivos.

Para suelos no cohesivos.

$$ds = K_f K_v (e + K_H) \frac{V_s^2}{g} - 30d_{85}$$

Donde:

ds = profundidad de socavación local medida desde el fondo natural del cauce (m).

e = coeficientes de corrección que depende de la ubicación de la pila dentro del cauce.

$e = 0.6$; si la pila se encuentra en el cauce principal.

$e = 1$; si la pila se encuentra dentro del cauce de la corriente.

d_{85} = valor del tamiz por el que pasaría el 85% de las partículas de material expresado en peso (m).

K_f = coeficiente que depende de la forma de la pila y del ángulo de ataque de la corriente (Figura 4. 1).

K_v = coeficiente que está en función del número de Froude de la pila.

$$K_v = 10^{-0.28 \frac{V_s^2}{gb_1}^{1/3}}$$
$$\text{Log } K_v = -0.28 \frac{V_s^2}{gb_1}^{1/3}$$

Donde:

V_s = velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la socavación general (m/s).

b_1 = proyección en un plano perpendicular a la corriente: b_1 es igual a b cuando el eje del puente es normal a la corriente (m).

K_H = coeficiente que depende de la relación H_s/b_1 .

$$K_H = 10^{0.17 - 0.35 \frac{H_s}{b_1}}$$

$$\text{Log } K_H = 0.17 - 0.35 \frac{H_s}{b_1}$$

Donde:

H_s = profundidad de la lámina de agua, medida después de ocurrida la socavación general (m).

b_1 = proyección en un plano perpendicular a la corriente: b_1 es igual a b cuando el eje del puente es normal a la corriente (m).

Para suelos cohesivos.

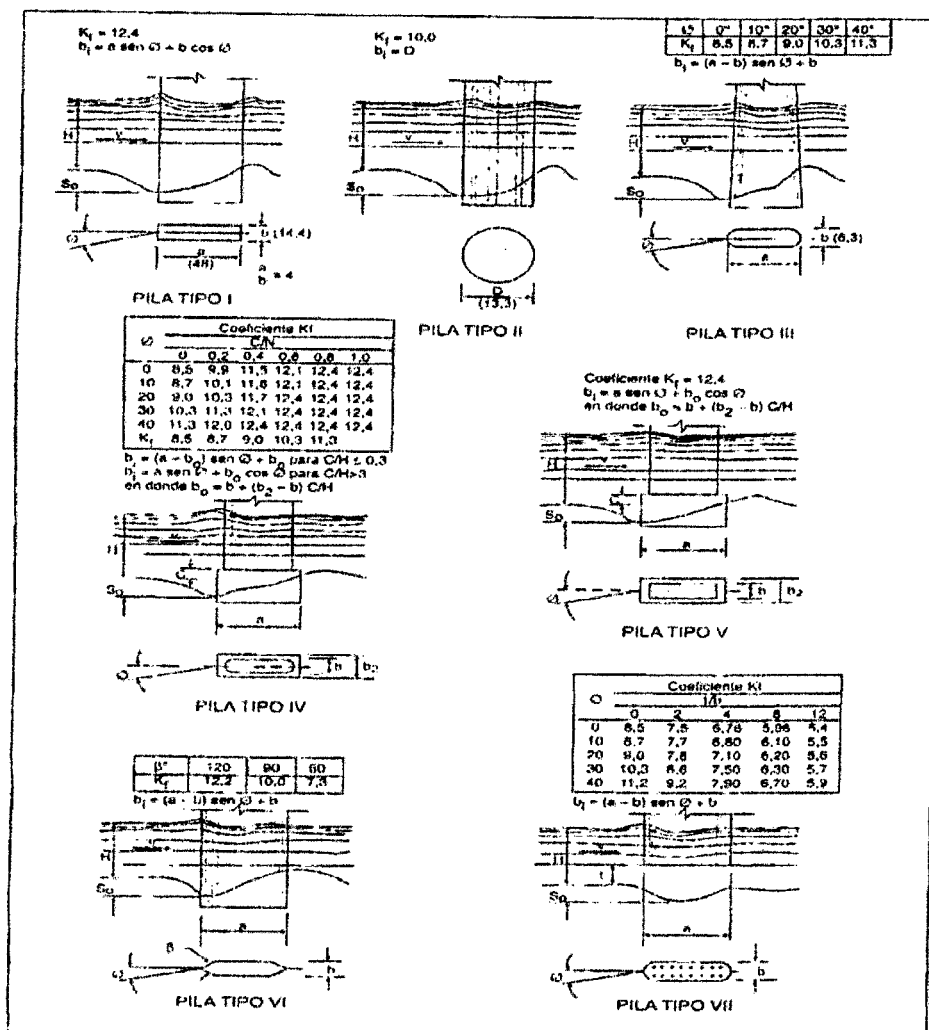
Para este caso el método aplica la misma ecuación que en suelos no cohesivos, con la diferencia que en lugar del diámetro d_{85} , utiliza un diámetro equivalente (Tabla 14).

Tabla 14 Diámetros equivalente d_8

5 para suelos no cohesivos. Método de Yaroslavtziev.

Características de los suelos	Peso volumétrico del material seco (ton/m ³)	d_{85} equivalente (cm) CH	d_{85} equivalente (cm) MH	d_{85} equivalente (cm) CL-ML
Poco compactos	1.2	1.0	0.5	0.5
Medianamente compactos	1.2-1.6	4.0	2.0	2.0
Compactos	1.6-2.0	8.0	8.0	3.0
Muy compactos	2.0-2.5	10.0	10.0	6.0

Figura 54: Valores de Kf y b1. Método de Yaroslavtziev.



Fuente: RODRÍGUEZ, H. Alfonso (2010) .HIDRÁULICA FLUVIAL

3.3.6.1.1.4 MÉTODOS UTILIZADOS FRECUENTEMENTE

Dentro de este grupo se describen los métodos más utilizados en el medio andino, los cuáles no han sido clasificados en los grupos anteriores

3.3.6.1.1.4.1 MÉTODO DE LAURSEN Y TOCH.

Método desarrollado por el Instituto de Hidráulica de Iowa con mediciones confirmadas en el río Skunk realizadas por P. G. Hubbard del mismo laboratorio.

Se establecen dos casos generales, si la incidencia de la corriente es paralela o no al eje de las pilas, así:

a) Cuando el flujo está alineado con la mayor dimensión transversal de la pila:

$$d_s = K_1 K_2 b$$

b) Cuando la corriente incide en un ángulo de incidencia (ataque) sobre el eje de la pila.

$$d_s = K_1 K_3 b$$

Donde:

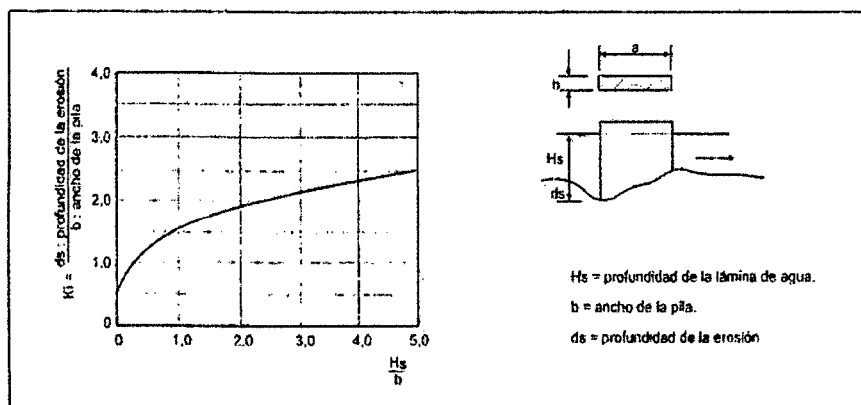
d_s = profundidad de socavación local, medida desde el fondo natural del cauce (m).

K_1 = coeficiente que depende de la relación H_s/b (Figura 4. 2).

K_2 = coeficiente que depende de la forma de la pila. (Fuente: RODRÍGUEZ, H. Alfonso (2010) .HIDRÁULICA FLUVIAL, pp (261).

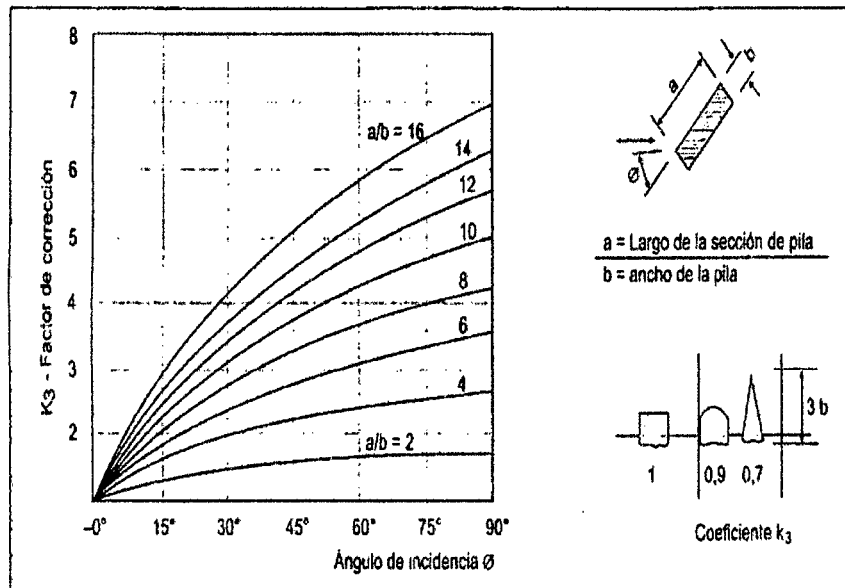
K_3 = coeficiente que depende del ángulo de incidencia (ataque) y de la relación L/b de la pila (Figura 4. 4).

Figura 55: Factor de corrección por forma de la pila. Método de Laursen y Toch.



Fuente: RODRÍGUEZ, H. Alfonso (2010) .HIDRÁULICA FLUVIAL

Figura 56: Factor de corrección K3 por el ángulo de incidencia de la corriente. Método de Laursen y Toch.



Fuente: RODRÍGUEZ, H. Alfonso (2010) .HIDRÁULICA FLUVIAL

Figura 57: Factor de corrección K2 por forma de la pila. Solo para pilas orientadas según la dirección del flujo. Método de Laursen y Toch.

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_2 DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $l/a = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA	$\frac{r}{l} = \frac{1}{2}$	0.81
	$\frac{r}{l} = \frac{2}{3}$	0.75
LENTICULAR	$\frac{r}{l} = \frac{2}{3}$	0.81
	$\frac{r}{l} = \frac{1}{2}$	0.69
FORMA DE LA NARIZ		SEGÚN TISON
BISELADA $l/a = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $l/a = 4$		0.75

Fuente: RODRÍGUEZ, H. Alfonso (2010) .HIDRÁULICA FLUVIAL

3.3.6.1.1.4.2 MÉTODO DE MAZA Y SÁNCHEZ

Método que se puede aplicar para lechos cubiertos por arena y grava. Basado en tres diagramas elaborados a partir de resultados experimentales en tres canales efectuados en la División de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en México, con los cuáles se estudió como inicia y prosigue la socavación, y se comparan los métodos de Laursen y Toch y Yaroslavtziev. Las curvas de cada uno de los diagramas se obtuvieron con materiales de diámetros entre 0,17 y 0,56 mm y que para obtener la socavación para partículas con un diámetro medio mayor los gráficos dan valores mayores, que se encuentran experimentalmente. Esta diferencia se acentúa en la medida en que para valores superiores a 0,1 de uno de los parámetros del gráfico, la influencia del diámetro deja de ser significativa.

Metodología de cálculo.

1. Cálculo del número de Froude del flujo.

$$F_r^2 = \frac{V_0^2}{gY_0}$$

Donde:

Y_0 = profundidad de la lámina de aguas arriba de la pila después de producirse la socavación general (m).

V_0 = velocidad media de la corriente frente a la pila (m/s).

2. Cálculo del factor de corrección que considera el ángulo de incidencia de la corriente. Si la corriente incide en un ángulo diferente al del alineamiento de la pila, se corregirá el número de Froude al cuadrado por el coeficiente f_c , de

acuerdo con factores que se presentan en la (Tabla 15). En estas condiciones se utilizará $Fr_2 = f_c[Fr_2]_0$.

Tabla 15: Factor de corrección f_c por efecto del ángulo de incidencia. Método de Maza y Sánchez.

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1,0	1,25	1,40	1,45

3. Cálculo de Y_0/b_1 .

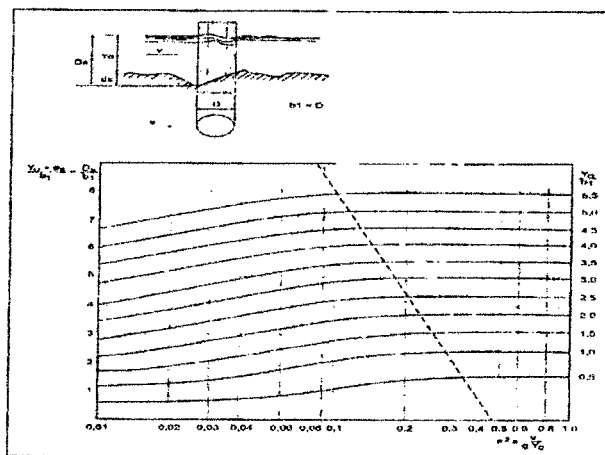
Donde:

b_1 = proyección, en un plano perpendicular a la corriente, del ancho y largo de la pila. Si ésta se encuentra normal a la corriente; b_1 es igual a b (m).

4. Cálculo de la profundidad de socavación.

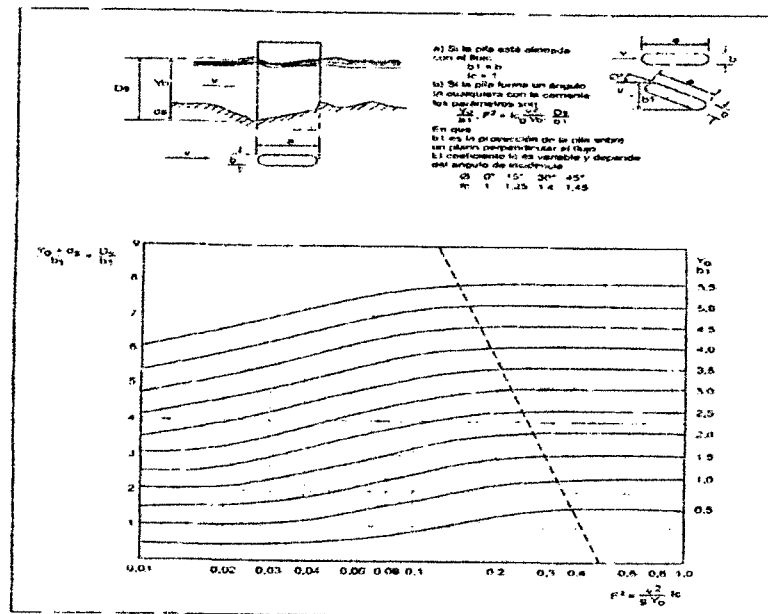
Una vez calculado los parámetros descritos en 2 y 3, se selecciona la gráfica de acuerdo a la forma de la pila. Se obtiene el parámetro Ds/b_1 , que permite calcular el valor de la socavación local medida desde la superficie libre del agua o la medida desde el nivel del lecho una vez producidas las demás socavaciones.

Figura 58: Ábaco de Maza y Sánchez para Pila circular



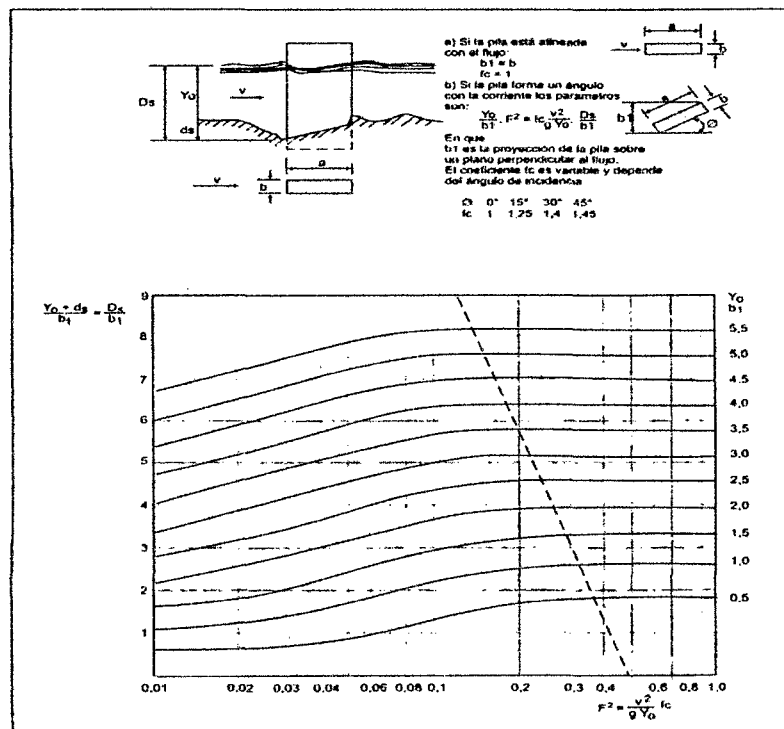
Fuente: RODRÍGUEZ, H. Alfonso (2010) .HIDRÁULICA FLUVIAL

Figura 59: Abaco de maza y Sánchez para pila redonda



Fuente: RODRÍGUEZ, H. Alfonso (2010) .HIDRÁULICA FLUVIAL

Figura 60: Abaco de maza y Sánchez para pila rectangular



Fuente: RODRÍGUEZ, H. Alfonso (2010) .HIDRÁULICA FLUVIAL

3.3.6.1.2 SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE ESTRIBOS

Entre los métodos más representativos se tiene el método de Field, Liu y Alia y Artamanov.

3.3.6.1.2.1 MÉTODO DE ARTAMANOV.

Permite determinar la profundidad de socavación no solamente al pie de estribos sino también el pie de espigones o espolones. La ecuación depende de los siguientes factores (Figura 61):

La relación entre los caudales interceptados por la estructura y el caudal total transportado por el cauce.

Talud que tiene los lados del estribo (R_1).

Ángulo formado entre los ejes longitudinales del puente y la corriente.

La profundidad de la lámina de agua más la profundidad de socavación al pie de un estribo o espigón:

$$D_s = P_\alpha P_q P_R H_0$$

Donde:

D_s = profundidad total de socavación medida desde la superficie libre del agua.

P_α = coeficiente que depende del ángulo formado entre los ejes longitudinales del puente y la corriente (Tabla 16).

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , entre el caudal teórico interceptado por la estructura Q_1 y Q_2 , y el caudal que escurre por el río Q (Tabla 17). Para su determinación se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$P_q = 1,4675 + 6,55238 \frac{Q_1}{Q} - 4,0238 \frac{Q_1^2}{Q}$$

PR = coeficiente que depende del talud que tiene los dos lados de la estructura (Tabla 18).

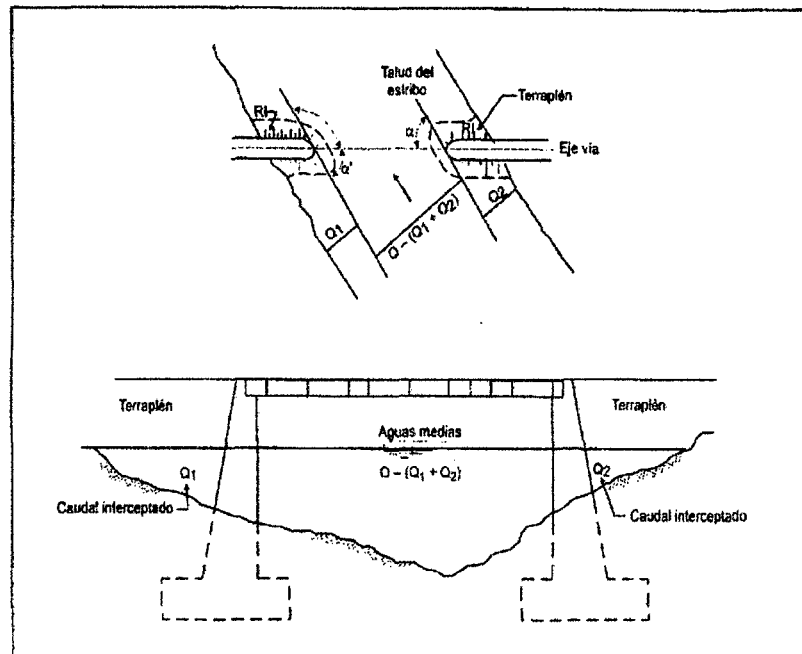
HO = profundidad de la lámina de agua en la zona junto a la estructura antes de la socavación (m).

Cuando el eje de la corriente es perpendicular al eje del puente ($= 90^\circ$) y la pared de los estribos es vertical se tiene:

$$D_s = P_q H_o$$

“En el caso de tener espigones construidos en ambas orillas y uno frente a otros, el valor de D_s , puede reducirse en en 75%”¹⁰.

Figura 61: Esquema de los caudales interceptados por estribos. Método de Artamanov.



Fuente: RODRÍGUEZ, H. Alfonso (2010) .HIDRÁULICA FLUVIAL

Tabla 16: Coeficiente P que depende del ángulo α que forman los ejes longitudinales de la estructura y de la corriente.

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_{α}	0,84	0,94	1,00	1,07	1,19

Tabla 17: Coeficiente Pq que depende de la relación Q1/Q ó Q2/Q

Q ₁ /Q	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
P_q	2,00	2,65	3,22	3,45	3,67	3,87	4,06	4,20

Tabla 18: Coeficiente PR que depende del talud que tiene los lados de la obra

R	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
P_R	1,0	0,91	0,85	0,83	0,61	0,50

3.3.6 TECNICAS DE CAMPO

3.3.6.1 SINTESIS DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

Para lograr los objetivos del presente estudio se realizaron las siguientes actividades

- Recopilación, análisis y evaluación de información existente
- Reconocimiento hidrográfico - geomorfológico
- Toma de parámetros físicos de la cuenca
- Análisis e interpretación de datos
- Estudios de mecánica de suelos
- Estudio topográfico

CAPITULO IV

4.0 RESULTADOS

4.1 AREA DE LA CUENCA CACHI Y SUBCUENCAS

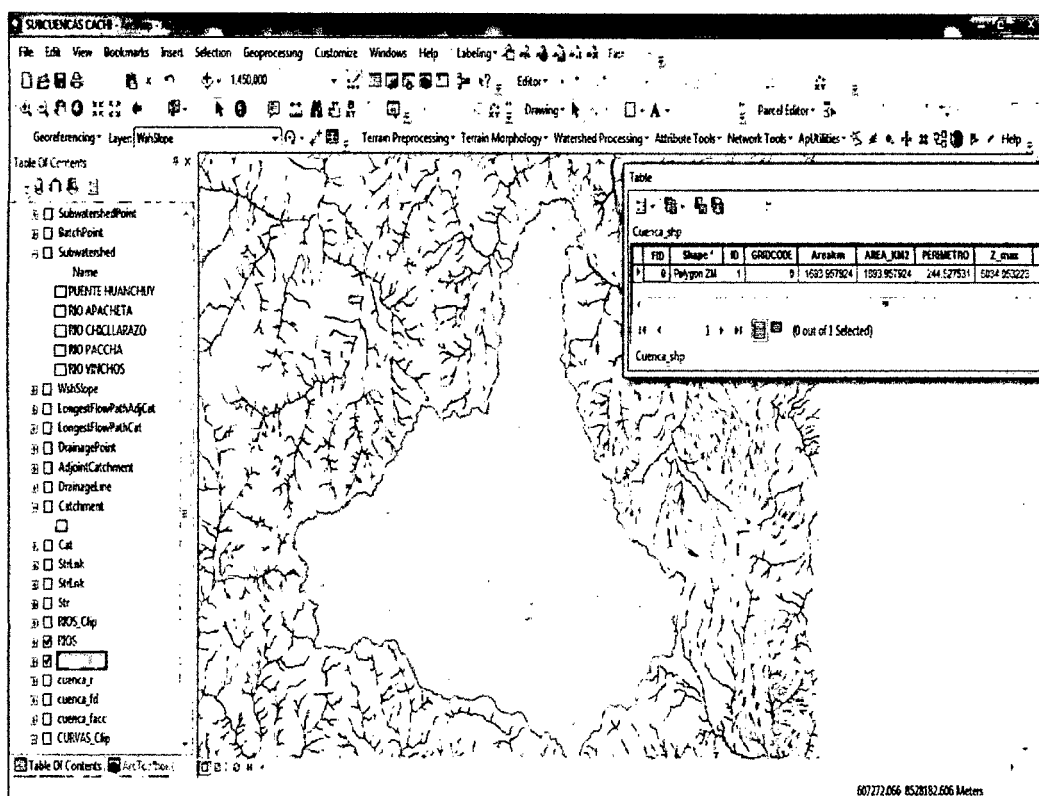
La cuenca Cachi tiene un área de drenaje de 1693.95 Km², por lo que podría mencionarse que es una cuenca mediana.

La Sub Cuenca del Río Apacheta tiene un área de 390.37 Km², la Sub Cuenca del Río Chicllarazo con 613.22 Km², la Sub Cuenca del Río Paccha con 238.15 Km², la Sub Cuenca del río Vinchos 247.69 Km² y la sub cuenca del río cachi 203.13 Km². En general, a mayor área de cuenca, mayor cantidad de escorrentía superficial y, consecuentemente, mayor flujo superficial.

La cuenca en estudio contempla como cauce principal al Río Cachi, afluente del Río Mantaro. Así mismo la cuenca principal se ha subdividido en 05 subcuencas de drenaje y dos canales de tránsito de avenidas, donde se muestran la

cartografía, la relación área – altitud, y la fisiografía de la cuenca del Río Cachi. Obtenida del ArcGis 10.0 respectivamente, que permitirá posteriormente determinar la curva hipsométrica de la cuenca principal, características inherentes a la morfología de la misma, los números de curva de cada una de las subcuencas y características de cada uno de los canales en estudio de la cuenca del Río Cachi. La cuenca del Río Cachi es de orden 7, según el criterio utilizado por Horton (Hidrología Aplicada – Ven Te Chow).

Figura 62: Delimitación de la cuenca en estudio del rio Cachi con el Argis



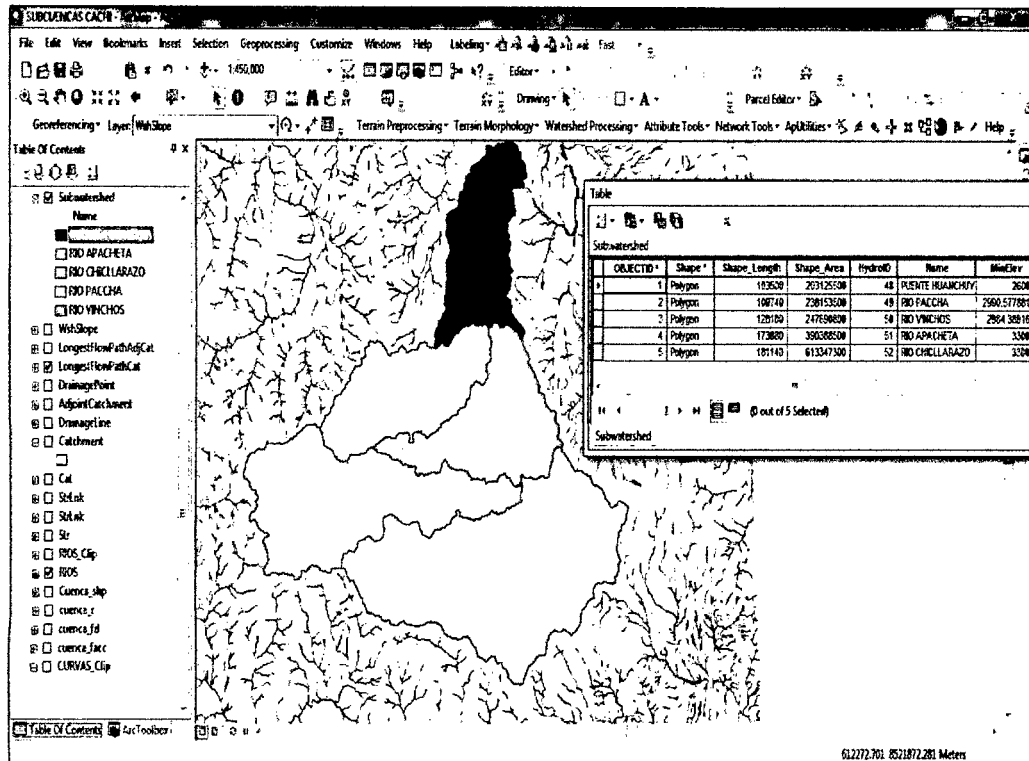
Fuente: Elaboracion propia

4.2 CARACTERÍSTICA DE LAS SUB CUENCAS

La Cuenca Cachi en estudio se encuentra conformada por 5 sub cuencas principales, tomando el nombre principal de estas, tenemos la Cuenca del Río

Apacheta, del Río Paccha, del Río Chicllarazo, Río Vinchos y el río Cachi y 5 subcuencas están formadas para dar origen al Río Cachi.

Figura 63: Delimitación de las subcuencas de la cuenca en estudio del río Cachi



Fuente: Elaboración propia

4.3 FORMA DE LA CUENCA CACHI

Factor de Forma

Una descripción cuantitativa de la forma de una cuenca es proporcionada por la siguiente formula

$$F_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2}$$

l = Lado menor del rectángulo equivalente

L = Lado mayor del rectángulo equivalente

A = Area de la cuenca

Coefficiente de Compacidad (índice de Gravelious)

$P =$ Perímetro de la cuenca en Km

$A =$ Area de la cuenca en Km²

$$K = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Coefficiente de Circularidad

$P =$ Perímetro de la cuenca en Km

$A =$ Área de la cuenca en Km²

$$Rc = \frac{4\pi A}{P^2}$$

Razón de Elongación

La razón de elongación compara la longitud del eje mayor de la cuenca con el diámetro de un círculo de igual área.

$$Rc = \frac{1.129 A^{0.5}}{L}$$

$A =$ Área de la cuenca en Km²

$L =$ Longitud del recorrido del flujo desde la parte más extrema de la cuenca

Tabla 19: Características de Área y forma de la Cuenca del Rio Cachi y Sub Cuencas

CUENCA Y SUB CUENCAS	AREA	FORMA			
	Area (Km ²)	Factor de Forma	Coef. de Compacidad	Factor de Circularidad	Razon de Elongacion
CUENCA EN ESTUDIO HASTA EL PUNTO DE AFORO (CACHI)	1693.95	0.150	1.664	0.360	0.470
APACHETA	390.37	0.058	2.464	0.200	0.400
CHICLLARAZO	613.22	0.089	2.048	0.290	0.570
VINCHOS	247.69	0.069	2.279	0.180	0.380
PACCHA	238.15	0.095	1.991	0.290	0.460
HUAMANGA	203.13	0.090	2.033	0.380	0.440

Fuente: Elaboración propia

INTERPRETACION DE LOS CALCULOS OBTENIDOS CON EL ARGIS EN LA CUENCA Y SUBCUENCAS CACHI

FACTOR DE FORMA

La subcuenca Paccha tiene la mayor posibilidad de tener una tormenta intensa simultánea, sobre todo la extensión de la cuenca ya que el F es mayor que todas las subcuencas.

La subcuenca Apacheta por el contrario F es menor tiene menos tendencia a concentrar las intensidades de lluvias, que las demás subcuencas comparadas de los resultados obtenidos.

FACTOR DE COMPACIDAD

El índice de compacidad de una cuenca, definida por Gravelius, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma rea de la cuenca

Factor de compacidad cuenca Cachi: Se obtuvo un $k_c=1.664$ mayor que la unidad y sabiendo que el índice de compacidad expresa la influencia del perímetro y el área de una cuenca en la escorrentía, decimos que la cuenca del río Cachi es de forma oblonga lo cual reduce la probabilidad de que sea cubierta en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo respuesta que se presenta en un río.

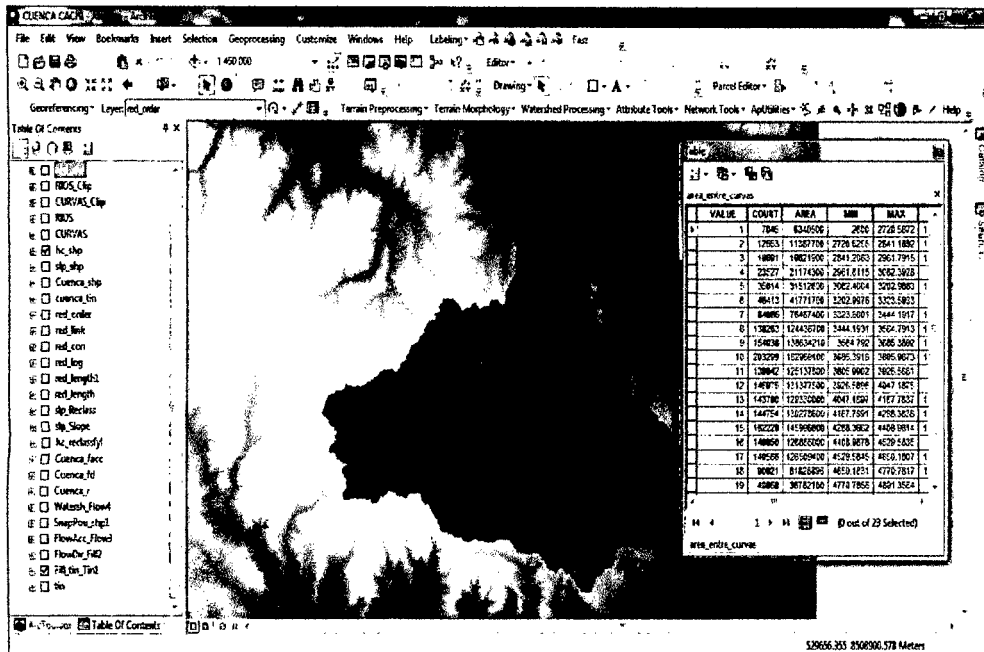
Todas las subcuencas son mayores que la unidad por lo tanto se deduce la gran parte es de forma alargada y reducen la probabilidad de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en el río

4.4 RELIEVE

Curva Hipsométrica

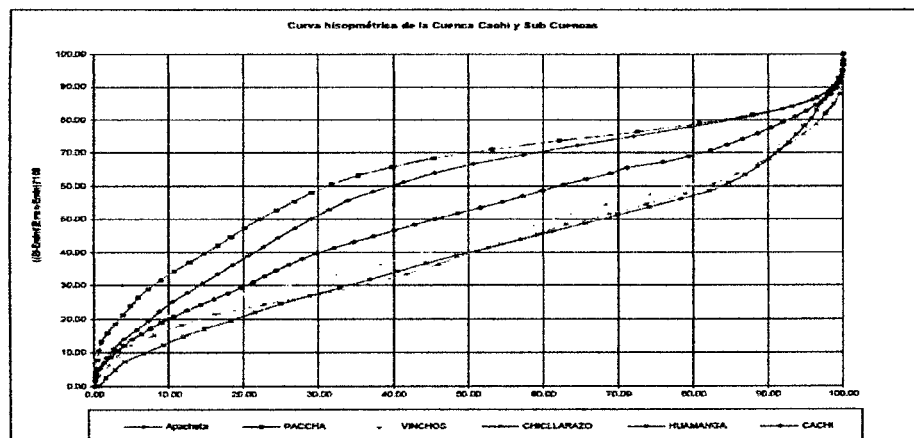
El relieve total de una cuenca es descrito por análisis hipsométrico. Esto se refiere a una curva adimensional que muestra la variación con la elevación del sub área de cuenca sobre aquella elevación.

Figura 64: Curva hipsométrica de la Cuenca del Rio Cachi y Sub Cuenas



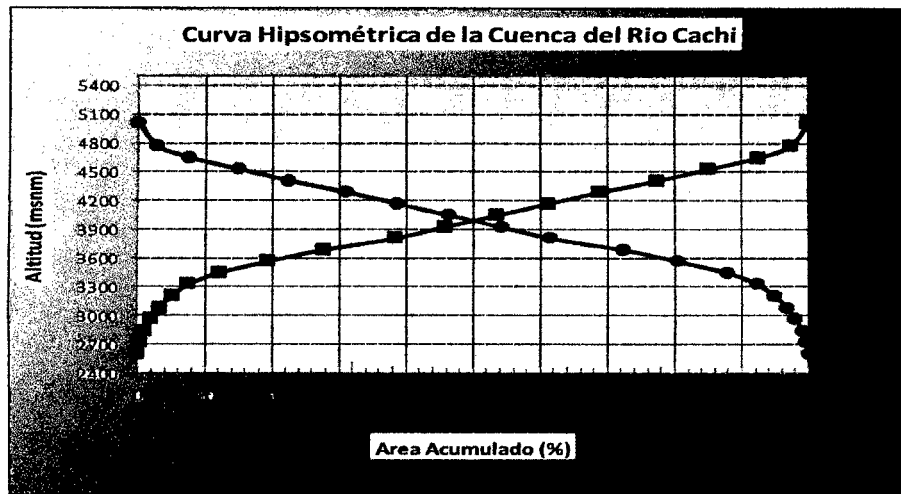
Fuente: Elaboracion propia

Figura 65: Diagrama de las curva hipsometrica de las Subcuenas



Fuente: Elaboracion propia

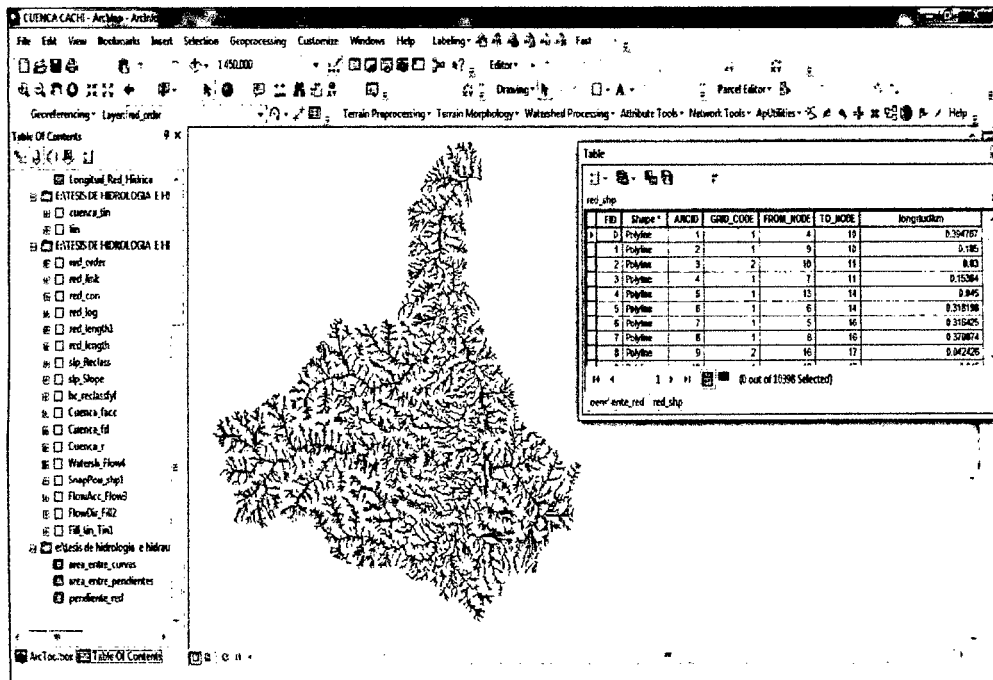
Figura 66: Curva hipsométrica de la cuenca Cachi en estudio



4.5 PERFIL LONGITUDINAL

Otras medidas de relieve de cuencas están basadas sobre las características de corriente y cauce. En ausencia de controles geológicos (afloramientos rocosos), el perfil longitudinal de un río es usualmente cóncava hacia arriba.

Figura 67: Perfil longitudinal del río mas largo de la cuenca en estudio

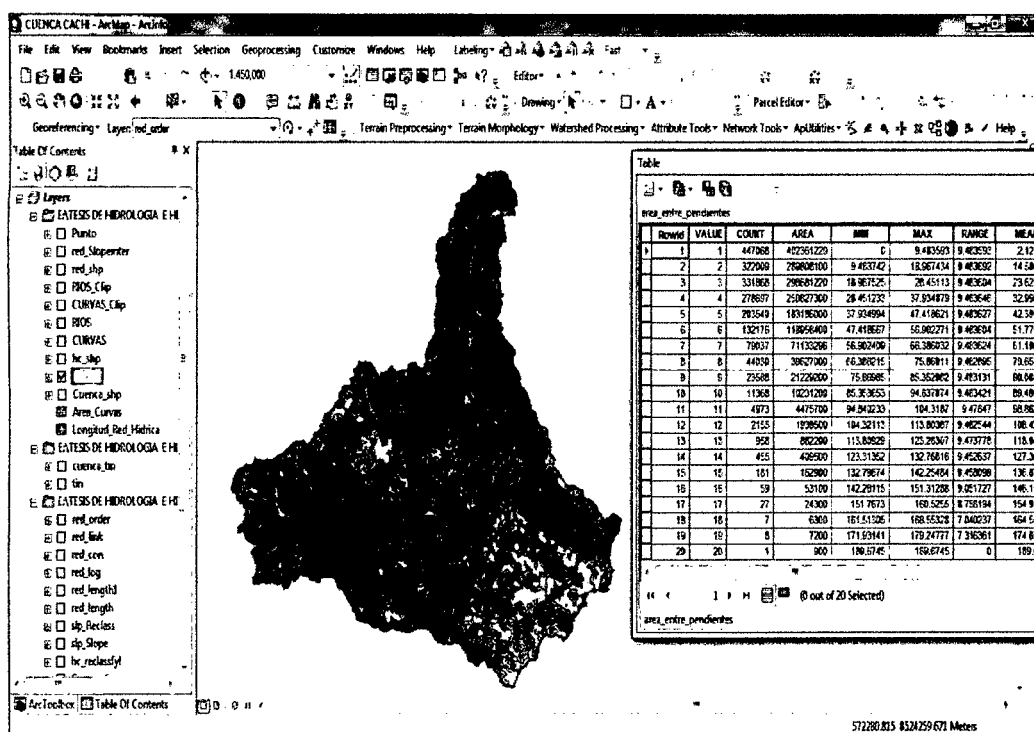


Fuente: Elaboración propia

4.6 PENDIENTE

La gradiente del cauce de un curso de agua principal es una medida conveniente del relieve de cuenca. La gradiente del cauce obtenida de las elevaciones máximas y mínima es referida como la pendiente S1. En el cuadro adjunto, se presenta los valores calculados para la pendiente de la cuenca y subcuencas del río Cachi, en el que se puede observar que el río Cachi tiene una pendiente promedio de 2.0%. La pendiente es ligera por lo cual no se genera mucha escorrentía en la cuenca Cachi y la infiltración es moderada.

Figura 68: Pendiente de la cuenca determinado con el Argis



Fuente: Elaboracion propia

La cuenca en estudio tiene una pendiente promedio

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

Según Taylor y Schwarz $S=2.68\%$

Rectángulo Equivalente

Es el rectángulo que tiene la misma área y el mismo perímetro que la cuenca hipsométrica, etc. Para el caso de la cuenca del río Cachi, los valores hallados para un área de 1693.95 km^2 resultó ser: $L = 106.33 \text{ km}$ y $l = 15.93 \text{ km}$.

4.7 MEDICIONES LINEALES

Altura más frecuente (Hf)

Es la altura que se presenta con mayor frecuencia, es decir, corresponde a la mayor área distribuida dentro de dos cotas. Para la cuenca del río Cachi la altura más frecuente corresponde a $3,989.6 \text{ m.s.n.m}$.

Altura media u ordenada media (Hm)

Resulta de la sumatoria del producto de la semisuma de dos cotas por el área comprendida entre las dos cotas, dividida entre el área total de la cuenca, en forma sucesiva y la altura media es 3815.5 m.s.n.m

Altura de frecuencia media (Afm)

Es la altura correspondiente al 50% del área total. En el gráfico que corresponde a la curva hipsométrica, si se ingresa en el eje de las abscisas con un valor del 50% del área, se encuentra el valor de la altura de frecuencia media. El valor hallado para la cuenca del río Cachi es 4000 m.s.n.m .

4.8 LONGITUD DE CUENCA

La longitud de cuenca (o longitud hidráulica) es la longitud medida a lo largo del curso de agua principal. El curso de agua principal (o corriente principal) es el

curso de agua central y más largo de la cuenca y la única que conduce escorrentía hacia la salida.

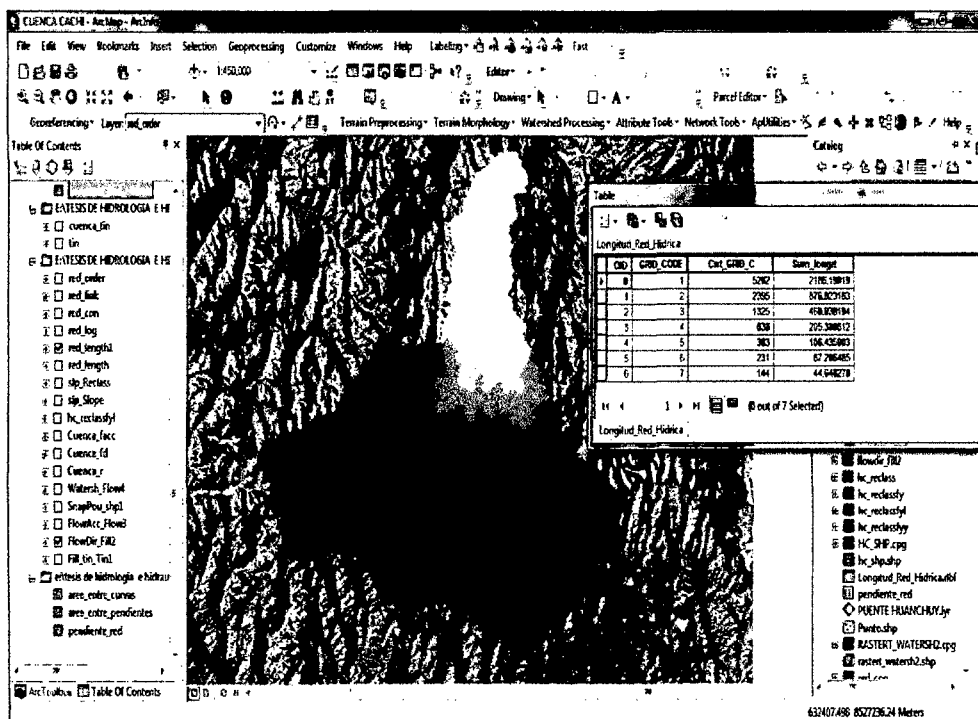
La longitud de cuenca del río Cachi es de 99.65 Km. Las sub cuencas Apacheta =54.26, Chicllarazo= 48.05, Vinchos= 45.87, Paccha= 37.51 y Huamanga= 31.04

Tabla 20: Mediciones Lineales de la Cuenca Cachi y Sub Cuencas

CUENCA Y SUB CUENCAS	MEDICIONES LINEALES						
	LONGITUD (KM)	PERIMETRO (KM)	COTA MAXIMA (m.s.n.m.)	COTA MINIMA (m.s.n.m.)	ALTURA MAS FRECUENTE (m.s.n.m.)	ALTURA MEDIA (m.s.n.m.)	ALTURA DE FRECUENCIA MEDIA (m.s.n.m.)
CUENCA EN ESTUDIO (CACHI)	99.65	244.53	5030.97	2600.0	3989.6	3815.5	4000.0
APACHETA	54.26	173.88	5030.97	3300.0	4370.4	4165.5	4500.0
CHICLLARAZO	48.05	181.14	4900.0	3300.0	3972.5	4100.0	3900.0
VINCHOS	45.87	128.10	4594.1	2984.4	3728.8	3789.2	3700.0
PACCHA	37.51	109.74	4850.0	2990.6	4214.1	3920.3	4350.0
HUAMANGA(HASTA PUNTO DE APORO)	31.04	103.50	4450.0	2600.0	3352.2	3525.0	3300.0

Fuente: Elaboración propia

Figura 69: Longitud del curso principal de la cuenca Cachi en estudio



Fuente: Elaboracion propia

4.9 DENSIDAD DE DRENAJE

$$Id = \frac{L_T}{A_T}$$

Para el caso de la cuenca del para la cuenca general en estudio del río Cachi, se determinó un valor del índice de drenaje de 0.69 km/km².

Para el caso de la Subcuenca del río Apacheta, se determinó un valor del índice de drenaje de 0.61 km/km². Para el caso de la Subcuenca del río Chicllarazo, se determinó un valor del índice de drenaje de 0.73 km/km², Para el caso de la Subcuenca del río Vinchos, se determinó un valor del índice de drenaje de 0.87km/km², Para el caso de la Subcuenca del río Paccha, se determinó un valor del índice de drenaje de 0.77km/km², Para el caso de la Subcuenca del río Cachi, se determinó un valor del índice de drenaje de 0.78km/km².

Podría decirse que de acuerdo con el valor indicado, que el relieve de la cuenca de Cachi favorece una buena retención del agua

Tablas 21: Características de Drenaje de la cuenca Cachi y Subcuencas

CUENCAS Y SUBCUENCAS	DRENAJE	
	Longitud Total (Km)	Indice de Drenaje
CUENCA EN ESTUDIO (CACHI)	1168.36	0.69
APACHETA	237.92	0.61
CHICLLARAZO	449.69	0.73
VINCHOS	214.73	0.87
PACCHA	182.58	0.77
HUAMANGA	158.68	0.78

Fuente: Elaboración propia

4.10 TIEMPO DE CONCENTRACION

También denominado “tiempo de respuesta” o “tiempo de equilibrio”, se lo define como el tiempo requerido para que, durante una lluvia o aguacero uniforme, se alcance el estado estacionario; es decir, el tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe.

Cálculo del tiempo de Concentración "TC" - SEGÚN KIRPICH:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde:

L: longitud del curso principal (m) y H diferencia de alturas entre la cota más alta y la cota más baja (m), del cauce principal de cada una de las subcuencas en estudio.

Tabla 22: Tiempo de concentración de cuencas en estudio

CUENCA Y SUB CUENCA	LONGITUD (mts)	DESNIVEL (mts)	TIEMPO DE CONCENTRACION	
			TC(min)	TC (horas)
CUENCA CACHI EN ESTUDIO	99650.00	2430.97	575.11	9.59
APACHETA	54264.00	1731.0	324.83	5.41
CHICLLARAZO	48050.00	1600.0	290.94	4.85
VINCHOS	45874.00	1609.7	275.14	4.59
PACCHA	37513.00	1859.4	206.30	3.44
HUAMANGA	31044.00	1850.0	166.11	2.77

Fuente: Elaboración propia

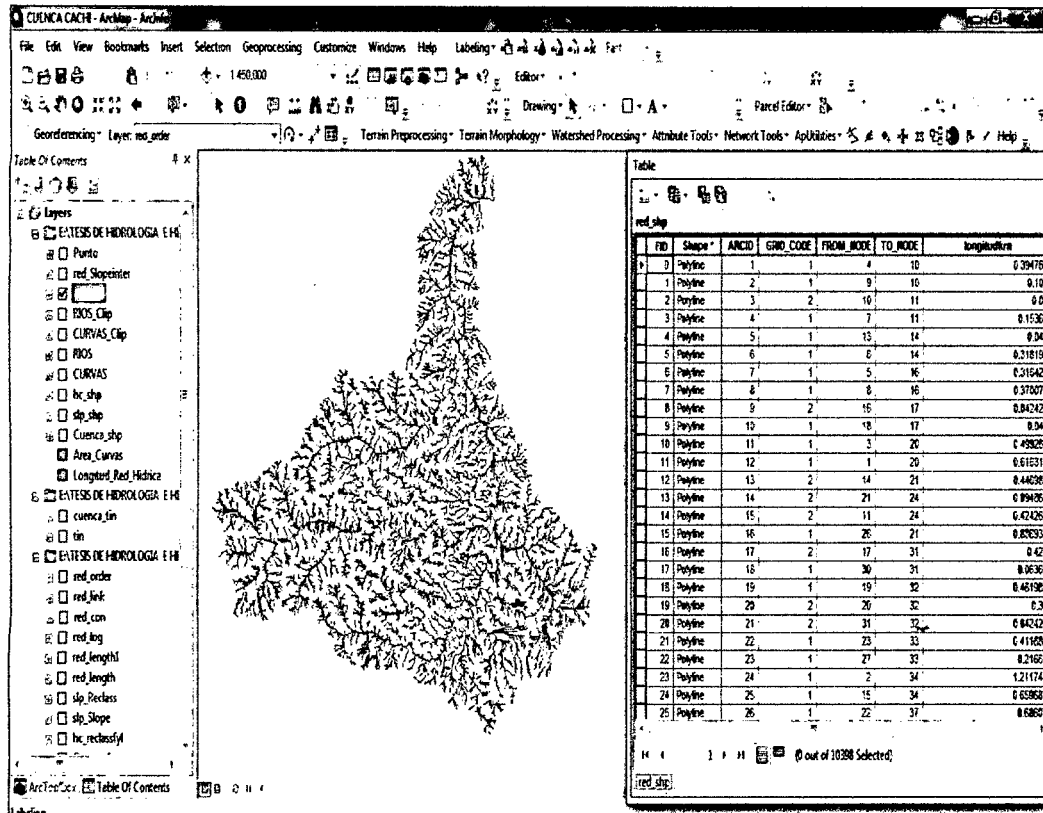
4.11 CLASIFICACION JERARQUIA DE LOS CURSOS

Existen muchas y muy variadas clasificaciones para situar un río dentro del ámbito geográfico entre las que se encuentran el río cachi es de orden 7 de

acuerdo a los cálculos generados:

- El modelo de Horton-Strahler (1957).

Figura 70: Orden de la red hídrica



Fuente: Elaboración propia

4.12 CARACTERISTICA DE LA CUENCA CACHI HASTA EL PUNTO DE AFORO

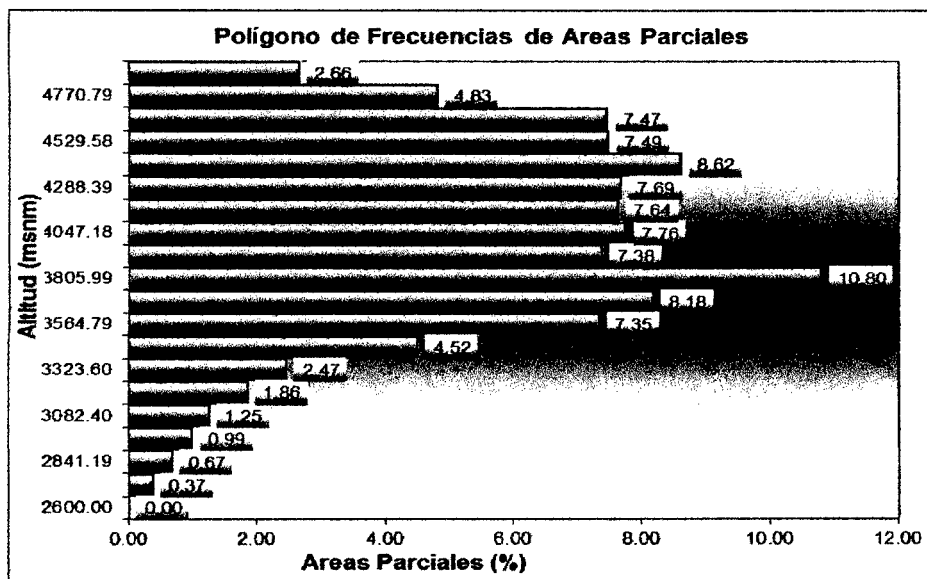
La subcuenca en estudio, nace desde la cota 5030.97msnm, lugar desde donde se forma el rio Apacheta, hasta su unión con el rio Chicllarazo los mismos que al unirse forman el rio Vinchos, el mismo que en su recorrido, recoge las aguas de diferentes quebradas, hasta que al unirse con el rio Paccha forman el rio Cachi en la cota 2600 msnm, dentro del cual, se encontrará ubicado el puente Huanchuy.

Tabla 23: Características de la Cuenca Cachi (hasta el punto de aforo)

ALTITUD	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS				
			POR DEBAJO		POR ENCIMA		
	m.s.n.m.	Km2	(%)	(KM2)	(%)	KM2	(%)
Punto más bajo							
2600.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1693.95	100.00	
2720.63	6.34	0.37	6.34	0.37	1687.61	99.63	
2841.19	11.38	0.67	17.72	1.05	1676.23	98.95	
2961.82	16.82	0.99	34.54	2.04	1659.41	97.96	
3082.40	21.21	1.25	55.75	3.29	1638.20	96.71	
3202.99	31.49	1.86	87.24	5.15	1606.71	94.85	
3323.60	41.79	2.47	129.03	7.62	1564.92	92.38	
3444.19	76.50	4.52	205.53	12.13	1488.42	87.87	
3564.79	124.45	7.35	329.98	19.48	1363.97	80.52	
3685.39	138.64	8.18	468.62	27.66	1225.33	72.34	
3805.99	182.98	10.80	651.60	38.47	1042.35	61.53	
3926.58	125.07	7.38	776.67	45.85	917.28	54.15	
4047.18	131.41	7.76	908.08	53.61	785.87	46.39	
4167.79	129.40	7.64	1037.48	61.25	656.47	38.75	
4288.39	130.20	7.69	1167.68	68.93	526.27	31.07	
4408.98	146.03	8.62	1313.71	77.55	380.24	22.45	
4529.58	126.81	7.49	1440.52	85.04	253.43	14.96	
4650.18	126.52	7.47	1567.04	92.51	126.91	7.49	
4770.79	81.83	4.83	1648.87	97.34	45.08	2.66	
5030.97	45.08	2.66	1693.95	100.00	0.00	0.00	
Punto más alto							
TOTAL	1693.95	100.00					

Fuente: Elaboración propia

Figura 71: Grafica de polígono de frecuencia de la cuenca cachi



Fuente: elaboración propia

Tabla 24: Perfil longitudinal del rio cachi

Cota	Long. (m)
2575.00	0.00
2600.00	5861.98
2720.63	10551.58
2841.19	15631.97
2961.82	20321.56
3082.40	25401.95
3202.99	30482.34
3323.60	35171.93
3444.19	40252.32
3564.79	44941.91
3685.39	50022.30
3805.99	54711.89
3926.58	59401.48
4047.18	64091.07
4167.79	68780.67
4288.39	74251.86
4408.98	79723.05
4529.58	84412.64
4650.18	88711.43
4770.79	93010.22
5030.97	99653.81

Tabla 25: Perfil Longitudinal y pendiente del rio Cachi

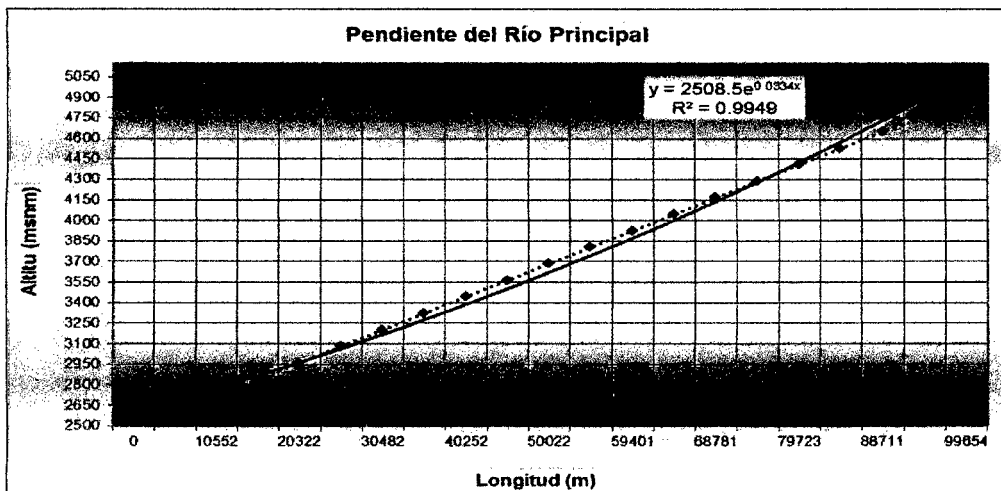
Estación	Cota	Longitud	Pendiente	Coeficiente	Velocidad
0+000	0.00	2575.00			
5+862	5861.98	2600.00	25.00	0.0043	15.3127
10+552	10551.58	2720.63	120.63	0.0257	6.2351
15+632	15631.97	2841.19	120.56	0.0237	6.4915
20+322	20321.56	2961.82	120.63	0.0257	6.2350
25+402	25401.95	3082.40	120.58	0.0237	6.4910
30+482	30482.34	3202.99	120.59	0.0237	6.4907
35+172	35171.93	3323.60	120.61	0.0257	6.2356
40+252	40252.32	3444.19	120.59	0.0237	6.4907
44+942	44941.91	3564.79	120.60	0.0257	6.2358
50+022	50022.30	3685.39	120.60	0.0237	6.4905
54+712	54711.89	3805.99	120.60	0.0257	6.2358
59+401	59401.48	3926.58	120.59	0.0257	6.2361
64+091	64091.07	4047.18	120.60	0.0257	6.2358
68+781	68780.67	4167.79	120.61	0.0257	6.2356
74+252	74251.86	4288.39	120.60	0.0220	6.7355
79+723	79723.05	4408.98	120.59	0.0220	6.7357
84+413	84412.64	4529.58	120.60	0.0257	6.2358
88+711	88711.43	4650.18	120.60	0.0281	5.9703
93+010	93010.22	4770.79	120.61	0.0281	5.9701
99+654	99653.81	5030.97	260.18	0.0392	5.0532
					134.3526

$$S = \left[\frac{1}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

S = **0.0267**

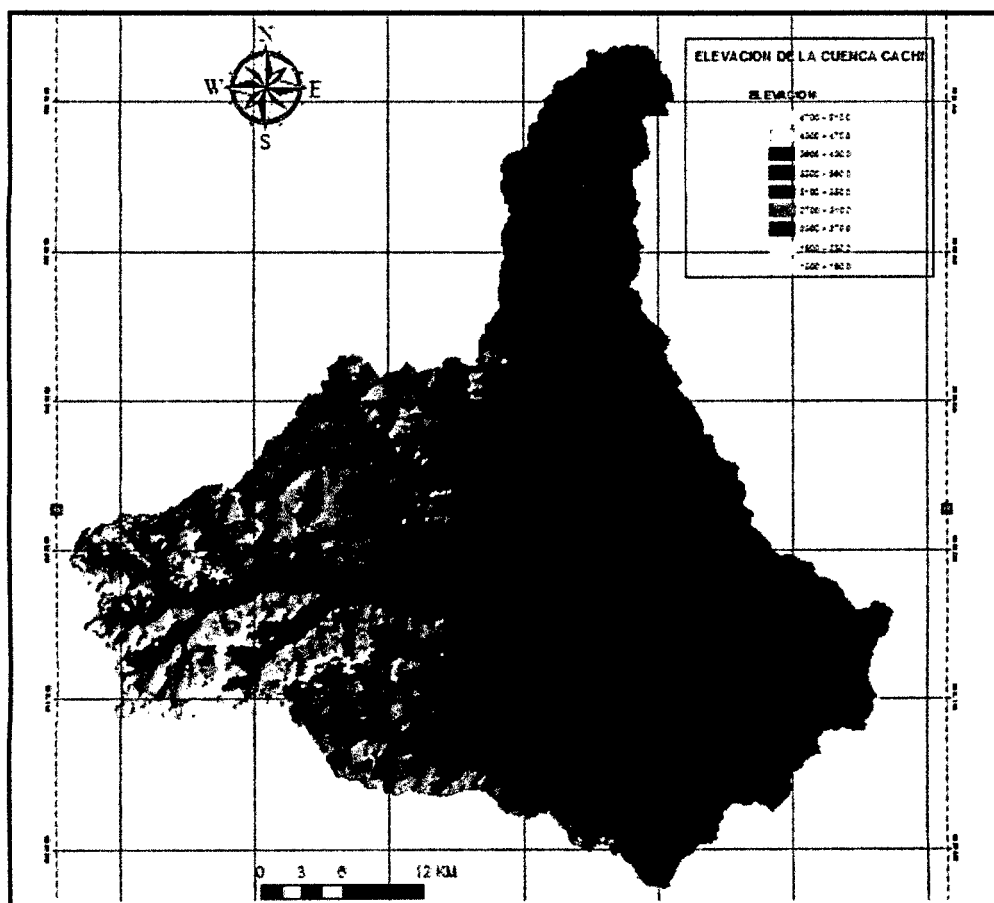
(Según Taylor y Schwarz)

Figura 72: Pendiente del Rio Cachi



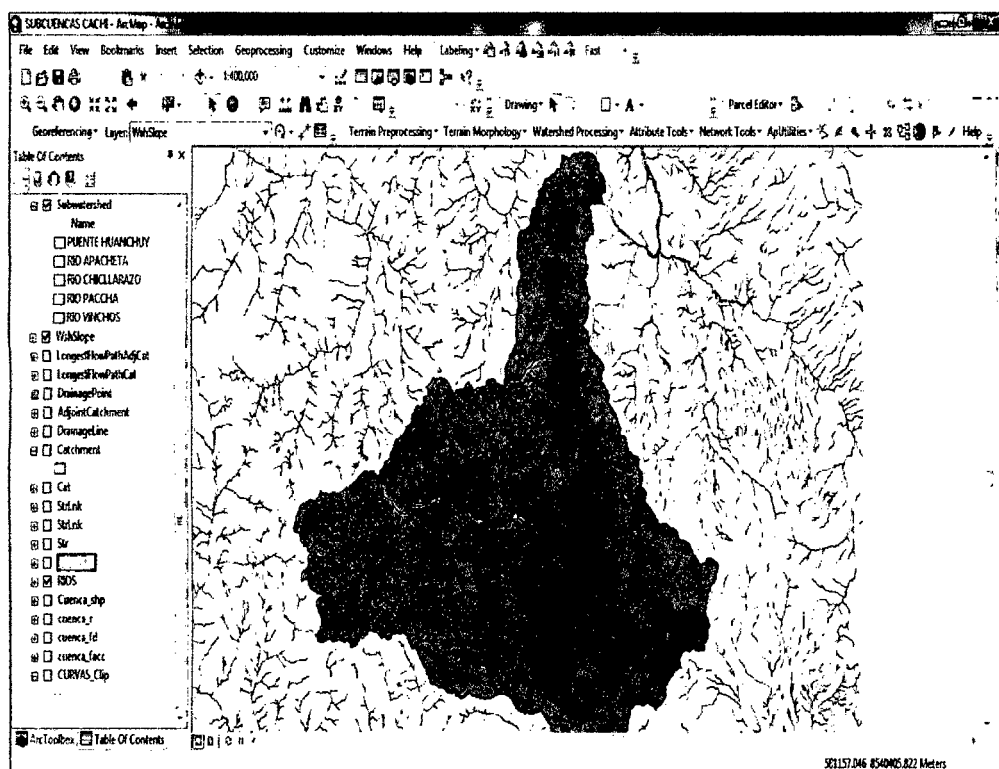
Fuente: Elaboración propia

Figura 73: Mapa base de la cuenca Cachi en 3D



Fuente: Elaboracion propia

Figura 74: Mapa base de red hídrica existente



Fuente: Elaboración propia

4.12 ESTUDIO DE CLIMATOLOGIA EN LA CUENCA CACHI

La información pluviométrica, ha sido obtenida del SENAMHI- (Consortio Lahmeyer - Saltzgitte, LIS - 1980) y del PERC. La relación y datos principales de las estaciones se detallan en el presente documento. En los anexos se muestra la ubicación, datos y extensión de los registros.

4.13.1 GENERACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA EN LAS SUBCUENCAS DEL RÍO CACHI

Como las estaciones evaluadas no se encuentra a una altitud diferente a la zona de estudio y a su vez no están próximos a la zona de estudio, se aplica un coeficiente de corrección de acuerdo al método propuesto en el estudio regional

“Hidrología del Perú” IILA - UNI -SENAMHI 1983 el cual divide al territorio peruano en zonas y sub zonas pluviométricas, encontrándose el área de estudio en la zona 123₁₀ (Anexo01); correspondiéndole la siguiente ecuación de precipitación:

$$E_g = 6 + 0.0025*Y$$

Se generó precipitaciones máximas diarias para las cuencas:

En la cuenca del Rio Vinchos

Y: Altitud media de la zona de estudio= 3750 m.s.n.m.

Por lo tanto $M_{IILA} = 24.75$

El cociente de factor de corrección (F.C.), se calcula con la relación de promedios anuales es decir el cociente entre el promedio de las precipitaciones diarias máximas anuales de la estación base Alpachaca y de la calculada por el IILA:

Relación de promedios:

- Estación Base Alpachaca: $M_{E.B.} = 34.22$
- Calculado IILA: $M_{IILA} = 24.75$
- Cociente de corrección: $F.C. = M_{IILA}/M_{E.B.}$

Por lo tanto: $F.C = 0.7234$

Tabla 26: Precipitación máxima diaria generada en la Subcuenca Vinchos

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	P _{max}
1992	33.06	16.06	14.18	12.30	0.00	2.82	8.46	0.94	0.00	13.24	2.82	33.06	33.06
1993	19.82	20.76	41.52	12.30	13.24	2.82	7.52	7.52	7.52	13.24	9.48	22.64	41.52
1994	10.42	25.97	13.24	13.24	10.42	0.94	0.00	2.82	6.58	3.76	9.48	10.27	25.97
1995	14.61	24.96	24.67	12.73	3.98	1.59	6.15	0.94	7.45	21.12	15.48	11.43	24.96
1996	27.56	20.04	22.79	8.68	3.40	1.30	1.66	5.79	6.15	14.76	7.52	15.19	27.56
1997	18.88	12.30	20.47	5.64	3.04	0.00	3	7.96	10.27	4.34	14.61	16.49	20.47
1998	25.46	9.04	15.12	7.52	0.94	3.18	0	9.70	5.21	6.44	6.80	14.90	25.46
1999	15.26	13.60	10.56	8.32	5.35	2.68	2.82	S/D	14.76	5.43	10.05	8.03	15.26
2000	19.39	30.31	12.51	5.79	15.55	6.00	5.35	16.28	4.92	11.14	8.32	13.38	30.31
2001	19.17	14.83	20.62	6.37	8.46	2.17	3.54	7.67	5.86	5.86	13.16	13.96	20.62
2002	14.47	14.68	20.62	6.51	2.31	1.59	7.45	3.40	7.74	9.04	13.98	19.68	20.62
2003	18.37	9.33	13.74	9.26	10.34	0.00	1.45	4.92	8.25	3.33	6.15	17.58	18.37
2004	20.40	16.64	15.91	13.74	3.62	13.74	11.57	4.34	26.04	1.30	10.20	16.78	26.04
2005	11.28	15.34	18.66	5.71	1.81	0.00	5.06	10.99	17.14	7.60	7.60	19.96	19.96
2006	18.37	17.51	20.40	9.11	0.00	2.10	0.00	5.06	2.97	16.28	13.16	11.65	20.40
2007	12.51	21.70	31.47	5.79	9.26	0.00	2.68	0.00	3.83	6.37	7.60	20.62	31.47
2008	12.01	18.81	20.90	3.47	9.69	3.91	1.01	1.09	16.28	15.34	12.30	12.66	20.90
2009	13.82	20.25	9.26	12.51	4.34	0.00	4.34	2.17	1.09	11.79	10.85	10.71	20.25
2010	27.05	20.62	14.47	6.15	5.06	0.29	4.27	4.34	8.54	9.55	2.89	18.52	27.05
MEDIA	17.714	18.148	19.273	8.4913	6.1565	2.3509	3.7436	5.5872	8.9213	9.2589	9.9796	15.247	24.29

Fuente: Elaboración propia

En la cuenca del Rio Paccha

Y: Altitud media de la zona de estudio= 3900 m.s.n.m.

Por lo tanto $M_{IIIA} = 25.5$

El cociente de factor de corrección (F.C.), se calcula con la relación de promedios anuales es decir el cociente entre el promedio de las precipitaciones diarias máximas anuales de la estación base Alpachaca y de la calculada por el IILA:

Relación de promedios:

- Estación Base Pucaloma: $M_{E.B.} = 30.38$

- Calculado IILA: $M_{IILA}=25.5$
- Cociente de corrección: $F.C. = M_{IILA}/M.E.B.$

Por lo tanto: $F.C = 0.84$

Tabla 27: Precipitación máxima diaria generada en la Subcuenca Paccha

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Ppmax
1995	0.00	16.70	18.47	7.22	3.11	3.11	3.02	6.46	8.06	8.48	16.03	8.73	18.47
1996	26.27	14.69	23.67	11.92	0.17	0.00	3.19	5.54	10.74	10.66	7.13	21.57	26.27
1997	24.17	47.26	17.71	7.05	1.51	0.00	0.00	7.55	8.39	7.55	24.76	18.63	47.26
1998	21.57	25.01	15.61	3.11	1.85	2.60	0.00	1.34	6.13	8.56	4.45	11.25	25.01
1999	21.32	22.33	17.96	7.55	2.94	5.04	1.68	0.00	15.28	10.16	9.65	10.68	22.33
2000	16.12	30.32	17.93	6.04	11.08	4.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.32
2001	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
2002	13.60	23.77	6.85	5.74	3.53	1.81	8.06	3.93	4.83	6.24	5.94	6.14	23.77
2003	12.89	21.96	19.64	17.93	3.53	1.81	0.50	3.73	3.83	0.00	0.00	0.00	21.96
2005	0.00	0.00	0.00	7.64	1.59	0.00	4.62	2.10	8.81	7.55	10.91	20.98	20.98
2006	21.97	21.86	17.21	10.07	0.00	4.45	0.00	2.94	0.59	58.34	10.95	17.12	58.34
2007	16.03	15.36	15.95	8.06	0.00	1.26	0.17	0.00	3.78	7.13	4.36	11.75	16.03
2008	14.50	11.99	8.90	3.22	10.68	3.73	0.00	0.00	7.66	11.25	5.04	21.32	21.32
2009	11.58	16.03	10.91	6.30	15.53	0.00	5.46	1.26	1.26	12.69	12.44	10.74	16.03
2010	13.51	34.41	21.24	1.51	3.36	0.00	0.00	4.62	0.23	7.89	7.81	13.05	34.41
MEDIA	15.25	21.55	15.15	7.38	4.20	2.03	1.91	2.82	6.33	11.18	8.53	12.84	25.50

Fuente: Elaboración propia

En la cuenca del Rio Cachi

Y: Altitud media de la zona de estudio= 2700 m.s.n.m.

Por lo tanto $M_{IILA} = 19.5$

El cociente de factor de corrección (F.C.) se calcula con la relación de promedios anuales es decir el cociente entre el promedio de las precipitaciones diarias máximas anuales de la estación base Alpachaca y de

la calculada por el IILA:

Relación de promedios:

- Estación Base Huamanga: $M_{E.B.} = 27.51$
- Calculado IILA: $M_{IILA} = 19.5$
- Cociente de corrección: $F.C. = M_{IILA}/M_{E.B.}$

Por lo tanto: $F.C. = 0.71$

Tabla 28: Precipitación máxima diaria generada en la Subcuenca Huamanga

PRECIPITACION MAXIMA DIARIA (mm) GENERADA EN LA CUENCA DEL RIO CACHI	
AÑOS	Pmax Diaria
1978	16.445
1979	11.341
1980	12.901
1981	14.106
1982	31.543
1983	17.296
1984	17.012
1985	12.759
1986	11.696
1987	17.154
1988	16.303
1989	18.430
1990	21.619
1991	13.822
1992	13.893
1993	28.708
1994	15.594
1995	29.771
1996	20.556
1997	16.445
1998	19.351
1999	17.579
2000	24.951
2001	27.644
2002	16.728
2003	21.265
2004	35.300
2005	21.407
2006	19.280
2007	24.100
MEDIA	19.50

Fuente: Elaboración propia

Tabla29: Precipitación máxima diaria de la Subcuenca Chicllarazo

PRECIPITACION MAXIMA DIARIA (mm) GENERADA EN LA CUENCA DEL RIO CHICLLARAZO													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Ppmax
1991	S/D	20.80	27.30	10.30	9.50	4.00	3.80	0.00	10.50	12.50	12.50	12.00	27.30
1992	13.50	23.50	6.80	5.50	0.00	3.50	9.30	20.30	5.50	16.30	18.50	22.00	23.50
1993	24.00	25.30	19.90	7.50	16.40	2.00	10.30	6.90	6.20	15.00	22.30	31.80	31.80
1994	21.00	21.80	29.00	19.90	12.30	23.30	0.00	0.00	3.50	7.50	10.70	21.00	29.00
1995	25.80	37.10	28.10	19.20	1.50	4.90	7.00	3.20	17.10	10.60	21.00	18.50	37.10
1996	35.40	32.20	30.80	22.30	9.20	0.60	2.10	11.20	7.70	23.10	13.40	24.50	35.40
1997	27.30	43.40	25.90	16.20	12.60	0.00	1.70	15.40	11.20	16.50	22.00	31.60	43.40
1998	39.20	19.00	23.80	25.90	1.40	8.70	0.00	17.10	0.00	13.20	16.20	16.10	39.20
1999	17.90	32.10	21.70	45.10	3.90	7.30	5.90	0.70	19.50	20.20	14.00	16.00	45.10
2000	33.60	45.92	25.48	8.96	30.38	26.88	6.44	6.44	5.88	20.30	10.08	32.76	45.92
2001	23.24	22.54	24.00	12.04	15.68	9.80	7.28	3.50	5.88	8.12	23.38	35.70	35.70
2002	15.96	23.38	17.22	10.08	6.58	1.40	17.22	6.90	29.10	26.32	20.58	8.80	29.10
2003	21.50	18.50	19.00	12.50	6.60	0.10	1.90	10.20	7.60	5.40	18.60	8.80	21.50
2004	7.70	19.10	35.10	6.60	4.40	5.50	8.40	4.60	20.80	15.30	7.60	16.70	35.10
2005	31.40	17.70	13.50	12.90	20.80	0.00	8.60	10.50	21.30	12.80	6.60	27.70	31.40
2006	17.90	29.70	21.30	10.80	3.20	3.00	0.00	16.70	6.10	19.80	15.50	16.30	29.70
2007	19.80	15.30	19.50	16.50	4.60	1.20	5.70	1.70	4.40	11.70	9.20	29.00	29.00
2008	21.56	39.06	23.94	8.40	13.58	7.00	2.52	1.96	35.00	53.34	14.56	26.60	53.34
2009	41.60	28.60	11.20	7.50	5.10	2.40	15.50	2.10	4.70	18.70	15.90	23.30	41.60
2010	34.60	16.40	15.50	10.50	2.80	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	34.60
MEDIA	24.893	26.57	21.952	14.434	9.026	5.8726	5.9821	7.3368	11.682	17.194	15.4	22.061	34.94

Fuente: elaboración propia

Tabla 30: Precipitación máxima diaria de la Subcuenca Apacheta

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Ppmax
1992	16.90	14.10	22.60	7.10	9.90	8.50	8.50	12.70	11.30	35.30	14.10	25.40	35.30
1993	29.60	26.80	28.20	25.40	9.90	8.50	4.20	9.90	15.50	26.80	24.00	38.10	38.10
1994	28.20	26.80	42.30	25.40	5.60	5.60	4.20	7.10	8.50	33.80	32.40	31.20	42.30
1995	21.30	47.90	39.20	14.80	8.00	4.40	5.40	5.10	17.50	29.30	34.80	31.00	47.90
1996	16.60	24.50	19.70	23.10	7.90	4.20	2.10	18.90	11.10	6.30	21.40	21.70	24.50
1997	32.00	34.30	50.10	25.40	11.80	0.00	0.00	19.70	22.60	22.60	29.60	35.30	50.10
1998	49.30	35.30	46.50	35.30	4.20	12.70	0.00	14.10	19.70	19.70	40.90	49.30	49.30
1999	25.40	35.30	28.90	47.90	9.90	8.50	8.50	11.30	39.50	32.40	14.10	23.97	47.90
2000	32.43	28.20	38.78	9.87	15.51	7.06	7.05	13.40	2.82	26.79	15.51	37.37	38.78
2001	43.71	34.55	22.56	22.56	35.25	11.28	15.51	7.15	9.17	11.28	22.56	23.27	43.71
2002	27.60	30.32	26.79	23.27	15.51	3.10	15.51	10.60	12.69	18.33	21.15	35.25	35.25
2003	35.25	31.02	28.20	31.02	6.00	0.00	7.05	10.58	12.69	10.58	15.00	12.00	35.25
2004	35.25	33.14	45.12	11.28	16.92	14.10	17.63	7.05	19.74	11.99	13.40	40.00	45.12
2005	11.00	24.50	20.00	11.50	2.00	0.00	22.00	8.50	21.00	25.00	6.00	15.00	25.00
2006	25.50	32.00	16.00	18.00	1.00	6.00	0.00	12.00	18.00	13.00	12.50	12.50	32.00
2007	18.00	10.50	15.80	8.40	4.60	2.00	0.30	1.50	13.10	9.20	9.10	16.30	18.00
2008	15.60	16.60	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	16.60
2009	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
2010	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00
MEDIA	27.27	28.58	30.67	21.27	10.25	6.00	7.37	10.60	15.93	20.77	20.41	27.98	32.90

Fuente: elaboración propia

4.13 ANÁLISIS DE FRECUENCIAS DE VALORES EXTREMOS

Tabla 31: Precipitaciones máxima diarias anuales generadas en la Subcuenca

Chicllarazo

AÑO	P _{max}
1991	27.30
1992	23.50
1993	31.80
1994	29.00
1995	37.10
1996	35.40
1997	43.40
1998	39.20
1999	45.10
2000	45.92
2001	35.70
2002	29.10
2003	21.50
2004	35.10
2005	31.40
2006	29.70
2007	29.00
2008	53.34
2009	41.60
2010	34.60

Tabla 32: Precipitaciones máxima diarias anuales generadas en la Subcuenca

Vinchos

AÑO	P _{max}
1992	33.06
1993	41.52
1994	25.97
1995	24.96
1996	27.56
1997	20.47
1998	25.46
1999	15.26
2000	30.31
2001	20.62
2002	20.62
2003	18.37
2004	26.04
2005	19.96
2006	20.40
2007	31.47
2008	20.90
2009	20.25
2010	27.05

Tabla 33: Precipitaciones máxima diarias anuales generadas en la Subcuenca Apacheta

AÑO	P _{max}
1992	35.30
1993	38.10
1994	42.30
1995	47.90
1996	24.50
1997	50.10
1998	49.30
1999	47.90
2000	38.78
2001	43.71
2002	35.25
2003	35.25
2004	45.12
2005	25.00
2006	32.00
2007	18.00
2008	16.60

Tabla 34: Precipitaciones máxima diarias anuales generadas en la Subcuenca Paccha

AÑO	P _{max}
1995	18.47
1996	26.27
1997	47.26
1998	25.01
1999	22.33
2000	30.32
2002	23.77
2003	21.96
2005	20.98
2006	58.34
2007	16.03
2008	21.32
2009	16.03
2010	34.41

Tabla 35: Precipitaciones máxima diarias anuales generadas la Subcuenca Cachi

Año	P _{max}
1978	16.44
1979	11.34
1980	12.90
1981	14.11
1982	31.54
1983	17.30
1984	17.01
1985	12.76
1986	11.70
1987	17.15
1988	16.30
1989	18.43
1990	21.62
1991	13.82
1992	13.89
1993	28.71
1994	15.59
1995	29.77
1996	20.56
1997	16.44
1998	19.35
1999	17.58
2000	24.95
2001	27.64
2002	16.73
2003	21.26
2004	35.30
2005	21.41
2006	19.28
2007	24.10

4.13.1 POSICIONES DE TRAZADO

Una vez seleccionada la serie con la que se va a realizar el análisis de frecuencia se ordenan los valores de mayor a menor, prescindiendo del año de ocurrencia. Luego es necesario asignarle a cada valor una probabilidad de excedencia. Esta probabilidad de excedencia o frecuencia (P) que se asigna a cada valor de la serie es lo que se conoce como posición de trazado. Su inversa es el período de retorno (T).

A través del tiempo diferentes autores han desarrollado fórmulas para determinar posiciones de trazado.

Tabla 36: Posición de trazado por diferentes métodos

FORMULA EMPIRICA	AÑO	PROBABILIDAD DE EXEDENCIA (P)	N=20			
			m=1		m=5	
			P	T	P	T
California	1923	$\frac{m}{N}$	0.05	20.00	0.25	4.00
Hazen	1930	$\frac{(2^*m - 1)}{2^*N}$	0.03	40.00	0.23	4.44
Weibull	1939	$\frac{m}{N+1}$	0.05	21.00	0.24	4.20
Chegodayev	1955	$\frac{m - 0.3}{N+0.4}$	0.03	29.14	0.23	4.34
Blom	1958	$\frac{m - 3/8}{N+1/4}$	0.03	32.40	0.23	4.38
Tukey	1962	$\frac{3^*m - 1}{3^*N + 1}$	0.03	30.50	0.23	4.36
Gringorten	1963	$\frac{m - 0.44}{N+0.12}$	0.03	35.93	0.23	4.41
P	probabilidad experimental acumulada o frecuencia relativa empirica					
m	numero de orden					
n	numero de datos					

De todas las fórmulas de distribución propuestas la que mejor aceptación ha tenido hasta el momento es la de Weibull cuyos resultados se muestran en el Cuadro

Tabla 37: Posición de trazado- Weibull-Chicllarazo

m	Pmax	P	T
1	53.34	0.048	21.000
2	45.92	0.095	10.500
3	45.1	0.143	7.000
4	43.4	0.190	5.250
5	41.6	0.238	4.200
6	39.2	0.286	3.500
7	37.1	0.333	3.000
8	35.7	0.381	2.625
9	35.4	0.429	2.333
10	35.1	0.476	2.100
11	34.6	0.524	1.909
12	31.8	0.571	1.750
13	31.4	0.619	1.615
14	29.7	0.667	1.500
15	29.1	0.714	1.400
16	29	0.762	1.313
17	29	0.810	1.235
18	27.3	0.857	1.167
19	23.5	0.905	1.105
20	21.5	0.952	1.050
MEDIANA	34.94		
S	8.03		

Tabla 38: Posición de Trazado- Weibull-Vinchos

m	Pmax	P	T
1	41.52	0.050	20.000
2	33.06	0.100	10.000
3	31.47	0.150	6.667
4	30.31	0.200	5.000
5	27.56	0.250	4.000
6	27.05	0.300	3.333
7	26.04	0.350	2.857
8	25.97	0.400	2.500
9	25.46	0.450	2.222
10	24.96	0.500	2.000
11	20.90	0.550	1.818
12	20.62	0.600	1.667
13	20.62	0.650	1.538
14	20.47	0.700	1.429
15	20.40	0.750	1.333
16	20.25	0.800	1.250
17	19.96	0.850	1.176
18	18.37	0.900	1.111
19	15.26	0.950	1.053
MEDIANA	24.75		
S	6.25		

Tabla 39: Posición de trazado- Weibull-Apacheta

m	Pmax	P	T
1	50.10	0.056	18.000
2	49.30	0.111	9.000
3	47.90	0.167	6.000
4	47.90	0.222	4.500
5	45.12	0.278	3.600
6	43.71	0.333	3.000
7	42.30	0.389	2.571
8	38.78	0.444	2.250
9	38.10	0.500	2.000
10	35.30	0.556	1.800
11	35.25	0.611	1.636
12	35.25	0.667	1.500
13	32.00	0.722	1.385
14	25.00	0.778	1.286
15	24.50	0.833	1.200
16	18.00	0.889	1.125
17	16.60	0.944	1.059
MEDIANA	36.77		
S	10.65		

Tabla 40: Posición de trazado- Weibull-Paccha

m	Pmax	P	T
1	58.34	0.067	15.000
2	47.26	0.133	7.500
3	34.41	0.200	5.000
4	30.32	0.267	3.750
5	26.27	0.333	3.000
6	25.01	0.400	2.500
7	23.77	0.467	2.143
8	22.33	0.533	1.875
9	21.96	0.600	1.667
10	21.32	0.667	1.500
11	20.98	0.733	1.364
12	18.47	0.800	1.250
13	16.03	0.867	1.154
14	16.03	0.933	1.071
MEDIANA	27.32		
S	12.09		

Tabla 41: Posición de trazado- Weibull-Cachi

m	Pmax	P	T
1	35.30	0.032	31.000
2	31.54	0.065	15.500
3	29.77	0.097	10.333
4	28.71	0.129	7.750
5	27.64	0.161	6.200
6	24.95	0.194	5.167
7	24.10	0.226	4.429
8	21.62	0.258	3.875
9	21.41	0.290	3.444
10	21.26	0.323	3.100
11	20.56	0.355	2.818
12	19.35	0.387	2.583
13	19.28	0.419	2.385
14	18.43	0.452	2.214
15	17.58	0.484	2.067
16	17.30	0.516	1.938
17	17.15	0.548	1.824
18	17.01	0.581	1.722
19	16.73	0.613	1.632
20	16.44	0.645	1.550
21	16.44	0.677	1.476
22	16.30	0.710	1.409
23	15.59	0.742	1.348
24	14.11	0.774	1.292
25	13.89	0.806	1.240
26	13.82	0.839	1.192
27	12.90	0.871	1.148
28	12.76	0.903	1.107
29	11.70	0.935	1.069
30	11.34	0.968	1.033
MEDIANA	19.50		
S	6.15		

4.14 MÉTODOS DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDADES UTILIZADAS PARA EL CÁLCULO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS

Entre los métodos estadísticos más usados en hidrología, se consideran los siguientes:

- Distribución Normal
- Distribución Log – Normal
- Distribución Log – Pearson III
- Distribución Gumbel
- Distribución Gumbel Modificada

Con la finalidad de ajustar la serie anual de precipitaciones máximas diarias del río Cachi, se analizó la serie disponible para las diferentes distribuciones referidas.

4.14.1 DISTRIBUCIÓN NORMAL

Tabla 42: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno- Método Distribución Normal-Chicllarazo

T(años)	P	W	Z	Pmax
2	0.5000	1.1774	0.0000	34.94
5	0.2000	1.7041	0.8415	41.70
10	0.1000	2.1460	1.2817	45.24
25	0.0400	2.5373	1.7511	49.01
50	0.0200	2.7971	2.0542	51.44
100	0.0100	3.0349	2.3268	53.63
200	0.0050	3.2552	2.5762	55.64
500	0.0020	3.5255	2.8785	58.06
1000	0.0010	3.7169	3.0905	59.77

Tabla 43: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno-
Método Distribución Normal-Vinchos

T(años)	P	W	Z	Pmax
2	0.5000	1.1774	0.0000	24.75
5	0.2000	1.7941	0.8415	30.01
10	0.1000	2.1460	1.2817	32.76
25	0.0400	2.5373	1.7511	35.69
50	0.0200	2.7971	2.0542	37.59
100	0.0100	3.0349	2.3268	39.29
200	0.0050	3.2552	2.5762	40.85
500	0.0020	3.5255	2.8785	42.74
1000	0.0010	3.7169	3.0905	44.07

Tabla 44: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno-
Método Distribución Normal-Apacheta

T(años)	P	W	Z	Pmax
2	0.5000	1.1774	0.0000	36.77
5	0.2000	1.7941	0.8415	45.73
10	0.1000	2.1460	1.2817	50.42
25	0.0400	2.5373	1.7511	55.42
50	0.0200	2.7971	2.0542	58.65
100	0.0100	3.0349	2.3268	61.55
200	0.0050	3.2552	2.5762	64.21
500	0.0020	3.5255	2.8785	67.42
1000	0.0010	3.7169	3.0905	69.68

Tabla 45: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno-
Método Distribución Normal-Paccha

T(años)	P	W	Z	Pmax
2	0.5000	1.1774	0.0000	27.32
5	0.2000	1.7941	0.8415	37.50
10	0.1000	2.1460	1.2817	42.82
25	0.0400	2.5373	1.7511	48.50
50	0.0200	2.7971	2.0542	52.16
100	0.0100	3.0349	2.3268	55.46
200	0.0050	3.2552	2.5762	58.47
500	0.0020	3.5255	2.8785	62.13
1000	0.0010	3.7169	3.0905	64.69

Tabla 46: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno-
Método Distribución Normal-Cachi

T(años)	P	W	Z	Pmax
2	0.5000	1.1774	0.0000	19.50
5	0.2000	1.7941	0.8415	24.68
10	0.1000	2.1460	1.2817	27.38
25	0.0400	2.5373	1.7511	30.27
50	0.0200	2.7971	2.0542	32.13
100	0.0100	3.0349	2.3268	33.81
200	0.0050	3.2552	2.5762	35.35
500	0.0020	3.5255	2.8785	37.20
1000	0.0010	3.7169	3.0905	38.51

4.14.2 DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL

Tabla 47: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno
Método Distribución Log Normal- Chicllarazo

T(años)	P	W	Z	LOG Pmax	P max
2	0.5000	1.1774	0.0000	1.532	34.08
5	0.2000	1.7941	0.8415	1.616	41.35
10	0.1000	2.1460	1.2817	1.660	45.76
25	0.0400	2.5373	1.7511	1.707	50.97
50	0.0200	2.7971	2.0542	1.738	54.65
100	0.0100	3.0349	2.3268	1.765	58.19
200	0.0050	3.2552	2.5762	1.790	61.62
500	0.0020	3.5255	2.8785	1.820	66.06
1000	0.0010	3.7169	3.0905	1.841	69.36

Tabla 48: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno
Método Distribución Log Normal- Vinchos

T(años)	P	W	Z	LOG Pmax	P max
2	0.5000	1.1774	0.0000	3.181	24.07
5	0.2000	1.7941	0.8415	3.383	29.45
10	0.1000	2.1460	1.2817	3.489	32.74
25	0.0400	2.5373	1.7511	3.601	36.64
50	0.0200	2.7971	2.0542	3.674	39.41
100	0.0100	3.0349	2.3268	3.740	42.08
200	0.0050	3.2552	2.5762	3.799	44.68
500	0.0020	3.5255	2.8785	3.872	48.04
1000	0.0010	3.7169	3.0905	3.923	50.55

Tabla 49: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno
Método Distribución Log Normal- Apacheta

T(años)	P	W	Z	LOG Pmax	P max
2	0.5000	1.1774	0.0000	1.544	35.02
5	0.2000	1.7941	0.8415	1.669	46.65
10	0.1000	2.1460	1.2817	1.734	54.20
25	0.0400	2.5373	1.7511	1.803	63.60
50	0.0200	2.7971	2.0542	1.848	70.52
100	0.0100	3.0349	2.3268	1.889	77.39
200	0.0050	3.2552	2.5762	1.926	84.25
500	0.0020	3.5255	2.8785	1.970	93.39
1000	0.0010	3.7169	3.0905	2.002	100.39

Tabla 50: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno
Método Distribución Log Normal- Paccha

T(años)	P	W	Z	LOG Pmax	P max
2	0.5000	1.1774	0.0000	1.405	25.41
5	0.2000	1.7941	0.8415	1.542	34.86
10	0.1000	2.1460	1.2817	1.614	41.13
25	0.0400	2.5373	1.7511	1.691	49.07
50	0.0200	2.7971	2.0542	1.740	54.99
100	0.0100	3.0349	2.3268	1.785	60.92
200	0.0050	3.2552	2.5762	1.825	66.91
500	0.0020	3.5255	2.8785	1.875	74.96
1000	0.0010	3.7169	3.0905	1.909	81.18

Tabla 51: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno
Método Distribución Log Normal- Cachi

T(años)	P	W	Z	LOG Pmax	P max
2	0.5000	1.1774	0.0000	1.271	18.65
5	0.2000	1.7941	0.8415	1.380	23.98
10	0.1000	2.1460	1.2817	1.437	27.34
25	0.0400	2.5373	1.7511	1.498	31.45
50	0.0200	2.7971	2.0542	1.537	34.43
100	0.0100	3.0349	2.3268	1.572	37.35
200	0.0050	3.2552	2.5762	1.605	40.23
500	0.0020	3.5255	2.8785	1.644	44.03
1000	0.0010	3.7169	3.0905	1.671	46.90

4.14.3 DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III

Tabla 52: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno - Método distribución Log Pearson-Chicllarazo

T(años)	P	W	Z	K	KT	Log pmax	Pmax (mm)
2	0.5000	1.1774	0.000	0.033229	-0.0332	1.540	34.672
5	0.2000	1.7941	0.8415	0.033229	0.8301	1.618	41.505
10	0.1000	2.1460	1.2817	0.033229	1.3010	1.661	45.784
25	0.0400	2.5373	1.7511	0.033229	1.8178	1.707	50.990
50	0.0200	2.7971	2.0542	0.033229	2.1597	1.738	54.755
100	0.0100	3.0349	2.3268	0.033229	2.4728	1.767	58.447
200	0.0050	3.2552	2.5762	0.033229	2.7639	1.793	62.103
500	0.0020	3.5255	2.8785	0.033229	3.1228	1.826	66.924
1000	0.0010	3.7169	3.0905	0.033229	3.3784	1.849	70.586

Tabla 53: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno - Método distribución Log Pearson-Vinchos

T(años)	P	W	Z	K	KT	Log pmax	Pmax (mm)
2	0.5000	1.1774	0.0000	0.065	-0.0643	1.375	23.697
5	0.2000	1.7941	0.8415	0.065	0.8165	1.467	29.279
10	0.1000	2.1460	1.2817	0.065	1.3153	1.519	33.004
25	0.0400	2.5373	1.7511	0.065	1.8767	1.577	37.768
50	0.0200	2.7971	2.0542	0.065	2.2560	1.617	41.369
100	0.0100	3.0349	2.3268	0.065	2.6085	1.653	45.024
200	0.0050	3.2552	2.5762	0.065	2.9408	1.688	48.762
500	0.0020	3.5255	2.8785	0.065	3.3558	1.731	53.873
1000	0.0010	3.7169	3.0905	0.065	3.6553	1.763	57.890

Tabla 54: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno - Método distribución Log Pearson-Apacheta

T(años)	P	W	Z	K	KT	Log pmax	Pmax (mm)
2	0.5000	1.1774	0.0000	-0.183	0.1767	1.570	37.196
5	0.2000	1.7941	0.8415	-0.183	0.8443	1.669	46.696
10	0.1000	2.1460	1.2817	-0.183	1.1072	1.708	51.072
25	0.0400	2.5373	1.7511	-0.183	1.3304	1.741	55.109
50	0.0200	2.7971	2.0542	-0.183	1.4465	1.758	57.332
100	0.0100	3.0349	2.3268	-0.183	1.5338	1.771	59.064
200	0.0050	3.2552	2.5762	-0.183	1.6009	1.781	60.428
500	0.0020	3.5255	2.8785	-0.183	1.6671	1.781	61.807
1000	0.0010	3.7169	3.0905	-0.183	1.7046	1.797	62.603

Tabla 55: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno - Método distribución Log Pearson-Paccha

T(años)	P	W	Z	K	KT	Log pmax	Pmax (mm)
2	0.5000	1.1774	0.0000	-0.193	0.1853	1.445	27.887
5	0.2000	1.7941	0.8415	-0.193	0.8416	1.589	38.773
10	0.1000	2.1460	1.2817	-0.193	1.0952	1.644	44.038
25	0.0400	2.5373	1.7511	-0.193	1.3069	1.690	48.975
50	0.0200	2.7971	2.0542	-0.193	1.4148	1.714	51.704
100	0.0100	3.0349	2.3268	-0.193	1.4947	1.731	53.821
200	0.0050	3.2552	2.5762	-0.193	1.5549	1.744	55.471
500	0.0020	3.5255	2.8785	-0.193	1.6129	1.757	57.112
1000	0.0010	3.7169	3.0905	-0.193	1.6449	1.764	58.037

Tabla 56: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno - Método distribución Log Pearson-Cachi

T(años)	P	W	Z	K	KT	Log pmax	Pmax (mm)
2	0.5000	1.1774	0.0000	0.065	-0.0643	1.262	18.300
5	0.2000	1.7941	0.8415	0.065	0.8165	1.377	23.800
10	0.1000	2.1460	1.2817	0.065	1.3153	1.441	27.618
25	0.0400	2.5373	1.7511	0.065	1.8767	1.514	32.654
50	0.0200	2.7971	2.0542	0.065	2.2560	1.563	36.566
100	0.0100	3.0349	2.3268	0.065	2.6085	1.609	40.622
200	0.0050	3.2552	2.5762	0.065	2.9407	1.652	44.854
500	0.0020	3.5255	2.8785	0.065	3.3558	1.706	50.767
1000	0.0010	3.7169	3.0905	0.065	3.6552	1.744	55.511

4.14.4 DISTRIBUCIÓN GUMBEL (Valor Extremo Tipo I)

En los cuadros se muestran los resultados de los análisis utilizando distribución Gumbel Extrema Tipo I y Gumbel Extrema Tipo I Modificado respectivamente.

Tabla 57: Precipitaciones máximas diarias para diferentes Periodos de retorno - Método distribución Gumbel Extrema Tipo I-Chicllarazo

T(años)	P	KT	P max(mm)
2	0.5000	-0.1478	33.751
5	0.2000	0.9186	42.319
10	0.1000	1.6247	47.991
25	0.0400	2.5169	55.159
50	0.0200	3.1787	60.476
100	0.0100	3.8357	65.754
200	0.0050	4.4902	71.013
500	0.0020	5.3538	77.951
1000	0.0010	6.0065	83.195

Tabla 58: Precipitaciones máximas diarias para diferentes Periodos de retorno - Método distribución Gumbel Extrema Tipo I-Vinchos

T(años)	P	KT	P max(mm)
2	0.5000	-0.1478	23.826
5	0.2000	0.9186	30.492
10	0.1000	1.6247	34.905
25	0.0400	2.5169	40.481
50	0.0200	3.1787	44.617
100	0.0100	3.8357	48.723
200	0.0050	4.4902	52.815
500	0.0020	5.3538	58.212
1000	0.0010	6.0065	62.291

Tabla 59: Precipitaciones máximas diarias para diferentes Periodos de retorno - Método distribución Gumbel Extrema Tipo I-Apacheta

T(años)	P	KT	P max(mm)
2	0.5000	-0.1478	35.197
5	0.2000	0.9186	46.554
10	0.1000	1.6247	54.073
25	0.0400	2.5169	63.573
50	0.0200	3.1787	70.621
100	0.0100	3.8357	77.617
200	0.0050	4.4902	84.588
500	0.0020	5.3538	93.784
1000	0.0010	6.0065	100.734

Tabla 60: Precipitaciones máximas diarias para diferentes Periodos de retorno - Método distribución Gumbel Extrema Tipo I-Paccha

T(años)	P	KT	P max(mm)
2	0.5000	-0.1478	25.534
5	0.2000	0.9186	38.430
10	0.1000	1.6247	46.968
25	0.0400	2.5169	57.756
50	0.0200	3.1787	65.759
100	0.0100	3.8357	73.703
200	0.0050	4.4902	81.618
500	0.0020	5.3538	92.060
1000	0.0010	6.0065	99.952

Tabla 61: Precipitaciones máximas diarias para diferentes Periodos de retorno - Método distribución Gumbel Extrema Tipo I-Cachi

T(años)	P	KT	P max(mm)
2	0.5000	-0.1524	18.563
5	0.2000	0.8669	24.832
10	0.1000	1.5417	28.982
25	0.0400	2.3944	34.227
50	0.0200	3.0269	38.117
100	0.0100	3.6548	41.979
200	0.0050	4.2804	45.827
500	0.0020	5.1058	50.903
1000	0.0010	5.7295	54.740

Tabla 62: Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno - Método distribución Gumbel Modificado-Chicllarazo

T(años)	P	KT	Pmax(mm)
2	0.5000	-0.1643	34.399
5	0.2000	0.7195	41.105
10	0.1000	1.3046	45.544
25	0.0400	2.0439	51.154
50	0.0200	2.5924	55.316
100	0.0100	3.1368	59.447
200	0.0050	3.6792	63.562
500	0.0020	4.3949	68.992
1000	0.0010	4.9357	73.096

Tabla 63: Precipitaciones máximas diarias para diferentes Periodos de retorno - Método distribución Gumbel Modificado-Vinchos

T(años)	P	KT	Pmax(mm)
2	0.5000	-0.1643	23.723
5	0.2000	0.7195	29.247
10	0.1000	1.3046	32.904
25	0.0400	2.0439	37.525
50	0.0200	2.5924	40.953
100	0.0100	3.1368	44.355
200	0.0050	3.6792	47.746
500	0.0020	4.3949	52.219
1000	0.0010	4.9357	55.599

Tabla 64: Precipitaciones máximas diarias para diferentes Periodos de retorno - Método distribución Gumbel Modificado-Apacheta

T(años)	P	KT	Pmax(mm)
2	0.5000	-0.1643	35.021
5	0.2000	0.7195	44.433
10	0.1000	1.3046	50.664
25	0.0400	2.0439	58.537
50	0.0200	2.5924	64.378
100	0.0100	3.1368	70.175
200	0.0050	3.6792	75.951
500	0.0020	4.3949	83.572
1000	0.0010	4.9357	89.332

Tabla 65: Precipitaciones máximas diarias para diferentes Periodos de retorno - Método distribución Gumbel Modificado-Paccha

T(años)	P	KT	Pmax(mm)
2	0.5000	-0.1643	35.021
5	0.2000	0.7195	44.433
10	0.1000	1.3046	50.664
25	0.0400	2.0439	58.537
50	0.0200	2.5924	64.378
100	0.0100	3.1368	70.175
200	0.0050	3.6792	75.951
500	0.0020	4.3949	83.572
1000	0.0010	4.9357	89.332

Tabla 66: Precipitaciones máximas diarias para diferentes Periodos de retorno - Método distribución Gumbel Modificado-Cachi

T(años)	P	KT	Pmax(mm)
2	0.5000	-0.1643	18.490
5	0.2000	0.7195	23.925
10	0.1000	1.3046	27.524
25	0.0400	2.0439	32.071
50	0.0200	2.5924	35.444
100	0.0100	3.1368	38.793
200	0.0050	3.6792	42.129
500	0.0020	4.3949	46.531
1000	0.0010	4.9357	49.857

4.15 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE KOLMOGÓROVSMIRNOV

Tabla 67: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Normal_Chicllarazo

N	E _{max} (mm)	P(x)	Z	F(Z)	F(Z) - P(x)
1	53.34	0.952	2.29	0.9890	0.0366
2	45.92	0.905	1.37	0.9142	0.0094
3	45.10	0.857	1.26	0.8970	0.0399
4	43.40	0.810	1.05	0.8539	0.0444
5	41.60	0.762	0.83	0.7965	0.0346
6	39.20	0.714	0.53	0.7021	0.0122
7	37.10	0.667	0.27	0.6061	0.0606
8	35.70	0.619	0.09	0.5378	0.0813
9	35.40	0.571	0.06	0.5229	0.0485
10	35.10	0.524	0.02	0.5080	0.0158
11	34.60	0.476	-0.04	0.4832	0.0070
12	31.80	0.429	-0.39	0.3481	0.0805
13	31.40	0.381	-0.44	0.3298	0.0511
14	29.70	0.333	-0.65	0.2572	0.0761
15	29.10	0.286	-0.73	0.2337	0.0520
16	29.00	0.238	-0.74	0.2299	0.0082
17	29.00	0.190	-0.74	0.2299	0.0394
18	27.30	0.143	-0.95	0.1709	0.0280
19	23.50	0.095	-1.42	0.0773	0.0180
20	21.50	0.048	-1.67	0.0472	0.0004
Suma (mm)	698.76			Δmax =	0.0813
Media (mm)	34.94	d=0.294			
D.Est. (mm)	8.03	n= 20	SE ACEPTA		
N° Datos	20.00	α=0.05			

Tabla 68: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Log-Normal_Chicllarazo

N	E (mm)	P _{max} ΣN	P(x)	Z	F(Z)	F(Z) - P(x)
1	53.34	3.9767	0.95	1.9484	0.9743	0.0219
2	45.92	3.8269	0.90	1.2971	0.9027	0.0021
3	45.10	3.8089	0.86	1.2188	0.8885	0.0314
4	43.40	3.7705	0.81	1.0517	0.8535	0.0440
5	41.60	3.7281	0.76	0.8675	0.8072	0.0453
6	39.20	3.6687	0.71	0.6091	0.7288	0.0145
7	37.10	3.6136	0.67	0.3697	0.6442	0.0225
8	35.70	3.5752	0.62	0.2024	0.5802	0.0388
9	35.40	3.5667	0.57	0.1657	0.5658	0.0056
10	35.10	3.5582	0.52	0.1287	0.5512	0.0274
11	34.60	3.5439	0.48	0.0663	0.5264	0.0503
12	31.80	3.4595	0.43	-0.3006	0.3819	0.0467
13	31.40	3.4468	0.38	-0.3556	0.3611	0.0199
14	29.70	3.3911	0.33	-0.5977	0.2750	0.0583
15	29.10	3.3707	0.29	-0.6864	0.2462	0.0395
16	29.00	3.3673	0.24	-0.7014	0.2415	0.0034
17	29.00	3.3673	0.19	-0.7014	0.2415	0.0511
18	27.30	3.3069	0.14	-0.9641	0.1675	0.0246
19	23.50	3.1570	0.10	-1.6158	0.0531	0.0422
20	21.50	3.0681	0.05	-2.0026	0.0226	0.0250
Suma (mm)	698.76	70.57			Δmax =	0.0583
Media (mm)	34.94	3.53	d=0.294			
D.Est. (mm)	8.03	0.23	n= 20	SE ACEPTA		
N° Datos	20.00	20.00	α=0.05			

Tabla 69: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Log-Pearson Tipo III_Chicllarazo

N°	x_j	$F(x_j)$	$F_1(x_j)$	$F_2(x_j)$	$F_3(x_j)$	$F_4(x_j)$	$F_5(x_j)$	$F_6(x_j)$	$F_7(x_j)$	$\Delta_j = F(x_j) - F_1(x_j) $
1	21.50	1.332	1375.903	2751.806	2607.197	0.024	0.976	0.048	0.928	
2	23.50	1.371	1361.939	2723.877	2697.197	0.054	0.946	0.096	0.850	
3	27.30	1.436	1338.407	2676.813	2697.197	0.167	0.833	0.143	0.691	
4	29.00	1.462	1328.922	2657.845	2607.197	0.239	0.761	0.190	0.570	
5	29.00	1.462	1328.922	2657.845	2607.197	0.239	0.761	0.238	0.523	
6	29.10	1.464	1328.382	2658.764	2607.197	0.244	0.756	0.286	0.470	
7	29.70	1.473	1325.178	2650.356	2607.197	0.272	0.728	0.333	0.395	
8	31.40	1.497	1316.439	2632.878	2607.197	0.357	0.643	0.381	0.262	
9	31.80	1.502	1314.452	2628.904	2607.197	0.378	0.622	0.429	0.194	
10	34.60	1.539	1301.203	2602.406	2607.197	0.522	0.478	0.476	0.002	
11	35.10	1.545	1298.951	2597.901	2607.197	0.547	0.453	0.524	0.070	
12	35.40	1.549	1297.615	2595.229	2607.197	0.581	0.439	0.571	0.133	
13	35.70	1.553	1296.290	2592.579	2607.197	0.576	0.424	0.619	0.195	
14	37.10	1.569	1290.250	2580.501	2607.197	0.640	0.360	0.667	0.307	
15	39.20	1.593	1281.606	2563.212	2607.197	0.726	0.274	0.714	0.440	
16	41.60	1.619	1272.277	2544.554	2607.197	0.806	0.194	0.762	0.568	
17	43.40	1.637	1265.626	2531.253	2607.197	0.853	0.147	0.810	0.663	
18	45.10	1.654	1259.594	2519.188	2607.197	0.889	0.111	0.857	0.746	
19	45.92	1.662	1256.785	2513.531	2607.197	0.903	0.097	0.905	0.808	
20	53.34	1.727	1233.249	2486.498	2607.197	0.976	0.024	0.952	0.928	
Suma								$\Delta_{max} =$	0.928	
Media	1.532									
Des. Est.(S)	0.09988	$d=0.294$								
sesgo(r)	-0.055	$n=20$	NO ACEPTA							
$\beta_1=(2/r)^2$	1303.599	$\alpha=0.05$								
$\alpha_1=S/\beta_1$	-0.0028									
$\delta_1=X-\alpha_1/\beta_1$	5.139									

Tabla 70: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Gumbel Extremo Tipo I_Chicllarazo

N°	$P_j = P(x_j)$	$F(x_j)$	$F_1(x_j)$	$F_2(x_j)$	$\Delta_j = F(x_j) - F_1(x_j) $
1	53.34	0.9524	169.03	0.949	0.0030
2	45.92	0.9048	112.94	0.871	0.0342
3	45.10	0.8571	106.74	0.857	0.0003
4	43.40	0.8095	93.89	0.824	0.0146
5	41.60	0.7619	80.28	0.782	0.0205
6	39.20	0.7143	62.14	0.714	0.0004
7	37.10	0.6667	46.26	0.641	0.0259
8	35.70	0.6190	35.68	0.585	0.0337
9	35.40	0.5714	33.41	0.573	0.0013
10	35.10	0.5238	31.15	0.560	0.0362
11	34.60	0.4762	27.37	0.538	0.0620
12	31.80	0.4286	6.20	0.408	0.0209
13	31.40	0.3810	3.18	0.388	0.0074
14	29.70	0.3333	-9.68	0.306	0.0274
15	29.10	0.2857	-14.21	0.277	0.0083
16	29.00	0.2381	-14.97	0.273	0.0346
17	29.00	0.1905	-14.97	0.273	0.0822
18	27.30	0.1429	-27.82	0.197	0.0536
19	23.50	0.0952	-56.54	0.068	0.0273
20	21.50	0.0476	-71.66	0.030	0.0176
				$\Delta_{max} =$	0.0822
Media	34.94				
Desvest	8.03	$d=0.294$			
uy	0.5236	$n=20$	Tabla A.5 valores críticos de d para la prueba de bondad de ajuste francisco aparicio mijares pag. 286		
oy	1.0628	$\alpha=0.05$	$\bar{y}_n = 0.5236$	$y = \frac{\bar{X} - \alpha}{\mu}$	$\mu = \frac{Y - y_n \cdot \alpha}{S}$
Alfa	0.13		$\sigma_n = 1.0628$	$\alpha = \frac{S}{\sigma_n}$	
Beta	30.98				

Tabla 71: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Gumbel Modificado_Chicllarazo

N	P (mm)	F(N)	G(N)	G(N)	$(G(N)-F(N))$
1	53.34	0.952	3.515	0.971	0.0183
2	45.92	0.905	2.330	0.907	0.0026
3	45.10	0.857	2.199	0.895	0.0379
4	43.40	0.810	1.928	0.865	0.0551
5	41.60	0.762	1.641	0.824	0.0619
6	39.20	0.714	1.258	0.753	0.0382
7	37.10	0.667	0.922	0.672	0.0053
8	35.70	0.619	0.699	0.608	0.0108
9	35.40	0.571	0.651	0.594	0.0222
10	35.10	0.524	0.603	0.579	0.0548
11	34.60	0.476	0.523	0.553	0.0767
12	31.80	0.429	0.076	0.396	0.0327
13	31.40	0.381	0.012	0.372	0.0085
14	29.70	0.333	-0.259	0.274	0.0596
15	29.10	0.286	-0.355	0.240	0.0454
16	29.00	0.238	-0.371	0.235	0.0032
17	29.00	0.190	-0.371	0.235	0.0444
18	27.30	0.143	-0.642	0.150	0.0066
19	23.50	0.095	-1.249	0.031	0.0646
20	21.50	0.048	-1.568	0.008	0.0394
Suma (mm)	698.76			$\Delta_{max} =$	0.0767
Media (mm)	34.94	d=0.294			
D.Est. (S)	8.03	n= 20			
α	6.26	$\alpha=0.05$			
μ	31.32	SE ACEPTA			
N° Datos	20.00				

Maximo Villon pag. 250-256 HIDROLOGIA
ESTADISTICA del libro Maximo Villon
pag. 210-216

Tabla 72: Resultados de la prueba de bondad de ajuste de
Kolmogórov-Smirnov_Chicllarazo

DIST. NORMAL	DIST. LOG. NORMAL	DIST. LOG. PEARSON III	DIST. GUMBEL ORIGINAL	DIST. GUMBEL MODIFICADO
0.08127	0.05831	0.92845	0.08222	0.07670

Tabla 73: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Normal_Vinchos

Nº	P _i	P _{max} (mm)	F(x)	Z	F(Z)	Δ (F(Z) - F(x))
1		15.263	0.050	-1.52	0.0645	0.0145
2		18.373	0.100	-1.02	0.1538	0.0538
3		19.964	0.150	-0.77	0.2219	0.0719
4		20.254	0.200	-0.72	0.2360	0.0360
5		20.398	0.250	-0.70	0.2431	0.0069
6		20.471	0.300	-0.68	0.2468	0.0532
7		20.615	0.350	-0.66	0.2541	0.0959
8		20.615	0.400	-0.66	0.2541	0.1459
9		20.905	0.450	-0.62	0.2692	0.1808
10		24.956	0.500	0.03	0.5131	0.0131
11		25.462	0.550	0.11	0.5453	0.0047
12		25.968	0.600	0.19	0.5773	0.0227
13		26.041	0.650	0.21	0.5818	0.0682
14		27.053	0.700	0.37	0.6438	0.0562
15		27.560	0.750	0.45	0.6735	0.0765
16		30.308	0.800	0.89	0.8131	0.0131
17		31.466	0.850	1.07	0.8587	0.0087
18		33.057	0.900	1.33	0.9081	0.0081
19		41.520	0.950	2.68	0.9964	0.0464
Suma (mm)		470.25			$\Delta_{max} =$	0.1808
Media (mm)		24.75	d=0.309			
D.Est. (mm)		6.25	n= 18	SE ACEPTA		
Nº Datos		19.00	$\alpha=0.05$			

Tabla 74: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Log- Normal_Vinchos

Nº	P _i	P _{max} (mm)	Ln P _{max} (x)	F(x)	Z	F(Z)	Δ (F(Z) - F(x))
1		41.52	3.7262	0.95	2.2712	0.9884	0.0384
2		33.06	3.4982	0.90	1.3220	0.9069	0.0069
3		31.47	3.4489	0.85	1.1165	0.8679	0.0179
4		30.31	3.4114	0.80	0.9605	0.8316	0.0316
5		27.56	3.3164	0.75	0.5646	0.7136	0.0362
6		27.05	3.2978	0.70	0.4873	0.6870	0.0130
7		26.04	3.2597	0.65	0.3285	0.6287	0.0213
8		25.97	3.2569	0.60	0.3169	0.6243	0.0243
9		25.46	3.2372	0.55	0.2349	0.5928	0.0428
10		24.96	3.2171	0.50	0.1512	0.5601	0.0601
11		20.90	3.0400	0.45	-0.5863	0.2788	0.1712
12		20.62	3.0260	0.40	-0.6444	0.2597	0.1403
13		20.62	3.0260	0.35	-0.6444	0.2597	0.0903
14		20.47	3.0190	0.30	-0.6737	0.2502	0.0498
15		20.40	3.0155	0.25	-0.6884	0.2456	0.0044
16		20.25	3.0083	0.20	-0.7181	0.2364	0.0364
17		19.96	2.9940	0.15	-0.7780	0.2183	0.0683
18		18.37	2.9109	0.10	-1.1239	0.1305	0.0305
19		15.26	2.7254	0.05	-1.8963	0.0290	0.0210
Suma (mm)		470.25	60.43			$\Delta_{max} =$	0.1712
Media (mm)		24.75	3.18	d=0.309			
D.Est. (mm)		6.25	0.24014	n= 18	SE ACEPTA		
Nº Datos		19.00	19.00	$\alpha=0.05$			

Tabla 75: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Log- Pearson Tipo III_Vinchos

N _i	F _i (m/m)	$\frac{F_i - F_{i-1}}{h}$	$F_{i-1} + 0.5h$	$F_i - 0.5h$	z	z ²	F _z	F _z - F _i	F _z - F _i
1	41.52	1.618	38.423	76.846	53.378	0.018	0.982	0.950	0.032
2	33.06	1.519	33.519	67.038	53.378	0.093	0.907	0.900	0.007
3	31.47	1.498	32.457	64.915	53.378	0.126	0.874	0.850	0.024
4	30.31	1.482	31.651	63.302	53.378	0.157	0.843	0.800	0.043
5	27.56	1.440	29.606	59.212	53.378	0.259	0.741	0.750	0.009
6	27.05	1.432	29.207	58.414	53.378	0.283	0.717	0.700	0.017
7	26.04	1.416	28.366	56.772	53.378	0.336	0.664	0.650	0.014
8	25.97	1.414	28.326	56.653	53.378	0.340	0.660	0.600	0.060
9	25.46	1.406	27.903	55.805	53.378	0.370	0.630	0.550	0.080
10	24.96	1.397	27.471	54.941	53.378	0.401	0.599	0.500	0.099
11	20.90	1.320	23.660	47.320	53.378	0.694	0.306	0.450	0.144
12	20.62	1.314	23.360	46.721	53.378	0.716	0.284	0.400	0.116
13	20.62	1.314	23.360	46.721	53.378	0.716	0.284	0.350	0.066
14	20.47	1.311	23.209	46.418	53.378	0.727	0.273	0.300	0.027
15	20.40	1.310	23.133	46.265	53.378	0.732	0.268	0.250	0.018
16	20.25	1.307	22.979	45.959	53.378	0.743	0.257	0.200	0.057
17	19.96	1.300	22.670	45.340	53.378	0.763	0.237	0.150	0.087
18	18.37	1.264	20.883	41.766	53.378	0.867	0.133	0.100	0.033
19	15.26	1.184	16.893	33.785	53.378	0.982	0.018	0.050	0.032
Suma								$\Delta_{max} =$	0.1440
Media	1.381								
Des. Eest(S)	0.10429	d = 0.309							
sesgo(γ)	0.387	n = 18	SE ACEPTA						
$\beta_1 = (2/\gamma)^2$	26.689	$\alpha = 0.05$							
$\alpha t = S/\beta_1$	0.0202								
$\delta_1 = X - \alpha_1 \beta_1$	0.843								

Tabla 76: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Gumbel Extremo Tipo I_Vinchos

N _i	F _i (m/m)	F _i (x)	z	F(z)	$\frac{F(z) - F_i(x)}{F_i(x)}$
1	15.26	0.0500	-1.09	0.0509	0.0009
2	18.37	0.1000	-0.56	0.1729	0.0729
3	19.96	0.1500	-0.29	0.2622	0.1122
4	20.25	0.2000	-0.24	0.2796	0.0796
5	20.40	0.2500	-0.22	0.2884	0.0384
6	20.47	0.3000	-0.21	0.2928	0.0072
7	20.62	0.3500	-0.18	0.3017	0.0483
8	20.62	0.4000	-0.18	0.3017	0.0983
9	20.90	0.4500	-0.13	0.3195	0.1305
10	24.96	0.5000	0.56	0.5639	0.0639
11	25.46	0.5500	0.64	0.5912	0.0412
12	25.97	0.6000	0.73	0.6174	0.0174
13	26.04	0.6500	0.74	0.6210	0.0290
14	27.05	0.7000	0.91	0.6696	0.0304
15	27.56	0.7500	1.00	0.6921	0.0579
16	30.31	0.8000	1.47	0.7941	0.0059
17	31.47	0.8500	1.66	0.8275	0.0225
18	33.06	0.9000	1.93	0.8655	0.0345
19	41.52	0.9500	3.37	0.9663	0.0163
Suma	470.25			$\Delta_{max} =$	0.1306
Media	24.75				
Desvest	6.25	d = 0.309			
uy	0.522	n = 18			
oy	1.063	$\alpha = 0.05$			
Alfa	5.88				
u	21.68				

Tabla A.5 valores criticos de d para la prueba de bondad de ajuste francisco aparicio mijares pag. 286

$$\bar{y}_n = 0.5236 \quad y = \frac{\bar{X} - \alpha}{\mu} \quad \mu = \frac{X - y \cdot \alpha}{\sigma_n}$$

$$\sigma_n = 1.0628 \quad \alpha = \frac{\sigma}{\sigma_n}$$

Tabla 77: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Gumbel Modificado_Vinchos

N	P _i (mm)(X)	F(X)	y	G(y)	G(y) - F(x)
1	41.52	0.950	4.019	0.982	0.0322
2	33.06	0.900	2.282	0.903	0.0029
3	31.47	0.850	1.955	0.868	0.0180
4	30.31	0.800	1.718	0.836	0.0357
5	27.56	0.750	1.154	0.729	0.0205
6	27.05	0.700	1.050	0.705	0.0047
7	26.04	0.650	0.842	0.650	0.0000
8	25.97	0.600	0.827	0.646	0.0458
9	25.46	0.550	0.723	0.616	0.0656
10	24.96	0.500	0.619	0.584	0.0838
11	20.90	0.450	-0.212	0.291	0.1594
12	20.62	0.400	-0.271	0.269	0.1306
13	20.62	0.350	-0.271	0.269	0.0806
14	20.47	0.300	-0.301	0.259	0.0410
15	20.40	0.250	-0.316	0.254	0.0038
16	20.25	0.200	-0.345	0.244	0.0435
17	19.96	0.150	-0.405	0.223	0.0734
18	18.37	0.100	-0.731	0.125	0.0252
19	15.26	0.050	-1.370	0.020	0.0304
Suma (mm)	470.25			Amax =	0.1694
Media (mm)	24.75	d = 0.309			
D.Est. (S)	6.25	n = 18			
α	4.87	$\alpha = 0.05$			
μ	21.94	ACEPTA			
N° Datos	19.00				

Maximo Villon pag. 250-256
HIDROLOGIA ESTADISTICA del libro
Maximo Villon pag. 210-216

Tabla 78: Resultados de la prueba de bondad de ajuste de
Kolmogórov-Smirnov_Vinchos

DIST. NORMAL	DIST. LOG. NORMAL	DIST. LOG. PEARSON III	DIST. GUMBEL	DIST. GUMBEL MODIFICADO
0.18079	0.1712	0.14403	0.1305	0.15944

Tabla 79: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Normal Apacheta

N	F _i (mm)	F _i (x)	Z	F(Z)	Δ (F(Z) - F _i (x))
1	16.60	0.056	-1.89	0.0291	0.0265
2	18.00	0.111	-1.76	0.0390	0.0721
3	24.50	0.167	-1.15	0.1246	0.0421
4	25.00	0.222	-1.11	0.1345	0.0877
5	32.00	0.278	-0.45	0.3271	0.0493
6	35.25	0.333	-0.14	0.5052	0.1719
7	35.25	0.389	-0.14	0.4432	0.0543
8	35.30	0.444	-0.14	0.4451	0.0006
9	38.10	0.500	0.12	0.5497	0.0497
10	38.78	0.556	0.19	0.5746	0.0191
11	42.30	0.611	0.52	0.6982	0.0871
12	43.71	0.667	0.65	0.7427	0.0760
13	45.12	0.722	0.78	0.7835	0.0613
14	47.90	0.778	1.05	0.8520	0.0742
15	47.90	0.833	1.05	0.8520	0.0187
16	49.30	0.889	1.18	0.8803	0.0086
17	50.10	0.944	1.25	0.8947	0.0498
Suma (mm)	625.11			$\Delta_{max} =$	0.172
Media (mm)	36.77	d = 0.294			
D.Est. (mm)	10.65	n = 17	ACEPTA		
N° Datos	17.00	$\alpha = 0.05$			

Tabla 80: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Log-Normal Apacheta

N	F _i (mm)	L _i F _i (x)	F _i (x)	Z	F(Z)	Δ (F(Z) - F _i (x))
1	16.60	2.8094	0.06	-2.1911	0.0142	0.0413
2	18.00	2.8904	0.11	-1.9534	0.0254	0.0857
3	24.50	3.1987	0.17	-1.0486	0.1472	0.0195
4	25.00	3.2189	0.22	-0.9893	0.1612	0.0610
5	32.00	3.4657	0.28	-0.2649	0.3956	0.1178
6	35.25	3.5625	0.33	0.0190	0.5076	0.1743
7	35.25	3.5625	0.39	0.0190	0.5076	0.1187
8	35.30	3.5639	0.44	0.0232	0.5092	0.0648
9	38.10	3.6402	0.50	0.2472	0.5976	0.0976
10	38.78	3.6578	0.56	0.2987	0.6174	0.0619
11	42.30	3.7448	0.61	0.5541	0.7102	0.0991
12	43.71	3.7776	0.67	0.6503	0.7423	0.0756
13	45.12	3.8093	0.72	0.7435	0.7714	0.0492
14	47.90	3.8691	0.78	0.9190	0.8209	0.0432
15	47.90	3.8691	0.83	0.9190	0.8209	0.0124
16	49.30	3.8979	0.89	1.0035	0.8422	0.0467
17	50.10	3.9140	0.94	1.0508	0.8533	0.0911
Suma (mm)	625.11	60.45			$\Delta_{max} =$	0.1743
Media (mm)	36.77	3.56	d = 0.294			
D.Est. (mm)	10.65	0.34	n = 17	ACEPTA		
N° Datos	17.00	17.00	$\alpha = 0.05$			

Tabla 81: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov -
Distribución Log-Pearson Tipo III_Apacheta

	(m _i)	$\frac{m_i}{n}$	$\frac{m_i-1}{n}$	$\frac{m_i}{n}$	$\frac{m_i-1}{n}$	$\frac{m_i}{n}$	$\frac{m_i-1}{n}$	$\frac{m_i}{n}$	$\frac{m_i-1}{n}$
1	16.60	1.220	7.315	14.630	6.643	0.023	0.977	0.056	0.921
2	18.00	1.255	6.882	13.764	6.643	0.032	0.968	0.111	0.856
3	24.50	1.389	5.233	10.466	6.643	0.106	0.894	0.167	0.727
4	25.00	1.398	5.125	10.250	6.643	0.115	0.885	0.222	0.663
5	32.00	1.505	3.804	7.609	6.643	0.268	0.732	0.278	0.454
6	35.25	1.547	3.287	6.574	6.643	0.362	0.638	0.333	0.305
7	35.25	1.547	3.287	6.574	6.643	0.362	0.638	0.389	0.249
8	35.30	1.548	3.279	6.559	6.643	0.364	0.636	0.444	0.192
9	38.10	1.581	2.871	5.742	6.643	0.453	0.547	0.500	0.047
10	38.78	1.589	2.777	5.554	6.643	0.475	0.525	0.556	0.030
11	42.30	1.626	2.312	4.624	6.643	0.593	0.407	0.611	0.204
12	43.71	1.641	2.136	4.273	6.643	0.640	0.360	0.667	0.306
13	45.12	1.654	1.967	3.933	6.643	0.686	0.314	0.722	0.408
14	47.90	1.680	1.647	3.294	6.643	0.771	0.229	0.778	0.549
15	47.90	1.680	1.647	3.294	6.643	0.771	0.229	0.833	0.605
16	49.30	1.693	1.493	2.985	6.643	0.811	0.189	0.889	0.700
17	50.10	1.700	1.407	2.813	6.643	0.832	0.168	0.944	0.776
Suma								Amax =	0.8211
Media	1.544								
Des. Est(S)	0.14798								
sesgo(y)	-1.097								
$\beta_1 = (2/y)^3$	3.322								
$\alpha_1 = S/\beta_1$	-0.0812								
$\delta_1 = X - \alpha_1 \beta_1$	1.814								

d=0.294
n= 17 NO ACEPTA
α=0.05

Tabla 82: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov -
Distribución Gumbel Extremo Tipo Apacheta

Nº	F (m _i /X)	F(x)	F(x)	F(z)	$\frac{\Delta X}{(F(z) - P(x))}$
1	50.10	0.9444	186.12	0.855	0.0894
2	49.30	0.8889	178.11	0.844	0.0449
3	47.90	0.8333	164.08	0.823	0.0106
4	47.90	0.7778	164.08	0.823	0.0450
5	45.12	0.7222	136.23	0.773	0.0508
6	43.71	0.6667	122.10	0.744	0.0768
7	42.30	0.6111	107.97	0.711	0.0998
8	38.78	0.5556	72.65	0.616	0.0601
9	38.10	0.5000	65.89	0.595	0.0952
10	35.30	0.4444	37.83	0.504	0.0591
11	35.25	0.3889	37.33	0.502	0.1129
12	35.25	0.3333	37.33	0.502	0.1685
13	32.00	0.2778	4.76	0.385	0.1076
14	25.00	0.2222	-65.37	0.147	0.0753
15	24.50	0.1667	-70.38	0.133	0.0335
16	18.00	0.1111	-135.51	0.021	0.0900
17	16.60	0.0556	-149.54	0.012	0.0437
				Amax =	0.1686
Media	36.77				
Desvest	10.65				
uy	0.5236				
oy	1.06				
Alfa	0.10				
Beta	31.52				
exp(1)	2.72				

d=0.294 Tabla A.5 valores criticos de d para la prueba de
n= 17 bondad de ajuste francisco aparicio mijares pag. 286
α=0.05 $\bar{y}_n = 0.5236$ $y = \frac{\bar{X} - \alpha}{\mu}$ $\mu = \bar{X} - y_n \alpha$
 $\sigma_n = 1.0628$ $\alpha = \frac{S}{\sigma_n}$

Tabla 83: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Gumbel Modificado_ Apacheta

N	mm(X)	F(x)	y	G(y)	$\frac{y}{G(y) - F(x)}$
1	50.10	0.944	2.183	0.893	0.0511
2	49.30	0.889	2.086	0.883	0.0057
3	47.90	0.833	1.918	0.863	0.0300
4	47.90	0.778	1.918	0.863	0.0855
5	45.12	0.722	1.583	0.814	0.0921
6	43.71	0.667	1.413	0.784	0.1173
7	42.30	0.611	1.243	0.749	0.1383
8	38.78	0.556	0.819	0.643	0.0678
9	38.10	0.500	0.737	0.620	0.1198
10	35.30	0.444	0.400	0.512	0.0671
11	35.25	0.389	0.394	0.510	0.1206
12	35.25	0.333	0.394	0.510	0.1762
13	32.00	0.278	0.003	0.369	0.0911
14	25.00	0.222	-0.840	0.099	0.1237
15	24.50	0.167	-0.901	0.085	0.0813
16	18.00	0.111	-1.683	0.005	0.1065
17	16.60	0.056	-1.852	0.002	0.0538
Suma (mm)	625.11			Amax =	0.1762
Media (mm)	36.77	d=0.294			
D.Est. (S)	10.65	n= 17			
α	8.30	$\alpha=0.05$			
μ	31.98	SE ACEPTA			
N° Datos	17.00				

Maximo Villon pag. 250-256
HIDROLOGIA ESTADISTICA del libro
Maximo Villon pag. 210-216

Tabla 84: Resultados de la prueba de bondad de ajuste de
Kolmogórov-Smirnov_ Apacheta

DIST. NORMAL	DIST. LOG. NORMAL	DIST. PEARSON II	DIST. GUMBEL	DIST. GUMBEL MODIFICADO
0.172	0.174	0.921	0.16850	0.176

Tabla 85: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov -
Distribución Normal_ Paccha

N°	P _{max} (mm)	P(x)	Z	F(Z)	$\Delta F = F(Z) - P(x)$
1	58.34	0.933	2.56	0.9948	0.0615
2	47.26	0.867	1.65	0.9504	0.0837
3	34.41	0.800	0.59	0.7212	0.0788
4	30.32	0.733	0.25	0.5979	0.1355
5	26.27	0.667	-0.09	0.4654	0.2012
6	25.01	0.600	-0.19	0.4243	0.1757
7	23.77	0.533	-0.29	0.3845	0.1488
8	22.33	0.467	-0.41	0.3398	0.1269
9	21.96	0.400	-0.44	0.3287	0.0713
10	21.32	0.333	-0.50	0.3098	0.0235
11	20.98	0.267	-0.52	0.3001	0.0334
12	18.47	0.200	-0.73	0.2320	0.0320
13	16.03	0.133	-0.93	0.1752	0.0419
14	16.03	0.067	-0.93	0.1752	0.1086
Suma (mm)	382.50			Δmax =	0.2012
Media (mm)	27.32	d=0.349 n= 14 ACEPTA α=0.05			
D.Est. (mm)	12.09				
N° Datos	14.00				

Tabla 86: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov -
Distribución Log- Normal_ Paccha

N°	P _{max} (mm)	ln P _{max} (x)	P(x)	Z	F(Z)	$\Delta F = F(Z) - P(x)$
1	58.34	4.0662	0.93	2.2113	0.9865	0.0532
2	47.26	3.8556	0.87	1.6509	0.9506	0.0840
3	34.41	3.5385	0.80	0.8071	0.7902	0.0098
4	30.32	3.4117	0.73	0.4699	0.6808	0.0525
5	26.27	3.2685	0.67	0.0888	0.5354	0.1313
6	25.01	3.2194	0.60	-0.0419	0.4833	0.1167
7	23.77	3.1685	0.53	-0.1774	0.4296	0.1037
8	22.33	3.1058	0.47	-0.3441	0.3654	0.1013
9	21.96	3.0891	0.40	-0.3885	0.3488	0.0512
10	21.32	3.0596	0.33	-0.4669	0.3203	0.0131
11	20.98	3.0438	0.27	-0.5092	0.3053	0.0387
12	18.47	2.9159	0.20	-0.8493	0.1979	0.0021
13	16.03	2.7746	0.13	-1.2254	0.1102	0.0231
14	16.03	2.7746	0.07	-1.2254	0.1102	0.0435
Suma (mm)	382.50	45.29			Δmax =	0.1313
Media (mm)	27.32	3.24	d=0.349 n= 14 ACEPTA α=0.05			
D.Est. (mm)	12.09	0.38				
N° Datos	14.00	14.00				

Tabla 87: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Log- Pearson Tipo III Paccha

Nº	P (mm) X	F(x)	F(x)/n	Y	Z	Y ²	Z ²	Y ² Z	Z ² Y
1	58.34	1.766	8.238	16.477	7.763	0.021	0.979	0.933	0.046
2	47.26	1.674	7.134	14.269	7.763	0.047	0.953	0.867	0.087
3	34.41	1.537	5.472	10.944	7.763	0.141	0.859	0.800	0.059
4	30.32	1.482	4.808	9.615	7.763	0.211	0.789	0.733	0.055
5	26.27	1.419	4.057	8.113	7.763	0.323	0.677	0.667	0.011
6	25.01	1.398	3.799	7.598	7.763	0.369	0.631	0.600	0.031
7	23.77	1.376	3.532	7.064	7.763	0.422	0.578	0.533	0.044
8	22.33	1.349	3.204	6.407	7.763	0.493	0.507	0.467	0.040
9	21.96	1.342	3.116	6.233	7.763	0.513	0.487	0.400	0.087
10	21.32	1.329	2.962	5.923	7.763	0.549	0.451	0.333	0.118
11	20.98	1.322	2.879	5.757	7.763	0.568	0.432	0.267	0.165
12	18.47	1.266	2.208	4.417	7.763	0.731	0.269	0.200	0.069
13	16.03	1.205	1.467	2.935	7.763	0.891	0.109	0.133	0.024
14	16.03	1.205	1.467	2.935	7.763	0.891	0.109	0.067	0.042
Suma								$\Delta_{max} =$	0.1649
Media	1.405								
Des. Eest(S)	0.16322	$d=0.349$							
sesgo(γ)	1.015	$n=14$	ACEPTA						
$\beta_1=(2/\gamma)^2$	3.882	$\alpha=0.05$							
$\alpha_1=S/\beta_1$	0.0828								
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$	1.083								

Tabla 88: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Gumbel Extremo Tipo I Paccha

Nº	P (mm) X	F(X)	Z	Z ²	Z ² F(X)
1	16.03	0.0667	-0.44	0.21	0.1450
2	16.03	0.1333	-0.44	0.21	0.0783
3	18.47	0.2000	-0.23	0.28	0.0824
4	20.98	0.2667	-0.02	0.36	0.0931
5	21.32	0.3333	0.01	0.37	0.0368
6	21.96	0.4000	0.06	0.39	0.0100
7	22.33	0.4667	0.09	0.40	0.0653
8	23.77	0.5333	0.21	0.45	0.0876
9	25.01	0.6000	0.32	0.48	0.1169
10	26.27	0.6667	0.42	0.52	0.1468
11	30.32	0.7333	0.77	0.63	0.1052
12	34.41	0.8000	1.11	0.72	0.0804
13	47.26	0.8667	2.20	0.89	0.0280
14	58.34	0.9333	3.13	0.96	0.0239
				$\Delta_{max} =$	0.1468
Media	27.32				
Desvest	12.09	$d=0.349$			
uy	0.5128	$n=14$			
$\alpha\gamma$	1.02	$\alpha=0.05$			
Alfa	11.85				
U	21.25				
exp(1)	2.72				

Tabla A.5 valores criticos de d para la prueba de bondad de ajuste francisco aparicio mijares pag. 286

$$\bar{y}_n = 0.5236 \quad y = \frac{\bar{X} - \alpha}{\mu} \quad \mu = X - y, \alpha$$

$$\sigma_n = 1.0628 \quad \alpha = \frac{S}{\sigma_n}$$

Tabla 89: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Gumbel Modificado_Paccha

N°	X _i (mm)	F(X _i)	y _i	G(y _i)	Δ G(y _i) - F(x _i)
1	58.34	0.933	3.867	0.979	0.0460
2	47.26	0.867	2.692	0.934	0.0678
3	34.41	0.800	1.329	0.768	0.0325
4	30.32	0.733	0.895	0.665	0.0687
5	26.27	0.667	0.466	0.534	0.1328
6	25.01	0.600	0.332	0.488	0.1119
7	23.77	0.533	0.201	0.441	0.0921
8	22.33	0.467	0.048	0.385	0.0813
9	21.96	0.400	0.008	0.371	0.0291
10	21.32	0.333	-0.059	0.346	0.0127
11	20.98	0.267	-0.095	0.333	0.0663
12	18.47	0.200	-0.362	0.238	0.0378
13	16.03	0.133	-0.620	0.156	0.0224
14	16.03	0.067	-0.620	0.156	0.0891
Suma (mm)	382.50			Δmax =	0.1328
Media (mm)	27.32	d=0.349			
D.Est. (S)	12.09	n=14			
α	9.43	$\alpha=0.05$			
μ	21.88	SE ACEPTA			
N° Datos	14.00				

Maximo Villon pag. 250-256
HIDROLOGIA ESTADISTICA del libro
Maximo Villon pag. 210-216

Tabla 90: Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogórov-Smirnov_Paccha

DIST. NORMA	DIST. LOG NORMAL	DIST. LOG PEARSON	DIST. GUMBEL ORIGINAL	DIST. GUMBEL MODIFICADO
0.20124	0.13128	0.16495	0.14684	0.13277

Tabla 91: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Normal_ Cachi

Nº	Pmax(mm)	F(x)	Z	F(z)	Δ (F(z) - F(x))
1	35.30	0.968	2.57	0.9949	0.0272
2	31.54	0.935	1.96	0.9749	0.0394
3	29.77	0.903	1.67	0.9525	0.0493
4	28.71	0.871	1.50	0.9328	0.0618
5	27.64	0.839	1.32	0.9073	0.0686
6	24.95	0.806	0.89	0.8123	0.0058
7	24.10	0.774	0.75	0.7728	0.0014
8	21.62	0.742	0.34	0.6348	0.1071
9	21.41	0.710	0.31	0.6217	0.0880
10	21.26	0.677	0.29	0.6129	0.0645
11	20.56	0.645	0.17	0.5682	0.0770
12	19.35	0.613	-0.02	0.4903	0.1226
13	19.28	0.581	-0.04	0.4858	0.0949
14	18.43	0.548	-0.17	0.4309	0.1175
15	17.58	0.516	-0.31	0.3774	0.1387
16	17.30	0.484	-0.36	0.3600	0.1239
17	17.15	0.452	-0.38	0.3514	0.1002
18	17.01	0.419	-0.40	0.3429	0.0764
19	16.73	0.387	-0.45	0.3261	0.0610
20	16.44	0.355	-0.50	0.3097	0.0451
21	16.44	0.323	-0.50	0.3097	0.0129
22	16.30	0.290	-0.52	0.3016	0.0113
23	15.59	0.258	-0.64	0.2627	0.0046
24	14.11	0.226	-0.88	0.1902	0.0356
25	13.89	0.194	-0.91	0.1810	0.0126
26	13.82	0.161	-0.92	0.1780	0.0167
27	12.90	0.129	-1.07	0.1416	0.0126
28	12.76	0.097	-1.10	0.1365	0.0398
29	11.70	0.065	-1.27	0.1022	0.0377
30	11.34	0.032	-1.33	0.0923	0.0601
Suma (mm)	585.00			Δmax =	0.1387
Media (mm)	19.50	d=0.242			
D.Est. (mm)	6.15	n= 30	ACEPTA		
Nº Datos	30.00	α=0.05			

Tabla 92: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –
Distribución Log Normal Cachi

N	P_i (mm)	P_{max} X_i	P_i	Z	$F(Z)$	$F(Z) - P_i$
1.00	11.34	2.43	0.03	-1.67	0.05	0.02
2.00	11.70	2.46	0.06	-1.56	0.06	0.01
3.00	12.76	2.55	0.10	-1.27	0.10	0.00
4.00	12.90	2.56	0.13	-1.24	0.11	0.02
5.00	13.82	2.63	0.16	-1.00	0.16	0.00
6.00	13.89	2.63	0.19	-0.99	0.16	0.03
7.00	14.11	2.65	0.23	-0.94	0.17	0.05
8.00	15.59	2.75	0.26	-0.60	0.27	0.02
9.00	16.30	2.79	0.29	-0.45	0.33	0.04
10.00	16.44	2.80	0.32	-0.42	0.34	0.01
11.00	16.44	2.80	0.35	-0.42	0.34	0.02
12.00	16.73	2.82	0.39	-0.37	0.36	0.03
13.00	17.01	2.83	0.42	-0.31	0.38	0.04
14.00	17.15	2.84	0.45	-0.28	0.39	0.06
15.00	17.30	2.85	0.48	-0.25	0.40	0.08
16.00	17.58	2.87	0.52	-0.20	0.42	0.09
17.00	18.43	2.91	0.55	-0.04	0.48	0.06
18.00	19.28	2.96	0.58	0.11	0.54	0.04
19.00	19.35	2.96	0.61	0.12	0.55	0.06
20.00	20.56	3.02	0.65	0.33	0.63	0.02
21.00	21.26	3.06	0.68	0.44	0.67	0.01
22.00	21.41	3.06	0.71	0.46	0.68	0.03
23.00	21.62	3.07	0.74	0.49	0.69	0.05
24.00	24.10	3.18	0.77	0.86	0.80	0.03
25.00	24.95	3.22	0.81	0.97	0.84	0.03
26.00	27.64	3.32	0.84	1.32	0.91	0.07
27.00	28.71	3.36	0.87	1.44	0.93	0.05
28.00	29.77	3.39	0.90	1.57	0.94	0.04
29.00	31.54	3.45	0.94	1.76	0.96	0.03
30.00	35.30	3.56	0.97	2.14	0.98	0.02
Suma (mm)	585.00	87.78			$\Delta_{max} =$	0.09498
Media (mm)	19.50	2.93	d=0.242			
D.Est. (mm)	6.15	0.30	n= 30	SE ACEPTA		
N° Datos	30.00	30.00	$\alpha=0.05$			

Tabla 93: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov -
Distribución Log Pearson Tipo
III_Cachi

N	(min)X	Log (Max) (Log X)	$(y-(n-1)q)$	Z	Z ₀₁	Z ₀₅	F ₀₁	F ₀₅	$w = (Z_01 - Z_05)$
1	35.30	1.548	37.735	75.471	53.381	0.023	0.977	0.968	0.009
2	31.54	1.499	35.787	71.574	53.381	0.045	0.955	0.935	0.019
3	29.77	1.474	34.786	69.571	53.381	0.063	0.937	0.903	0.034
4	28.71	1.458	34.156	68.312	53.381	0.077	0.923	0.871	0.052
5	27.64	1.442	33.502	67.005	53.381	0.093	0.907	0.839	0.068
6	24.95	1.397	31.727	63.454	53.381	0.154	0.846	0.806	0.039
7	24.10	1.382	31.126	62.253	53.381	0.180	0.820	0.774	0.046
8	21.62	1.335	29.245	58.491	53.381	0.281	0.719	0.742	0.023
9	21.41	1.331	29.074	58.148	53.381	0.292	0.708	0.710	0.001
10	21.26	1.328	28.959	57.918	53.381	0.299	0.701	0.677	0.024
11	20.56	1.313	28.372	56.744	53.381	0.337	0.663	0.645	0.018
12	19.35	1.287	27.326	54.652	53.381	0.412	0.588	0.613	0.024
13	19.28	1.285	27.262	54.525	53.381	0.416	0.584	0.581	0.003
14	18.43	1.266	26.481	52.962	53.381	0.476	0.524	0.548	0.024
15	17.58	1.245	25.663	51.325	53.381	0.540	0.460	0.516	0.056
16	17.30	1.238	25.381	50.762	53.381	0.562	0.438	0.484	0.046
17	17.15	1.234	25.239	50.477	53.381	0.573	0.427	0.452	0.025
18	17.01	1.231	25.095	50.190	53.381	0.584	0.416	0.419	0.004
19	16.73	1.223	24.804	49.608	53.381	0.607	0.393	0.387	0.006
20	16.44	1.216	24.508	49.016	53.381	0.630	0.370	0.355	0.015
21	16.44	1.216	24.508	49.016	53.381	0.630	0.370	0.323	0.047
22	16.30	1.212	24.358	48.716	53.381	0.642	0.358	0.290	0.068
23	15.59	1.193	23.588	47.176	53.381	0.699	0.301	0.258	0.043
24	14.11	1.149	21.851	43.702	53.381	0.815	0.185	0.226	0.041
25	13.89	1.143	21.588	43.176	53.381	0.830	0.170	0.194	0.024
26	13.82	1.141	21.499	42.999	53.381	0.835	0.165	0.161	0.004
27	12.90	1.111	20.305	40.609	53.381	0.894	0.106	0.129	0.023
28	12.76	1.106	20.113	40.226	53.381	0.902	0.098	0.097	0.002
29	11.70	1.068	18.606	37.213	53.381	0.951	0.049	0.065	0.015
30	11.34	1.055	18.074	36.147	53.381	0.963	0.037	0.032	0.005
Suma								$\Delta_{max} =$	0.0681
Media	1.271								
Des. Est(S)	0.12957		d=0.242						
sesgo(γ)	0.387		n=30	SE ACEPTA					
$\beta_1 = (2/\gamma)^2$	26.691		$\alpha=0.05$						
$\alpha_1 = S/\sqrt{\beta_1}$	0.0251								
$\delta_1 = X - \alpha_1 \beta_1$	0.601								

Tabla 94: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –Distribución Gumbel extremo tipo I Cachi

Nº	P(nm(X))	F(X)	Z	F(Z)	$\Delta F = (F(Z) - P(X))$
1	35.30	0.9677	103.75	0.967	0.0008
2	31.54	0.9355	82.98	0.936	0.0004
3	29.77	0.9032	73.18	0.913	0.0095
4	28.71	0.8710	67.30	0.895	0.0243
5	27.64	0.8387	61.42	0.875	0.0358
6	24.95	0.8065	46.53	0.804	0.0025
7	24.10	0.7742	41.83	0.775	0.0011
8	21.62	0.7419	28.11	0.671	0.0707
9	21.41	0.7097	26.93	0.661	0.0489
10	21.26	0.6774	26.15	0.654	0.0237
11	20.56	0.6452	22.23	0.617	0.0284
12	19.35	0.6129	15.57	0.548	0.0646
13	19.28	0.5806	15.18	0.544	0.0366
14	18.43	0.5484	10.47	0.492	0.0567
15	17.58	0.5161	5.77	0.437	0.0792
16	17.30	0.4839	4.20	0.418	0.0656
17	17.15	0.4516	3.42	0.409	0.0427
18	17.01	0.4194	2.64	0.400	0.0198
19	16.73	0.3871	1.07	0.381	0.0064
20	16.44	0.3548	-0.50	0.362	0.0070
21	16.44	0.3226	-0.50	0.362	0.0393
22	16.30	0.2903	-1.28	0.352	0.0621
23	15.59	0.2581	-5.20	0.306	0.0475
24	14.11	0.2258	-13.43	0.212	0.0139
25	13.89	0.1935	-14.61	0.199	0.0058
26	13.82	0.1613	-15.00	0.195	0.0340
27	12.90	0.1290	-20.10	0.145	0.0162
28	12.76	0.0968	-20.88	0.138	0.0413
29	11.70	0.0645	-26.76	0.091	0.0262
30	11.34	0.0323	-28.72	0.077	0.0452
				Δmax =	0.0792
Media	19.50				
Desvest	6.15				
uy	0.5362				
σy	1.11				
Alfa	0.18				
Beta	16.54				
exp(1)	2.72				

<p>d = 0.242</p> <p>n = 30</p> <p>α = 0.05</p>	<p>Tabla 9.6 valores criticos de d para la prueba de bondad de ajuste francisco aparicio mijares pag. 264</p> $\bar{y}_n = 0.5236$ $\sigma_n = 1.0628$ $y = \frac{\bar{X} - \alpha}{\mu} \mu = X - y \cdot \alpha$ $\alpha = \frac{S}{\sigma_n}$
--	--

Tabla 95: Prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolgomorov –Distribución Gumbel Modificado_Cachi

N°	P (mm)(x)	F(x)	y	G(y)	Δx $ G(y) - F(x) $
1	35.30	0.968	3.872	0.979	0.0117
2	31.54	0.935	3.089	0.955	0.0200
3	29.77	0.903	2.719	0.936	0.0330
4	28.71	0.871	2.497	0.921	0.0500
5	27.64	0.839	2.276	0.902	0.0637
6	24.95	0.806	1.714	0.835	0.0287
7	24.10	0.774	1.537	0.806	0.0322
8	21.62	0.742	1.019	0.697	0.0449
9	21.41	0.710	0.975	0.686	0.0239
10	21.26	0.677	0.945	0.678	0.0006
11	20.56	0.645	0.797	0.637	0.0078
12	19.35	0.613	0.546	0.560	0.0525
13	19.28	0.581	0.531	0.556	0.0251
14	18.43	0.548	0.354	0.496	0.0527
15	17.58	0.516	0.177	0.433	0.0836
16	17.30	0.484	0.118	0.411	0.0729
17	17.15	0.452	0.088	0.400	0.0514
18	17.01	0.419	0.058	0.389	0.0300
19	16.73	0.387	-0.001	0.368	0.0195
20	16.44	0.355	-0.060	0.346	0.0090
21	16.44	0.323	-0.060	0.346	0.0233
22	16.30	0.290	-0.089	0.335	0.0447
23	15.59	0.258	-0.237	0.281	0.0234
24	14.11	0.226	-0.548	0.177	0.0484
25	13.89	0.194	-0.592	0.164	0.0295
26	13.82	0.161	-0.607	0.160	0.0016
27	12.90	0.129	-0.799	0.108	0.0208
28	12.76	0.097	-0.828	0.101	0.0045
29	11.70	0.065	-1.050	0.057	0.0071
30	11.34	0.032	-1.124	0.046	0.0138
Suma (mm)	585.00			$\Delta_{max} =$	0.0836
Media (mm)	19.50	d = 0.242			
D.Est. (S)	6.15	n = 30			
α	4.80	$\alpha = 0.05$			
μ	16.73	ACEPTA		Maximo Villon pag. 250-256 HIDROLOGIA ESTADISTICA del libro Maximo Villon pag. 210-216	
N° Datos	30.00				

Tabla 96: Resultados de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogórov-Smirnov-Cachi

DIST. NORMAL	DIST. LOG NORMAL	DIST. LOG PEARSON III	DIST. GUMBEL ORIGINAL	DIST. GUMBEL MODIFICADO
0.13873	0.09498	0.06812	0.07920	0.08359

4.16 ANÁLISIS DE TORMENTA DE DISEÑO

La tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para ser utilizado en el estudio de la respuesta hidrológica de una cuenca. Por lo general una tormenta de diseño es la entrada a un sistema de cálculo, los caudales resultantes que caracterizan a una cuenca se calculan mediante procedimiento de lluvia escorrentía y la circulación de estos caudales por los cauces de la cuenca de drenaje.



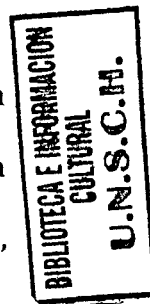
Para la estimación de la tormenta de diseño, se recurrió al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos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

Para efectos del conocimiento de las tormentas de diseño del proyecto, se ha calculado la precipitación máxima para 1, 2, 3, 6, 12, 24 horas en función a la precipitación máxima de 24 horas para los períodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500, 1000 años, aplicando el modelo de Dick y Peschke (Guevara, 1991), mediante la expresión siguiente:

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

Dónde:

Pd: Precipitación total (mm)



P24h: Precipitación máxima en 24 horas (mm)

d: Duración en minutos

Tabla 97: Tormentas de diseño para diferentes periodos de duración y periodos de retorno en función de la curva P-D-F _Chicllarazo

T (AÑOS)	PmaxDiaria(mm)	Duracion en minutos (d)					
		60	120	180	360	720	1440
2	34.08	15.396	18.309	20.262	24.095	28.654	34.076
5	41.35	18.683	22.218	24.588	29.240	34.772	41.352
10	45.76	20.673	24.585	27.208	32.356	38.477	45.758
25	50.97	23.030	27.387	30.309	36.043	42.863	50.973
50	54.65	24.692	29.364	32.497	38.646	45.958	54.653
100	58.19	26.290	31.264	34.599	41.146	48.931	58.189
200	61.62	27.842	33.110	36.642	43.575	51.820	61.625
500	66.06	29.846	35.493	39.280	46.712	55.550	66.061
1000	69.36	31.338	37.267	41.243	49.046	58.326	69.362

Tabla 98: Tormentas de diseño para diferentes periodos de duración y periodos de retorno en función de la curva P-D-F_-Vinchos

T (AÑOS)	PmaxDiaria(mm)	Duracion en minutos (d)					
		60	120	180	360	720	1440
2	23.83	10.765	12.801	14.167	16.848	20.035	23.826
5	30.49	13.776	16.383	18.130	21.561	25.640	30.492
10	34.90	15.770	18.754	20.755	24.681	29.351	34.905
25	40.48	18.289	21.750	24.070	28.624	34.040	40.481
50	44.62	20.158	23.972	26.530	31.549	37.519	44.617
100	48.72	22.013	26.178	28.971	34.453	40.971	48.723
200	52.81	23.862	28.376	31.404	37.346	44.412	52.815
500	58.21	26.300	31.276	34.613	41.162	48.950	58.212
1000	62.29	28.143	33.468	37.039	44.047	52.380	62.291

Tabla 99: Tormentas de diseño para diferentes periodos de duración y periodos de retorno en función de la curva P-D-F -Apacheta

T (AÑOS)	PmaxDiaria(mm)	Duracion en minutos (d)					
		60	120	180	360	720	1440
2	35.20	15.902	18.911	20.928	24.888	29.597	35.197
5	46.55	21.033	25.013	27.681	32.918	39.147	46.554
10	54.07	24.430	29.053	32.152	38.235	45.470	54.073
25	63.57	28.723	34.157	37.801	44.953	53.459	63.573
50	70.62	31.907	37.944	41.992	49.937	59.385	70.621
100	77.62	35.068	41.703	46.152	54.884	65.268	77.617
200	84.59	38.217	45.448	50.296	59.813	71.130	84.588
500	93.78	42.372	50.389	55.764	66.315	78.863	93.784
1000	100.73	45.512	54.123	59.897	71.230	84.707	100.734

Tabla 100: Tormentas de diseño para diferentes periodos de duración y periodos de retorno en función de la curva P-D-F_Paccha

T (AÑOS)	PmaxDiaria(mm)	Duracion en minutos (d)					
		60	120	180	360	720	1440
2	25.41	11.480	13.652	15.109	17.967	21.367	25.410
5	34.86	15.750	18.730	20.729	24.651	29.315	34.861
10	41.13	18.585	22.101	24.459	29.086	34.590	41.134
25	49.07	22.170	26.364	29.177	34.697	41.262	49.070
50	54.99	24.845	29.546	32.698	38.884	46.241	54.990
100	60.92	27.525	32.733	36.225	43.079	51.230	60.923
200	66.91	30.230	35.950	39.785	47.313	56.265	66.911
500	74.96	33.867	40.275	44.572	53.005	63.034	74.961
1000	81.18	36.676	43.616	48.269	57.402	68.262	81.178

Tabla 101: Tormentas de diseño para diferentes periodos de duración y periodos de retorno en función de la curva P-D-F -Cachi

T (AÑOS)	PmaxDiaria(mm)	Duracion en minutos (d)					
		60	120	180	360	720	1440
2	18.30	8.268	9.832	10.881	12.940	15.388	18.300
5	23.80	10.753	12.787	14.151	16.829	20.013	23.800
10	27.62	12.478	14.839	16.422	19.529	23.224	27.618
25	32.65	14.753	17.545	19.416	23.090	27.459	32.654
50	36.57	16.521	19.647	21.743	25.856	30.749	36.566
100	40.62	18.353	21.825	24.154	28.724	34.159	40.622
200	44.85	20.265	24.099	26.670	31.717	37.718	44.854
500	50.77	22.937	27.276	30.186	35.898	42.690	50.767
1000	55.51	25.080	29.825	33.007	39.252	46.679	55.511

4.17 GENERACION DE INTENSIDADES Y CURVAS IDF

Tabla 102: Generación de intensidades y curva IDF en la Subcuenca chicllarazo

$$I = \frac{130.1732 * T^{0.108452}}{t^{0.6163861}}$$

duracion(hr)	Valores de Intensidad de precipitación según Duración de la misma y Frecuencia de repetición									
	pmax (mm) en 24hrs	Periodo de retorno (años)								
		2	5	10	25	50	100	200	500	1000
	Duración (minutos)									
1	60	11.25	12.43	13.40	14.79	15.95	17.19	18.54	20.47	22.07
2	120	7.34	8.10	8.74	9.65	10.40	11.22	12.09	13.36	14.40
3	180	5.72	6.31	6.81	7.52	8.10	8.74	9.42	10.40	11.21
4	240	4.79	5.29	5.70	6.30	6.79	7.32	7.89	8.71	9.39
5	300	4.17	4.61	4.97	5.49	5.91	6.38	6.87	7.59	8.18
6	360	3.73	4.12	4.44	4.90	5.29	5.70	6.14	6.79	7.31
7	420	3.39	3.74	4.04	4.46	4.81	5.18	5.59	6.17	6.65
8	480	3.12	3.45	3.72	4.11	4.43	4.77	5.15	5.68	6.13
9	540	2.90	3.21	3.46	3.82	4.12	4.44	4.78	5.28	5.70
10	600	2.72	3.01	3.24	3.58	3.86	4.16	4.48	4.95	5.34
11	660	2.57	2.83	3.06	3.37	3.64	3.92	4.23	4.67	5.03
12	720	2.43	2.69	2.90	3.20	3.45	3.72	4.01	4.43	4.77
13	780	2.31	2.56	2.76	3.04	3.28	3.54	3.81	4.21	4.54
14	840	2.21	2.44	2.63	2.91	3.14	3.38	3.64	4.02	4.34
15	900	2.12	2.34	2.52	2.79	3.00	3.24	3.49	3.86	4.16
16	960	2.04	2.25	2.43	2.68	2.89	3.11	3.36	3.71	4.00
17	1020	1.96	2.17	2.34	2.58	2.78	3.00	3.23	3.57	3.85
18	1080	1.89	2.09	2.26	2.49	2.69	2.90	3.12	3.45	3.72
19	1140	1.83	2.02	2.18	2.41	2.60	2.80	3.02	3.33	3.59
20	1200	1.78	1.96	2.11	2.33	2.52	2.71	2.92	3.23	3.48
21	1260	1.72	1.90	2.05	2.27	2.44	2.63	2.84	3.13	3.38
22	1320	1.67	1.85	1.99	2.20	2.37	2.56	2.76	3.05	3.28
23	1380	1.63	1.80	1.94	2.14	2.31	2.49	2.68	2.96	3.20
24	1440	1.59	1.75	1.89	2.09	2.25	2.42	2.61	2.89	3.11

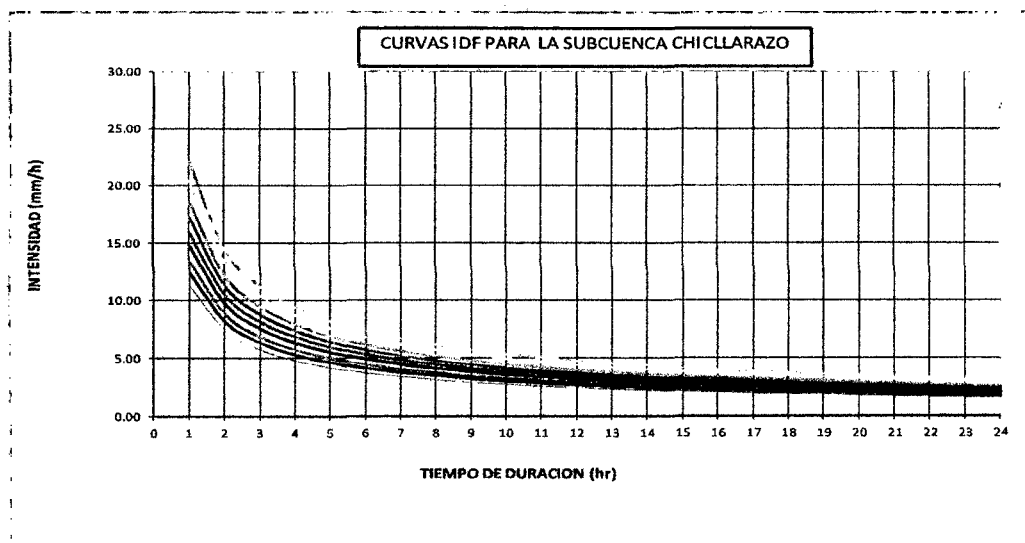


Tabla 103: Generación de intensidades y curva IDF en la Subcuenca Vinchos

$$I = \frac{90.1141 * T^{0.148086}}{t^{0.6163861}}$$

duración(hr)	Valores de intensidad de precipitación según Duración de la misma y Frecuencia de repetición									
	pmax (mm) en 24hrs	Período de retorno (años)								
		2	5	10	25	50	100	200	500	1000
Duración (minutos)										
1	60	8.00	9.17	10.16	11.64	12.89	14.29	15.83	18.13	20.09
2	120	5.22	5.98	6.63	7.59	8.41	9.32	10.33	11.83	13.11
3	180	4.07	4.66	5.16	5.91	6.55	7.26	8.04	9.21	10.21
4	240	3.41	3.90	4.32	4.95	5.49	6.08	6.74	7.72	8.55
5	300	2.97	3.40	3.77	4.31	4.78	5.30	5.87	6.72	7.45
6	360	2.65	3.04	3.37	3.86	4.27	4.73	5.25	6.01	6.66
7	420	2.41	2.76	3.06	3.51	3.89	4.31	4.77	5.46	6.06
8	480	2.22	2.54	2.82	3.23	3.58	3.97	4.39	5.03	5.58
9	540	2.07	2.37	2.62	3.00	3.33	3.69	4.09	4.68	5.19
10	600	1.94	2.22	2.46	2.81	3.12	3.46	3.83	4.39	4.86
11	660	1.83	2.09	2.32	2.65	2.94	3.26	3.61	4.14	4.58
12	720	1.73	1.98	2.20	2.52	2.79	3.09	3.42	3.92	4.34
13	780	1.65	1.89	2.09	2.39	2.65	2.94	3.26	3.73	4.13
14	840	1.57	1.80	2.00	2.29	2.53	2.81	3.11	3.56	3.95
15	900	1.51	1.73	1.91	2.19	2.43	2.69	2.98	3.42	3.79
16	960	1.45	1.66	1.84	2.11	2.33	2.59	2.87	3.28	3.64
17	1020	1.40	1.60	1.77	2.03	2.25	2.49	2.76	3.16	3.50
18	1080	1.35	1.54	1.71	1.96	2.17	2.41	2.67	3.05	3.38
19	1140	1.30	1.49	1.65	1.89	2.10	2.33	2.58	2.95	3.27
20	1200	1.26	1.45	1.60	1.84	2.03	2.25	2.50	2.86	3.17
21	1260	1.23	1.40	1.56	1.78	1.97	2.19	2.42	2.78	3.08
22	1320	1.19	1.36	1.51	1.73	1.92	2.13	2.36	2.70	2.99
23	1380	1.16	1.33	1.47	1.68	1.87	2.07	2.29	2.62	2.91
24	1440	1.13	1.29	1.43	1.64	1.82	2.01	2.23	2.56	2.83

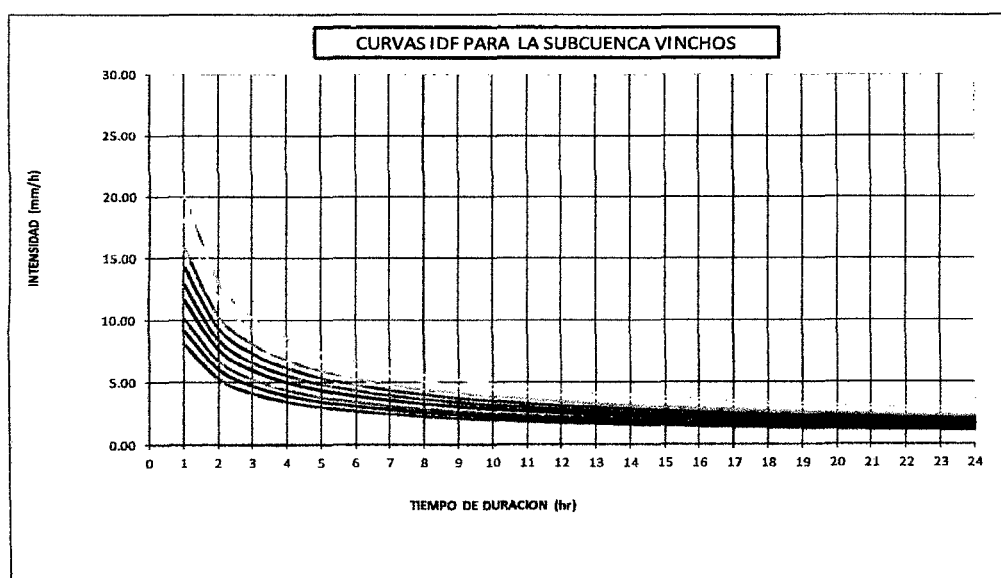


Tabla 104: Generación de intensidades y curva IDF en la Subcuenca Apacheta

$$I = \frac{134.3869 \cdot T^{0.161290}}{t^{0.6163861}}$$

duración(hr)	Valores de intensidad de precipitación según Duración de la misma y Frecuencia de repetición									
	pmax (mm) en 24hrs	Periodo de retorno (años)								
		2	5	10	25	50	100	200	500	1000
Duración (minutos)										
1	60	12.05	13.97	15.62	18.11	20.25	22.64	25.32	29.35	32.82
2	120	7.86	9.11	10.19	11.81	13.21	14.77	16.52	19.15	21.41
3	180	6.12	7.10	7.93	9.20	10.29	11.50	12.86	14.91	16.68
4	240	5.13	5.94	6.65	7.70	8.61	9.63	10.77	12.49	13.97
5	300	4.47	5.18	5.79	6.71	7.51	8.40	9.39	10.88	12.17
6	360	3.99	4.63	5.18	6.00	6.71	7.50	8.39	9.73	10.88
7	420	3.63	4.21	4.71	5.46	6.10	6.82	7.63	8.85	9.89
8	480	3.34	3.88	4.33	5.03	5.62	6.28	7.03	8.15	9.11
9	540	3.11	3.60	4.03	4.67	5.23	5.84	6.54	7.58	8.47
10	600	2.91	3.38	3.78	4.38	4.90	5.48	6.12	7.10	7.94
11	660	2.75	3.19	3.56	4.13	4.62	5.16	5.78	6.69	7.49
12	720	2.60	3.02	3.38	3.91	4.38	4.89	5.47	6.35	7.10
13	780	2.48	2.87	3.21	3.73	4.17	4.66	5.21	6.04	6.75
14	840	2.37	2.75	3.07	3.56	3.98	4.45	4.98	5.77	6.45
15	900	2.27	2.63	2.94	3.41	3.81	4.27	4.77	5.53	6.18
16	960	2.18	2.53	2.83	3.28	3.67	4.10	4.58	5.31	5.94
17	1020	2.10	2.44	2.72	3.16	3.53	3.95	4.42	5.12	5.72
18	1080	2.03	2.35	2.63	3.05	3.41	3.81	4.26	4.94	5.53
19	1140	1.96	2.27	2.54	2.95	3.30	3.69	4.12	4.78	5.35
20	1200	1.90	2.20	2.46	2.86	3.19	3.57	4.00	4.63	5.18
21	1260	1.84	2.14	2.39	2.77	3.10	3.47	3.88	4.49	5.03
22	1320	1.79	2.08	2.32	2.69	3.01	3.37	3.77	4.37	4.88
23	1380	1.74	2.02	2.26	2.62	2.93	3.28	3.67	4.25	4.75
24	1440	1.70	1.97	2.20	2.55	2.86	3.19	3.57	4.14	4.63

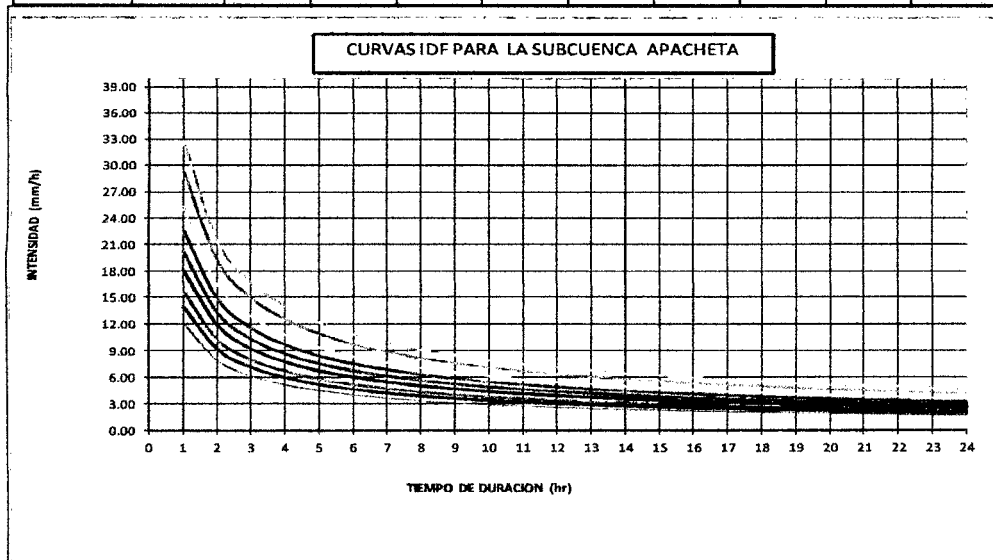


Tabla 105: Generación de intensidades y curva IDF en la Subcuenca Paccha

$$I = \frac{97.7097 * T^{0.177237}}{t^{0.6163861}}$$

duracion(hr)	Valores de Intensidad de precipitación según Duración de la misma y Frecuencia de repetición									
	pmax (mm) en 24hrs	Periodo de retomo (años)								
		2	5	10	25	50	100	200	500	1000
Duración (minutos)										
1	60	8.86	10.42	11.78	13.86	15.67	17.72	20.03	23.56	26.65
2	120	5.78	6.80	7.68	9.04	10.22	11.56	13.07	15.37	17.38
3	180	4.50	5.29	5.98	7.04	7.96	9.00	10.18	11.97	13.54
4	240	3.77	4.43	5.01	5.90	6.67	7.54	8.52	10.03	11.34
5	300	3.28	3.86	4.37	5.14	5.81	6.57	7.43	8.74	9.88
6	360	2.94	3.45	3.90	4.59	5.19	5.87	6.64	7.81	8.83
7	420	2.67	3.14	3.55	4.18	4.72	5.34	6.04	7.10	8.03
8	480	2.46	2.89	3.27	3.85	4.35	4.92	5.56	6.54	7.40
9	540	2.29	2.69	3.04	3.58	4.04	4.57	5.17	6.08	6.88
10	600	2.14	2.52	2.85	3.35	3.79	4.29	4.85	5.70	6.45
11	660	2.02	2.38	2.69	3.16	3.57	4.04	4.57	5.37	6.08
12	720	1.91	2.25	2.55	3.00	3.39	3.83	4.33	5.09	5.76
13	780	1.82	2.14	2.42	2.85	3.22	3.65	4.12	4.85	5.48
14	840	1.74	2.05	2.32	2.72	3.08	3.48	3.94	4.63	5.24
15	900	1.67	1.96	2.22	2.61	2.95	3.34	3.77	4.44	5.02
16	960	1.60	1.89	2.13	2.51	2.84	3.21	3.63	4.27	4.82
17	1020	1.54	1.82	2.05	2.42	2.73	3.09	3.49	4.11	4.65
18	1080	1.49	1.75	1.98	2.33	2.64	2.98	3.37	3.97	4.49
19	1140	1.44	1.70	1.92	2.26	2.55	2.89	3.26	3.84	4.34
20	1200	1.40	1.64	1.86	2.19	2.47	2.80	3.16	3.72	4.20
21	1260	1.36	1.60	1.80	2.12	2.40	2.71	3.07	3.61	4.08
22	1320	1.32	1.55	1.75	2.06	2.33	2.64	2.98	3.51	3.96
23	1380	1.28	1.51	1.71	2.01	2.27	2.56	2.90	3.41	3.86
24	1440	1.25	1.47	1.66	1.95	2.21	2.50	2.82	3.32	3.76

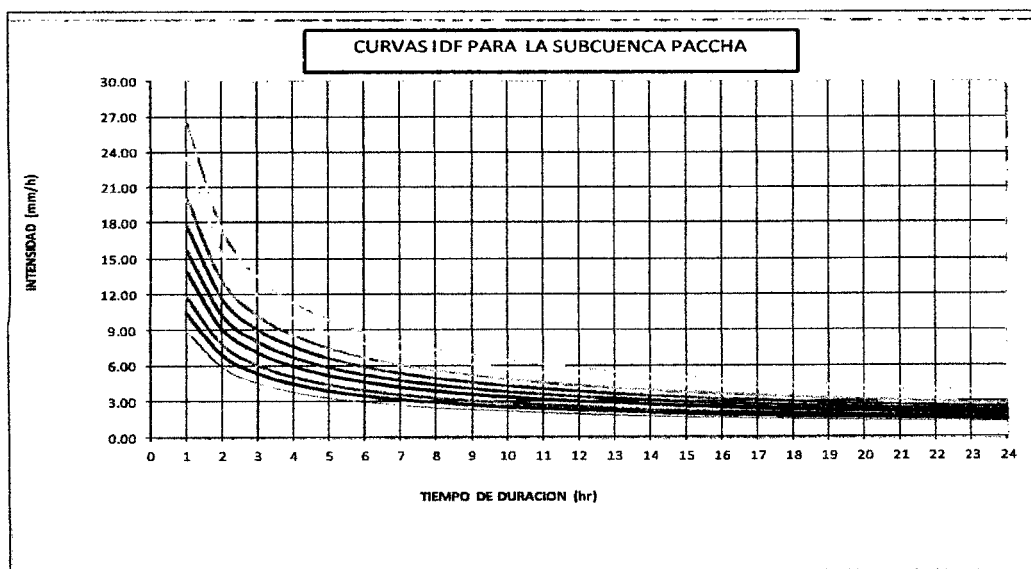
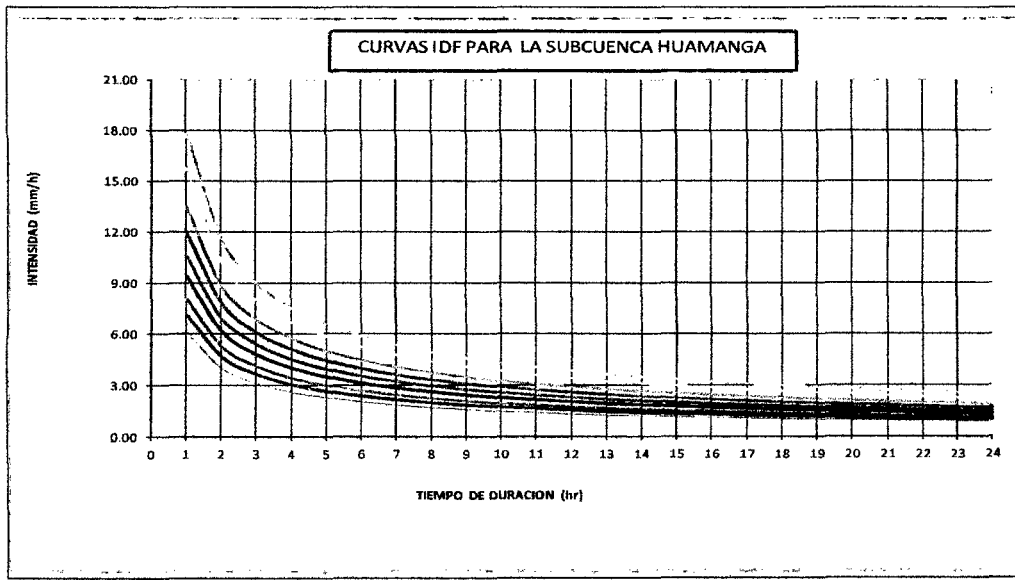


Tabla 106: Generación de intensidades y curva IDF en la Subcuenca Huamanga

$$I = \frac{67.5963 \cdot T^{0.171984}}{t^{0.6163861}}$$

duración(hr)	Valores de Intensidad de precipitación según Duración de la misma y Frecuencia de repetición									
	pmax (mm) en 24hrs	Periodo de retorno (años)								
		2	5	10	25	50	100	200	500	1000
Duración (minutos)										
1	60	6.10	7.15	8.05	9.43	10.62	11.96	13.48	15.78	17.78
2	120	3.98	4.66	5.25	6.15	6.93	7.80	8.79	10.29	11.60
3	180	3.10	3.63	4.09	4.79	5.40	6.08	6.85	8.02	9.03
4	240	2.60	3.04	3.43	4.01	4.52	5.09	5.73	6.71	7.56
5	300	2.26	2.65	2.99	3.50	3.94	4.44	5.00	5.85	6.59
6	360	2.02	2.37	2.67	3.12	3.52	3.96	4.47	5.23	5.89
7	420	1.84	2.15	2.43	2.84	3.20	3.61	4.06	4.76	5.36
8	480	1.69	1.98	2.23	2.62	2.95	3.32	3.74	4.38	4.93
9	540	1.58	1.84	2.08	2.43	2.74	3.09	3.48	4.07	4.59
10	600	1.48	1.73	1.95	2.28	2.57	2.89	3.26	3.82	4.30
11	660	1.39	1.63	1.84	2.15	2.42	2.73	3.07	3.60	4.05
12	720	1.32	1.54	1.74	2.04	2.30	2.59	2.91	3.41	3.84
13	780	1.26	1.47	1.66	1.94	2.19	2.46	2.77	3.25	3.66
14	840	1.20	1.40	1.58	1.85	2.09	2.35	2.65	3.10	3.49
15	900	1.15	1.35	1.52	1.78	2.00	2.25	2.54	2.97	3.35
16	960	1.11	1.29	1.46	1.71	1.92	2.17	2.44	2.86	3.22
17	1020	1.06	1.25	1.40	1.64	1.85	2.09	2.35	2.75	3.10
18	1080	1.03	1.20	1.36	1.59	1.79	2.01	2.27	2.66	2.99
19	1140	0.99	1.16	1.31	1.54	1.73	1.95	2.19	2.57	2.89
20	1200	0.96	1.13	1.27	1.49	1.68	1.89	2.13	2.49	2.80
21	1260	0.93	1.09	1.23	1.44	1.63	1.83	2.06	2.42	2.72
22	1320	0.91	1.06	1.20	1.40	1.58	1.78	2.01	2.35	2.64
23	1380	0.88	1.03	1.17	1.36	1.54	1.73	1.95	2.28	2.57
24	1440	0.86	1.01	1.14	1.33	1.50	1.69	1.90	2.23	2.51



4.18 GENERACION DE HIETOGRAMAS METODO BLOQUES ALTERNO

Tabla 107: Hietogramas de la subcuenca Chicllarazo mediante Bloques Alternos

CUADRO RESUMEN DE HIETOGRAMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO EN LA SUBCUENCA CHICLLARAZO								
Tr = 2	Tr = 5	Tr = 10	Tr = 25	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
0.63	0.70	0.75	0.83	0.90	0.97	1.04	1.15	1.24
0.67	0.74	0.80	0.88	0.95	1.03	1.11	1.22	1.32
0.71	0.79	0.85	0.94	1.01	1.09	1.18	1.30	1.40
0.77	0.85	0.91	1.01	1.09	1.17	1.26	1.40	1.50
0.83	0.92	0.99	1.09	1.18	1.27	1.37	1.51	1.63
0.91	1.01	1.08	1.20	1.29	1.39	1.50	1.66	1.79
1.01	1.12	1.21	1.33	1.44	1.55	1.67	1.84	1.99
1.15	1.28	1.37	1.52	1.64	1.76	1.90	2.10	2.27
1.36	1.51	1.62	1.79	1.93	2.08	2.25	2.48	2.67
1.71	1.89	2.04	2.25	2.43	2.62	2.82	3.11	3.36
2.47	2.73	2.94	3.25	3.50	3.78	4.07	4.50	4.85
11.25	12.43	13.40	14.79	15.95	17.19	18.54	20.47	22.07
3.43	3.78	4.08	4.51	4.86	5.24	5.65	6.24	6.72
2.00	2.21	2.38	2.63	2.84	3.06	3.30	3.64	3.93
1.51	1.67	1.80	1.99	2.14	2.31	2.49	2.75	2.96
1.25	1.38	1.49	1.64	1.77	1.91	2.06	2.27	2.45
1.08	1.19	1.28	1.42	1.53	1.65	1.78	1.96	2.11
0.96	1.06	1.14	1.26	1.36	1.46	1.58	1.74	1.88
0.87	0.96	1.03	1.14	1.23	1.33	1.43	1.58	1.70
0.80	0.88	0.95	1.05	1.13	1.22	1.31	1.45	1.56
0.74	0.82	0.88	0.97	1.05	1.13	1.22	1.35	1.45
0.69	0.76	0.82	0.91	0.98	1.06	1.14	1.26	1.36
0.65	0.72	0.78	0.86	0.92	1.00	1.07	1.19	1.28
0.62	0.68	0.73	0.81	0.87	0.94	1.02	1.12	1.21

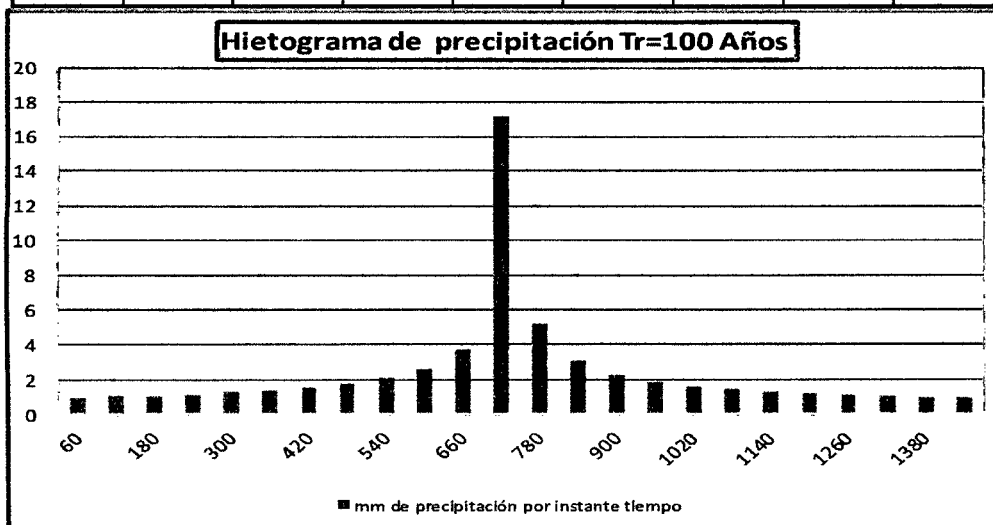


Tabla 108: Hietogramas de la subcuenca Vinchos mediante Bloques Alternos

CUADRO RESUMEN DE HIETOGRAMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO EN LA SUBCUENCA VINCHOS								
Tr = 2	Tr = 5	Tr = 10	Tr = 25	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
0.45	0.52	0.57	0.66	0.73	0.80	0.89	1.02	1.13
0.48	0.55	0.61	0.69	0.77	0.85	0.94	1.08	1.20
0.51	0.58	0.65	0.74	0.82	0.91	1.01	1.15	1.28
0.55	0.62	0.69	0.79	0.88	0.97	1.08	1.24	1.37
0.59	0.68	0.75	0.86	0.95	1.05	1.17	1.34	1.48
0.65	0.74	0.82	0.94	1.04	1.16	1.28	1.47	1.63
0.72	0.83	0.92	1.05	1.16	1.29	1.43	1.63	1.81
0.82	0.94	1.04	1.19	1.32	1.47	1.62	1.86	2.06
0.97	1.11	1.23	1.41	1.56	1.73	1.92	2.20	2.43
1.22	1.39	1.55	1.77	1.96	2.17	2.41	2.76	3.06
1.76	2.01	2.23	2.55	2.83	3.14	3.48	3.98	4.41
8.00	9.17	10.16	11.64	12.89	14.29	15.83	18.13	20.09
2.44	2.79	3.09	3.54	3.93	4.35	4.82	5.52	6.12
1.42	1.63	1.81	2.07	2.29	2.54	2.82	3.22	3.57
1.08	1.23	1.36	1.56	1.73	1.92	2.13	2.44	2.70
0.89	1.02	1.13	1.29	1.43	1.58	1.76	2.01	2.23
0.77	0.88	0.97	1.11	1.24	1.37	1.52	1.74	1.93
0.68	0.78	0.87	0.99	1.10	1.22	1.35	1.54	1.71
0.62	0.71	0.78	0.90	0.99	1.10	1.22	1.40	1.55
0.57	0.65	0.72	0.82	0.91	1.01	1.12	1.28	1.42
0.53	0.60	0.67	0.76	0.85	0.94	1.04	1.19	1.32
0.49	0.56	0.62	0.72	0.79	0.88	0.97	1.11	1.24
0.46	0.53	0.59	0.67	0.75	0.83	0.92	1.05	1.16
0.44	0.50	0.56	0.64	0.71	0.78	0.87	0.99	1.10

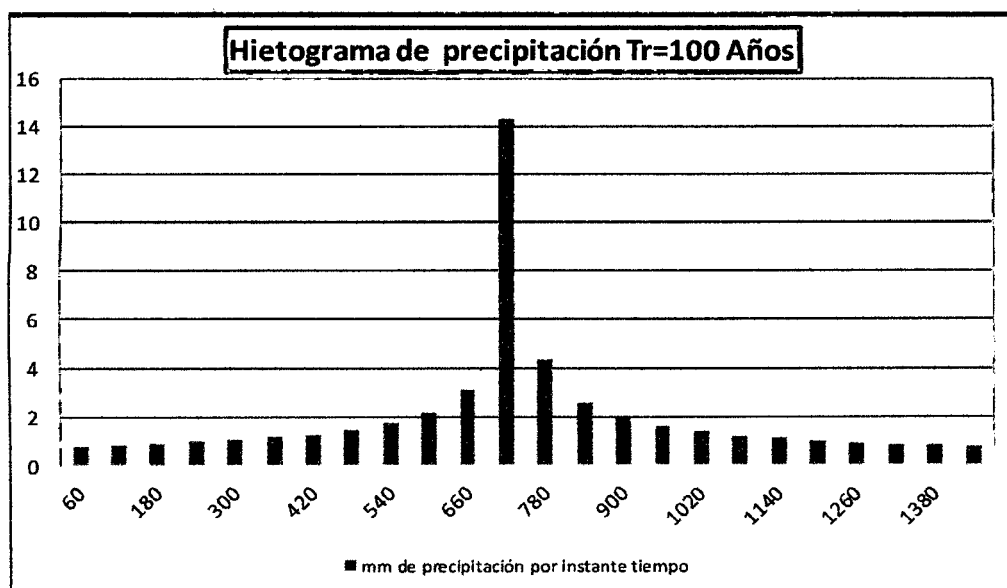


Tabla 109: Hietogramas de la subcuenca Apacheta mediante Bloques Alternos

CUADRO RESUMEN DE HIETOGRAMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO EN LA SUBCUENCA APACHETA								
Tr = 2	Tr = 5	Tr = 10	Tr = 25	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
0.68	0.79	0.88	1.02	1.14	1.27	1.43	1.65	1.85
0.72	0.83	0.93	1.08	1.21	1.35	1.51	1.75	1.96
0.77	0.89	0.99	1.15	1.29	1.44	1.61	1.86	2.08
0.82	0.95	1.06	1.23	1.38	1.54	1.73	2.00	2.24
0.89	1.03	1.15	1.34	1.49	1.67	1.87	2.17	2.42
0.97	1.13	1.26	1.46	1.64	1.83	2.05	2.37	2.66
1.09	1.26	1.41	1.63	1.82	2.04	2.28	2.64	2.96
1.24	1.43	1.60	1.86	2.08	2.32	2.60	3.01	3.37
1.46	1.69	1.89	2.19	2.45	2.74	3.07	3.56	3.98
1.83	2.12	2.38	2.75	3.08	3.44	3.85	4.46	4.99
2.64	3.07	3.43	3.98	4.45	4.97	5.56	6.44	7.21
12.05	13.97	15.62	18.11	20.25	22.64	25.32	29.35	32.82
3.67	4.25	4.76	5.51	6.17	6.90	7.71	8.94	10.00
2.14	2.48	2.78	3.22	3.60	4.03	4.50	5.22	5.84
1.62	1.88	2.10	2.43	2.72	3.04	3.40	3.94	4.41
1.34	1.55	1.73	2.01	2.24	2.51	2.81	3.25	3.64
1.15	1.34	1.50	1.73	1.94	2.17	2.43	2.81	3.15
1.03	1.19	1.33	1.54	1.72	1.93	2.16	2.50	2.80
0.93	1.08	1.20	1.40	1.56	1.75	1.95	2.26	2.53
0.85	0.99	1.11	1.28	1.43	1.60	1.79	2.08	2.33
0.79	0.92	1.03	1.19	1.33	1.49	1.66	1.93	2.16
0.74	0.86	0.96	1.11	1.24	1.39	1.56	1.80	2.02
0.70	0.81	0.90	1.05	1.17	1.31	1.47	1.70	1.90
0.66	0.77	0.86	0.99	1.11	1.24	1.39	1.61	1.80

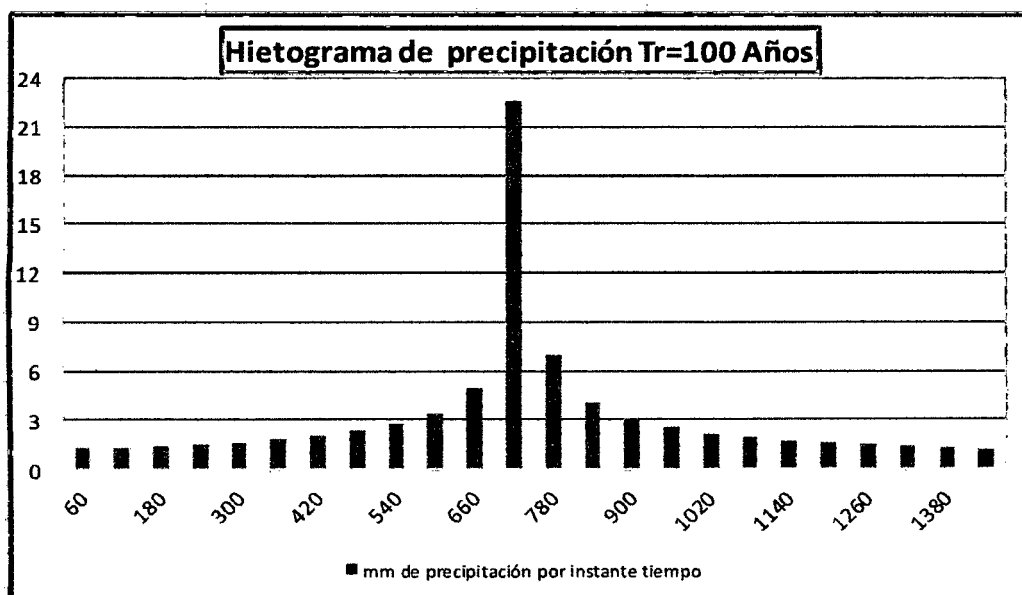


Tabla 110: Hietogramas de la subcuenca Paccha mediante Bloques Alternos

CUADRO RESUMEN DE HIETOGRAMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO EN LA SUBCUENCA PACCHA								
Tr = 2	Tr = 5	Tr = 10	Tr = 25	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
0.50	0.59	0.66	0.78	0.88	1.00	1.13	1.33	1.50
0.53	0.62	0.70	0.83	0.93	1.06	1.19	1.40	1.59
0.56	0.66	0.75	0.88	1.00	1.13	1.27	1.50	1.69
0.60	0.71	0.80	0.94	1.07	1.21	1.37	1.61	1.82
0.65	0.77	0.87	1.02	1.16	1.31	1.48	1.74	1.97
0.72	0.84	0.95	1.12	1.27	1.43	1.62	1.91	2.16
0.80	0.94	1.06	1.25	1.41	1.60	1.80	2.12	2.40
0.91	1.07	1.21	1.42	1.61	1.82	2.06	2.42	2.73
1.07	1.26	1.43	1.68	1.90	2.15	2.43	2.85	3.23
1.35	1.58	1.79	2.11	2.38	2.69	3.05	3.58	4.05
1.94	2.29	2.59	3.04	3.44	3.89	4.40	5.17	5.85
8.86	10.42	11.78	13.86	15.67	17.72	20.03	23.56	26.65
2.70	3.17	3.59	4.22	4.77	5.40	6.10	7.18	8.12
1.58	1.85	2.09	2.46	2.79	3.15	3.56	4.19	4.74
1.19	1.40	1.58	1.86	2.10	2.38	2.69	3.17	3.58
0.98	1.16	1.31	1.54	1.74	1.96	2.22	2.61	2.95
0.85	1.00	1.13	1.33	1.50	1.70	1.92	2.26	2.55
0.75	0.89	1.00	1.18	1.33	1.51	1.71	2.01	2.27
0.68	0.80	0.91	1.07	1.21	1.37	1.55	1.82	2.06
0.63	0.74	0.83	0.98	1.11	1.26	1.42	1.67	1.89
0.58	0.68	0.77	0.91	1.03	1.16	1.32	1.55	1.75
0.54	0.64	0.72	0.85	0.96	1.09	1.23	1.45	1.64
0.51	0.60	0.68	0.80	0.91	1.03	1.16	1.36	1.54
0.49	0.57	0.65	0.76	0.86	0.97	1.10	1.29	1.46

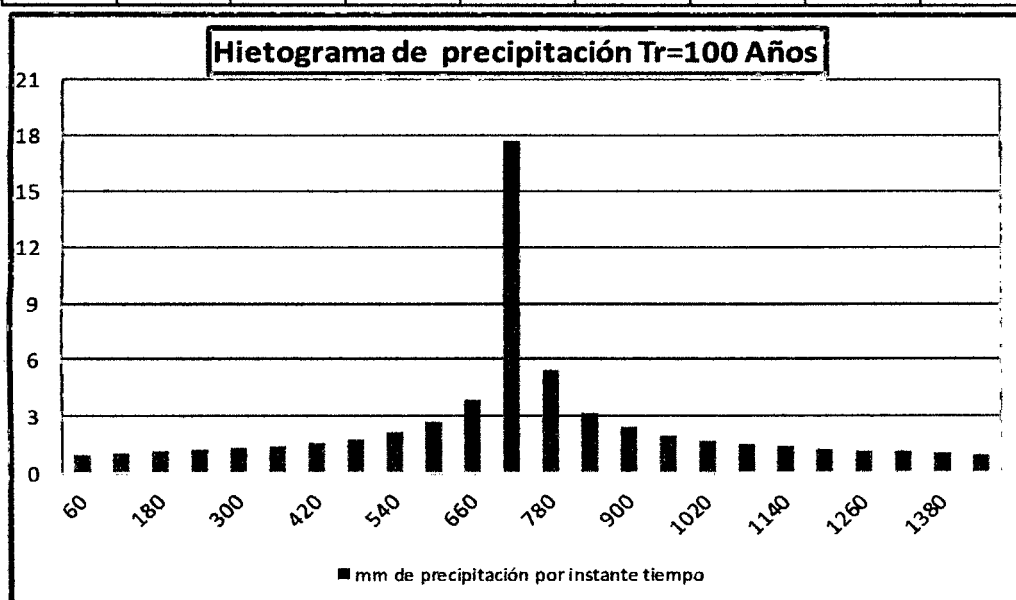
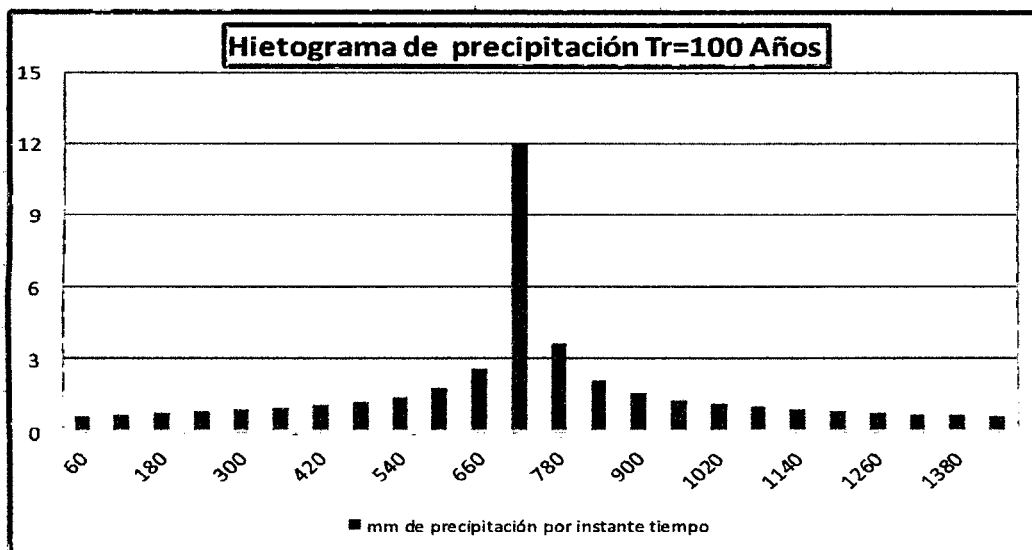
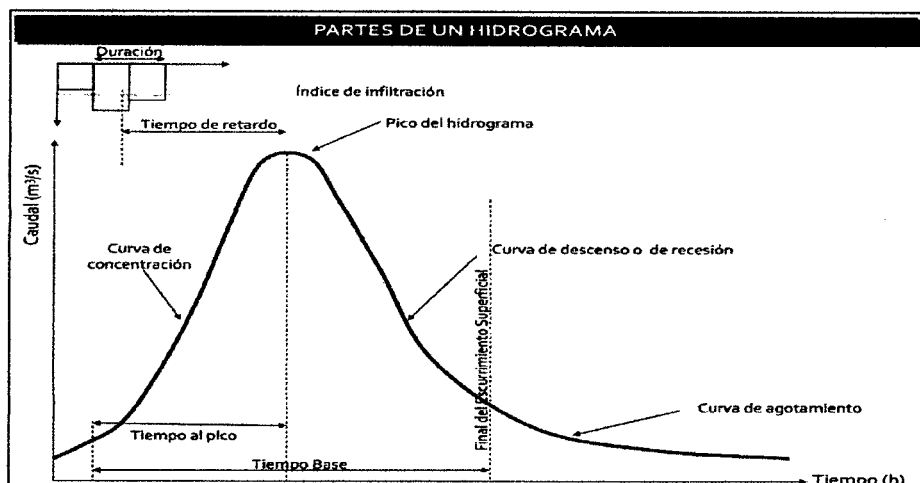


Tabla 111: Hietogramas de la subcuenca Huamanga mediante bloques alternos

CUADRO RESUMEN DE HIETOGRAMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO EN LA SUBCUENCA HUAMANGA								
Tr = 2	Tr = 6	Tr = 10	Tr = 25	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
0.34	0.40	0.45	0.53	0.60	0.67	0.76	0.89	1.00
0.36	0.43	0.48	0.56	0.63	0.71	0.80	0.94	1.06
0.39	0.45	0.51	0.60	0.67	0.76	0.86	1.00	1.13
0.42	0.49	0.55	0.64	0.72	0.82	0.92	1.08	1.21
0.45	0.53	0.59	0.70	0.78	0.88	0.99	1.16	1.31
0.49	0.58	0.65	0.76	0.86	0.97	1.09	1.28	1.44
0.55	0.64	0.73	0.85	0.96	1.08	1.21	1.42	1.60
0.63	0.73	0.83	0.97	1.09	1.23	1.38	1.62	1.82
0.74	0.87	0.98	1.14	1.29	1.45	1.63	1.91	2.15
0.93	1.09	1.22	1.43	1.62	1.82	2.05	2.40	2.70
1.34	1.57	1.77	2.07	2.33	2.63	2.96	3.46	3.90
6.10	7.15	8.05	9.43	10.62	11.96	13.48	15.78	17.78
1.86	2.18	2.45	2.87	3.23	3.64	4.11	4.81	5.41
1.09	1.27	1.43	1.68	1.89	2.13	2.40	2.81	3.16
0.82	0.96	1.08	1.27	1.43	1.61	1.81	2.12	2.39
0.68	0.79	0.89	1.05	1.18	1.33	1.49	1.75	1.97
0.58	0.68	0.77	0.90	1.02	1.15	1.29	1.51	1.70
0.52	0.61	0.69	0.80	0.90	1.02	1.15	1.34	1.51
0.47	0.55	0.62	0.73	0.82	0.92	1.04	1.22	1.37
0.43	0.51	0.57	0.67	0.75	0.85	0.95	1.12	1.26
0.40	0.47	0.53	0.62	0.70	0.79	0.89	1.04	1.17
0.38	0.44	0.50	0.58	0.65	0.74	0.83	0.97	1.09
0.35	0.41	0.47	0.55	0.61	0.69	0.78	0.91	1.03
0.33	0.39	0.44	0.52	0.58	0.66	0.74	0.86	0.97



4.19 DETERMINAR TIEMPO DE RETARDO



Fuente: Ovallas, Yajaira 2008

Es el intervalo del tiempo comprendido entre los instantes que corresponden, respectivamente al centro de gravedad del hidrograma de la tormenta, y al centro de gravedad del hidrograma.

Tabla 112: Tiempo de retardo para diferentes sub cuencas

CUENCA Y SUB CUENCA	LONGITUD (mts)	DESNIVEL (mts)	TIEMPO DE CONCENTRACION		TIEMPO DE RETARDO
			TC (min)	TC (horas)	Lag Time (min.)
CUENCA CACHI EN ESTUDIO	99650.00	2430.97	575.11	9.59	345.066
APACHETA	54264.00	1731.0	324.83	5.41	194.897
CHICLLARAZO	48958.00	1608.8	290.94	4.85	174.564
VINCHOS	45874.00	1609.7	275.14	4.59	165.082
PACCHA	37513.00	1859.4	206.30	3.44	123.781
HUAMANGA	31044.00	1850.0	166.11	2.77	99.669

4.20 DETERMINANADO PERDIDA DE AGUA

4.20.1 MODELO NUMERO DE CURVA

Número de Curva de la Cuenca Del Rio Cachi (CN) Tipo y Uso del Suelo

De acuerdo a las consideraciones anteriores y verificaciones insitu, el tipo y uso del suelo de la cuenca del Rio Cachi corresponde a las condiciones hidrológicas del Grupo B y C en los siguientes porcentajes B = 60% y C = 40% ya que no tiene

un uso de suelo uniforme en toda su extensión.

Grupo B: Infiltración moderada cuando los suelos están completamente mojados. Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Infiltración lenta cuando los suelos están completamente mojados. Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

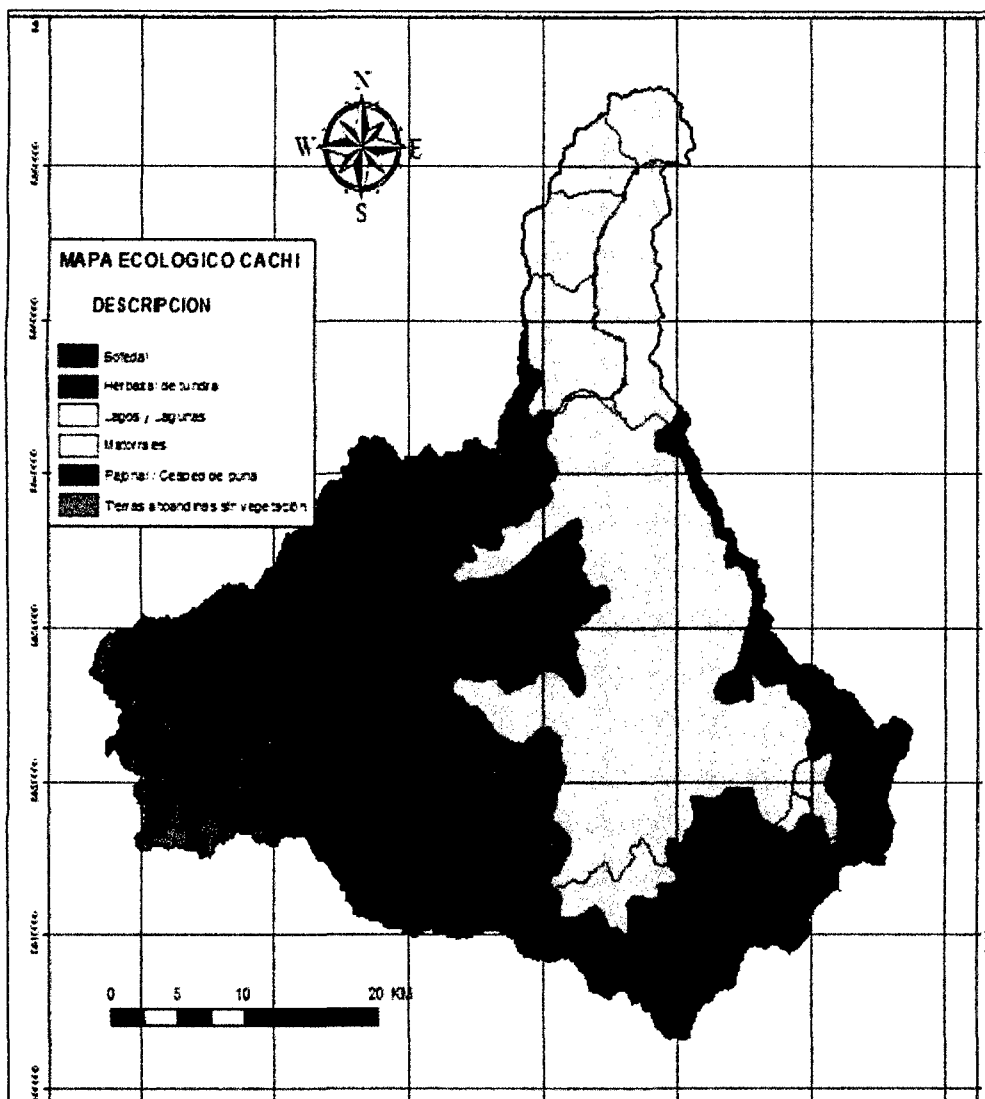
Tabla 113: Numero de curva de escorrentía para usos selectos de tierra

NUMEROS DE CURVA DE ESCORRENTIA PARA USOS SELECTOS DE TIERRA AGRICOLA, SUBURBANA Y URBANA(condiciones antecedentes de humedad II, In = 0.25)				
DESCRIPCION DEL USO DE LA TIERRA	A	B	C	D
Tierra cultivada : sin tratamientos de conservacion	72	81	88	91
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
Bosques: troncos delgados , cubierta pobre , sin hierbas	45	66	77	83
Calles y Carreteras: tierra	72	82	87	89

CALCULO DEL NÚMERO DE CURVA PONDERADO

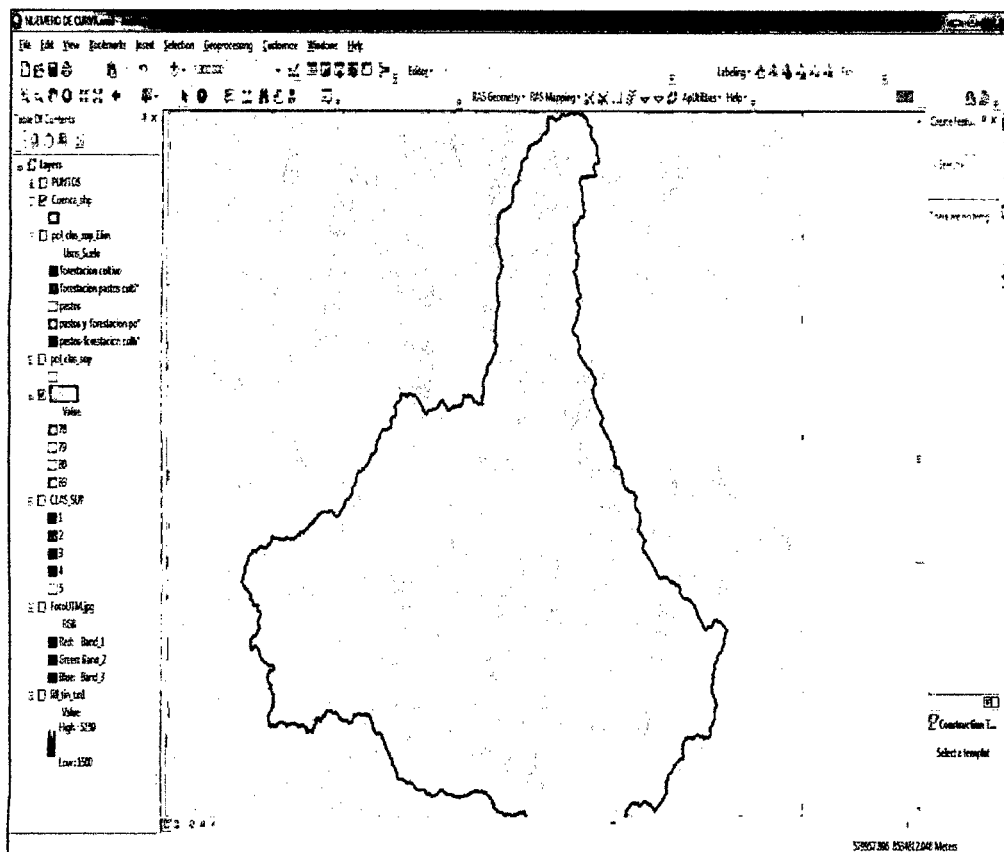
Finalmente, el número de curva a la que pertenece la cuenca Cachi se calcula como el ponderado de acuerdo a los tipos y usos del suelo mencionados anteriormente:

Figura 75: Mapa ecológico generado de la cuenca Cachi



Fuente: elaboracion propia

Figura 76: Determinando numero de curva para el HEC HMS



Fuente: Elaboración Propia

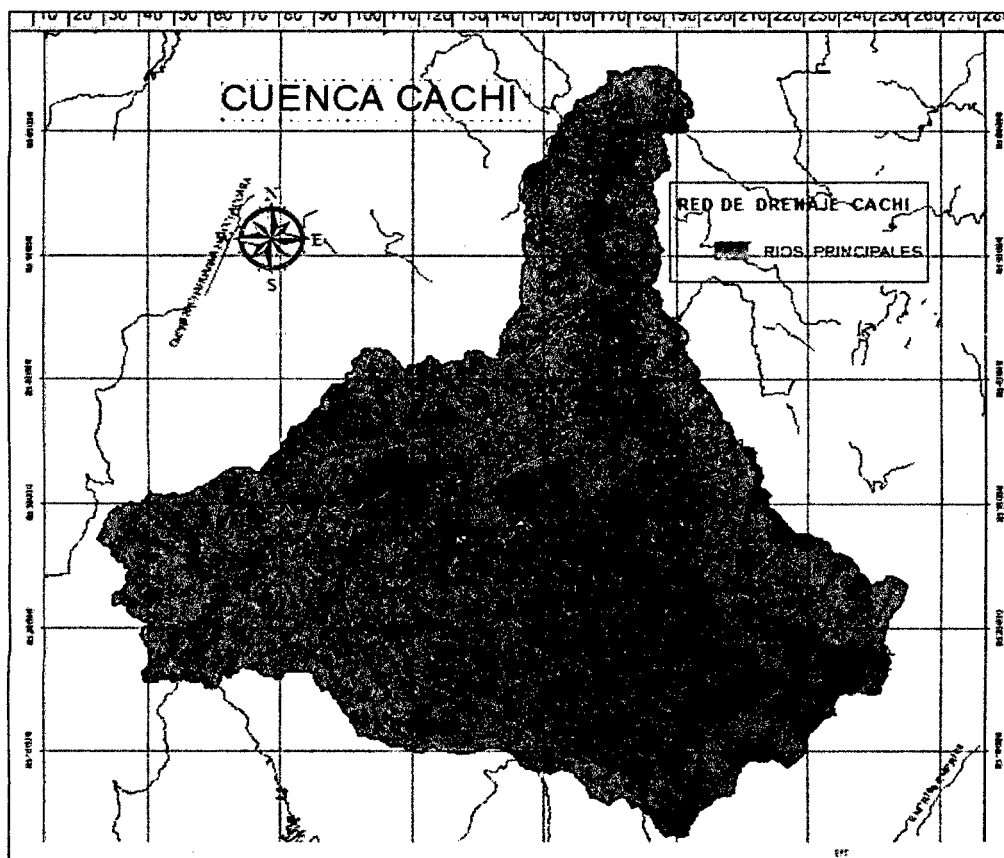
Tabla 114: Análisis de CN para las subcuencas Cachi

SUB CUENCAS	CN
APACHETA	83
CHICLLARAZO	83
VINCHOS	79
PACCHA	80
HUAMANGA	78

4.21 MODELOS DE TRANSITO DE FLUJO EN CAUCES

4.21.1 MODELO DE MUSKINGUM

Figura 77: Modelamiento de la red hídrica en la cuenca Cachi



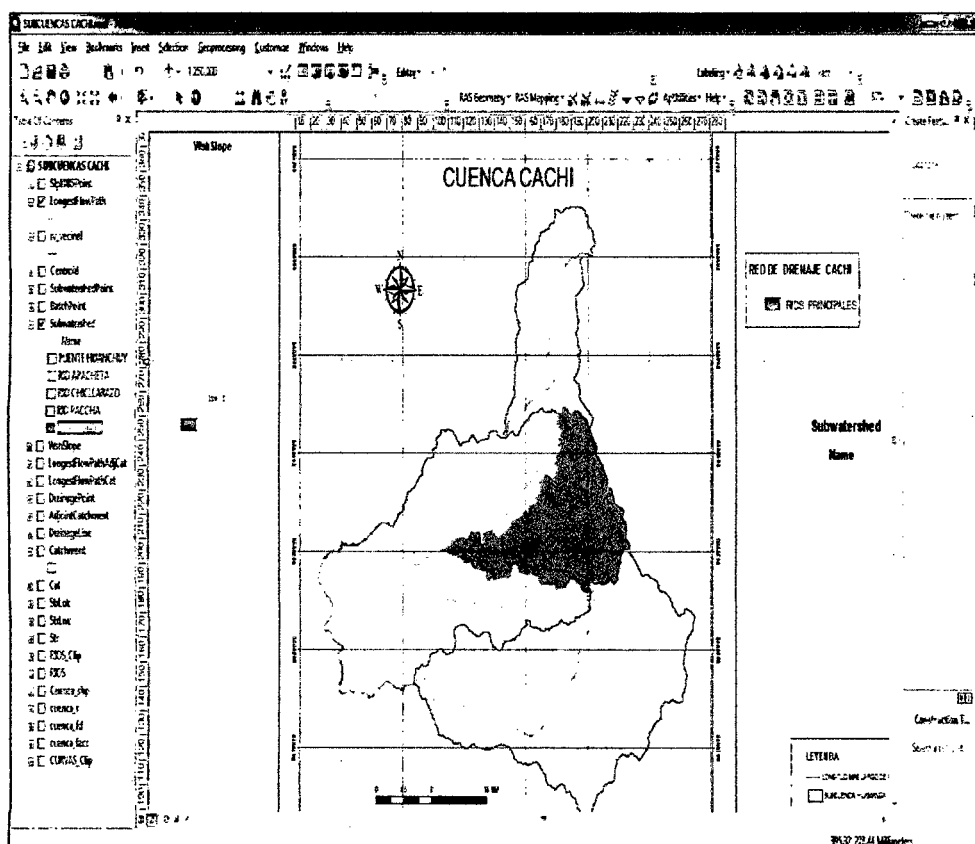
Fuente: Elaboración propia

Tabla 115: Determinando parámetros de Muskingum

TRAMO	NODO		DATOS GEOMETRICOS				PENDIENTE MEDIA	V(m/s)	Vw/v	Vw(km/hr)	K	X
	INICIO	FIN	LONGITUD (Km)	Hmax(masnm)	Hmin(masnm)	DESNIVEL (mts)						
TRAMO 1	NODO 1	NODO 2	45874.00	4594.1	2984.4	1609.7	0.035	4.00	1.5	21.6	2.12	0.25
TRAMO 2	NODO 2	PONTEAERO	31044.00	4450.0	2690.0	1850.0	0.060	6.52	1.5	35.2	0.88	0.2

TRAMO 1	TRAMO 2	$V = \frac{1}{n} (R^{2/3} S^{0.5})$
A1= 75 P1= 68 R1= 1.10	A2= 108 P2= 70 R2= 1.54	

Figura 78: Subcuencas Cachi y longitud máxima de los canales



Fuente: Elaboración propia

4.22 MODELAMIENTO HIDROLÓGICO CON HEC HMS EN LA CUENCA CACHI

Este problema ejemplo, permitirá aclarar la aplicación de los métodos de transformación por hidrogramas unitarios y los métodos de tránsito. Este problema es una adaptación de U.S. Army Corps of Engineering HEC-HMS User Manual, para los usuarios del modelo en SI de unidades. Este ejercicio toma información de la cuenca Cachi.

Figura 79: Modelamiento hidrológico con el Hec-Hms en la cuenca Cachi

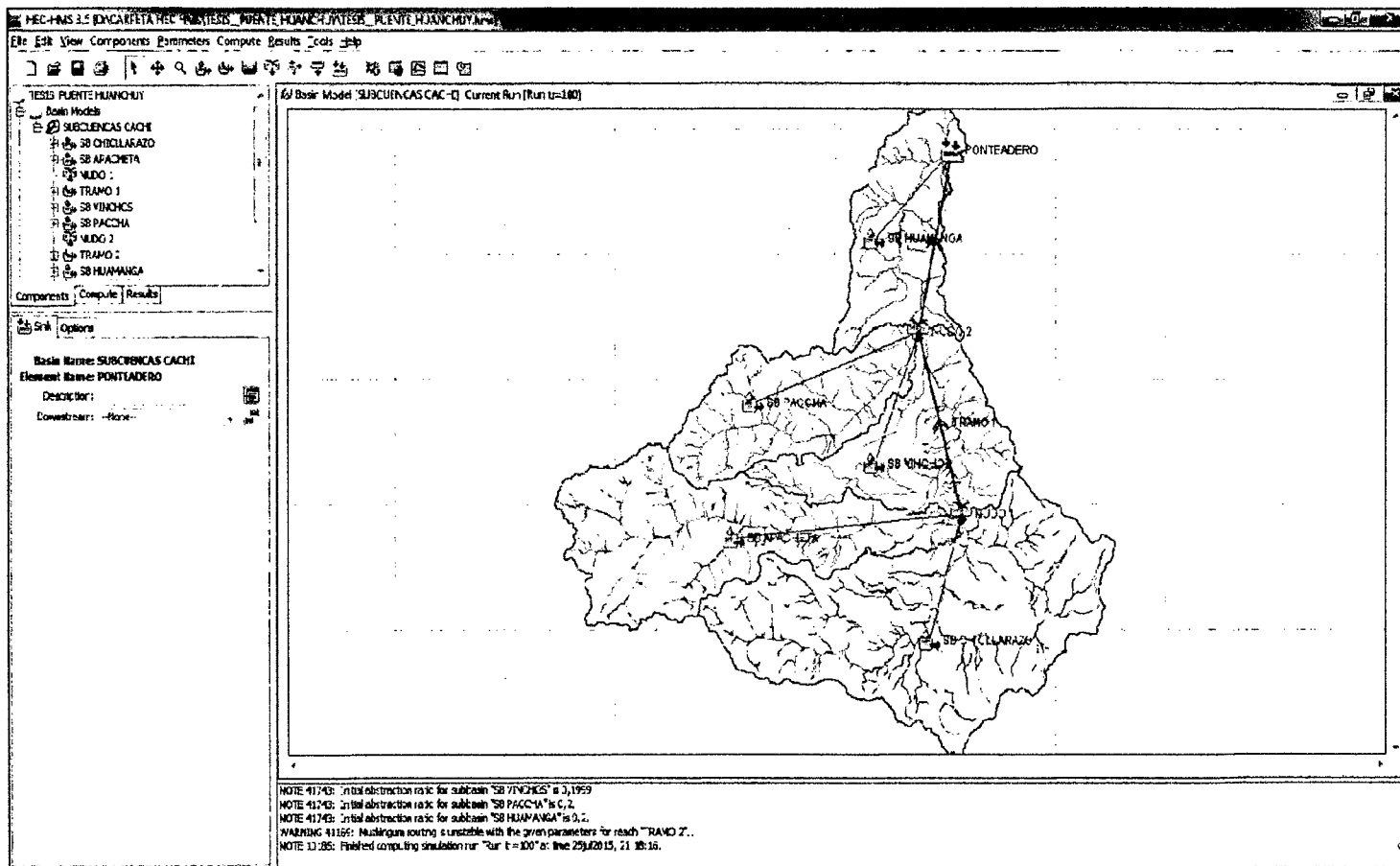


Figura 80: Se procede a ingresar valores de las cuencas y canales de tránsito en el HEC HMS

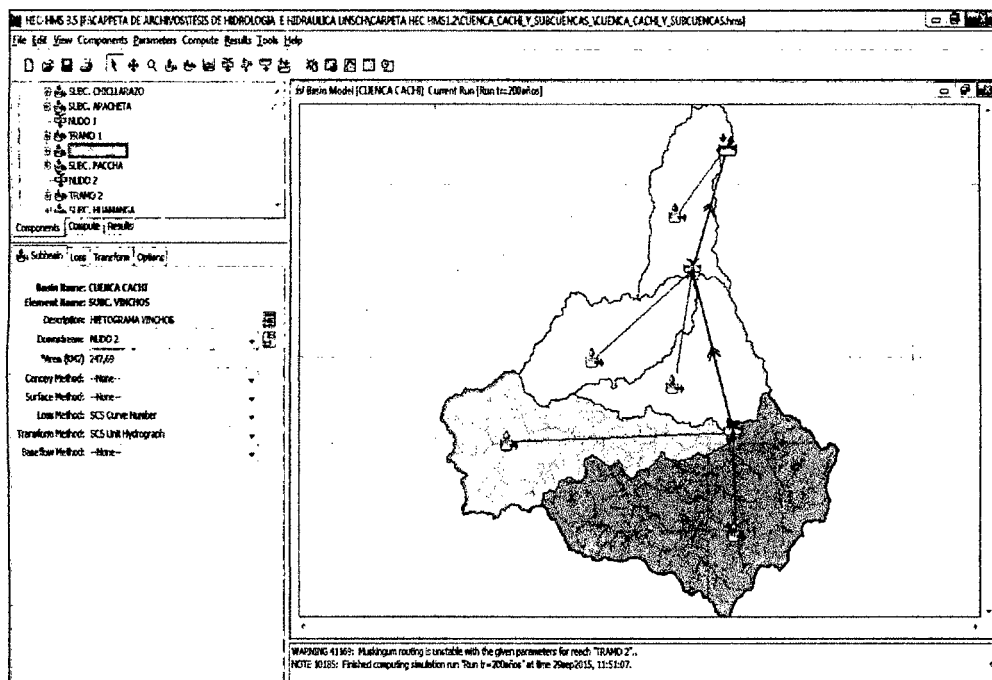


Figura 81: Se procede a ingresar los hietogramas generados en cada subcuena TIMES SERIES DATA MANAGER

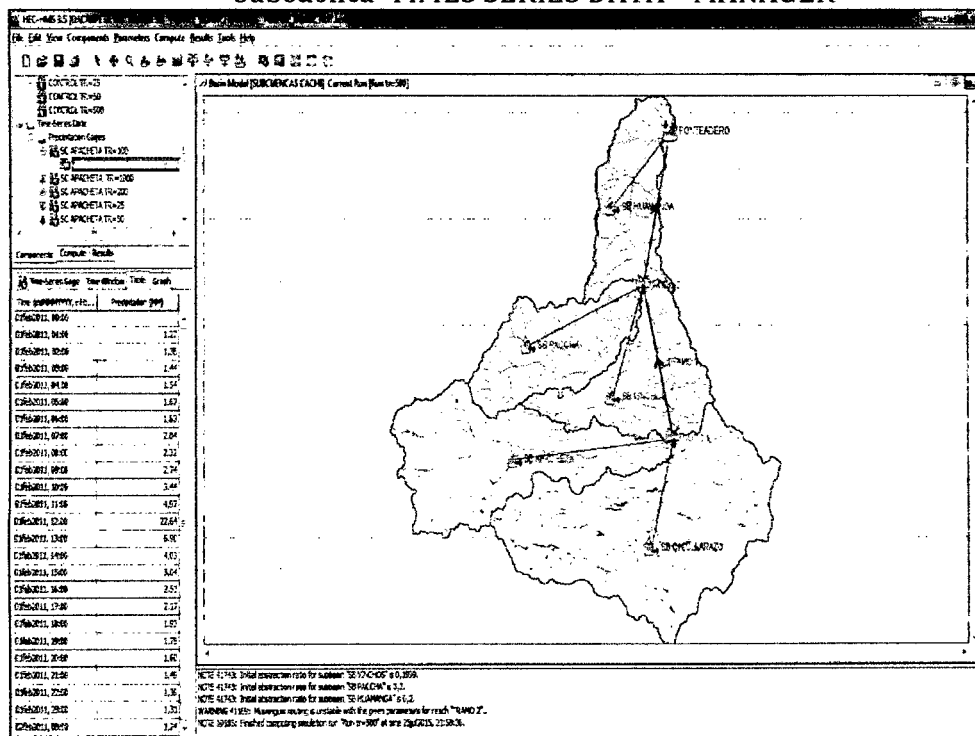
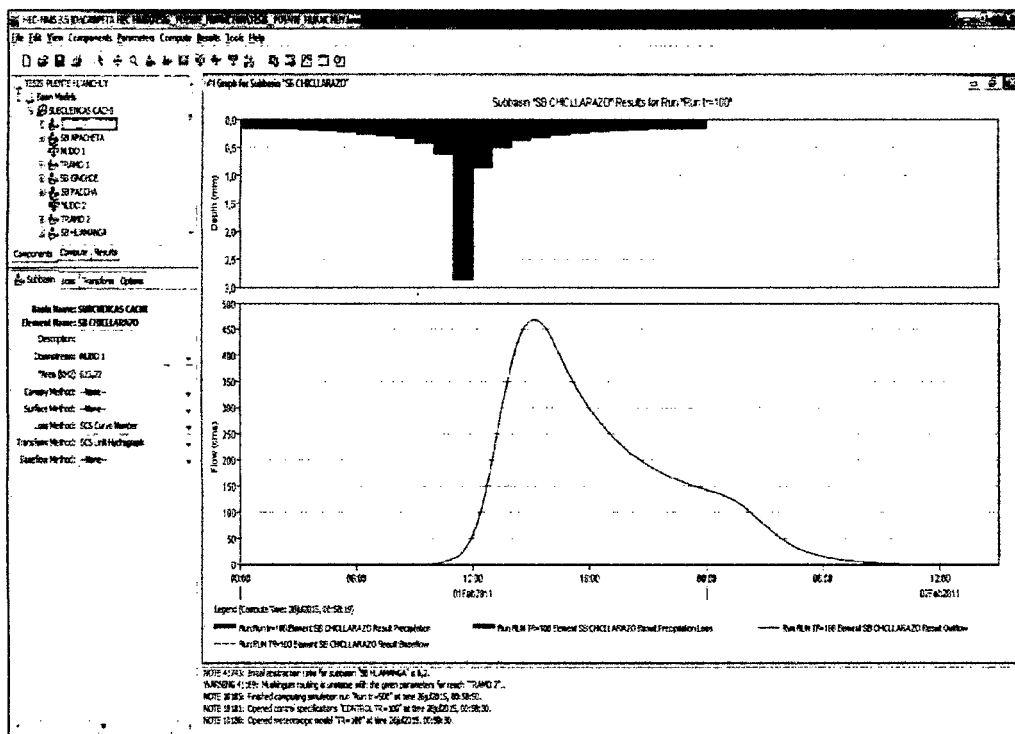
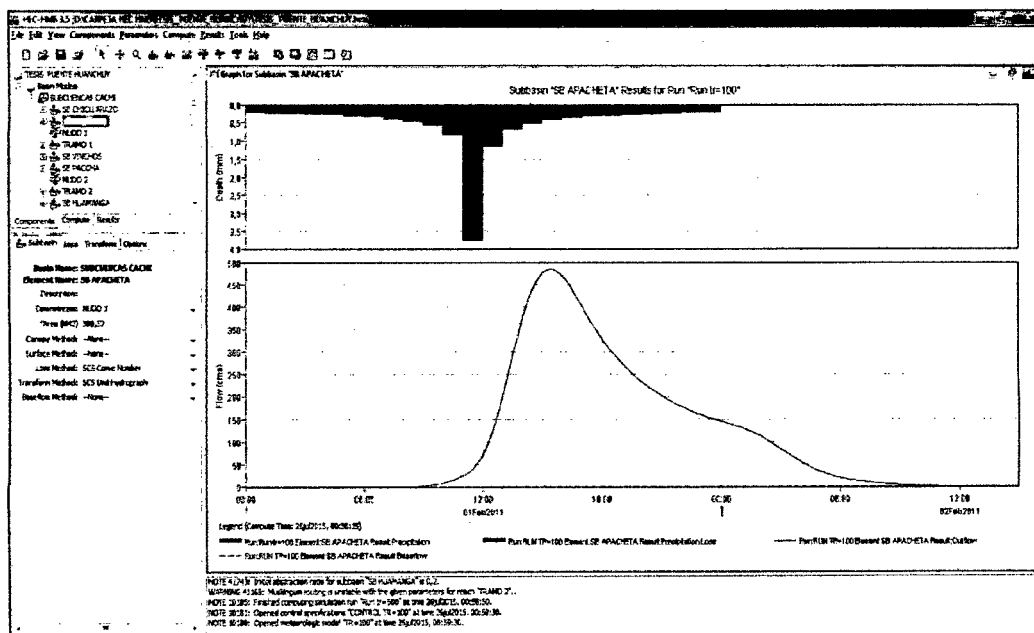


Figura 84: Simulación Hidrológica en la subcuenca chicllarazo



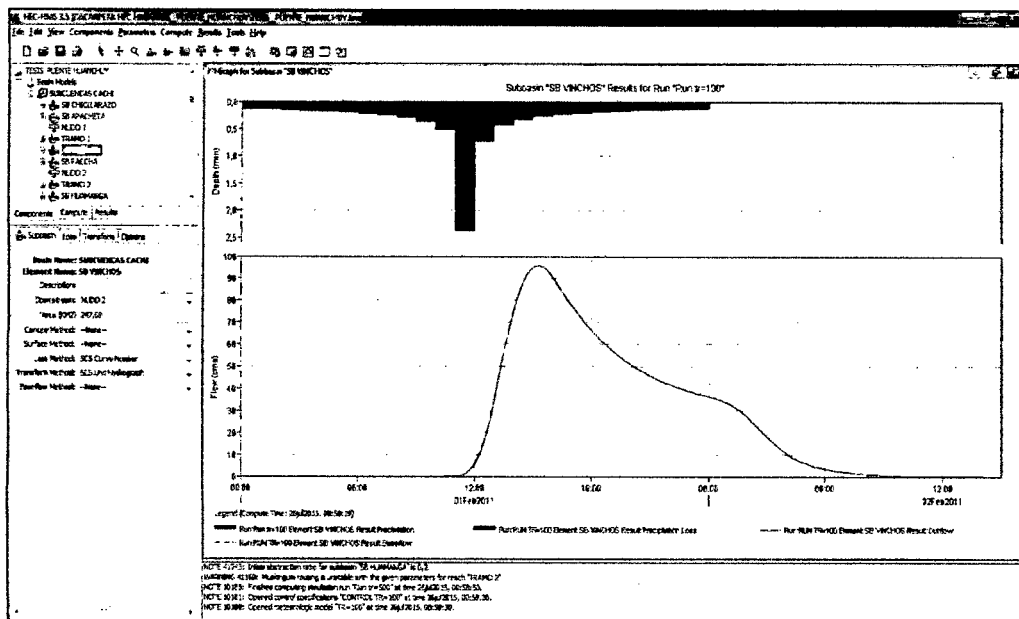
Fuente: Elaboración propia

Figura 85: Simulación Hidrológica en la subcuenca Apacheta



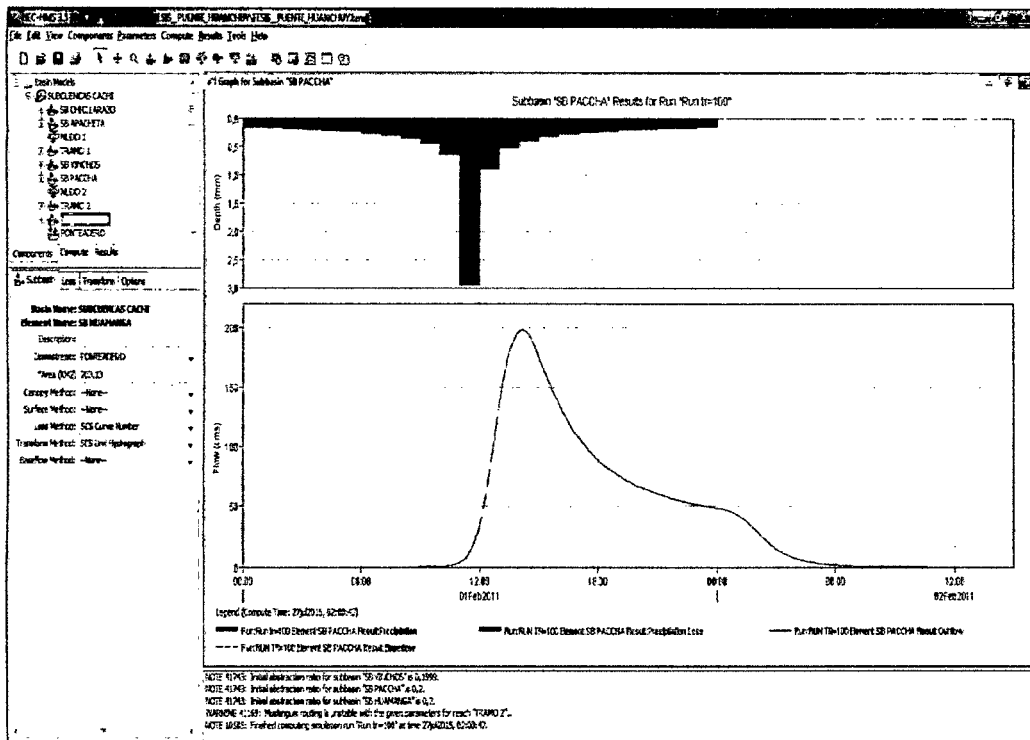
Fuente: Elaboración propia

Figura 86: Simulación Hidrológica en la subcuenca Vinchos



Fuente: Elaboración propia

Figura 87: Simulación Hidrológica en la subcuenca Paccha



Fuente: Elaboración propia

Figura 88: Simulación Hidrológica en la subcuenca Huamanga

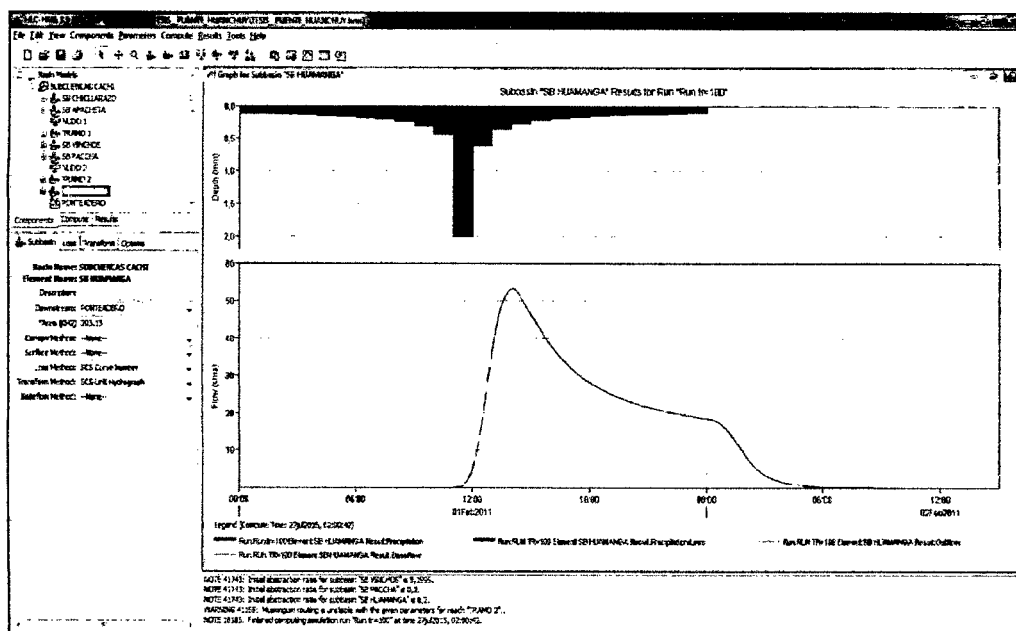


Tabla 116: Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 1000 años

Resumen Hec-Hms de resultados de la cuenca Cachi Tr=1000 años				
Elementos Hidrologicos	Area (KM)	Descarga Pico(m3/seg)	Tiempo pico	Volumen (m3)
Subcuenca Chicllarazo	613,22	750.8	01feb2011, 15:00	21118,1
Subcuenca Apacheta	390,37	882.0	01feb2011, 15:20	25926,2
Nudo 1	1003,59	1630.7	01feb2011, 15:10	47044,3
Tramo 1	1003,59	1592.4	01feb2011, 17:20	47039,8
Subcuenca Vinchos	247,69	213.4	01feb2011, 15:00	6029,4
Subcuenca Paccha	238,15	443.5	01feb2011, 14:00	10142,7
Nudo 2	1489,43	1944.2	01feb2011, 17:10	63211,9
Tramo 2	1489,43	1937.8	01feb2011, 18:00	63206,6
Subcuenca Huamanga	203,13	163.2	01feb2011, 13:40	3628,1
Punto de Aforo	1692,56	2000,0	01feb2011, 18:00	66834,8

Tabla 117: Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr=500 años

Resumen Hec-Hms de resultados de la cuenca Cachi Tr=500 años				
Elementos Hidrologicos	Area (KM)	Descarga Pico(m3/seg)	Tiempo pico	Volumen (m3)
Subcuenca Chicllarazo	613,22	654,8	01feb2011, 15:00	18549,8
Subcuenca Apacheta	390,37	742,8	01feb2011, 15:20	21892,2
Nudo 2	1003,59	1395,7	01feb2011, 15:10	40442,1
Tramo 1	1003,59	1363,0	01feb2011, 17:20	40438,1
Subcuenca Vinchos	247,69	170,6	01feb2011, 15:00	4915,7
Subcuenca Paccha	238,15	354,0	01feb2011, 14:00	8201,1
Nudo2	1489,43	1651,4	01feb2011, 17:10	53554,9
Tramo 2	1489,43	1645,3	01feb2011, 18:00	53550,3
Subcuenca Huamanga	203,13	120,9	01feb2011, 13:50	2800,7
Punto de Aforo	1692,56	1695,2	01feb2011, 18:00	56351,0

Tabla 118: Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 200 años

Resumen Hec-Hms de resultados de la cuenca Cachi Tr=200 años				
Elementos Hidrológicos	Area (KM)	Descarga Pico(m3/seg)	Tiempo pico	Volumen (m3)
Subcuenca Chicllarazo	613,22	543,3	01feb2011, 15:10	15549,8
Subcuenca Apacheta	390,37	585,8	01feb2011, 15:20	17387,3
Nudo 2	1003,59	1126,7	01feb2011, 15:10	32937,1
Tramo 1	1003,59	1100,5	01feb2011, 17:20	32933,8
Subcuenca Vinchos	247,69	124,2	01feb2011, 15:10	3700,9
Subcuenca Paccha	238,15	257,4	01feb2011, 14:10	6098,0
Nudo2	1489,43	1318,3	01feb2011, 17:10	42732,8
Tramo 2	1489,43	1313,1	01feb2011, 18:10	42728,9
Subcuenca Huamanga	203,13	77,5	01feb2011, 13:50	1931,1
Punto de Aforo	1692,56	1349,0	01feb2011, 18:00	44660,0

Tabla 119: Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 100 años

Resumen Hec-Hms de resultados de la cuenca Cachi Tr=100 años				
Elementos Hidrológicos	Area (KM)	Descarga Pico(m3/seg)	Tiempo pico	Volumen (m3)
Subcuenca Chicllarazo	613,22	468,4	01feb2011, 15:10	13534,3
Subcuenca Apacheta	390,37	484,1	01feb2011, 15:30	14473,6
Nudo 2	1003,59	950,6	01feb2011, 15:20	28007,9
Tramo 1	1003,59	928,8	01feb2011, 17:30	28005,0
Subcuenca Vinchos	247,69	95,7	01feb2011, 15:20	2938,6
Subcuenca Paccha	238,15	198,5	01feb2011, 14:10	4807,2
Nudo2	1489,43	1101,7	01feb2011, 17:20	35750,8
Tramo 2	1489,43	1097,9	01feb2011, 18:10	35747,4
Subcuenca Huamanga	203,13	53,2	01feb2011, 14:00	1423,2
Punto de Aforo	1692,56	1125,4	01feb2011, 18:10	37170,7

Tabla 120: Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 50 años

Resumen Hec-Hms de resultados de la cuenca Cachi Tr=50 años				
Elementos Hidrológicos	Area (KM)	Descarga Pico(m3/seg)	Tiempo pico	Volumen (m3)
Subcuenca Chicllarazo	613,22	401,6	01feb2011, 15:10	11728,4
Subcuenca Apacheta	390,37	397,2	01feb2011, 15:30	11968,8
Nudo 2	1003,59	797,1	01feb2011, 15:20	23697,2
Tramo 1	1003,59	779,0	01feb2011, 17:30	23694,7
Subcuenca Vinchos	247,69	72,2	01feb2011, 15:30	2302,7
Subcuenca Paccha	238,15	149,3	01feb2011, 14:10	3730,6
Nudo2	1489,43	914,7	01feb2011, 17:20	29728,1
Tramo 2	1489,43	911,0	01feb2011, 18:10	29725,1
Subcuenca Huamanga	203,13	34,9	01feb2011, 14:10	1016,4
Punto de Aforo	1692,56	931,7	01feb2011, 18:10	30741,6

Tabla 121: Resumen de caudales en la cuenca Cachi Tr= 25 años

Resumen Hec-Hms de resultados de la cuenca Cachi Tr=25 años				
Elementos Hidrológicos	Area (KM)	Descarga Pico(m3/seg)	Tiempo pico	Volumen (m3)
Subcuenca Chicllarazo	613,22	341,5	01feb2011, 15:10	10112,8
Subcuenca Apacheta	390,37	321,7	01feb2011, 15:30	9814,7
Nudo 2	1003,59	661,8	01feb2011, 15:20	19927,5
Tramo 1	1003,59	646,9	01feb2011, 17:30	19925,4
Subcuenca Vinchos	247,69	53,3	01feb2011, 15:30	1773,8
Subcuenca Paccha	238,15	109,6	01feb2011, 14:20	2849,7
Nudo2	1489,43	751,5	01feb2011, 17:30	24548,9
Tramo 2	1489,43	749,0	01feb2011, 18:20	24546,3
Subcuenca Huamanga	203,13	21,6	01feb2011, 14:30	704,4
Punto de Aforo	1692,56	763,9	01feb2011, 18:20	25250,7

Tabla 122: Resumen de caudales generado en la cuenca Cachi

Caudal generado para diferente periodo de retorno con el Hec- Hms	caudal (m3/seg)
Tr=1000 años	2000,0
Tr=500 años	1695,2
Tr=200 años	1349,0
Tr=100 años	1125,4
Tr=50 años	931,7
Tr=25 años	763,9

Figura 89: Caudal de máximas avenidas TR = 1000 años Q = 1630.7 m3/s Nodo

1

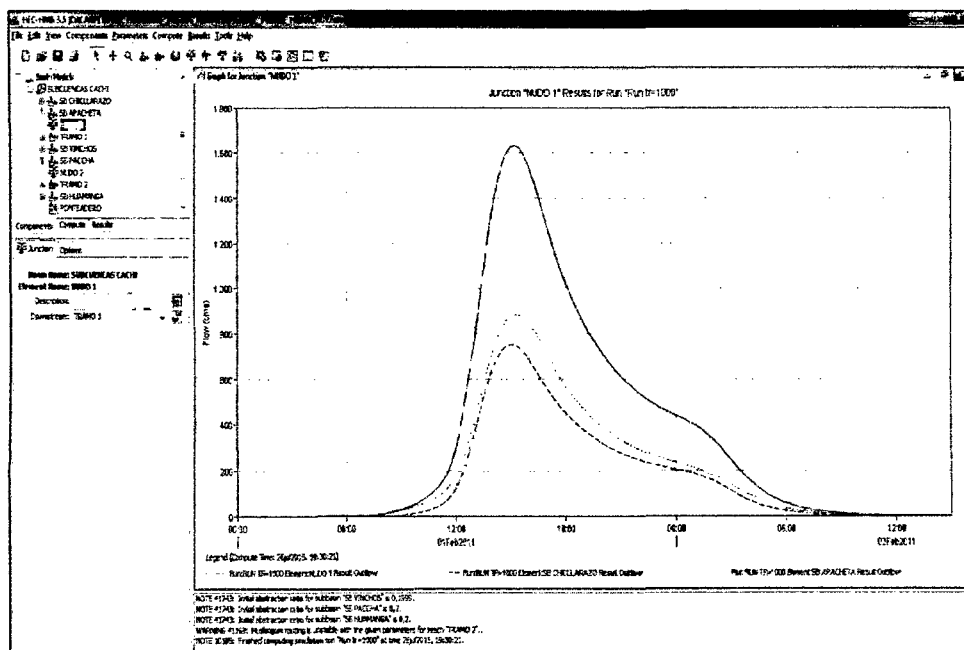


Figura 90: Caudal de máximas avenidas TR = 1000 años Q = 1944.2 m³/s Nodo 2

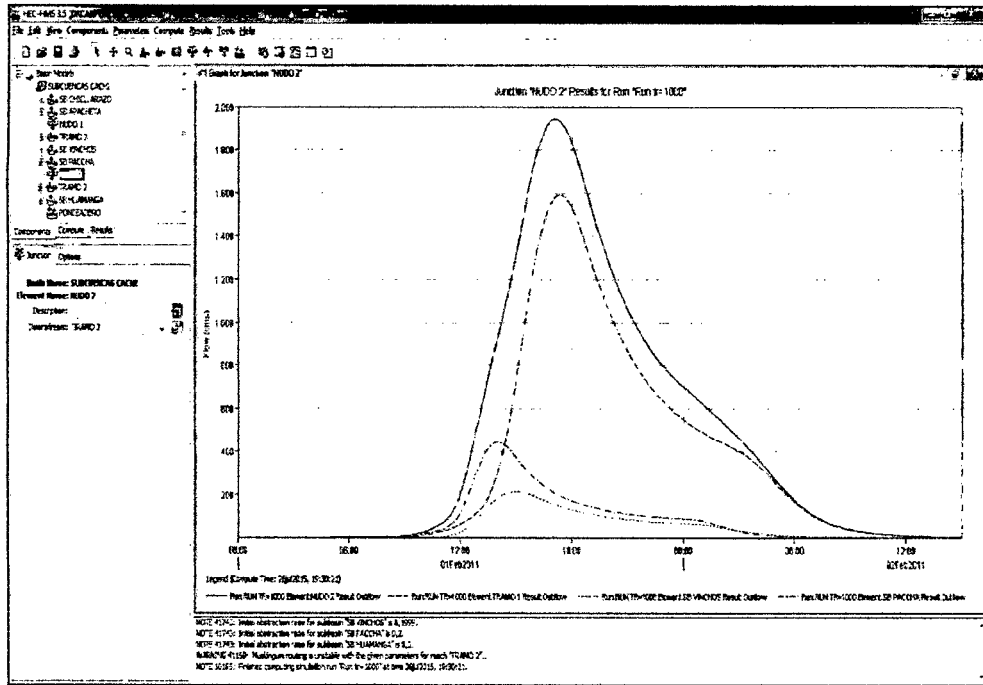


Figura 91: Caudal de máximas avenidas TR = 1000 años Q = 2000.0 m³/s Ponteadero

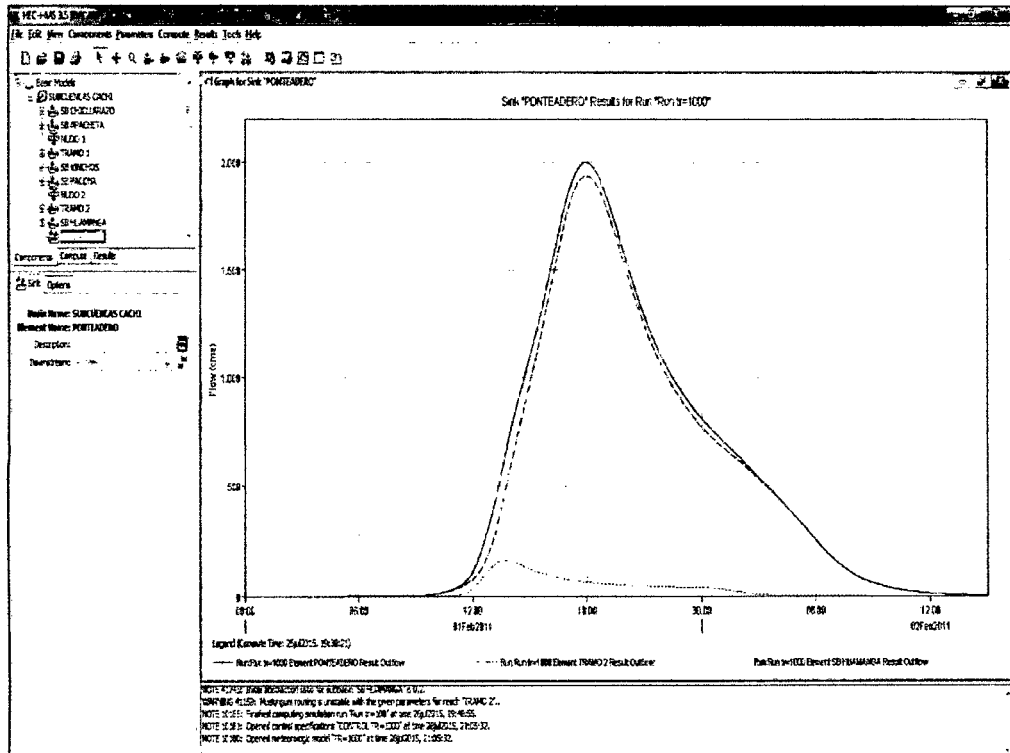


Figura 94: Caudal de máximas avenidas TR = 500 años Q = 1695.2 m3/s Ponteadero

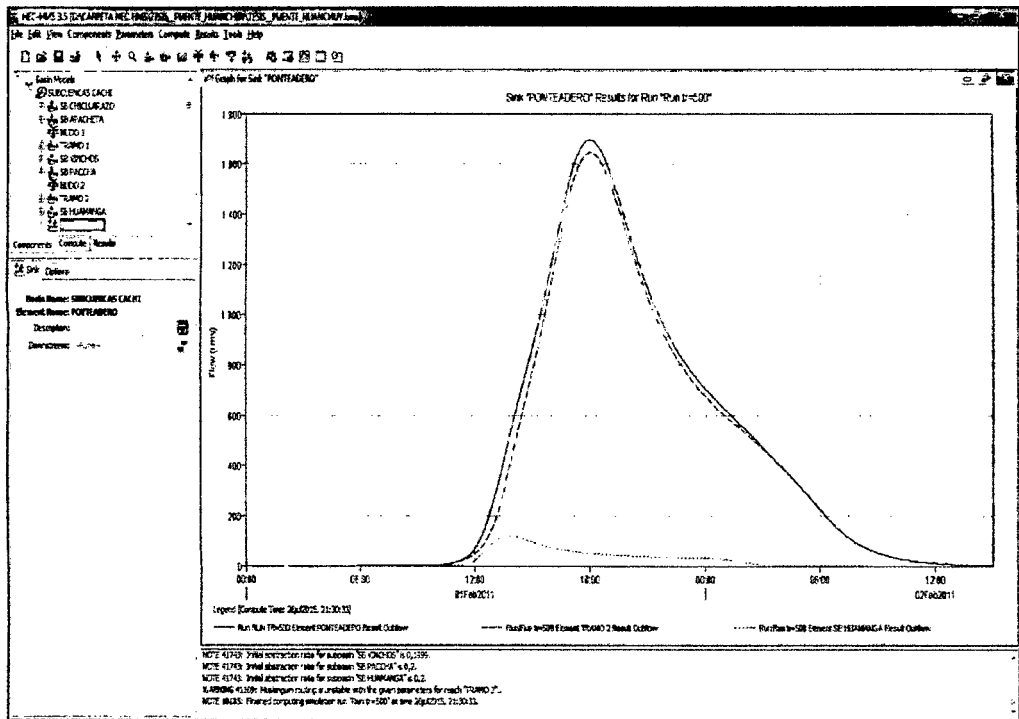


Figura 95: Caudal de máximas avenidas TR = 200 años Q = 1201.5m3/s Nodo 1

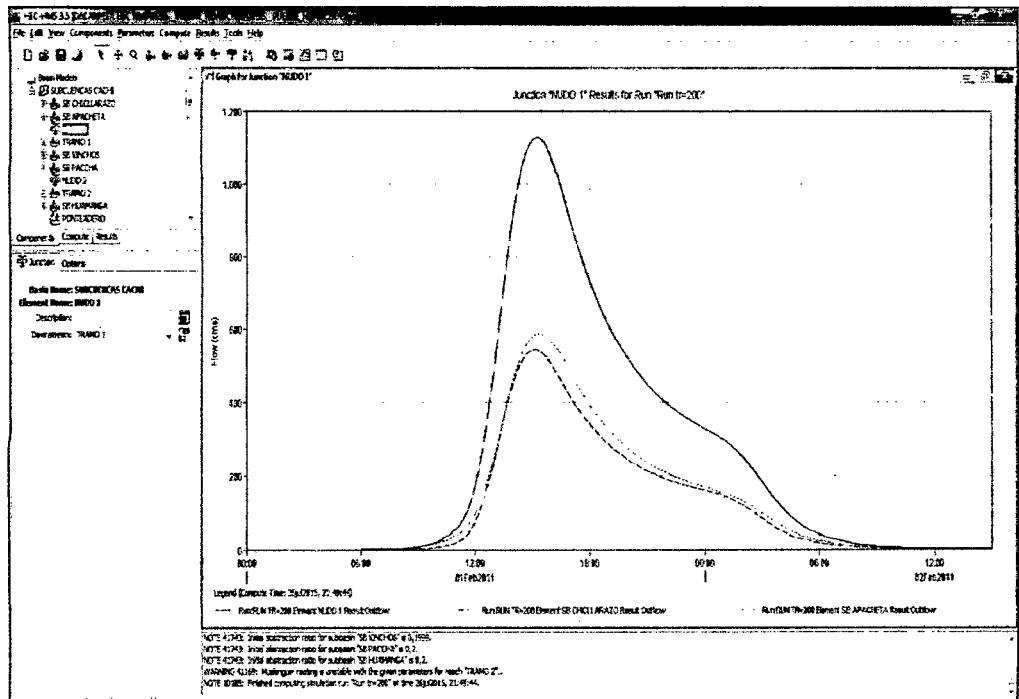


Figura 96: Caudal de máximas avenidas TR = 200 años Q = 1260.2 m3/s Nodo 2

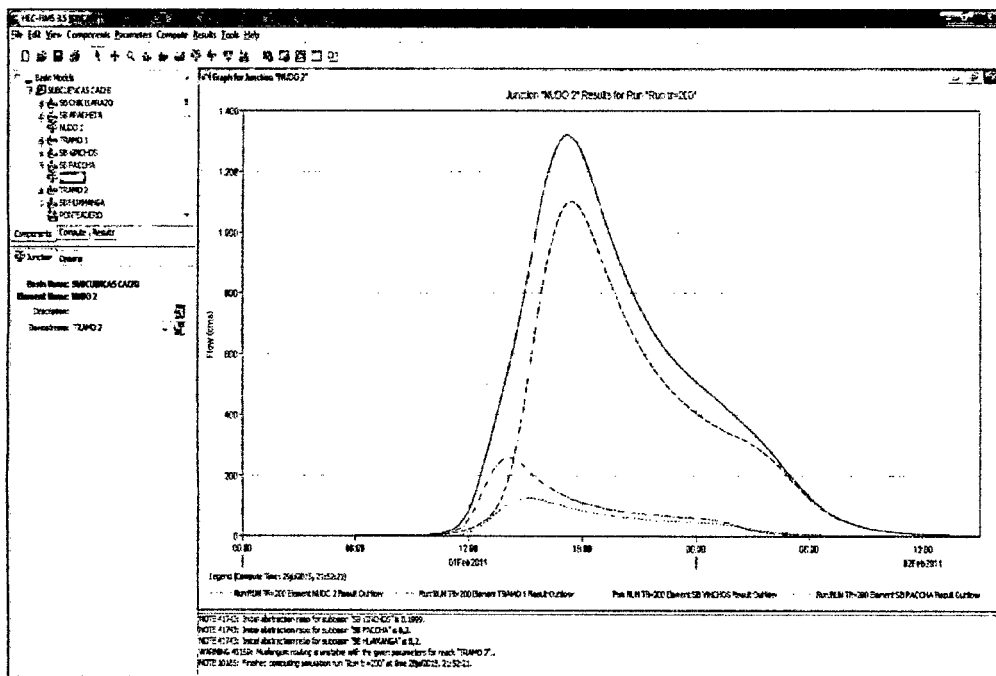


Figura 97: Caudal de máximas avenidas TR = 200 años Q = 1349.0 m3/s Ponteadero

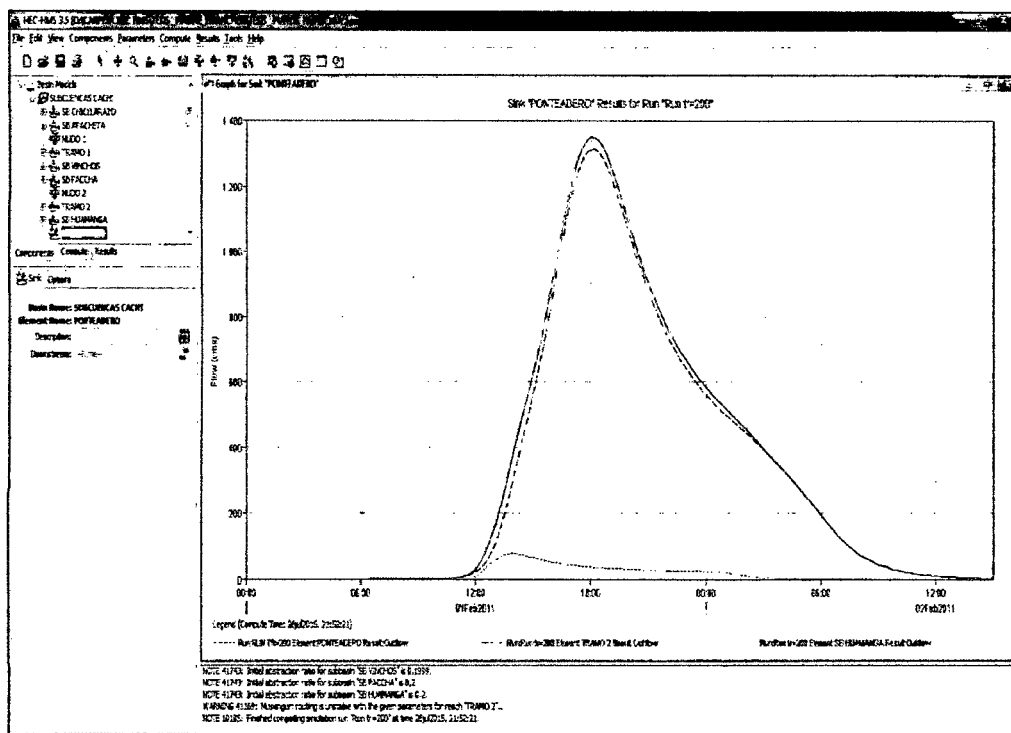


Figura 98: Caudal de máximas avenidas TR = 100 años Q = 950.6 m³/s Nodo 1

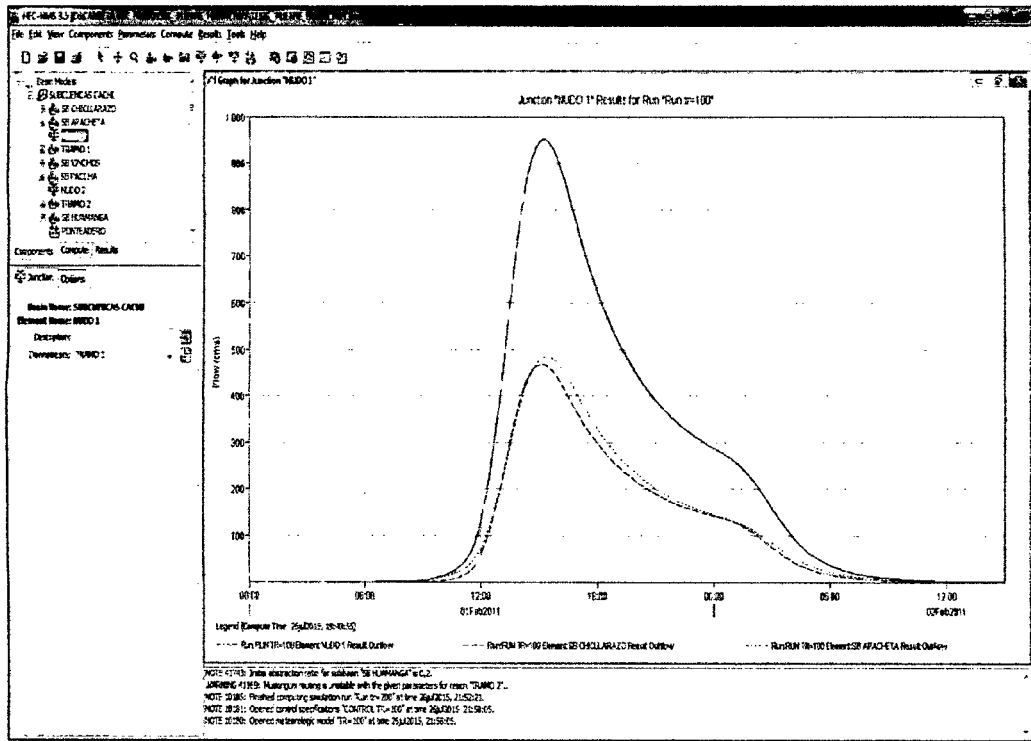


Figura 99: Caudal de máximas avenidas TR = 100 años Q = 1101.7 m³/s Nodo 2

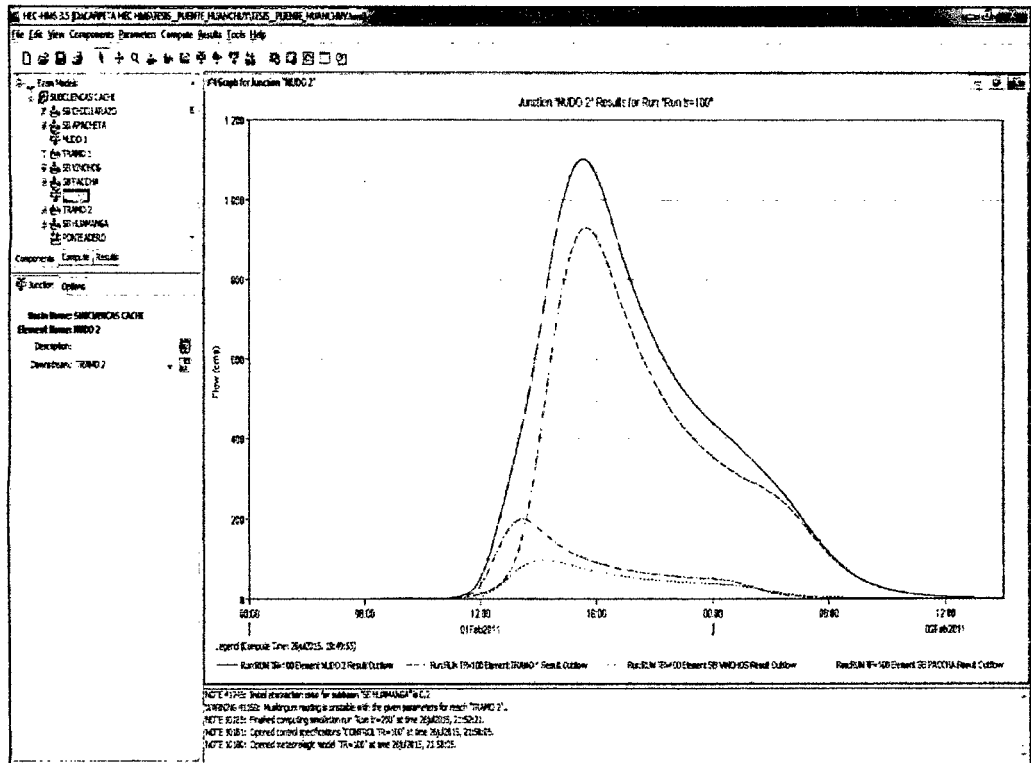


Figura 100: Caudal de máximas avenidas TR = 100 años Q = 1125.4 m³/s Ponteadero

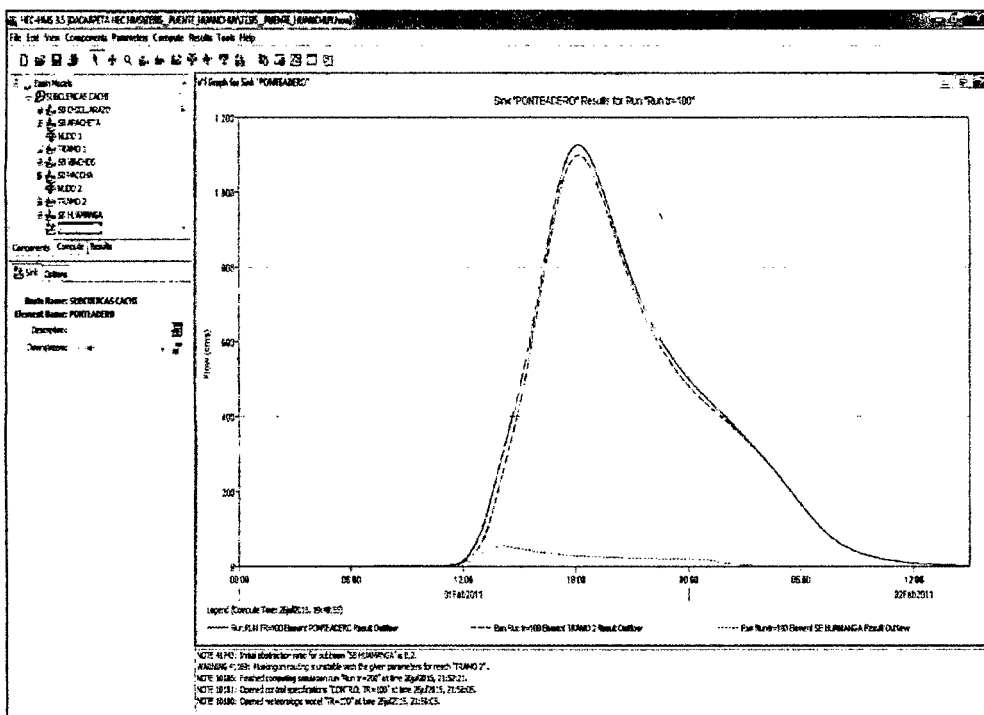


Figura 101: Caudal de máximas avenidas TR = 50 años Q = 797.1 m³/s Nodo 1

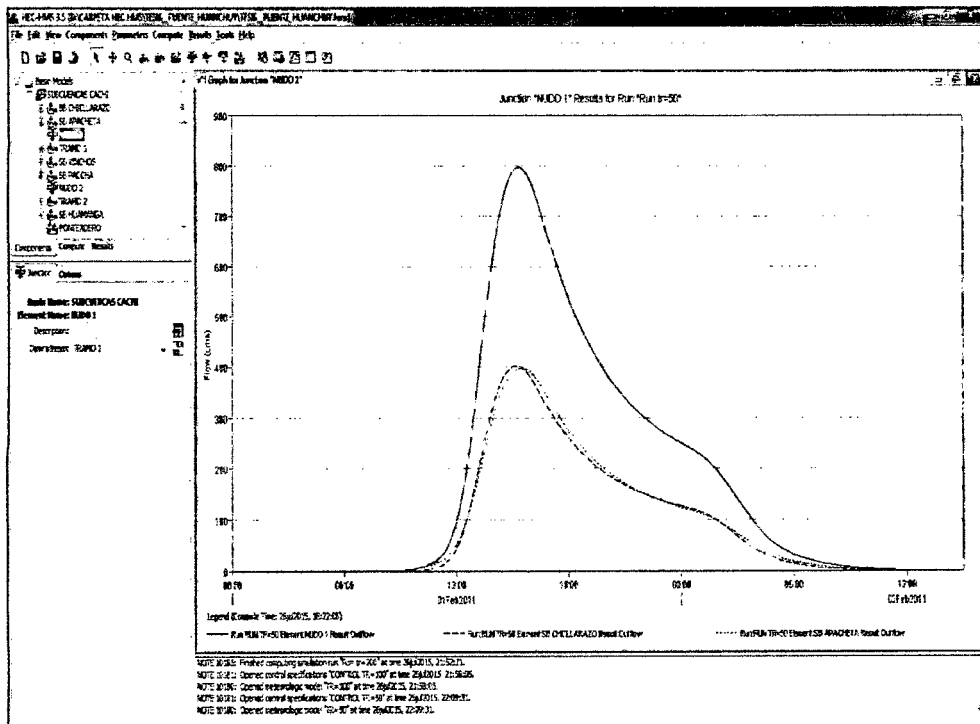


Figura 102: Caudal de máximas avenidas TR = 50 años Q = 914.7 m³/s Nodo 2

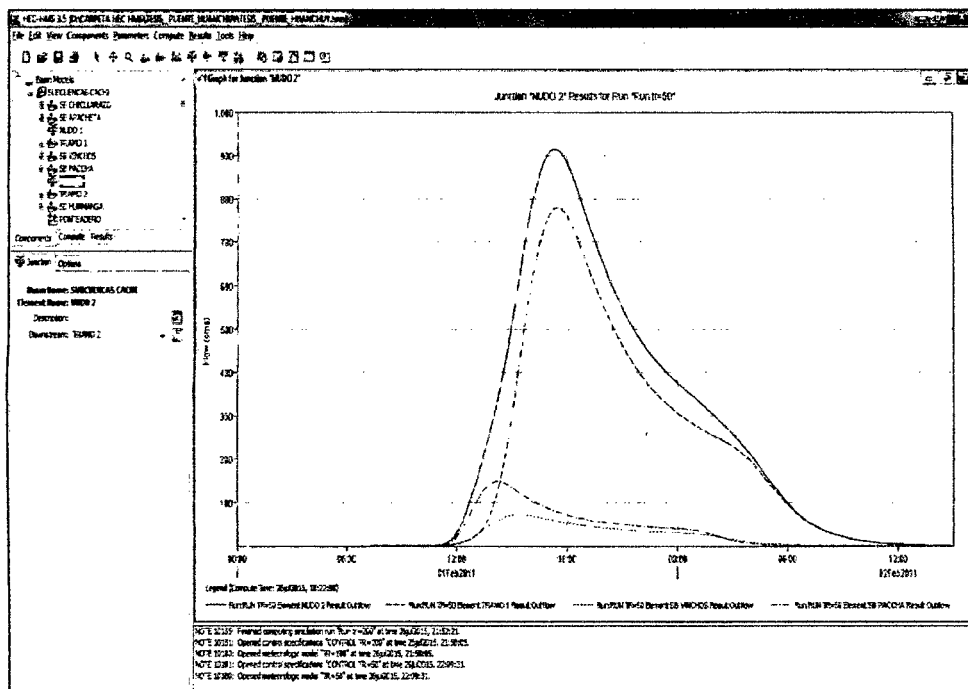


Figura 103: Caudal de máximas avenidas TR = 50 años Q = 931.7 m³/s Ponteadero

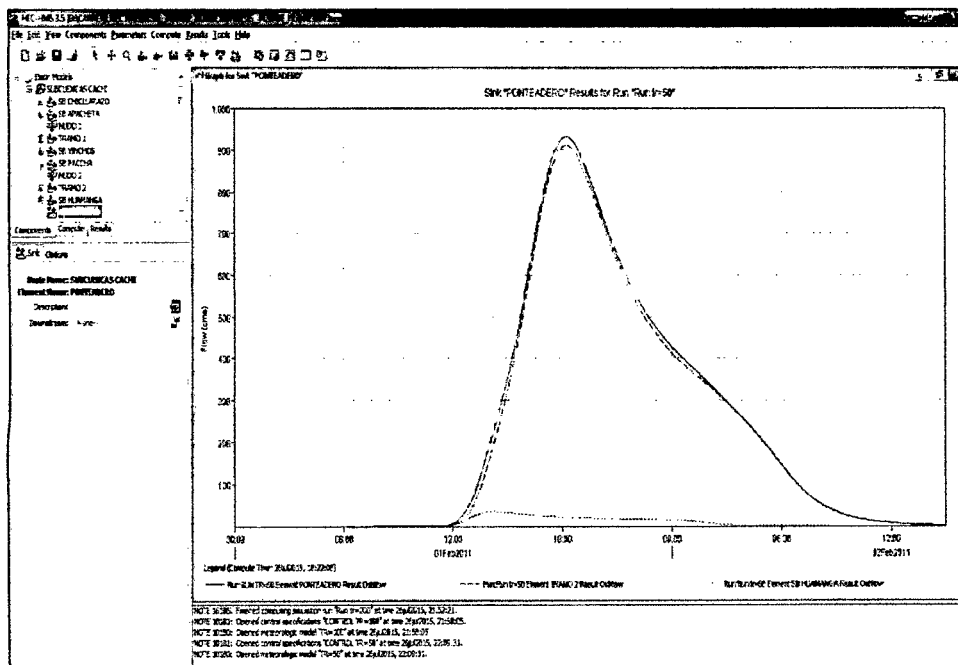


Figura 104: Caudal de máximas avenidas TR = 25 años Q = 661.8 m³/s Nodo 1

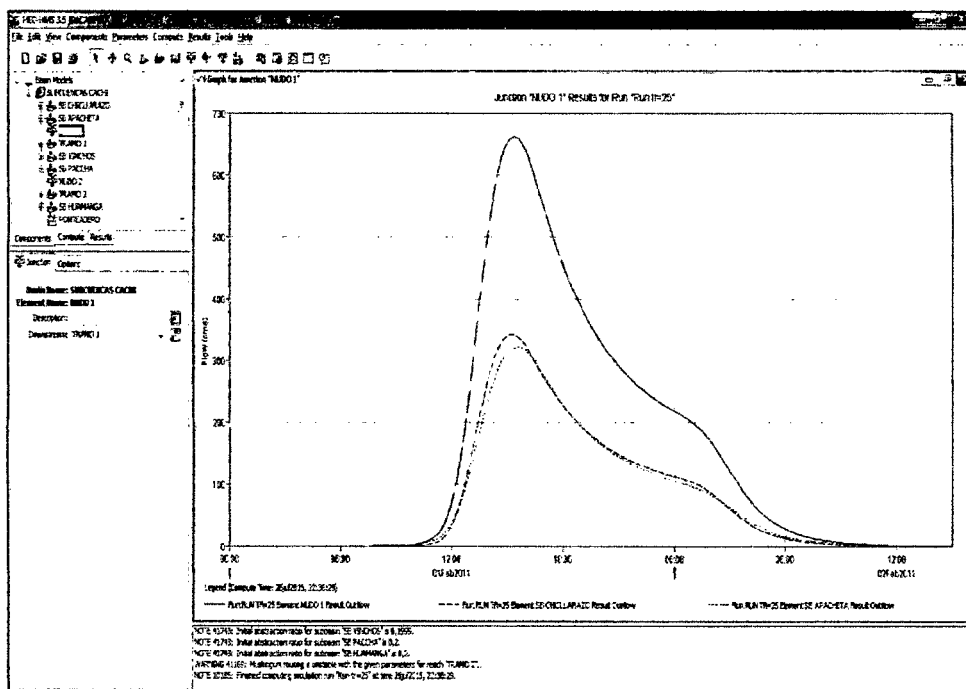


Figura 105: Caudal de máximas avenidas TR = 25 años Q = 751.5 m³/s Nodo 2

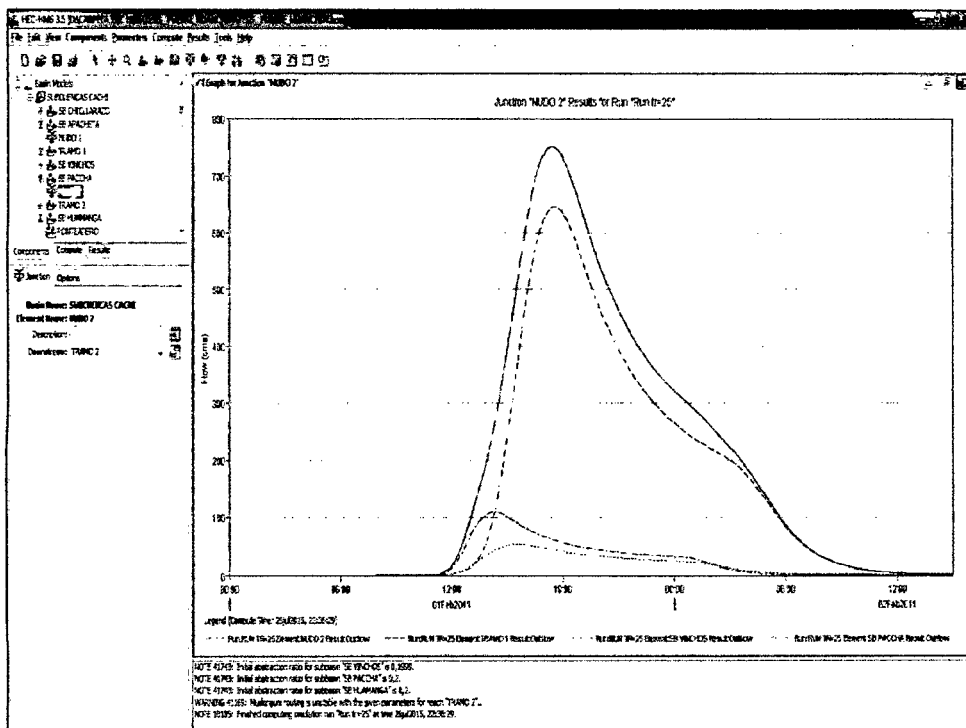
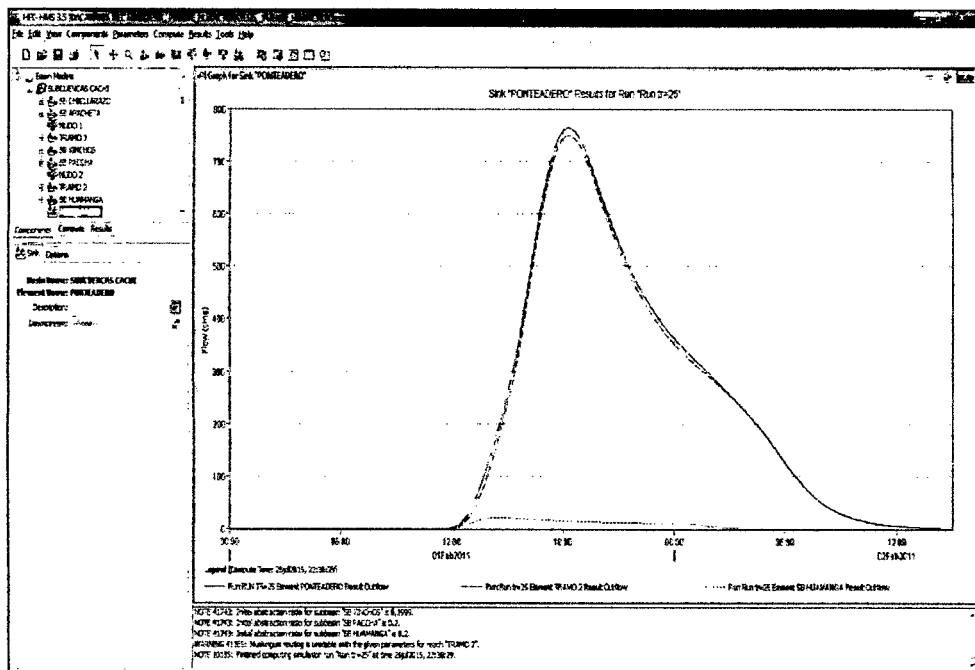
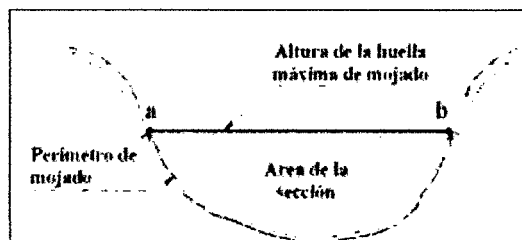


Figura 106: Caudal de máximas avenidas TR = 25 años. Q = 763.9 m³/s
Ponteadero



4.2.2.1 CALIBRACION DEL CAUDAL METODO DE HUELLAS

Elementos de una seccion transversal



Según la fórmula de Manning, la velocidad es:

$$V = 1/n(R^{2/3} * S^{1/2})$$

Donde:

R=Radio hidráulico

Sf=Pendiente de la línea de energía específica

N=Coeficiente de rugosidad de maning de la ecuación de continuidad se tiene que:

$$Q=V*A$$

Donde:

Q= Gastos de la avenida máxima en m³/s

A= área hidráulica

$$V= \text{velocidad m/s} \quad Q= \left(\frac{R^{\frac{2}{3}} * S f^{\frac{1}{2}}}{n} \right) * A$$

CALCULO DEL COEFICIENTE DE MANING O COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Tabla 123: Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n de Maning

CALCULO DE COEFICIENTE DE MANING O COEFICIENTE DE RUGOSIDAD			
Calculo del coeficiente de rugosidad de Maning- metodo de Cowan			
Condiciones del canal		valores	
Material de lecho	Tierra	n ₀	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava Gruesa		0.038
Grado de irregularidad	Suaveuave	n ₁	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de seccion transversal	gradual	n ₂	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		
Efecto relativo de las obstrucciones	insignificante	n ₃	0
	Menor		0.010-0.0015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
vegetacion	Baja	n ₄	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Baja		0.050-0.100

Expresion Cowan	n =	(n ₀ +n ₁ +n ₂ +n ₃ +n ₄)n ₅
-----------------	-----	---

n ₅ =	1 , debido a que no se trata de rios con meandros o curvas sinuosas
------------------	---

Fuente: HIDRAULICA DE TUBERIAS Y CANALES. ARTURO ROCHA

RIO CACHI	
Canal Principal	Llanuras de inundacion
n0= 0.024 Grava Fina	n0= 0.035 Material grava
n1= 0.005 Irregular	n1= 0.005 Menor
n2= 0.005 Ocasionalmente alter	n2= 0.005 Variacion al
n3= 0.005 Obstruccion menor	n3= 0.010 Obstruccion menor
n4= 0.00 Vegetacion ninguna	n4= 0.010 Vegetacion media
n5= No existe meandro	n5= 1 No existe meandro
ntotal = 0.039	ntotal = 0.065

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANING PARA LA ESTRUCTURAS PLANTEADA					
CUENCA	PROGRESIVA	NOMBRE DE QUEBRADA	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD		
			Margen izquierdo	Cauce principal	Margen derecha
Cachi	1+680	Huamanga	0.065	0.039	0.065

Figura 107: Tramo donde se realizara cálculo del caudal Método de Huellas



**CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO
METODO NIVEL DE LAS HUELLAS**

1.- FORMULA DE MANING

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \Rightarrow Q_{\max} = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} A_{\max}$$

2.- CALCULO DE AREAS MAXIMAS

AREAS		
AREA 01	265.63	M2
AREA 02	342.55	M2
AREA 03	378.56	M2
AREA 04	525.63	M2
AREA 05	522.63	M2
PROMEDIO	407.002	M2

3.- CALCULO DE LA RUGOSIDAD: SEGUN VEN TE CHOW:

n = 0.065 rto medio (CACHI)

4.- CALCULO DE LA PENDIENTE "S" (calculada)

S = 0.0159 m/m 1.59%
S = 0.0159 m/m 1.59%

5.- CALCULO DEL RADIO HIDRAULICO

PERIMETRO		
P1	121.61	M
P2	152.64	M
P3	196.21	M
P4	251.68	M
P5	266.146	M
PROMEDIO	205.6572	M

R=A/P

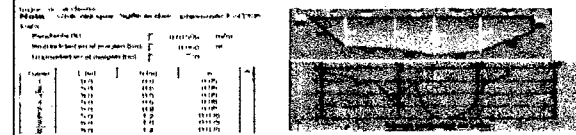
RADIO HIDRAULICO		
R1	2.18428	M
R2	1.74024	M
R3	1.35380	M
R4	0.91069	M
R5	0.99806	M
PROMEDIO	1.29162	M

6.- CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO

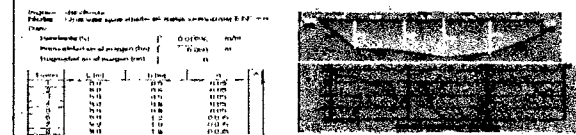
Q1	867.496	M3/S
Q2	961.452	M3/S
Q3	898.719	M3/S
Q4	958.030	M3/S
Q5	1012.553	M3/S
PROMEDIO	936.420	M3/S

SECCIONES DEL RIO CACHI

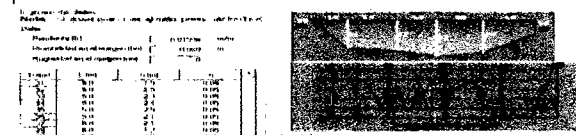
PROGRESIVA 0+000



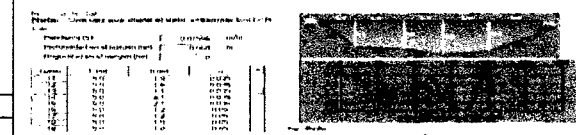
PROGRESIVA 0+100



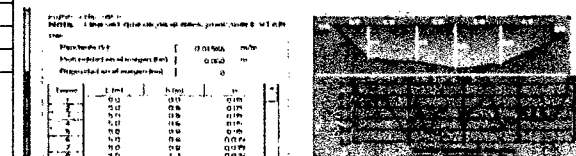
PROGRESIVA 0+200



PROGRESIVA 0+300



PROGRESIVA 0+400



4.23 MODELAMIENTO HIDRAULICO CON EL HEC-RAS EN EL RIO CACHI EN EL TRAMO HUANCHUY

4.23.1 SIMULACION HIDRAULICA CON EL HEC RAS SIN INCLUIDO LA INFRAESTRUCTURA

La modelización con el modelo HEC-RAS permitió calcular para las diferentes configuraciones de caudales para las secciones transversales a lo largo de los tramos estudiados del cauce del río Cachi valores simulados de los niveles de agua, las profundidades de flujo y las velocidades, entre otros variables.

Hay cinco pasos principales para la creación de un modelo hidráulico con Hec-Ras.

- Crear un proyecto nuevo o abrir uno existente
- Introducir los datos geométricos
- Introducir los datos hidráulicos : caudal y condiciones de contorno
- Crear un plan y ejecutar la simulación

Al culminar estos pasos, con los resultados o datos de salida permitirán conocer, por ejemplo, el tirante del agua, la velocidad media del flujo, etc.

Figura 108: Geometría del Río Cachi en el tramo Huanchuy

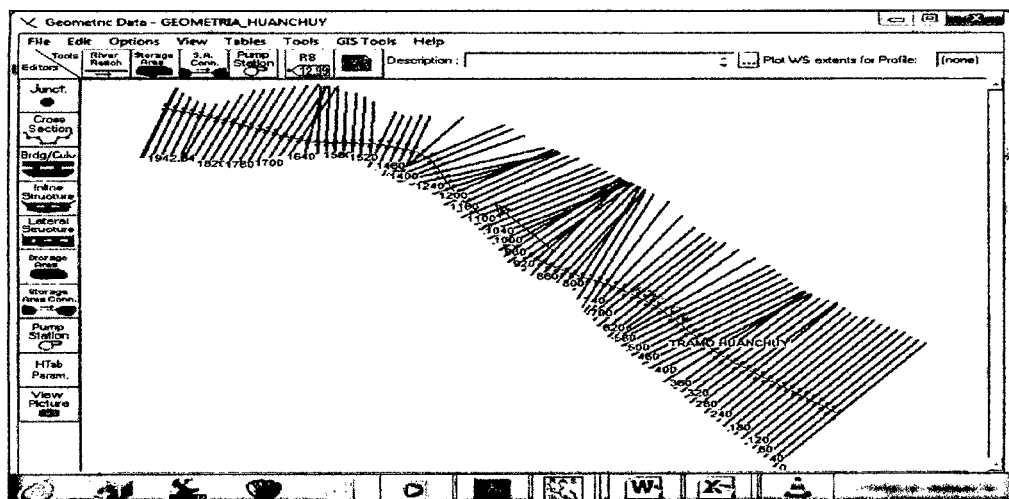


Figura 109: Perfil del cauce principal del rio Cachi en el tramo Huanchuy

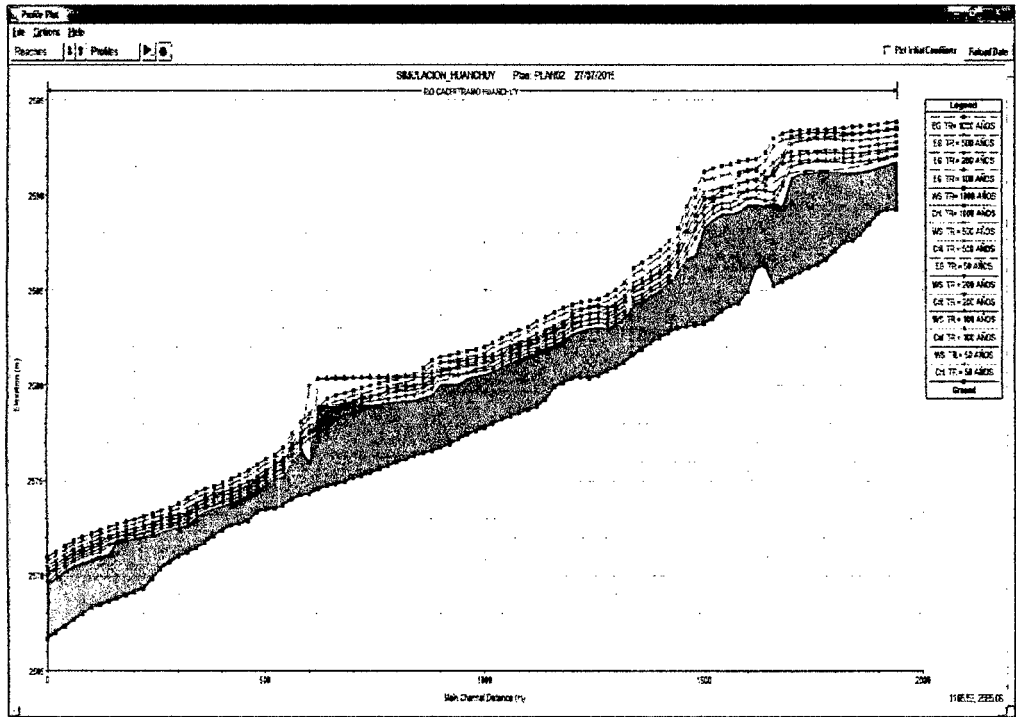


Figura 110: Resultados de la simulación de los caudales sin incluido el Puente Huanchuy

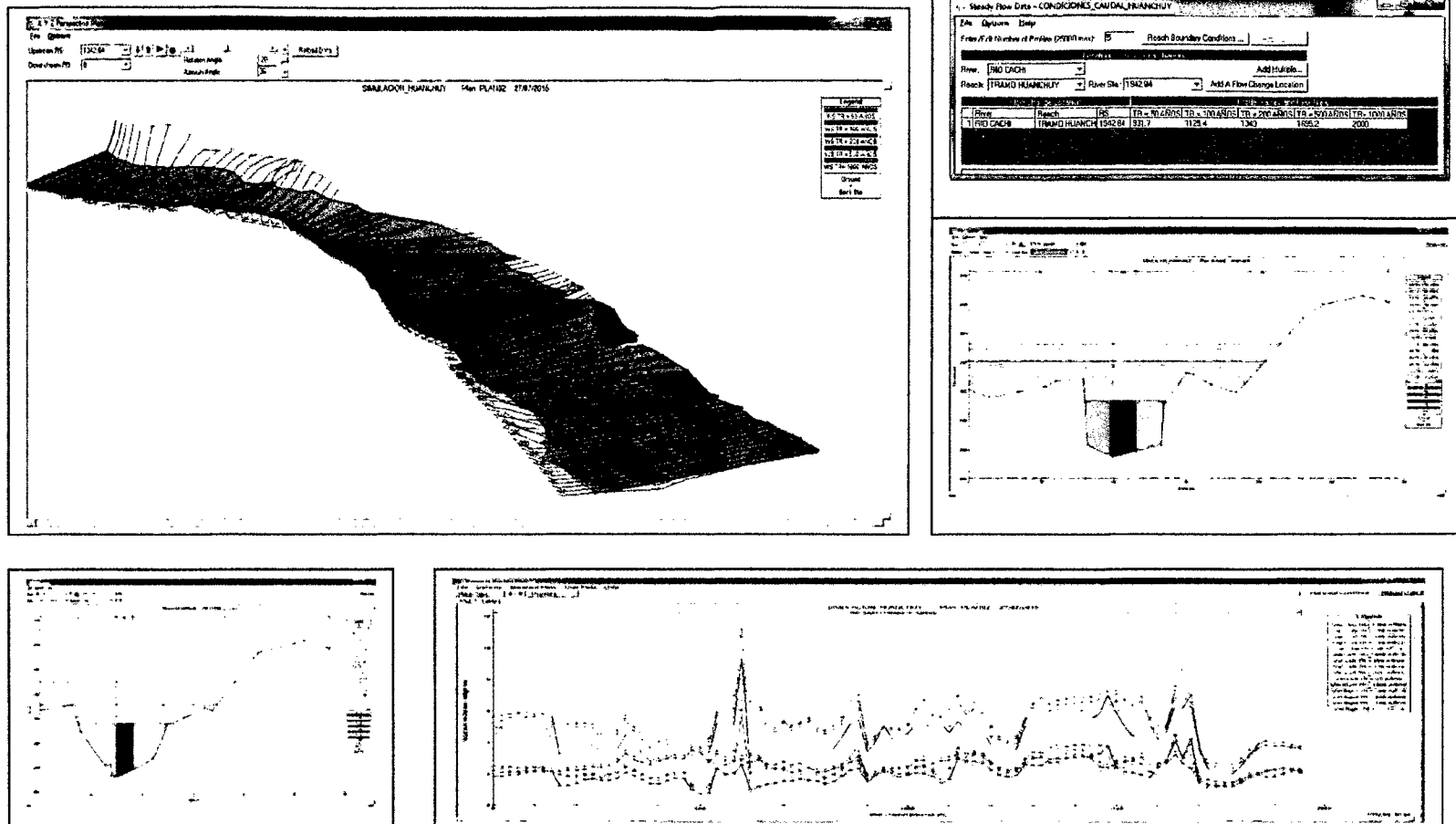


Tabla 124: Resultados de la simulacion hidráulica con el Hec Ras para un TR=100 años sin el puente Huanchuy

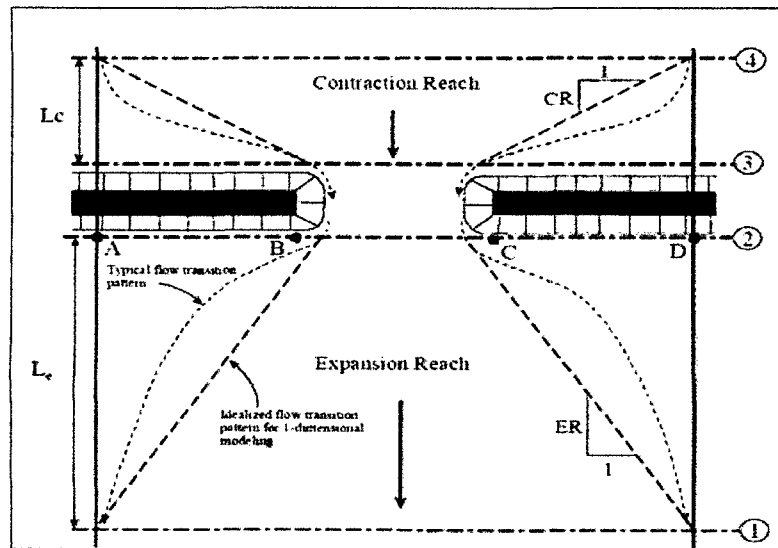
TRAMO HUANCHUY	1942.84	TR = 100 AÑOS	1125.4	2589.25	2592.1	2592.39	0.00409	3.590	501.52	0.680
TRAMO HUANCHUY	1940	TR = 100 AÑOS	1125.4	2589.24	2592.09	2592.38	0.00409	3.580	500.02	0.680
TRAMO HUANCHUY	1920	TR = 100 AÑOS	1125.4	2589.22	2591.97	2592.29	0.00436	3.680	476.23	0.710
TRAMO HUANCHUY	1900	TR = 100 AÑOS	1125.4	2589	2591.87	2592.2	0.00435	3.760	466.28	0.710
TRAMO HUANCHUY	1880	TR = 100 AÑOS	1125.4	2588.45	2591.75	2592.12	0.00376	3.780	480.51	0.689
TRAMO HUANCHUY	1860	TR = 100 AÑOS	1125.4	2587.94	2591.72	2592.04	0.00317	3.790	494.89	0.640
TRAMO HUANCHUY	1840	TR = 100 AÑOS	1125.4	2587.59	2591.71	2591.98	0.00345	3.570	542.3	0.570
TRAMO HUANCHUY	1820	TR = 100 AÑOS	1125.4	2587.47	2591.71	2591.91	0.00175	3.060	611.22	0.480
TRAMO HUANCHUY	1800	TR = 100 AÑOS	1125.4	2587.02	2591.73	2591.87	0.00098	2.450	745.85	0.370
TRAMO HUANCHUY	1780	TR = 100 AÑOS	1125.4	2586.57	2591.75	2591.84	0.00060	2.040	879.35	0.280
TRAMO HUANCHUY	1760	TR = 100 AÑOS	1125.4	2586.3	2591.74	2591.83	0.00053	2.000	909.98	0.280
TRAMO HUANCHUY	1740	TR = 100 AÑOS	1125.4	2586.15	2591.72	2591.82	0.00056	2.090	882.77	0.290
TRAMO HUANCHUY	1720	TR = 100 AÑOS	1125.4	2585.93	2591.68	2591.8	0.00068	2.350	813.61	0.320
TRAMO HUANCHUY	1700	TR = 100 AÑOS	1125.4	2585.69	2591.5	2591.77	0.00141	3.410	628.07	0.460
TRAMO HUANCHUY	1680	TR = 100 AÑOS	1125.4	2585.46	2590.49	2591.63	0.00570	6.180	292.25	0.900
TRAMO HUANCHUY	1660	TR = 100 AÑOS	1125.4	2585.23	2589.73	2589.47	0.00889	7.040	261.23	1.090
TRAMO HUANCHUY	1640	TR = 100 AÑOS	1125.4	2586.22	2589.72	2590.86	0.01146	6.810	278.39	1.130
TRAMO HUANCHUY	1620	TR = 100 AÑOS	1125.4	2586.17	2589.81	2590.32	0.00517	4.820	398.8	0.810
TRAMO HUANCHUY	1600	TR = 100 AÑOS	1125.4	2584.93	2589.79	2590.22	0.00304	4.430	450.22	0.650
TRAMO HUANCHUY	1580	TR = 100 AÑOS	1125.4	2584.34	2589.47	2590.13	0.00389	5.280	401.78	0.750
TRAMO HUANCHUY	1560	TR = 100 AÑOS	1125.4	2584.19	2589.28	2590.04	0.00402	5.330	358.8	0.760
TRAMO HUANCHUY	1540	TR = 100 AÑOS	1125.4	2583.9	2589.28	2589.94	0.00317	4.910	383.73	0.680
TRAMO HUANCHUY	1520	TR = 100 AÑOS	1125.4	2583.48	2589	2589.85	0.00381	5.460	363.59	0.750
TRAMO HUANCHUY	1500	TR = 100 AÑOS	1125.4	2583.24	2588.58	2588.58	0.00513	6.210	329.57	0.860
TRAMO HUANCHUY	1480	TR = 100 AÑOS	1125.4	2583.16	2587.71	2587.71	0.00667	6.390	306.33	0.960
TRAMO HUANCHUY	1460	TR = 100 AÑOS	1125.4	2583.11	2586.9	2586.9	0.00831	6.320	297.52	1.040
TRAMO HUANCHUY	1440	TR = 100 AÑOS	1125.4	2582.99	2586.18	2586.18	0.00867	5.760	332.73	1.030
TRAMO HUANCHUY	1420	TR = 100 AÑOS	1125.4	2582.74	2585.58	2585.58	0.00986	5.690	326.77	1.080
TRAMO HUANCHUY	1400	TR = 100 AÑOS	1125.4	2582.49	2585.19	2585.19	0.01040	5.640	330.01	1.100
TRAMO HUANCHUY	1380	TR = 100 AÑOS	1125.4	2582.23	2584.96	2585.72	0.01019	5.610	343.6	1.090
TRAMO HUANCHUY	1360	TR = 100 AÑOS	1125.4	2581.9	2584.59	2584.54	0.01062	5.610	336.07	1.100
TRAMO HUANCHUY	1340	TR = 100 AÑOS	1125.4	2581.6	2584.4	2585.15	0.01018	5.720	356.33	1.090
TRAMO HUANCHUY	1320	TR = 100 AÑOS	1125.4	2581.21	2583.75	2583.75	0.01166	5.690	359.11	1.150
TRAMO HUANCHUY	1300	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.93	2583.41	2583.33	0.01133	5.390	363.17	1.120
TRAMO HUANCHUY	1280	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.74	2583.22	2583.13	0.01080	5.120	381.77	1.090
TRAMO HUANCHUY	1260	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.51	2583.26	2583.58	0.00515	3.780	500.41	0.760
TRAMO HUANCHUY	1240	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.36	2583.2	2583.47	0.00415	3.480	541.71	0.690
TRAMO HUANCHUY	1220	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.4	2583.09	2583.38	0.00461	3.620	515.61	0.720
TRAMO HUANCHUY	1200	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.36	2582.9	2583.27	0.00633	4.110	452.41	0.840
TRAMO HUANCHUY	1180	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.13	2582.56	2582.34	0.00991	5.040	380.69	1.050
TRAMO HUANCHUY	1160	TR = 100 AÑOS	1125.4	2579.9	2582.29	2582.15	0.01153	5.400	385	1.130
TRAMO HUANCHUY	1140	TR = 100 AÑOS	1125.4	2579.23	2582.16	2581.94	0.00801	5.070	411.43	0.970
TRAMO HUANCHUY	1120	TR = 100 AÑOS	1125.4	2578.89	2581.82	2581.8	0.01012	5.720	380.37	1.090
TRAMO HUANCHUY	1100	TR = 100 AÑOS	1125.4	2578.71	2581.76	2581.56	0.00859	4.930	422.92	0.980
TRAMO HUANCHUY	1080	TR = 100 AÑOS	1125.4	2578.53	2581.49	2581.42	0.00908	5.390	412.5	1.020
TRAMO HUANCHUY	1060	TR = 100 AÑOS	1125.4	2578.36	2581.38	2581.86	0.00726	5.020	444.41	0.930
TRAMO HUANCHUY	1040	TR = 100 AÑOS	1125.4	2578.19	2581.07	2581.07	0.00968	5.580	406.15	1.070
TRAMO HUANCHUY	1020	TR = 100 AÑOS	1125.4	2577.99	2580.85	2580.85	0.01002	5.460	410.68	1.070
TRAMO HUANCHUY	1000	TR = 100 AÑOS	1125.4	2577.78	2580.8	2581.19	0.00625	4.490	486.23	0.860

TRAMO HUANCHUY	980	TR = 100 AÑOS	1125.4	2577.59	2580.73		2581.07	0.004969	4.13	522.02	0.77
TRAMO HUANCHUY	960	TR = 100 AÑOS	1125.4	2577.43	2580.64		2580.97	0.004693	4.08	527.25	0.75
TRAMO HUANCHUY	940	TR = 100 AÑOS	1125.4	2577.15	2580.56		2580.88	0.004126	4.01	543.61	0.71
TRAMO HUANCHUY	920	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.9	2580.56		2580.79	0.00256	3.41	639.2	0.57
TRAMO HUANCHUY	900	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.73	2580.56		2580.73	0.001872	3.02	713.72	0.49
TRAMO HUANCHUY	880	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.56	2580.36		2580.67	0.003043	3.83	525.84	0.63
TRAMO HUANCHUY	860	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.41	2580.41		2580.58	0.001842	3.08	708.22	0.49
TRAMO HUANCHUY	840	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.27	2580.41		2580.54	0.001237	2.59	809.13	0.41
TRAMO HUANCHUY	820	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.12	2580.41		2580.51	0.000969	2.33	879.97	0.36
TRAMO HUANCHUY	800	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.95	2580.4		2580.49	0.000778	2.13	969.43	0.33
TRAMO HUANCHUY	780	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.77	2580.39		2580.47	0.000717	2.1	996.81	0.31
TRAMO HUANCHUY	760	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.6	2580.37		2580.46	0.000697	2.11	988	0.31
TRAMO HUANCHUY	740	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.42	2580.37		2580.44	0.000546	1.92	1098.82	0.28
TRAMO HUANCHUY	720	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.23	2580.37		2580.43	0.000466	1.78	1175.7	0.26
TRAMO HUANCHUY	700	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.17	2580.35		2580.42	0.000505	1.84	1141.76	0.27
TRAMO HUANCHUY	680	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.95	2580.34		2580.41	0.000449	1.79	1146.39	0.25
TRAMO HUANCHUY	660	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.8	2580.33		2580.4	0.000457	1.83	1121.02	0.26
TRAMO HUANCHUY	640	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.73	2580.33		2580.38	0.000354	1.63	1259.68	0.23
TRAMO HUANCHUY	620	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.56	2580.34	2577.2	2580.37	0.000242	1.38	1422.95	0.19
TRAMO HUANCHUY	600	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.29	2575.91	2575.91	2579.96	0.095941	11.58	142.27	2.97
TRAMO HUANCHUY	580	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.23	2576.64	2576.64	2577.26	0.012965	5.39	371.5	1.17
TRAMO HUANCHUY	560	TR = 100 AÑOS	1125.4	2573.97	2576.25	2576.25	2576.76	0.011153	5.12	430.16	1.1
TRAMO HUANCHUY	540	TR = 100 AÑOS	1125.4	2573.69	2575.44	2575.44	2575.98	0.016399	5.11	379.86	1.27
TRAMO HUANCHUY	520	TR = 100 AÑOS	1125.4	2573.53	2575.22		2575.55	0.008175	3.53	466.3	0.89
TRAMO HUANCHUY	500	TR = 100 AÑOS	1125.4	2573.46	2574.91	2574.71	2575.33	0.01311	3.5	393.81	1.06
TRAMO HUANCHUY	480	TR = 100 AÑOS	1125.4	2573.33	2574.57	2574.45	2575.04	0.015979	3.53	376.07	1.15
TRAMO HUANCHUY	460	TR = 100 AÑOS	1125.4	2572.86	2574.38	2574.14	2574.74	0.011251	3.67	433.74	1.01
TRAMO HUANCHUY	440	TR = 100 AÑOS	1125.4	2572.74	2574.15	2573.9	2574.52	0.011265	3.54	430.78	1.01
TRAMO HUANCHUY	420	TR = 100 AÑOS	1125.4	2572.62	2573.95	2573.66	2574.3	0.010277	3.26	439.99	0.95
TRAMO HUANCHUY	400	TR = 100 AÑOS	1125.4	2572.39	2573.79		2574.1	0.008252	3.14	467.56	0.87
TRAMO HUANCHUY	380	TR = 100 AÑOS	1125.4	2572.06	2573.68		2573.94	0.006597	3.07	508.75	0.79
TRAMO HUANCHUY	360	TR = 100 AÑOS	1125.4	2571.72	2573.5		2573.8	0.007773	3.52	481.16	0.87
TRAMO HUANCHUY	340	TR = 100 AÑOS	1125.4	2571.45	2573.24	2572.91	2573.62	0.010903	4.08	442.24	1.01
TRAMO HUANCHUY	320	TR = 100 AÑOS	1125.4	2571.21	2572.8	2572.79	2573.34	0.017121	4.85	373.23	1.27
TRAMO HUANCHUY	300	TR = 100 AÑOS	1125.4	2570.98	2572.68	2572.33	2573.03	0.009686	3.94	458.33	0.98
TRAMO HUANCHUY	280	TR = 100 AÑOS	1125.4	2570.69	2572.55		2572.85	0.007408	3.66	504.38	0.87
TRAMO HUANCHUY	260	TR = 100 AÑOS	1125.4	2570.34	2572.42		2572.7	0.006599	3.68	527.76	0.83
TRAMO HUANCHUY	240	TR = 100 AÑOS	1125.4	2569.83	2572.17		2572.55	0.007759	4.36	498.02	0.92
TRAMO HUANCHUY	220	TR = 100 AÑOS	1125.4	2569.29	2572.05		2572.41	0.006949	4.28	532.24	0.83
TRAMO HUANCHUY	200	TR = 100 AÑOS	1125.4	2569.12	2571.94		2572.29	0.006683	4.26	548.84	0.82
TRAMO HUANCHUY	180	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.95	2571.82		2572.17	0.006761	4.32	552.16	0.82
TRAMO HUANCHUY	160	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.79	2571.69		2572.05	0.005944	4.41	557.48	0.84
TRAMO HUANCHUY	140	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.62	2571.59	2571.05	2571.93	0.005441	4.27	570.48	0.8
TRAMO HUANCHUY	120	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.45	2571.23	2570.9	2571.77	0.009231	5.26	474.62	1.03
TRAMO HUANCHUY	100	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.28	2571.11	2571.11	2571.58	0.007656	4.89	502.34	0.94
TRAMO HUANCHUY	80	TR = 100 AÑOS	1125.4	2567.96	2570.93	2570.93	2571.41	0.006872	4.83	516.2	0.9
TRAMO HUANCHUY	60	TR = 100 AÑOS	1125.4	2567.64	2570.72	2570.72	2571.2	0.00637	4.76	523.69	0.87
TRAMO HUANCHUY	40	TR = 100 AÑOS	1125.4	2567.32	2570.43	2570.43	2570.92	0.00628	4.75	518.96	0.87
TRAMO HUANCHUY	20	TR = 100 AÑOS	1125.4	2566.98	2570.04	2570.04	2570.6	0.007953	4.93	483.72	0.92
TRAMO HUANCHUY	0	TR = 100 AÑOS	1125.4	2566.67	2569.71	2569.71	2570.3	0.007919	4.97	461.71	0.96

4.23.2 SIMULACION HIDRAULICA CON EL HEC RAS INCLUIDO LA INFRAESTRUCTURA

El primer comentario a realizar sobre el cálculo de puentes en Hec-Ras se refiere a valorar la gran versatilidad y comodidad que la introducción de estructuras tiene este programa, en comparación con otros modelos comerciales. La comodidad de visualización de las estructuras y las secciones de cálculo asociadas facilitan la introducción de datos y correcciones posteriores. Como base de partida, Hec-Ras utiliza cuatro secciones reales de cálculo próximas al puente. En la figura se muestran las dos secciones aguas arriba del puente (4 y 3) y las dos secciones aguas abajo (2 y 1). Las secciones 3 y 2 son utilizadas por el programa para incorporar la geometría del puente; las secciones 4 y 1 son de control de aproximación del flujo. Ambas secciones se suponen lo suficientemente alejadas del puente como para no estar afectadas por los fenómenos de contracción y expansión de las líneas de corriente del flujo. Existen formulaciones aproximadas sobre la distancia L_c y L_e entre secciones, en función de la luz total del puente y longitud de estribos, pero existen metodologías más efectivas para definir las zonas de contracción y expansión. Como regla general, se establece un ángulo aproximado de contracción de 45° ($CR=1$) y un ángulo de expansión de 30° ($ER=1.5$).

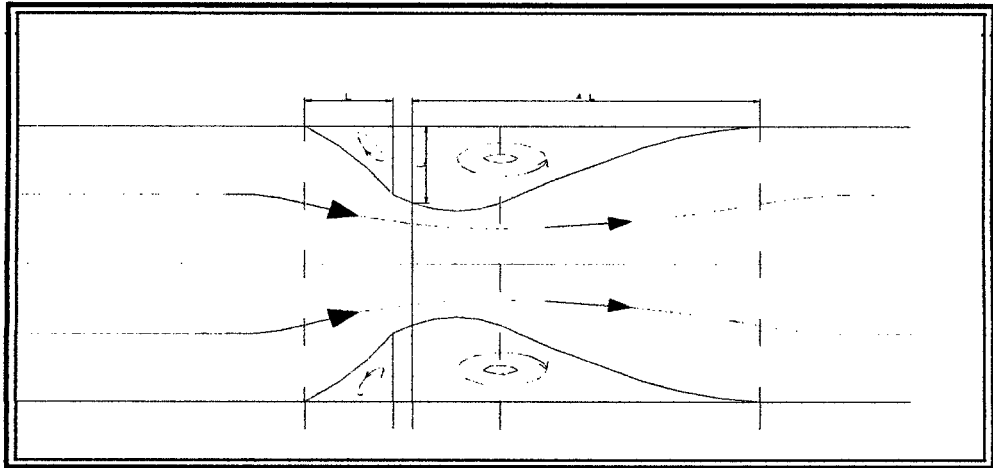
Figura 111: Diagrama de contracción y expansión en un Punte



Para poder calcular la sobreelevación del nivel de agua de un cauce provocada por un puente que lo atraviesa aplicando el programa Hec-Ras deberemos introducir los parámetros necesarios para el cálculo.

Para introducir los diferentes datos se recomienda utilizar el siguiente procedimiento:

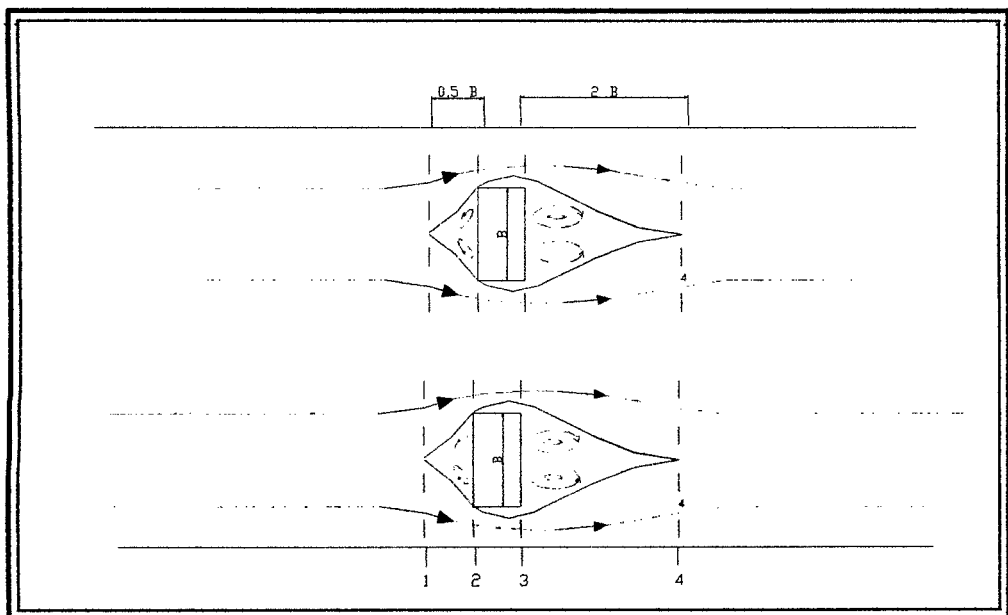
1. Abrir un proyecto nuevo de Hec-Ras; una vez le damos nombre y extensión y lo ubicamos en el directorio deseado, debemos establecer el sistema de unidades en el que trabajaremos (en nuestro caso el S.I)
2. Dibujamos el cauce y editamos 4 secciones, donde nos interese calcular la Sobreelevación. Estas secciones serán las siguientes
 - Sección 1: A una distancia L aguas arriba del puente.
 - Sección 2: Sección aguas arriba del puente.
 - Sección 3: Sección aguas abajo del puente.
 - Sección 4: A una distancia $4L$ aguas abajo del puente.



En algunos puentes los estribos son muy cortos longitudinalmente, por lo que se puede optar por situar las secciones 1 y 4 a distancias de $0,5 B$ y $2 B$ respectivamente

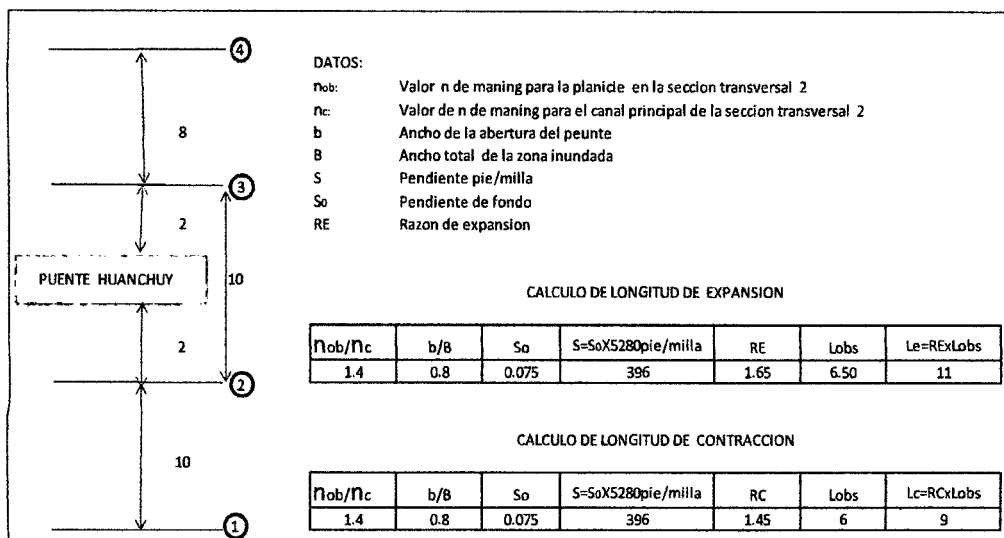
Figura.

Figura 112: Planta de estrechamiento en puentes



En el puente Huanchuy estudiados únicamente tenemos información topográfica de las secciones inmediatas al puente, por lo que las secciones 1 y 4 han sido extrapoladas, suponiendo un cauce prismático. Una vez definidas estas secciones debemos dar diferentes parámetros como el coeficiente de Manning y el coeficiente de expansión y contracción según lo establecido del cauce principal.

Ubicación de secciones transversales en las cercanías del puente Huanchuy



3. Una vez editadas las diferentes secciones, introduciremos la geometría del puente a estudiar. Como son puentes en forma de arco daremos las coordenadas del arco, como coordenadas del tablero y posteriormente introduciremos las pilas.

En este punto debemos decidir también que método queremos aplicar para el cálculo hidráulico del puente. Cogemos la opción de "Energy,(standard step)", para la aplicación del **Teorema de Bernoulli** o "Momentum" para el **Teorema de la Cantidad de Movimiento**.

4. Es el momento de introducir las condiciones de contorno. Introduciremos el

caudal de agua para el cual queremos calcular la sobreelevación y daremos las condiciones de aguas arriba y de aguas abajo como el calado normal para la pendiente escogida.

5. Cálculo y lectura de datos.

Selección del Período de Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina Período de Retorno “T”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno 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 y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

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.

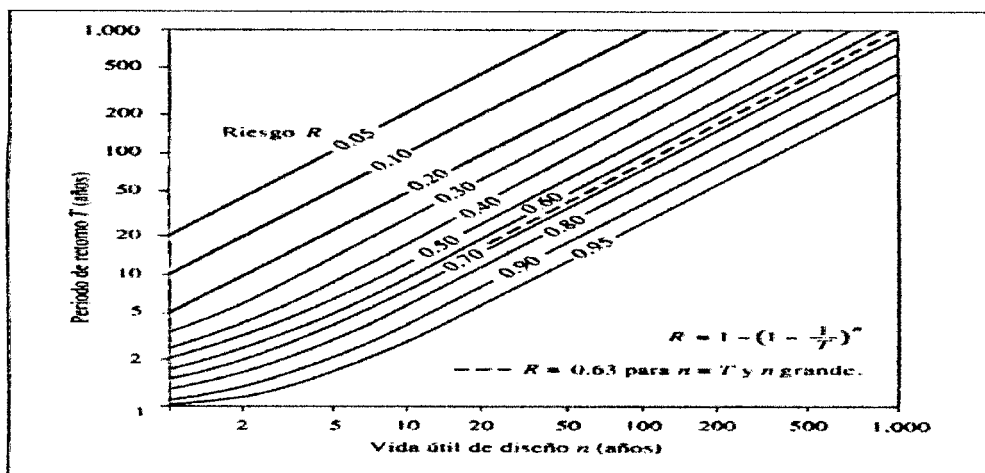
El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

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

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el

período de retorno T , fijando el riesgo de falla admisible R , el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.

Figura 113: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil



Fuente: Hidrología aplicada (Ven te Chow)

Tabla 125: Valores de periodo de Retorno T (Años)

Riesgo Admisible R	Vida Útil de las obras en Años									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.1	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.2	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.5	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: MONSALVE, 1999

Tabla 126: valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje para Obras Viales – MTC, 2011.

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.

- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.

- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.

- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las

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

Importancia	R	n	T
1	0.25	40	139.543
2	0.25	30	104.783
3	0.25	25	87.402

Figura 114: Geometría del Río Cachi en el tramo Huanchuy incluido el Puente

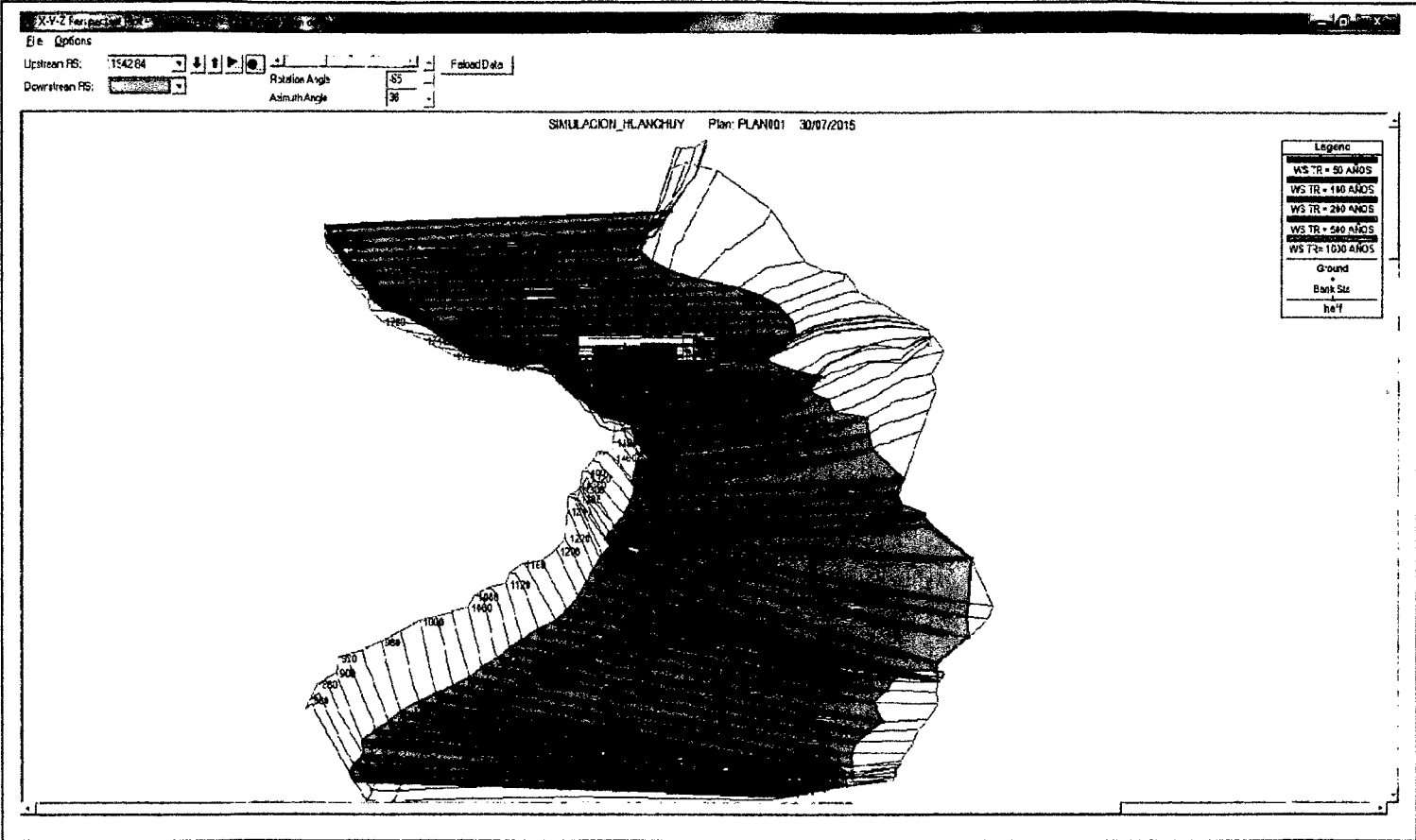


Figura 115: Perfil longitudinal del tirante del caudal simulado para diferentes periodos de retorno

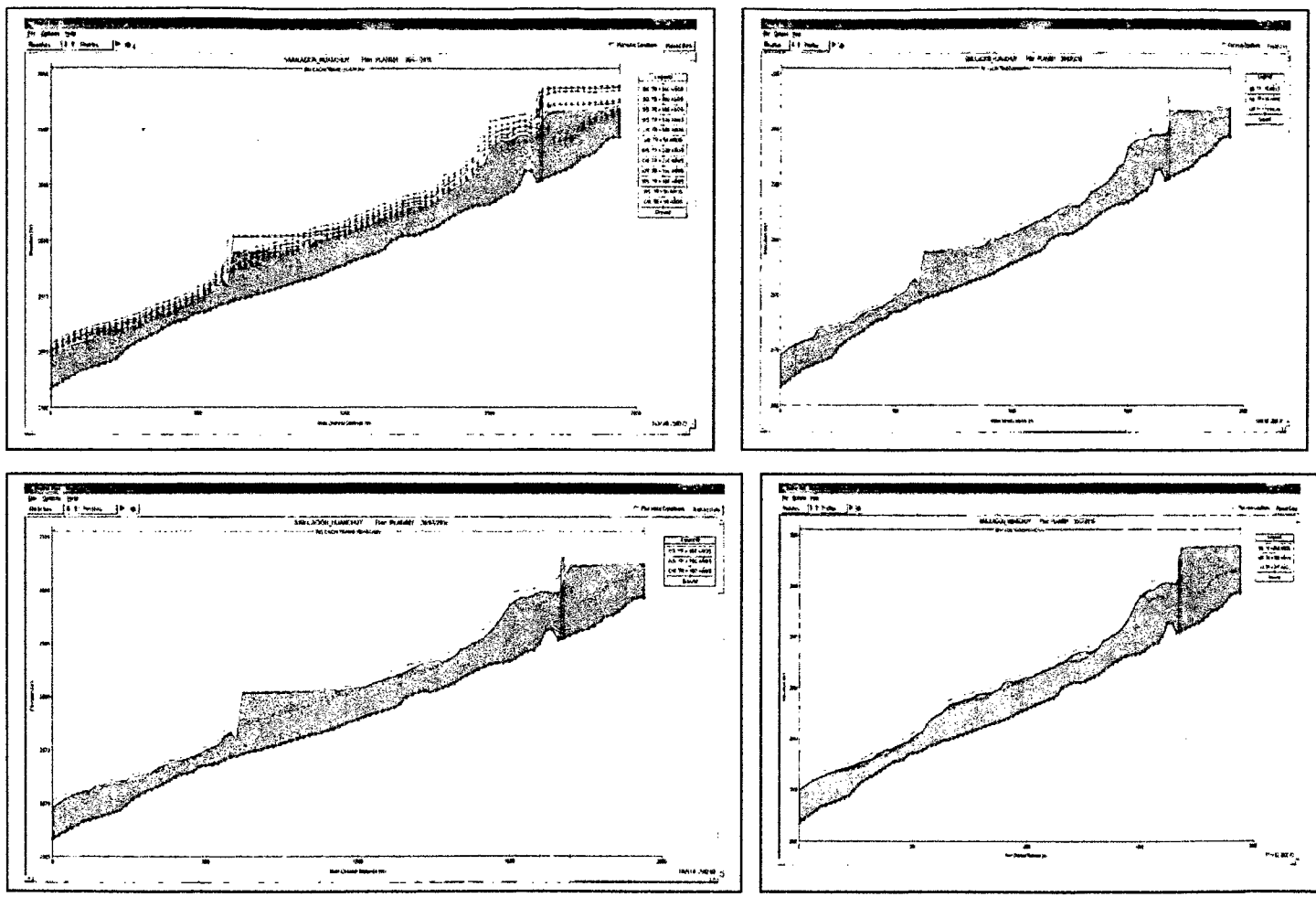


Figura 116 : Simulación hidraulica del tirante transversal en el puente huanchuy con el Hec Ras en el rio Cachi

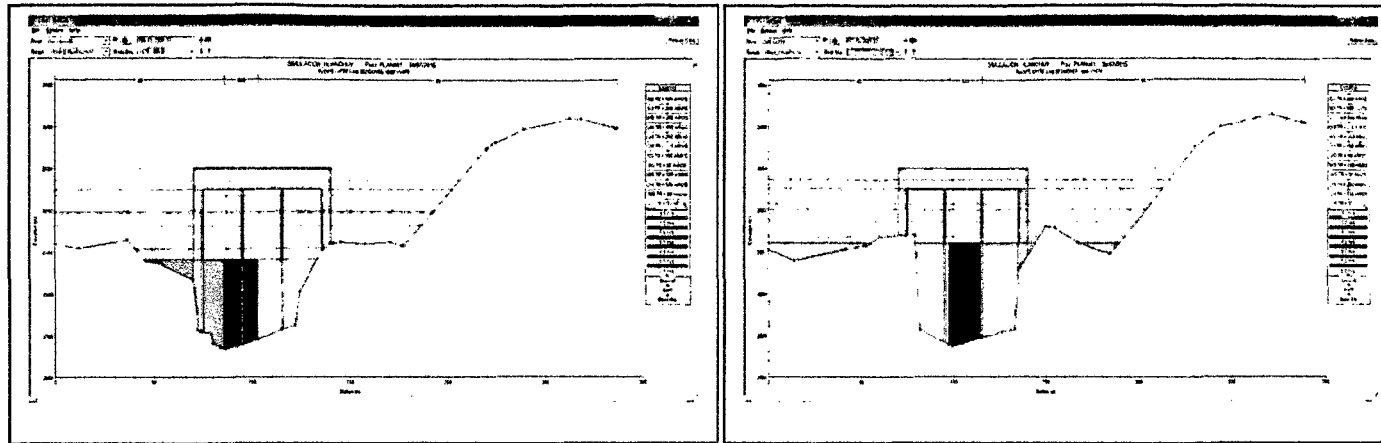


Figura 117: Curva de gastos de aguas arriba y aguas abajo en el puente

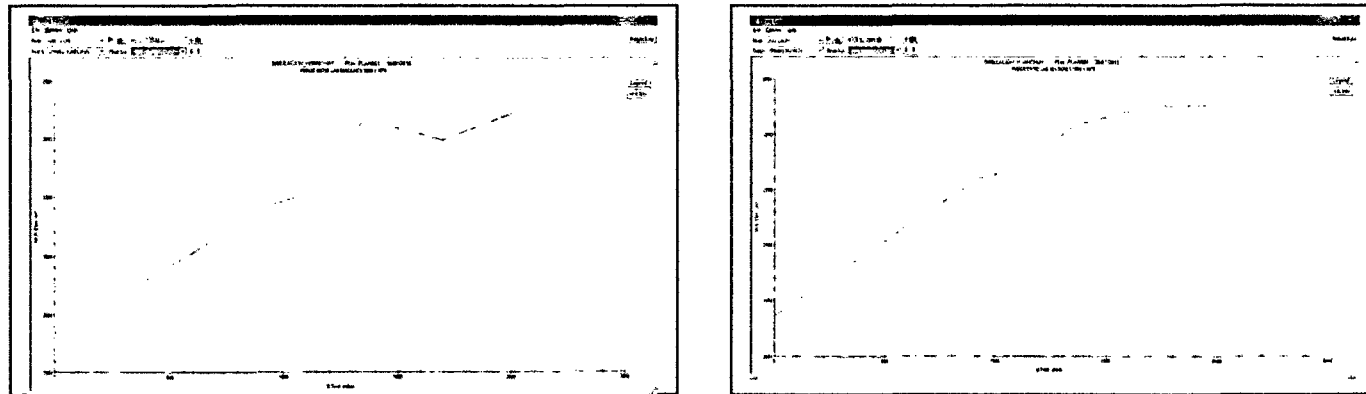


Figura 118: Resultados gráficos de la simulación del puente Huanchuy en el Rio Cachi

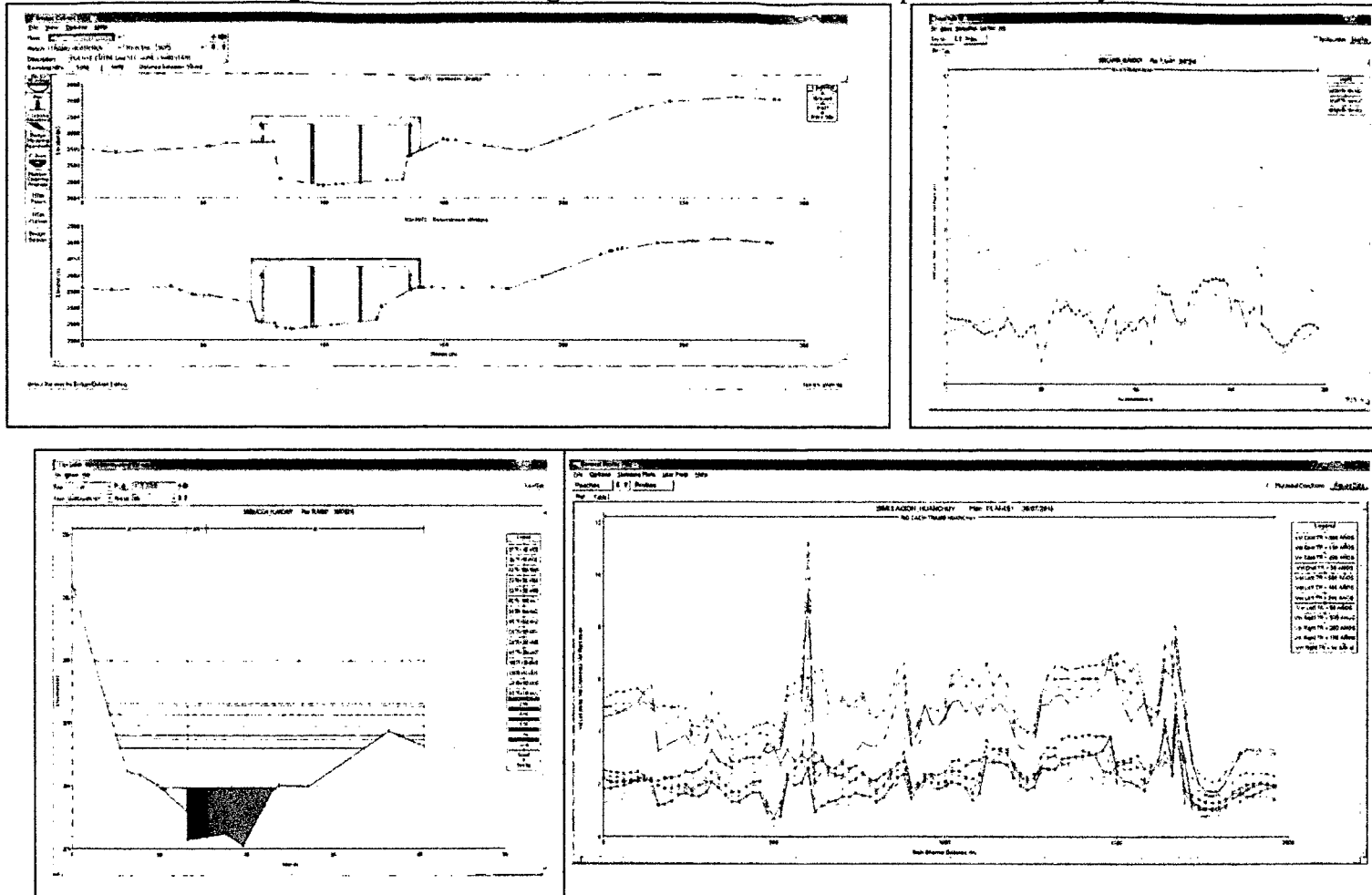


Tabla 127: Resultados de la simulacion hidráulica con el Hec Ras para un TR=100 años con el Puente Huanchuy incluido

TRAMO HUANCHUY	1942.84	TR = 100 AÑOS	1125.4	2589.25	2592.43	2591.36	2592.64	0.002588	3.08	577.44	0.56
TRAMO HUANCHUY	1940	TR = 100 AÑOS	1125.4	2589.24	2592.42	2591.34	2592.64	0.00258	3.07	576.28	0.56
TRAMO HUANCHUY	1920	TR = 100 AÑOS	1125.4	2589.22	2592.35	2591.23	2592.58	0.002623	3.11	557.64	0.56
TRAMO HUANCHUY	1900	TR = 100 AÑOS	1125.4	2589	2592.3	2591.11	2592.53	0.002494	3.13	553.3	0.55
TRAMO HUANCHUY	1880	TR = 100 AÑOS	1125.4	2588.45	2592.26	2590.99	2592.48	0.002132	3.12	573.69	0.52
TRAMO HUANCHUY	1860	TR = 100 AÑOS	1125.4	2587.94	2592.22	2590.86	2592.44	0.001811	3.12	588.97	0.49
TRAMO HUANCHUY	1840	TR = 100 AÑOS	1125.4	2587.59	2592.21	2590.68	2592.4	0.001431	2.96	641.39	0.44
TRAMO HUANCHUY	1820	TR = 100 AÑOS	1125.4	2587.47	2592.22	2590.33	2592.36	0.001069	2.59	712.3	0.38
TRAMO HUANCHUY	1800	TR = 100 AÑOS	1125.4	2587.02	2592.23	2589.8	2592.33	0.00064	2.13	851.77	0.3
TRAMO HUANCHUY	1780	TR = 100 AÑOS	1125.4	2586.57	2592.24	2589.19	2592.32	0.00041	1.8	989.61	0.25
TRAMO HUANCHUY	1760	TR = 100 AÑOS	1125.4	2586.3	2592.23	2589.1	2592.31	0.000368	1.77	1023.49	0.23
TRAMO HUANCHUY	1740	TR = 100 AÑOS	1125.4	2586.15	2592.22	2588.96	2592.3	0.000385	1.84	996.1	0.24
TRAMO HUANCHUY	1720	TR = 100 AÑOS	1125.4	2585.93	2592.19	2588.99	2592.29	0.000458	2.05	926.73	0.26
TRAMO HUANCHUY	1700	TR = 100 AÑOS	1125.4	2585.69	2592.1	2590	2592.27	0.000832	2.8	753.24	0.36
TRAMO HUANCHUY	1680	TR = 100 AÑOS	1125.4	2585.46	2591.17	2589.81	2592.16	0.003788	5.49	288.07	0.75
TRAMO HUANCHUY	1675	Bridge	Bridge								
TRAMO HUANCHUY	1670	TR = 100 AÑOS	1125.4	2585.35	2590	2590	2591.82	0.009045	7.33	214.06	1.11
TRAMO HUANCHUY	1661	TR = 100 AÑOS	1125.4	2585.24	2589.71	2589.55	2591.19	0.009301	7.17	255.14	1.12
TRAMO HUANCHUY	1660	TR = 100 AÑOS	1125.4	2585.23	2589.73	2589.47	2591.15	0.008887	7.04	261.23	1.09
TRAMO HUANCHUY	1640	TR = 100 AÑOS	1125.4	2586.22	2589.72	2589.72	2590.86	0.011461	6.81	278.39	1.19
TRAMO HUANCHUY	1620	TR = 100 AÑOS	1125.4	2586.17	2589.81	2588.95	2590.32	0.009571	4.82	398.8	0.81
TRAMO HUANCHUY	1600	TR = 100 AÑOS	1125.4	2584.93	2589.79	2588.51	2590.22	0.003044	4.43	450.22	0.65
TRAMO HUANCHUY	1580	TR = 100 AÑOS	1125.4	2584.34	2589.47	2588.69	2590.13	0.003892	5.28	401.78	0.75
TRAMO HUANCHUY	1560	TR = 100 AÑOS	1125.4	2584.19	2589.28	2588.21	2590.04	0.00402	5.33	358.8	0.76
TRAMO HUANCHUY	1540	TR = 100 AÑOS	1125.4	2583.9	2589.28	2588.06	2589.94	0.003165	4.91	383.73	0.68
TRAMO HUANCHUY	1520	TR = 100 AÑOS	1125.4	2583.48	2589	2588.51	2589.85	0.003806	5.46	363.59	0.75
TRAMO HUANCHUY	1500	TR = 100 AÑOS	1125.4	2583.24	2588.58	2588.58	2589.74	0.005132	6.21	329.67	0.86
TRAMO HUANCHUY	1480	TR = 100 AÑOS	1125.4	2583.16	2587.71	2587.71	2588.91	0.006674	6.39	306.33	0.96
TRAMO HUANCHUY	1460	TR = 100 AÑOS	1125.4	2583.11	2586.9	2586.9	2588.04	0.008314	6.32	297.52	1.04
TRAMO HUANCHUY	1440	TR = 100 AÑOS	1125.4	2582.99	2586.18	2586.18	2587.06	0.00867	5.76	332.73	1.03
TRAMO HUANCHUY	1420	TR = 100 AÑOS	1125.4	2582.74	2585.58	2585.58	2586.42	0.009861	5.69	326.77	1.08
TRAMO HUANCHUY	1400	TR = 100 AÑOS	1125.4	2582.49	2585.19	2585.19	2585.99	0.010403	5.64	330.01	1.1
TRAMO HUANCHUY	1380	TR = 100 AÑOS	1125.4	2582.23	2584.96	2584.96	2585.72	0.010191	5.61	343.6	1.09
TRAMO HUANCHUY	1360	TR = 100 AÑOS	1125.4	2581.9	2584.59	2584.54	2585.35	0.010617	5.61	336.07	1.1
TRAMO HUANCHUY	1340	TR = 100 AÑOS	1125.4	2581.6	2584.4	2584.4	2585.15	0.010179	5.72	356.33	1.09
TRAMO HUANCHUY	1320	TR = 100 AÑOS	1125.4	2581.21	2583.75	2583.75	2584.46	0.011656	5.69	359.11	1.15
TRAMO HUANCHUY	1300	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.93	2583.41	2583.33	2584.06	0.011333	5.39	363.17	1.12
TRAMO HUANCHUY	1280	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.74	2583.22	2583.13	2583.81	0.0108	5.12	381.77	1.09
TRAMO HUANCHUY	1260	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.51	2583.26	2582.73	2583.58	0.009146	3.78	500.41	0.76
TRAMO HUANCHUY	1240	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.36	2583.2	2582.5	2583.47	0.004153	3.48	541.71	0.69
TRAMO HUANCHUY	1220	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.4	2583.09	2582.4	2583.38	0.004613	3.62	515.61	0.72
TRAMO HUANCHUY	1200	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.36	2582.9	2582.38	2583.27	0.006329	4.11	452.41	0.84
TRAMO HUANCHUY	1180	TR = 100 AÑOS	1125.4	2580.13	2582.56	2582.34	2583.1	0.009914	5.04	380.69	1.05
TRAMO HUANCHUY	1160	TR = 100 AÑOS	1125.4	2579.9	2582.29	2582.15	2582.88	0.011525	5.4	365	1.13
TRAMO HUANCHUY	1140	TR = 100 AÑOS	1125.4	2579.23	2582.16	2581.94	2582.67	0.008805	5.07	411.58	0.97
TRAMO HUANCHUY	1120	TR = 100 AÑOS	1125.4	2578.89	2581.82	2581.8	2582.47	0.0101	5.71	380.67	1.09
TRAMO HUANCHUY	1100	TR = 100 AÑOS	1125.4	2578.71	2581.76	2581.56	2582.23	0.00856	4.92	423.49	0.98
TRAMO HUANCHUY	1080	TR = 100 AÑOS	1125.4	2578.53	2581.49	2581.42	2582.04	0.009015	5.37	413.41	1.02
TRAMO HUANCHUY	1060	TR = 100 AÑOS	1125.4	2578.36	2581.38	2581.24	2581.86	0.007206	5.01	445.6	0.93
TRAMO HUANCHUY	1040	TR = 100 AÑOS	1125.4	2578.19	2581.07	2581.07	2581.68	0.008879	5.58	406.15	1.07
TRAMO HUANCHUY	1020	TR = 100 AÑOS	1125.4	2577.99	2580.85	2580.85	2581.43	0.010018	5.46	410.68	1.07
TRAMO HUANCHUY	1000	TR = 100 AÑOS	1125.4	2577.78	2580.57	2580.57	2581.19	0.006254	4.49	486.23	0.86

TRAMO HUANCHUY	980	TR = 100 AÑOS	1125.4	2577.59	2580.73	2580.39	2581.07	0.004969	4.13	522.02	0.77
TRAMO HUANCHUY	960	TR = 100 AÑOS	1125.4	2577.43	2580.64	2580.27	2580.97	0.004693	4.08	527.25	0.75
TRAMO HUANCHUY	940	TR = 100 AÑOS	1125.4	2577.15	2580.56	2580.16	2580.88	0.004126	4.01	543.61	0.71
TRAMO HUANCHUY	920	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.9	2580.56	2579.88	2580.79	0.00256	3.41	639.2	0.57
TRAMO HUANCHUY	900	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.73	2580.56	2579.64	2580.73	0.001872	3.02	713.72	0.49
TRAMO HUANCHUY	880	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.56	2580.36	2579.65	2580.67	0.003043	3.83	525.84	0.63
TRAMO HUANCHUY	860	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.41	2580.41	2579.49	2580.58	0.001842	3.08	708.22	0.49
TRAMO HUANCHUY	840	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.27	2580.41	2579.12	2580.54	0.001237	2.59	809.13	0.41
TRAMO HUANCHUY	820	TR = 100 AÑOS	1125.4	2576.12	2580.41	2578.86	2580.51	0.000969	2.33	879.97	0.36
TRAMO HUANCHUY	800	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.95	2580.4	2578.73	2580.49	0.000778	2.13	969.43	0.33
TRAMO HUANCHUY	780	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.77	2580.39	2578.66	2580.47	0.000717	2.1	996.81	0.31
TRAMO HUANCHUY	760	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.6	2580.37	2578.66	2580.46	0.000697	2.11	988	0.31
TRAMO HUANCHUY	740	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.42	2580.37	2578.48	2580.44	0.000546	1.92	1098.82	0.28
TRAMO HUANCHUY	720	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.23	2580.37	2578.38	2580.43	0.000466	1.78	1175.7	0.26
TRAMO HUANCHUY	700	TR = 100 AÑOS	1125.4	2575.17	2580.35	2578.03	2580.42	0.000505	1.84	1141.76	0.27
TRAMO HUANCHUY	680	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.95	2580.34	2577.88	2580.41	0.000449	1.79	1146.39	0.25
TRAMO HUANCHUY	660	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.8	2580.33	2577.66	2580.4	0.000457	1.83	1121.02	0.26
TRAMO HUANCHUY	640	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.73	2580.33	2577.6	2580.38	0.000354	1.63	1259.68	0.23
TRAMO HUANCHUY	620	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.56	2580.34	2577.2	2580.37	0.000242	1.38	1422.95	0.19
TRAMO HUANCHUY	600	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.29	2575.91	2575.91	2579.96	0.005941	11.58	142.27	2.97
TRAMO HUANCHUY	580	TR = 100 AÑOS	1125.4	2574.23	2576.64	2576.64	2577.26	0.012965	5.39	371.5	1.17
TRAMO HUANCHUY	560	TR = 100 AÑOS	1125.4	2573.97	2576.25	2576.25	2576.76	0.011153	5.12	430.26	1.1
TRAMO HUANCHUY	540	TR = 100 AÑOS	1125.4	2573.69	2575.44	2575.44	2575.98	0.016506	5.12	379.06	1.27
TRAMO HUANCHUY	520	TR = 100 AÑOS	1125.4	2573.53	2575.22	2574.87	2575.55	0.008175	3.53	466.3	0.89
TRAMO HUANCHUY	500	TR = 100 AÑOS	1125.4	2573.46	2574.91	2574.71	2575.33	0.01311	3.5	393.81	1.06
TRAMO HUANCHUY	480	TR = 100 AÑOS	1125.4	2573.33	2574.57	2574.45	2575.04	0.015979	3.53	376.07	1.15
TRAMO HUANCHUY	460	TR = 100 AÑOS	1125.4	2572.86	2574.38	2574.14	2574.74	0.011251	3.67	433.74	1.01
TRAMO HUANCHUY	440	TR = 100 AÑOS	1125.4	2572.74	2574.15	2573.91	2574.52	0.011265	3.54	430.78	1.01
TRAMO HUANCHUY	420	TR = 100 AÑOS	1125.4	2572.62	2573.95	2573.66	2574.3	0.010277	3.26	439.99	0.95
TRAMO HUANCHUY	400	TR = 100 AÑOS	1125.4	2572.39	2573.79	2573.41	2574.1	0.008252	3.14	467.56	0.87
TRAMO HUANCHUY	380	TR = 100 AÑOS	1125.4	2572.06	2573.68	2573.2	2573.94	0.006597	3.07	508.75	0.79
TRAMO HUANCHUY	360	TR = 100 AÑOS	1125.4	2571.72	2573.5	2573.13	2573.8	0.007773	3.52	481.16	0.87
TRAMO HUANCHUY	340	TR = 100 AÑOS	1125.4	2571.45	2573.24	2572.91	2573.62	0.010303	4.08	442.24	1.01
TRAMO HUANCHUY	320	TR = 100 AÑOS	1125.4	2571.21	2572.8	2572.73	2573.34	0.017121	4.85	373.23	1.27
TRAMO HUANCHUY	300	TR = 100 AÑOS	1125.4	2570.98	2572.68	2572.33	2573.03	0.009686	3.94	458.33	0.98
TRAMO HUANCHUY	280	TR = 100 AÑOS	1125.4	2570.69	2572.55	2572.1	2572.85	0.007408	3.66	504.38	0.87
TRAMO HUANCHUY	260	TR = 100 AÑOS	1125.4	2570.34	2572.42	2571.98	2572.7	0.006599	3.68	527.76	0.83
TRAMO HUANCHUY	240	TR = 100 AÑOS	1125.4	2569.83	2572.17	2571.91	2572.55	0.007759	4.36	493.02	0.92
TRAMO HUANCHUY	220	TR = 100 AÑOS	1125.4	2569.29	2572.05	2571.78	2572.41	0.005949	4.28	532.24	0.83
TRAMO HUANCHUY	200	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.12	2571.94	2571.72	2572.29	0.006683	4.26	548.84	0.82
TRAMO HUANCHUY	180	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.95	2571.82	2571.63	2572.17	0.005761	4.32	552.16	0.82
TRAMO HUANCHUY	160	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.79	2571.69	2571.55	2572.05	0.005944	4.41	557.48	0.84
TRAMO HUANCHUY	140	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.62	2571.59	2571.05	2571.93	0.005441	4.27	570.48	0.8
TRAMO HUANCHUY	120	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.45	2571.23	2570.9	2571.77	0.009231	5.26	474.62	1.03
TRAMO HUANCHUY	100	TR = 100 AÑOS	1125.4	2568.28	2571.11	2571.11	2571.58	0.007656	4.89	502.34	0.94
TRAMO HUANCHUY	80	TR = 100 AÑOS	1125.4	2567.96	2570.93	2570.93	2571.41	0.006872	4.83	516.2	0.9
TRAMO HUANCHUY	60	TR = 100 AÑOS	1125.4	2567.64	2570.72	2570.72	2571.2	0.00637	4.76	523.69	0.87
TRAMO HUANCHUY	40	TR = 100 AÑOS	1125.4	2567.32	2570.43	2570.43	2570.92	0.00628	4.75	518.96	0.87
TRAMO HUANCHUY	20	TR = 100 AÑOS	1125.4	2566.98	2570.04	2570.04	2570.6	0.007053	4.93	483.72	0.92
TRAMO HUANCHUY	0	TR = 100 AÑOS	1125.4	2566.67	2569.71	2569.71	2570.3	0.007919	4.97	461.71	0.96

4.24 MODELACION DE TRASPORTE DE SEDIMENTOS EN EL RIO CACHI TRAMO HUANCHUY CON EL HEC RAS

En el cauce de un río, se ha realizado el levantamiento de las secciones transversales de 1942.84 a la sección 0, las distancias entre las secciones son variados, los mismos que se usaron en toda las simulaciones correspondientes del puente huanchuy de acuerdo a la cobertura del cauce se ha determinado que el río Cachi en el tramo huanchuy tiene un coeficiente e rugosidad de 0.035, mientras que la planicie de inundación tiene un coeficiente de rugosidad de 0.05. Se debe analizar el comportamiento del cauce del río, para el transporte de sedimentos y un flujo casi no permanente.

- Utilizamos como función de transporte la de Meyer Peter Muller
- Utilizamos como método de ordenamiento el de Active Layer
- Utilizamos como método de velocidad de caída el de Ruby
- Asignamos como condición de contorno para el transporte de sedimentos, para la sección 1942.84 (aguas arriba), la de Equilibrio Load.
- Utilizar los valores por defecto, para asignar las propiedades físicas de los sedimentos

Tabla 128: Serie de caudales para el cálculo de la sedimentación y erosión

24	0.025	931.70
48	0.025	1125.40
72	0.025	1349.00
96	0.025	1695.20
120	0.025	2000.00

Figura 119: Representación esquemática de la profundidad de la deposición

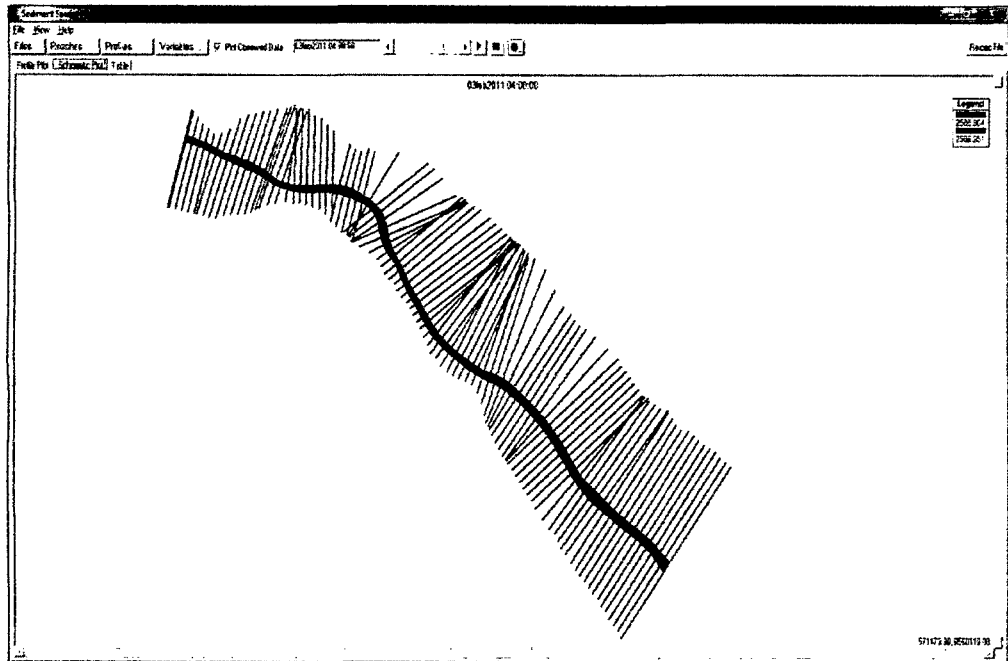


Figura 120 : Perfil del cauce del trazado espacial de sedimentos en el rio Cachi tramo Huanchuy para diferentes caudales

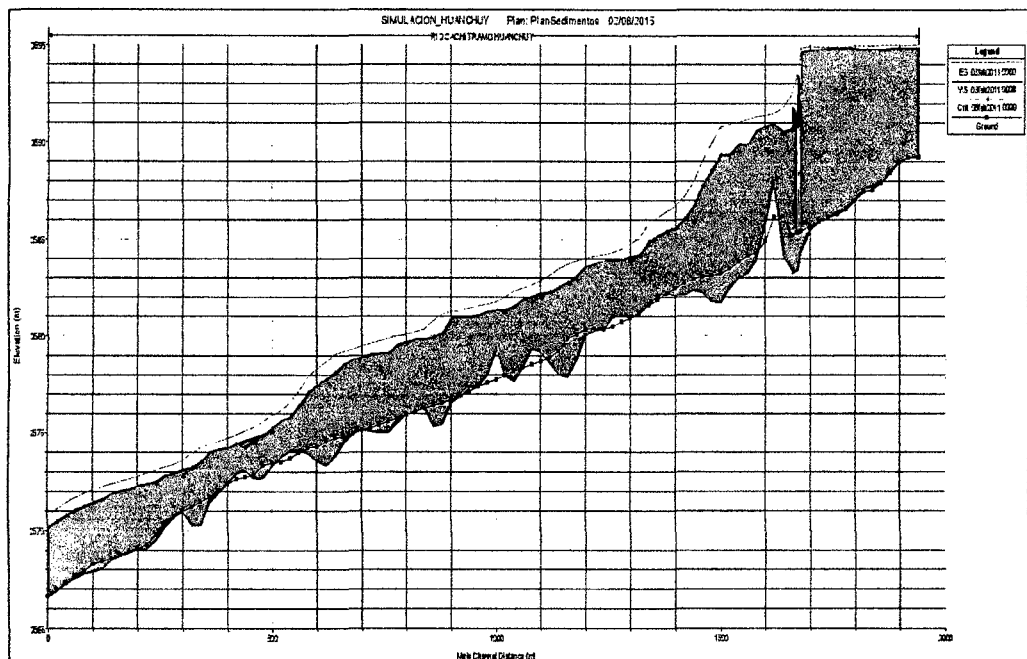


Figura 121: Perfil del cauce trazado espacial de sedimentos

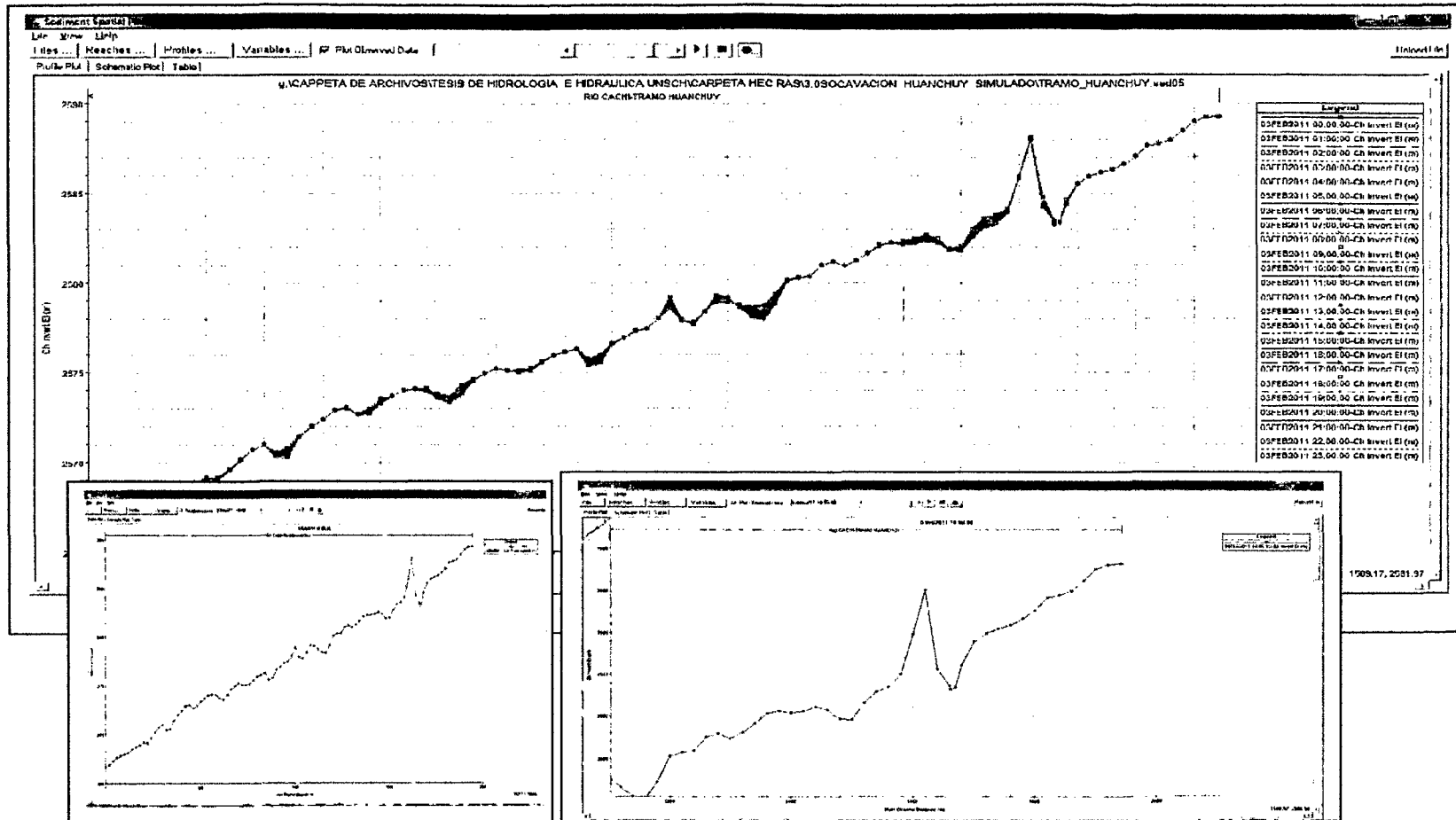


Figura 122: Evolucion de fondo de la seccion 1+760 sedientada y 1+700 erosionada aguas arriba del puente huanchuy

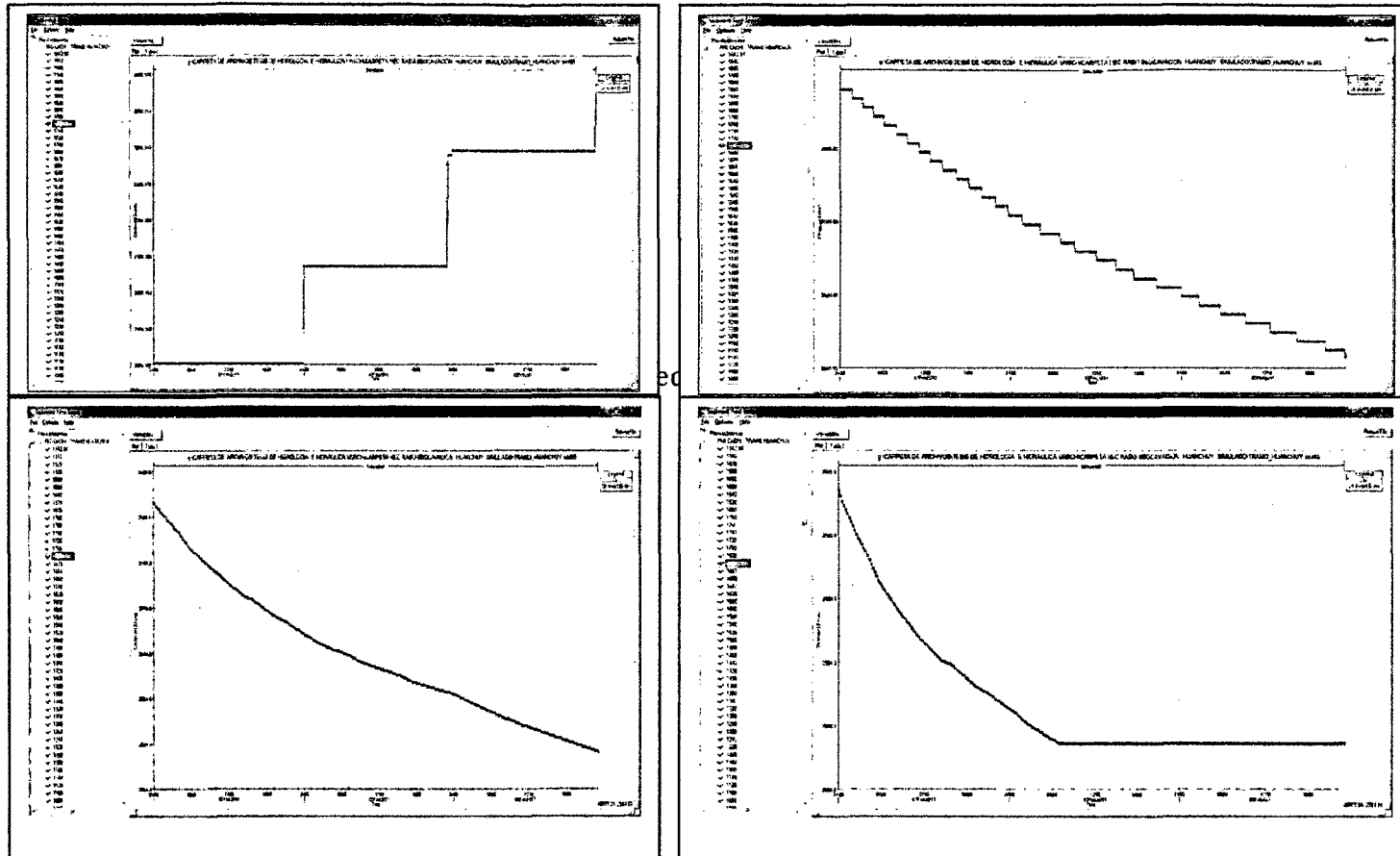


Figura 124.: Evolucion del fondo de secciones aguas abajo del puente en erosion y socavacion

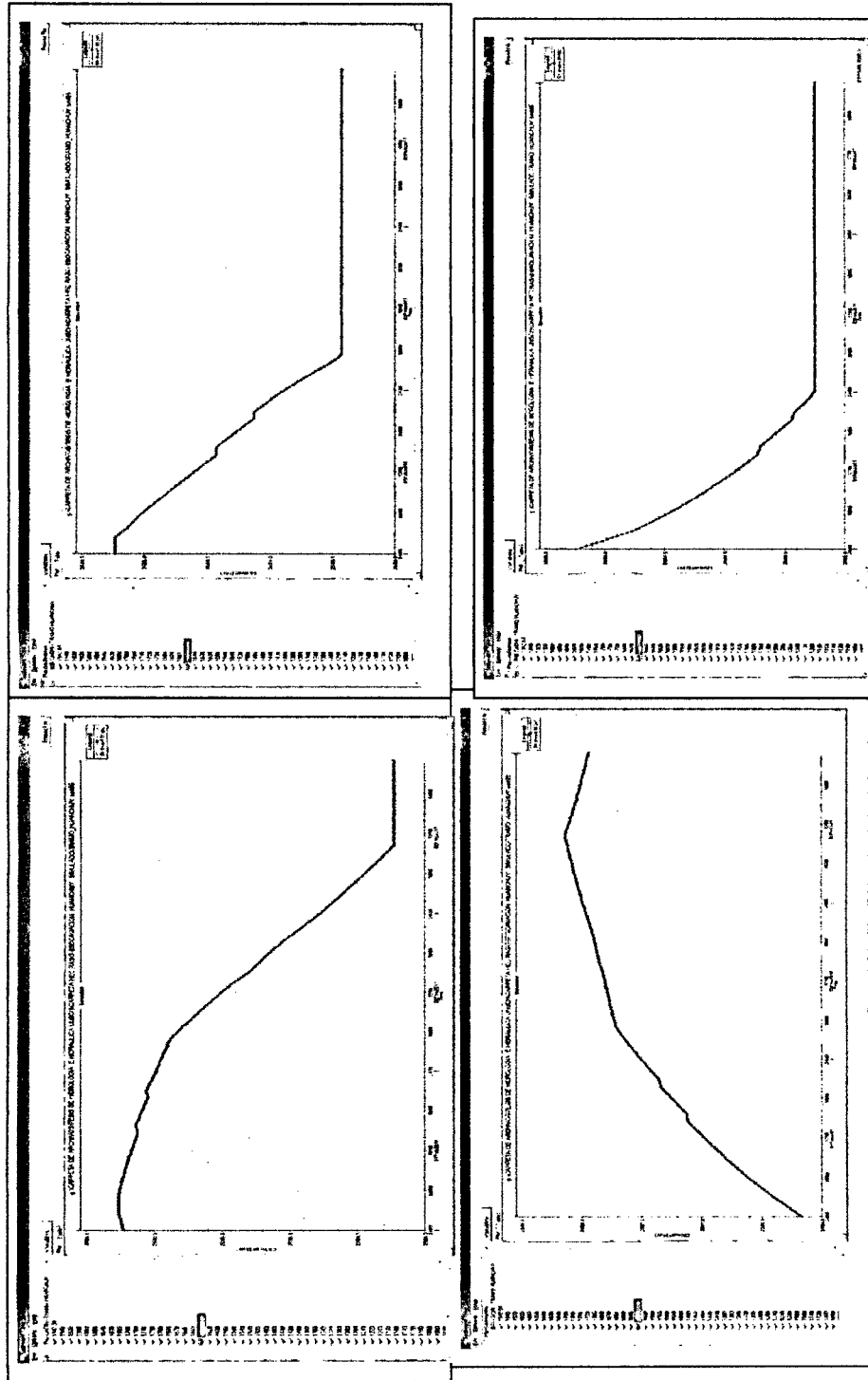


Figura 125: Geometría de la sección transversal por efecto del transporte de sedimentos en la sección 1+680

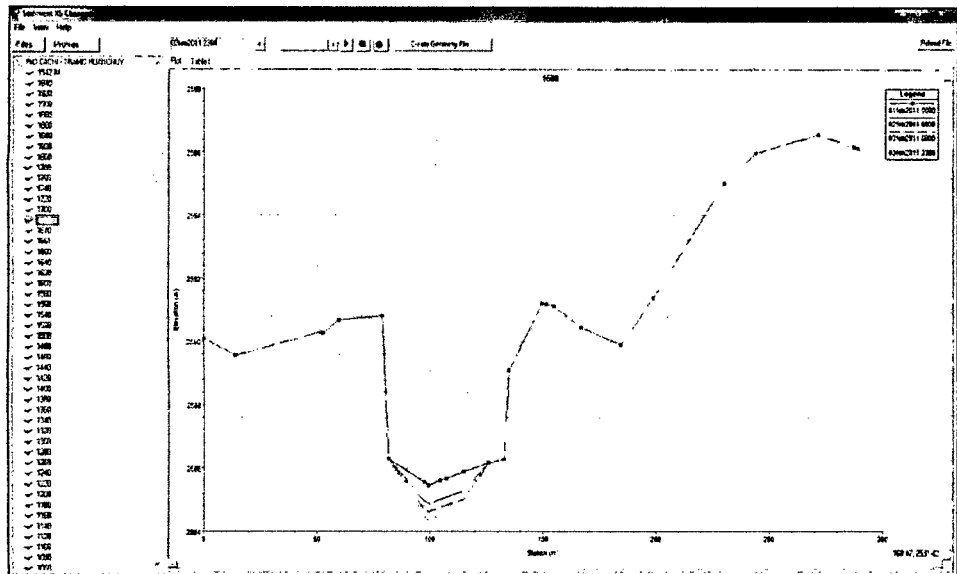


Tabla 126: Geometría de la sección trasnversal por efecto del transporte en la progresiva 1+670

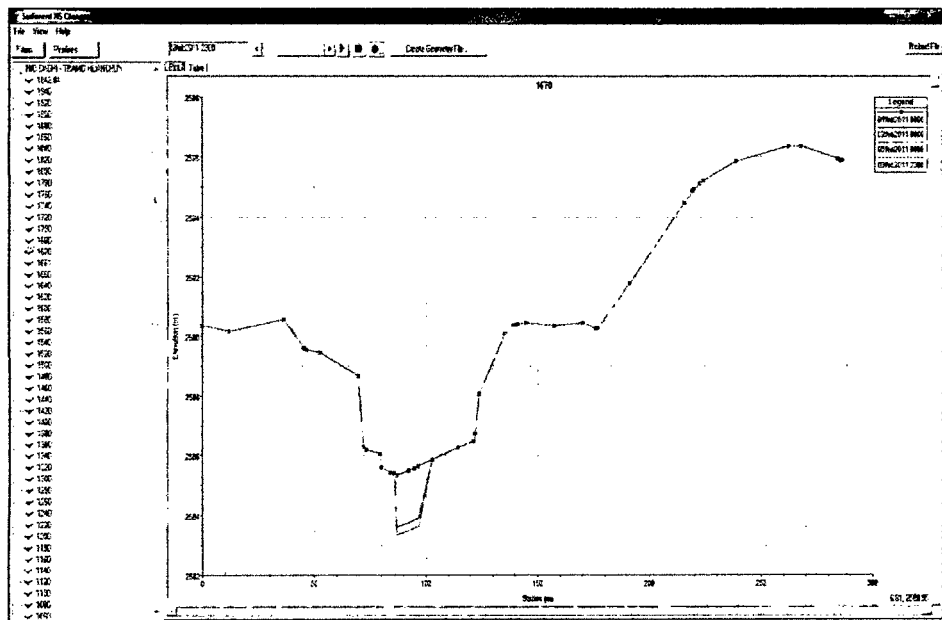


Figura 127: Profundidad hidraulica(HYDRAULIC DEPTH)

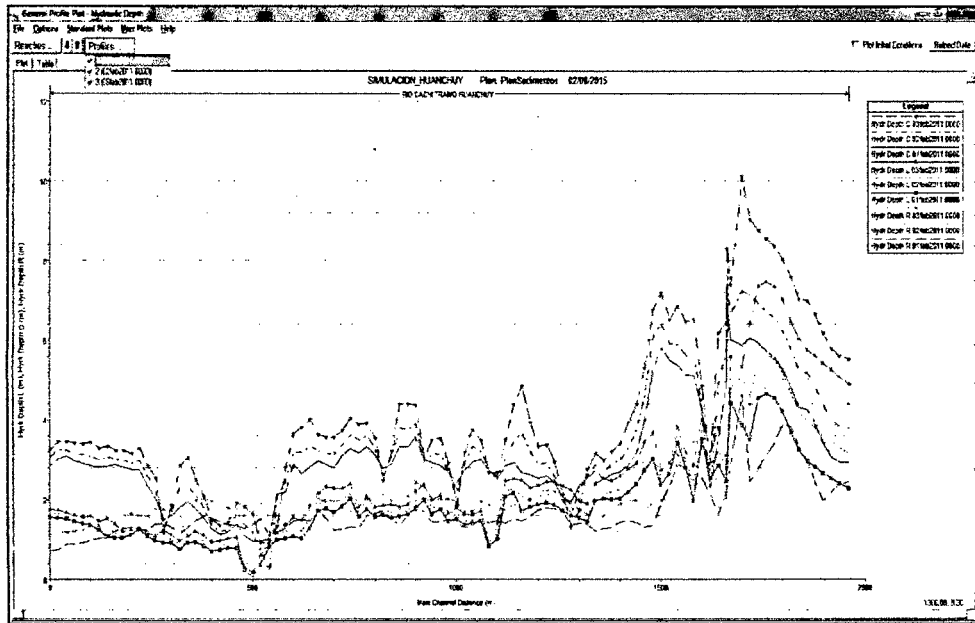
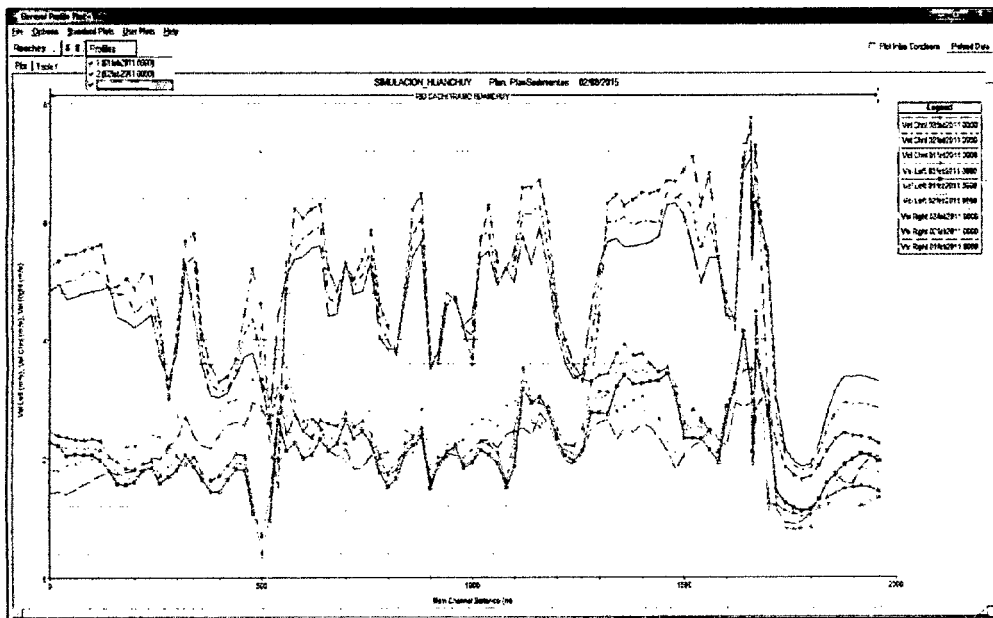


Figura 128: Diagrama de velocidad del flujo



Cuadro 129: Resultados del transporte de sedimentos de Hec Ras

TRAMO HUANCHUY	1942.84	TR = 500 AÑOS	2.840127	2589.252	1.5878E-03	2.639696	1695.199	2.249039	7.721364
TRAMO HUANCHUY	1940	TR = 500 AÑOS	20.00006	2589.227	-1.2689E-02	2.752149	1695.199	2.269433	7.832597
TRAMO HUANCHUY	1920	TR = 500 AÑOS	20.00006	2589.2	-2.0244E-02	2.923317	1695.199	2.316038	8.095972
TRAMO HUANCHUY	1900	TR = 500 AÑOS	20.00006	2588.983	-1.6753E-02	3.104187	1695.199	2.357475	8.265421
TRAMO HUANCHUY	1880	TR = 500 AÑOS	20.00006	2588.45	1.2562E-07	3.254497	1695.199	2.385266	8.358917
TRAMO HUANCHUY	1860	TR = 500 AÑOS	20.00006	2587.94	0.0000E+00	3.305794	1695.199	2.389579	8.28749
TRAMO HUANCHUY	1840	TR = 500 AÑOS	20.00006	2587.751	1.6058E-01	2.487022	1695.199	2.306577	7.653543
TRAMO HUANCHUY	1820	TR = 500 AÑOS	20.00006	2587.624	1.5400E-01	1.862137	1695.199	2.123142	6.283128
TRAMO HUANCHUY	1800	TR = 500 AÑOS	20.00006	2587.02	5.3017E-06	1.822497	1695.199	1.899678	5.088455
TRAMO HUANCHUY	1780	TR = 500 AÑOS	20.00006	2586.618	4.8436E-02	1.536519	1695.199	1.72807	4.083792
TRAMO HUANCHUY	1760	TR = 500 AÑOS	20.00006	2586.315	1.5456E-02	1.354729	1695.199	1.674211	3.754836
TRAMO HUANCHUY	1740	TR = 500 AÑOS	20.00006	2586.15	-7.7671E-08	1.333831	1695.199	1.731272	3.952914
TRAMO HUANCHUY	1720	TR = 500 AÑOS	20.00006	2585.91	-1.9510E-02	1.423672	1695.199	1.918598	4.841562
TRAMO HUANCHUY	1700	TR = 500 AÑOS	20.00006	2585.508	-1.8206E-01	3.00208	1695.199	2.822473	39.05645
TRAMO HUANCHUY	1680	TR = 500 AÑOS	9.999878	2584.361	-1.0992E+00	8.24642	1695.199	4.387463	140.6539
TRAMO HUANCHUY	1670	TR = 500 AÑOS	9.000134	2583.354	-1.9907E+00	8.24642	1695.199	5.387609	128.9193
TRAMO HUANCHUY	1661	TR = 500 AÑOS	1.000049	2583.249	-1.9921E+00	8.24642	1695.199	6.205359	102.1234
TRAMO HUANCHUY	1660	TR = 500 AÑOS	20.00006	2583.424	-1.8065E+00	8.246435	1695.199	7.122437	73.93406
TRAMO HUANCHUY	1640	TR = 500 AÑOS	20.00006	2584.226	-1.9945E+00	8.246435	1695.199	6.532298	76.44286
TRAMO HUANCHUY	1620	TR = 500 AÑOS	20.00006	2587.937	1.7664E+00	18.66516	1695.199	5.063107	31.23737
TRAMO HUANCHUY	1600	TR = 500 AÑOS	20.00006	2585.858	9.2806E-01	22.74405	1695.199	4.759341	39.88773
TRAMO HUANCHUY	1580	TR = 500 AÑOS	20.00006	2583.905	-4.3556E-01	31.32679	1695.199	5.578156	49.97982
TRAMO HUANCHUY	1560	TR = 500 AÑOS	20.00006	2583.229	-9.6077E-01	57.95369	1695.199	6.33768	57.98405
TRAMO HUANCHUY	1540	TR = 500 AÑOS	20.00006	2583.03	-8.7011E-01	84.58566	1695.199	6.620305	65.13113
TRAMO HUANCHUY	1520	TR = 500 AÑOS	20.00006	2582.48	-9.9983E-01	109.9905	1695.199	6.844478	66.68534
TRAMO HUANCHUY	1500	TR = 500 AÑOS	20.00006	2581.731	-1.5088E+00	125.8145	1695.199	6.895687	75.21719
TRAMO HUANCHUY	1480	TR = 500 AÑOS	20.00006	2581.798	-1.3620E+00	133.6824	1695.199	6.745869	74.22
TRAMO HUANCHUY	1460	TR = 500 AÑOS	20.00006	2582.214	-8.9573E-01	147.5702	1695.199	6.659633	70.68391
TRAMO HUANCHUY	1440	TR = 500 AÑOS	20.00006	2582.345	-6.4545E-01	166.8063	1695.199	6.565305	70.07836
TRAMO HUANCHUY	1420	TR = 500 AÑOS	20.00006	2582.147	-5.9269E-01	186.538	1695.199	6.503277	73.50868
TRAMO HUANCHUY	1400	TR = 500 AÑOS	20.00006	2582.09	-4.0041E-01	201.8892	1695.199	6.467288	73.48367
TRAMO HUANCHUY	1380	TR = 500 AÑOS	20.00006	2582.227	-2.6135E-03	204.2777	1695.199	6.383975	74.82434
TRAMO HUANCHUY	1360	TR = 500 AÑOS	20.00006	2582.125	2.2555E-01	200.4516	1695.199	6.351783	72.48011
TRAMO HUANCHUY	1340	TR = 500 AÑOS	20.00006	2581.63	2.9934E-02	198.6909	1695.199	6.384497	80.05254
TRAMO HUANCHUY	1320	TR = 500 AÑOS	20.00006	2581.22	1.0087E-02	176.8409	1695.199	5.883346	72.93715
TRAMO HUANCHUY	1300	TR = 500 AÑOS	20.00006	2580.94	9.8766E-03	101.5211	1695.199	4.614975	46.24431
TRAMO HUANCHUY	1280	TR = 500 AÑOS	20.00006	2581.16	4.1993E-01	52.28568	1695.199	3.58543	29.53322
TRAMO HUANCHUY	1260	TR = 500 AÑOS	20.00006	2580.99	4.7978E-01	41.24477	1695.199	3.383242	27.55883
TRAMO HUANCHUY	1240	TR = 500 AÑOS	20.00006	2580.36	0.0000E+00	41.36264	1695.199	3.61965	26.55591
TRAMO HUANCHUY	1220	TR = 500 AÑOS	20.00006	2580.26	-1.4007E-01	44.29645	1695.199	4.031983	30.86507
TRAMO HUANCHUY	1200	TR = 500 AÑOS	20.00006	2580.06	-3.0026E-01	49.52305	1695.199	4.780351	39.09312
TRAMO HUANCHUY	1180	TR = 500 AÑOS	20.00006	2578.761	-1.3684E+00	75.76315	1695.199	5.824194	57.34758
TRAMO HUANCHUY	1160	TR = 500 AÑOS	20.00006	2577.907	-1.9923E+00	75.76315	1695.199	6.511844	75.04674
TRAMO HUANCHUY	1140	TR = 500 AÑOS	20.00006	2578.033	-1.1967E+00	116.2161	1695.199	6.623613	76.77499
TRAMO HUANCHUY	1120	TR = 500 AÑOS	20.00006	2578.577	-3.1275E-01	134.5163	1695.199	6.317922	72.43197
TRAMO HUANCHUY	1100	TR = 500 AÑOS	20.00006	2579.203	4.9264E-01	130.2936	1695.199	5.703437	58.33981
TRAMO HUANCHUY	1080	TR = 500 AÑOS	20.00006	2579.341	8.1068E-01	110.3995	1695.199	5.31671	51.06134
TRAMO HUANCHUY	1060	TR = 500 AÑOS	20.00006	2578.37	1.0058E-02	111.0585	1695.199	5.541802	59.18076
TRAMO HUANCHUY	1040	TR = 500 AÑOS	20.00006	2577.627	-5.6276E-01	121.0452	1695.199	5.900342	67.12168
TRAMO HUANCHUY	1020	TR = 500 AÑOS	20.00006	2577.974	-1.5753E-02	114.2288	1695.199	5.314929	57.1147
TRAMO HUANCHUY	1000	TR = 500 AÑOS	20.00006	2579.263	1.4831E+00	72.47088	1695.199	4.269835	28.39996

TRAMO HUANCHUY	980	TR = 500 AÑOS	20.00006	2577.99	4.0029E-01	66.16203	1695.199	4.188562	36.12542
TRAMO HUANCHUY	960	TR = 500 AÑOS	20.00006	2577.43	-1.4429E-05	68.91901	1695.199	4.570959	39.64403
TRAMO HUANCHUY	940	TR = 500 AÑOS	20.00006	2577.326	1.7578E-01	66.73988	1695.199	4.385163	35.62895
TRAMO HUANCHUY	920	TR = 500 AÑOS	20.00006	2576.9	2.2012E-04	49.04929	1695.199	3.900589	24.95724
TRAMO HUANCHUY	900	TR = 500 AÑOS	20.00006	2576.556	-1.7415E-01	52.18269	1695.199	4.41348	38.72647
TRAMO HUANCHUY	880	TR = 500 AÑOS	20.00006	2575.474	-1.0864E+00	74.99458	1695.199	5.741141	59.10465
TRAMO HUANCHUY	860	TR = 500 AÑOS	20.00006	2575.299	-1.1104E+00	95.62296	1695.199	5.949604	65.69672
TRAMO HUANCHUY	840	TR = 500 AÑOS	20.00006	2576.27	1.7695E-04	84.07404	1695.199	4.939896	42.92118
TRAMO HUANCHUY	820	TR = 500 AÑOS	20.00006	2576.12	0.0000E+00	62.75979	1695.199	4.173699	29.3018
TRAMO HUANCHUY	800	TR = 500 AÑOS	20.00006	2575.95	4.1655E-05	62.33939	1695.199	4.22158	34.72803
TRAMO HUANCHUY	780	TR = 500 AÑOS	20.00006	2575.525	-2.4526E-01	65.51508	1695.199	4.831942	42.18545
TRAMO HUANCHUY	760	TR = 500 AÑOS	20.00006	2575.027	-5.7362E-01	79.65889	1695.199	5.428874	50.56644
TRAMO HUANCHUY	740	TR = 500 AÑOS	20.00006	2574.981	-4.3859E-01	86.74641	1695.199	5.412911	51.95257
TRAMO HUANCHUY	720	TR = 500 AÑOS	20.00006	2575.068	-1.6227E-01	86.57816	1695.199	5.186063	46.6154
TRAMO HUANCHUY	700	TR = 500 AÑOS	20.00006	2575.17	-1.9553E-05	88.44622	1695.199	5.121078	45.82144
TRAMO HUANCHUY	680	TR = 500 AÑOS	20.00006	2574.95	-5.4560E-07	95.97567	1695.199	5.053383	45.042
TRAMO HUANCHUY	660	TR = 500 AÑOS	20.00006	2574.522	-2.7843E-01	106.4578	1695.199	5.395266	50.2433
TRAMO HUANCHUY	640	TR = 500 AÑOS	20.00006	2573.745	-9.8426E-01	138.0245	1695.199	6.01084	65.23837
TRAMO HUANCHUY	620	TR = 500 AÑOS	20.00006	2573.268	-1.2927E+00	163.5139	1695.199	6.208437	70.07474
TRAMO HUANCHUY	600	TR = 500 AÑOS	20.00006	2573.561	-7.2941E-01	179.0049	1695.199	6.154294	75.606
TRAMO HUANCHUY	580	TR = 500 AÑOS	20.00006	2573.949	-2.8089E-01	187.1727	1695.199	5.854677	84.13806
TRAMO HUANCHUY	560	TR = 500 AÑOS	20.00006	2574.08	1.1037E-01	111.4231	1695.199	4.480334	63.0011
TRAMO HUANCHUY	540	TR = 500 AÑOS	20.00006	2574.012	3.2282E-01	45.64303	1695.199	2.832166	36.51009
TRAMO HUANCHUY	520	TR = 500 AÑOS	20.00006	2573.71	1.8027E-01	46.02436	1695.199	2.927679	32.26172
TRAMO HUANCHUY	500	TR = 500 AÑOS	20.00006	2573.229	-2.3100E-01	59.91903	1695.199	4.259484	51.00693
TRAMO HUANCHUY	480	TR = 500 AÑOS	20.00006	2572.665	-6.6514E-01	89.86791	1695.199	4.873967	57.00618
TRAMO HUANCHUY	460	TR = 500 AÑOS	20.00006	2572.662	-1.9822E-01	86.18656	1695.199	4.441077	48.44703
TRAMO HUANCHUY	440	TR = 500 AÑOS	20.00006	2573.07	3.3012E-01	77.53082	1695.199	3.794445	31.57756
TRAMO HUANCHUY	420	TR = 500 AÑOS	20.00006	2572.9	2.7981E-01	68.95187	1695.199	3.4369	27.63385
TRAMO HUANCHUY	400	TR = 500 AÑOS	20.00006	2572.39	0.0000E+00	63.23328	1695.199	3.388706	25.61277
TRAMO HUANCHUY	380	TR = 500 AÑOS	20.00006	2571.963	-9.7361E-02	65.86517	1695.199	3.638038	29.72434
TRAMO HUANCHUY	360	TR = 500 AÑOS	20.00006	2571.385	-3.3439E-01	68.77636	1695.199	4.39988	37.88378
TRAMO HUANCHUY	340	TR = 500 AÑOS	20.00006	2570.227	-1.2228E+00	101.9573	1695.199	5.355224	59.21324
TRAMO HUANCHUY	320	TR = 500 AÑOS	20.00006	2570.26	-9.5077E-01	123.6909	1695.199	5.317106	59.60624
TRAMO HUANCHUY	300	TR = 500 AÑOS	20.00006	2570.98	6.5455E-06	110.1453	1695.199	4.215797	38.10202
TRAMO HUANCHUY	280	TR = 500 AÑOS	20.00006	2570.704	1.3767E-02	83.84464	1695.199	3.602748	22.10788
TRAMO HUANCHUY	260	TR = 500 AÑOS	20.00006	2570.149	-1.9069E-01	89.45563	1695.199	4.177515	42.70061
TRAMO HUANCHUY	240	TR = 500 AÑOS	20.00006	2569.535	-2.9501E-01	95.54027	1695.199	4.902637	45.33723
TRAMO HUANCHUY	220	TR = 500 AÑOS	20.00006	2569.05	-2.4019E-01	104.0087	1695.199	5.058467	49.54076
TRAMO HUANCHUY	200	TR = 500 AÑOS	20.00006	2569.081	-3.9397E-02	112.8081	1695.199	4.987422	44.82798
TRAMO HUANCHUY	180	TR = 500 AÑOS	20.00006	2568.857	-9.2561E-02	115.2835	1695.199	4.972424	45.45004
TRAMO HUANCHUY	160	TR = 500 AÑOS	20.00006	2568.713	-7.6623E-02	115.544	1695.199	4.938803	44.10584
TRAMO HUANCHUY	140	TR = 500 AÑOS	20.00006	2568.469	-1.5083E-01	115.8236	1695.199	5.079368	47.65046
TRAMO HUANCHUY	120	TR = 500 AÑOS	20.00006	2568.052	-3.9844E-01	125.4155	1695.199	5.43277	52.86623
TRAMO HUANCHUY	100	TR = 500 AÑOS	20.00006	2567.875	-4.0543E-01	136.5609	1695.199	5.582226	56.89014
TRAMO HUANCHUY	80	TR = 500 AÑOS	20.00006	2567.778	-1.8170E-01	140.7187	1695.199	5.532021	54.7098
TRAMO HUANCHUY	60	TR = 500 AÑOS	20.00006	2567.561	-7.9135E-02	145.6873	1695.199	5.486632	53.8925
TRAMO HUANCHUY	40	TR = 500 AÑOS	20.00006	2567.236	-8.3958E-02	149.3718	1695.199	5.436919	53.04974
TRAMO HUANCHUY	20	TR = 500 AÑOS	20.00006	2566.888	-9.2492E-02	151.8344	1695.199	5.35494	52.28695
TRAMO HUANCHUY	0	TR = 500 AÑOS	0	2566.611	-5.8833E-02	153.0553	1695.199	5.303853	49.77124

4.25 CALCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

MÉTODO DE LISCHTVAN -LEVEDIEV

Se entiende por Erosión Generalizada al descenso del lecho del río que se produce al presentarse una creciente debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos:

Suelos cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{a H_o^{5/3}}{0.60b g_d^{1/8}} \right)^{1/(1+x)}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{a H_o^{5/3}}{0.68b d_m^{1/28}} \right)^{1/(1+x)}$$

Donde:

- a = $Q_d / (H_m^{5/3} B_e m)$
- Q_d = caudal de diseño (m³/seg)
- B_e = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal
- m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1
- H_m = profundidad media de la sección = Area / B_e
- x = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la tabla N° 2
- d_m = diámetro medio (mm)

Nº	INTERVALO	PORCENTAJE QUE PASA	VALOR INTERVALO	DIAMETRO MEDIO Di(mm)	PRODUCTO (P ² Di)/100
1	ΔP-1	0- 5.86	5.86	0.037	0.0022
2	ΔP-2	5.86-5.96	0.10	0.1115	0.0001
3	ΔP-3	5.96-6.46	0.63	0.1995	0.0013
4	ΔP-4	6.46-7.22	0.73	0.338	0.0025
5	ΔP-5	7.22-8.94	1.72	0.633	0.0109
6	ΔP-6	8.94-16.11	7.17	1.42	0.1018
7	ΔP-7	16.11-25.57	9.46	3.38	0.3197
8	ΔP-8	25.57-34.39	8.82	7.14	0.6297
9	ΔP-9	34.39-45.91	11.52	11.1125	1.2802
10	ΔP-10	45.91-53.92	8.01	15.875	1.2716
11	ΔP-11	53.92-64.17	10.25	22.225	2.2781
12	ΔP-12	64.17-73.88	9.71	31.755	3.0834
13	ΔP-13	73.88-88.41	14.53	57.15	8.3039
14	ΔP-14	88.41-100	11.59	69.85	8.0956
DIAMETRO MEDIO (mm) D _m =					25.381

TABLA N° 1													
COEFICIENTE DE CONTRACCION, μ													
Velocidad media en la sección, en m / seg	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

TABLA N° 2			
VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS			
SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. ESPECIFICO γ_d (T/nm ³)	x	dm (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	0.40
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	0.36
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
1.64	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 N° 3	
VALORES DEL COEFICIENTE β	
Periodo de retorno	Coefficiente β
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

TIPO DE CAUCE 2 (ver cuadro adjunto)

CAUCE	TIPO
SUELO COHESIVO	1
SUELO NO COHESIVO	2

A- Cálculo de la socavación general en el cauce:

Hs = profundidad de socavación (m)		
Qd = caudal de diseño	1,695.20	m3/seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua	60.00	m
Ho = tirante antes de la erosión	7.54	m
Vm = velocidad media en la sección	4.29	m/seg
μ = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1	0.97	
γ_a = peso específico del suelo del cauce	2.501	Tn/m3
dm = diámetro medio	25.38	mm
x = exponente variable. Ver tabla N° 2	0.310	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño	500.00	años
β = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla N° 3	1.05	
A = área de la sección hidráulica	313.36	m2
Hm = profundidad media de la sección	5.223	m
α =	1.853	

Entonces,

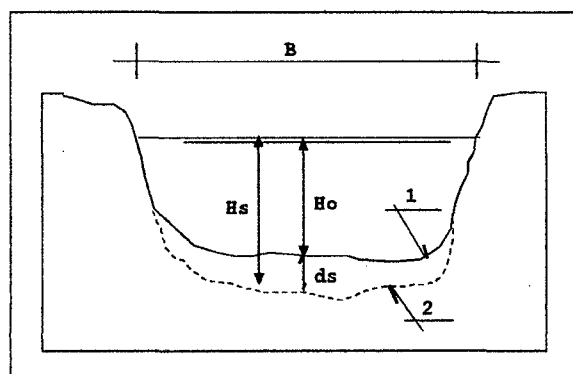
$$Hs = 13.56 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$ds = 6.02 \text{ m}$$

Asumimos

$$ds = 6.10 \text{ m}$$



(1) - Perfil antes de la erosión.

(2) - Perfil después de la erosión

4.26 COMPARACIÓN DE LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MÉTODOS MÁS REPRESENTATIVOS EN PILAS.

Tabla 130: Comparación de los métodos más representativos para el cálculo de la profundidad de socavación alrededor de pilas.

MÉTODO DE LARRAS	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ▶ Método de cálculo rápido y sencillo que obtiene resultados conservadores. ▶ Cuenta con una amplia variación de formas de pilas ya que el método se basa en las características geométricas de la pila. ▶ Método de uso práctico, cuenta con datos de coeficientes tabulados. 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Es independiente del diámetro del sedimento y del tirante de agua. ▶ La profundidad máxima de socavación absoluta es distinta a la de equilibrio. ▶ Se recomienda aplicar solo en el caso general de alturas de agua mayores a 30 o 40 veces el diámetro del sedimento y de secciones de menos del 10% de contracción en su cauce.
MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ▶ El autor obtuvo la ecuación en base a mediciones en varios puentes de la URSS. ▶ A diferencia de la mayoría, el método considera suelos cohesivos y no cohesivos. ▶ Considera el diámetro de los sedimentos d_{85}. 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Niega la existencia de la profundidad de socavación de equilibrio que sugiere Laursen y Toch. ▶ El autor advierte que se generan errores cuando: <ul style="list-style-type: none"> - $H_s/b_1 < 2$ y el pilar está desviado con respecto a la corriente. - Cuando $d_{85} < 0.5\text{cm}$, se recomienda no utilizar el segundo miembro de la fórmula.
MÉTODO DE LAURSEN Y TOCH	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ▶ Considerado como uno de los primeros métodos desarrollados que considera la influencia de la geometría de la pila así como el ángulo de incidencia (ataque) del flujo. ▶ Proporciona información para varias formas de pilas a más de la circular y rectangular. 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Se lo utiliza para el caso de aporte de sedimentos al foso socavado. ▶ Ensayos realizados para condiciones de flujo subcrítico para números de Froude muy pequeños. ▶ Método válido para arenas. ▶ Inaplicable para sedimentos muy finos de gran cohesión.

MÉTODO DE MAZA Y SÁNCHEZ	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ▶ Método aplicable para lechos cubiertos por arena y grava. ▶ Los ensayos experimentales realizados han sido comparados con los métodos de Laursen – Toch y Yaroslavtziev. 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Para números de Froude menores de 0,6 ($Fr^2 < 0,6$). ▶ Aplicable solo para arenas y gravas. ▶ Sólo se han considerado pilas rectangulares, con aristas vivas y aristas redondeadas, y pilas circulares, con diferentes ángulos de ataque del flujo.

MÉTODO DE COLORADO STATE UNIVERSITY (CSU).	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ▶ Se ha considerado el acorazamiento introduciendo un factor que relaciona el diámetro del sedimento. ▶ De la misma manera introduce un nuevo factor perteneciente a la rugosidad general del cauce. ▶ Recomendada por HEC-18 y utilizada por el software HEC-RAS. ▶ Se la utiliza tanto para socavación por agua clara así como para lecho móvil. ▶ Considerado como uno de los métodos más completos. 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ El coeficiente K_4 se aplica cuando $D_{50} > 60$ mm. Valor mínimo de $K_4 = 0,7$ ▶ Velocidades difíciles de determinar en el campo. ▶ Para pilas muy anchas la ecuación proporciona valores superiores a los reales.

4.27 COMPARACIÓN DE LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MÉTODOS MÁS REPRESENTATIVOS EN ESTRIBOS

Tabla 131: Comparación de los métodos más representativos para el cálculo de la profundidad de socavación alrededor de estribos

MÉTODO DE LIU Y ALIA	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ▶ Método de cálculo rápido y sencillo. ▶ Cuando se presentan dunas se utiliza un porcentaje para efecto de seguridad. 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ No considera la forma del estribo para sus cálculos ni el ángulo de incidencia. Se aplica para socavación el lecho móvil. ▶ El largo del estribo que 25 veces la profundidad media del agua. ▶ No considera la posibilidad de acorazamiento.

MÉTODO DE ARTAMANOV	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ▶ No solo permite calcular la profundidad de socavación en estribos sino también en espigones. ▶ Utiliza coeficientes que relacionan el ángulo que forman los ejes longitudinales del puente y de la corriente, el talud que tienen los lados 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ No especifica si la socavación es en agua clara o lecho móvil. ▶ Existe dificultad en la medición de los caudales interceptados por los estribos. ▶ Al incluir el número de Froude en la ecuación y al no considerar el tamaño de las partículas, pueden sobreestimar la socavación en cauces de montaña y subestimar en cauces de planicie.

MÉTODO DE FROEHLICH	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ▶ Ecuación utilizada por HEC-RAS para el cálculo de la socavación. ▶ Considera la influencia del ángulo de ataque de la corriente hacia la estructura. ▶ Realiza una corrección por forma de Estribo. ▶ Aplicable para socavación por agua clara y lecho móvil. 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Al igual que el método anterior relaciona los caudales interceptados por el estribo, por lo tanto su medición será difícil. ▶ Al incluir el número de Froude en la ecuación y al no considerar el tamaño de las partículas, pueden sobreestimar la socavación en cauces de montaña y subestimar en cauces de planicie

4.28 COMPARACIÓN DE LOS PARÁMETROS UTILIZADOS POR LOS MÉTODOS MÁS REPRESENTATIVO

Tabla 132: Parámetros más utilizados por los métodos más representativos para el cálculo de la profundidad de socavación alrededor de Pilas.

METODO	PARAMETROS		
	Geométricos	Hidráulicos	sedimentologico
LARRAS	✓		
YAROSLAVTZIEV	✓	✓	✓
LAURSEN Y TOCH	✓		
MAZA Y SÁNCHEZ	✓	✓	
COLORADO STATE UNIVERSITY (CSU)	✓	✓	✓

Tabla 133: Parámetros más utilizados por los métodos más representativos para el cálculo de la profundidad de socavación alrededor de Estribos.

MÉTODO	PARÁMETROS		
	Geométricos	Hidráulicos	Sedimentológicos
LIU Y ALIA		✓	✓
ARTAMANOV		✓	✓
FROEHLICH		✓	✓

4.29 RECOMENDACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DE SOCAVACIÓN ALREDEDOR DE UN OBSTÁCULO

Comparando los parámetros más requeridos por los métodos representativos se observa que tanto para pilas como estribos, todos los métodos requieren de parámetros geométricos para el cálculo de la profundidad máxima de socavación local, seguidamente de los parámetros hidráulicos y muy pocos utilizan los sedimentológicos, que para el caso de estribos ningún método representativo lo utiliza. Estos autores coinciden que las variables más importantes que influyen en el fenómeno físico son:

- Las dimensiones transversales de pilas y estribos, tomando en cuenta el ángulo de incidencia que ejerce la corriente sobre la estructura.
- La velocidad de la corriente (siendo parte del número de Froude).
- La granulometría del material del fondo (para estribos este parámetro no se considera en los métodos representativos).
- La profundidad de la lámina de agua.

Cabe mencionar que si bien ciertos métodos utilizan los parámetros sedimentológicos como el diámetro o tamaño del sedimento que son

propiedades importantes, no representan el comportamiento real del suelo. Aquí se pueden encontrar gran variedad de materiales que responden a ciertas características de acuerdo a su estructura y que van a producir distintas consecuencias en el fenómeno de la socavación local.

4.29.1 RECOMENDACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DE SOCAVACIÓN ALREDEDOR DE PILAS.

Luego de haber analizado las ventajas y desventajas, así como los parámetros más influyentes en el fenómeno de socavación alrededor de pilas se recomienda la utilización del MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV Y EL MÉTODO DE LAURSEN Y TOCH.

Se ha escogido el método de Yaroslavtziev porque considera las formas que puede tener una pila y el ángulo de incidencia de la corriente, así como las diferencias entre suelos cohesivos y no cohesivos.

MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV

$$d_s = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d_{85}$$

MÉTODO DE LAURSEN Y TOCH

$$d_s = K_1 K_2 b$$

$$d_s = K_1 K_3 b$$

SOCAVACIÓN ALREDEDOR DE OBSTÁCULO EJEMPLO DE CÁLCULO

EJEMPLO DE CALCULO			
determinar y evaluar la socavacion que se presenta alrededor de dos pilas y dos estribos de un puente en el cual presenta la siguiente informacion			
INFORMACION HIDROLOGICA - HIDRAULICA			
Cota del nivel medio de aguas	:	2591.17	
Cota del nivel maximo de aguas	:	2592	
Coefficiente de Maning estimado	:	0.065	
periodo de retorno TR	=	500 años	
INFORMACION DE SUELOS			
Estrato conformado de arenas y gravas	dm=		25.38 mm
	d80=		25.38
suelo no cohesivo			
INFORMACION TOPOGRAFICA			
Cota de fondo de pila 1	=	2585.3	
Cota de fondo de pila 2	=	2585.9	
Pendiente del lecho	=	0.0159	
Cota de fondo para estribo 1 =		2586.2	
Cota de fondo para estribo 2 =		2586.8	
INFORMACION GEOMETRICA DEL PUENTE, PILAS Y ESTRIBOS			
Longitud del puente		60 m	
Luz entre pilas		20 m	
pila N° 1:		Pila N°2:	
Forma = Biselada		Forma = Biselada	
largo= 1.5		largo= 1.5	
ancho= 1.5		ancho= 1.5	
Angulo de incidencia = 20			
Estribo			
forma =	Tablero vertical		
talud=	0		
Angulo de forma los ejes longitudinales del puente y corriente		70°	
Teniendo en cuenta que se tiene como dato el nivel maximo de aguas para creciente de diseño, se detreminara el caudal maximo. Para la seccion hidraulica del puente se calcularan los demas parametros con este nivel			
A= 288.07 m2		Area de la seccion hidraulica	
P= 150.4 m		Perimetro mojado de la seccion	
S= 0.0159 m/m		Pendiente promedio longitudinal, medida minimo a 200m aguas arriba	
n= 0.065		Coefficiente de rugosidad de Maning de la seccion	
$R = \frac{A}{P}$		R=	1.915
$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$		V=	5.388
$Q = V * A$		Q=	1695.199
		TR=	500

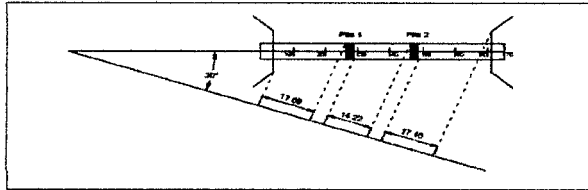
CALCULO DE LA SOCAVACION GENERAL

Para fines demostrativos y practicos se puede suponer que la socavacion transversal ya se presento por lo tanto se calculara la socavacion general empleando el metodo de Lischivan - Levediev para suelos no cohesivos.

$$Hs = \left[\frac{\alpha H_0^2}{1.08 + \beta + \mu + \phi + z + 0.25} \right] \frac{1}{(1+\mu)}$$

H01= 6.7 m para Pila 1
 H02= 6.1 m para Pila 2

$$\alpha = \frac{Qd}{\mu + H^3 + \beta e} \quad \mu = 0.97 \text{ Coeficiente de contraccion en pilas de puente}$$



Be = 57 m Ancho efectivo del canal descontando los obstaculos para un angulo de incidencia de 20°

$$H_m = \frac{d}{\beta e} \rightarrow H_m = 5.054$$

$$\alpha = \frac{Qd}{\mu + H^3 + \beta e} \quad \alpha = 2.06$$

β = Coeficiente de frecuencia de la crecida
 $\beta = 0.7929 + 0.0973 \cdot \log(tr)$
 $\beta = 1.06$

z = Exponente variable que depende del diametro medio de las particulas de material granular
 $z = 0.394557 - 0.04136 \cdot \log(dm) - 0.00891 \cdot \log^2(dm)$
 $z = 0.319$

ϕ = Coeficiente de correccion por la densidad del agua durante la crecida
 $\phi = 1$

H01 = 6.7
 H02 = 6.1
 α = 2.06
 μ = 0.97
 ϕ = 1
 β = 1.056
 z = 0.319
 dm = 25.38

$$Hs = \left[\frac{\alpha H_0^2}{1.08 + \beta + \mu + \phi + z + 0.25} \right] \frac{1}{(1+\mu)}$$

HS1=	12.674801	m
HS2=	11.257766	m

HS1-H01 =	5.975
HS2-H02 =	5.158

Cota de socavacion en el punto 1= 2579.33 m.s.n.m Para Pila 1
 Cota de socavacion en el punto 2= 2580.74 m.s.n.m Para Pila 2

H01= 5.80 m Para el estribo 1
 H02= 5.20 m Para el estribo 2

HS1=	10.56	m
HS2=	9.20	m

HS1-H01 =	4.76
HS2-H02 =	4.00

Cota de socavacion en el punto 1= 2581.44 m.s.n.m Para Estribo 1
 Cota de socavacion en el punto 2= 2582.80 m.s.n.m Para Estribo 2

CALCULO DE SOCAVACION EN PILAS DE MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV

$$ds = K_f K_v (e + K_H) \frac{V_s^2}{g} - 30 d_{85}$$

Kf = Coeficiente que depende de la forma de la pila
Kf = 10

Kv = Coeficiente que esta en funcion del numero de froude

$$\log K_v = 0.28 * \left[\frac{V^2}{g * b1} \right]^{\frac{1}{3}}$$

Por motivos didacticos se asume el area total producida a cause de la socavacion general

Asocav = 80 m²

ATotal = AHidr + Asocav

ATotal = 368.07 m²

Vs = Velocidad despues de la socavacion general

$$V_s = \frac{Qd}{A_{total}}$$

Vs = 4.61 m/s

b1 = Proyeccion en un plano perpendicular a la corriente b

b1 = h = D

b1 = 1.5

$$\log K_v = 0.28 * \left[\frac{V^2}{g * b1} \right]^{\frac{1}{3}}$$

Kv 0.483

$$\log KH = 0.17 - 0.35 * \left[\frac{HS}{b1} \right]$$

Para Hs1:

KH1 = 0.002

Para Hs2:

KH2 = 0.003

e = coeficiente de correccion que depende de la ubicacion de la pila dentro del cauce

e=0.6 si la pila se encuentra en el cauce principal

e = 1 si la pila se encuentra dentro del cauce de la corriente

e = 0.6

$$ds = K_f K_v (e + K_H) \frac{V_s^2}{g} - 30 d_{85}$$

ds1 =	5.52	m
ds2 =	5.54	m

Cota de socavacion Pila 1= 2579.78

Cota de socavacion Pila 2= 2580.36

CALCULO DE SOCAVACION EN PILAS DE MÉTODO DE LARRAS

CALCULOS DE SOCAVACION METODO DE LARRAS

$$ds = 1.05 * K * a^{0.75}$$

a = ancho de pila (m)

1.5

$$K = K_x + K_y$$

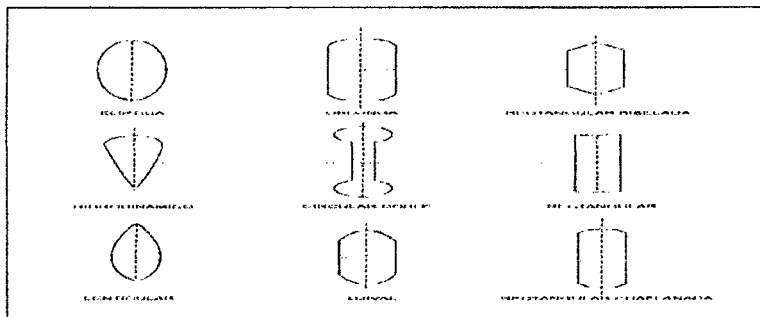
Kx : Factor de correccion por la forma de la pila (tabla A) por la forma de pila. Metodo Larras

Forma de la pila	Elongación de la pila	K _x Chatou	K _x Iowa	K _x Thon	K _x Escandó
Circular	1	1.00	1.00	1.00	1.00
	2		0.91		
Lenticular	3		0.76		
	4	0.73		0.67	
	7			0.41	
Joutowski o perfil aerodinámico	4.0	0.86			
	4.1			0.76	
	4.5				0.76
Elíptica	2		0.91		
	3		0.83		
Ojival	4.0	0.92		0.86	
Circular doble	4.0	0.95			
Oblonga	1.0		1.00		
	1.5		1.00		
	2.0		1.00		
	3.0		1.00	1.00	
	4.0	1.03			
Rectangular chaflenada	4.0		1.01		
	0.25		1.30		
Rectangular	4.0			1.40	
	4.5				1.25
	5.3			1.40	
	9.3			1.40	

Ky. Factor de correccion por el angulo de incidencia (ataque) de la corriente (tabla B)

Forma de la pila	Elongación de las pilas	K _y 0°	K _y 10°	K _y 15°	K _y 20°	K _y 30°	K _y 45°
Circular	1	1.00	1.00	1.00	1.00	1	1
	2	0.91				1.13	
Lenticular	3	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4	0.76		1.12		1.5	2.02
	4.0	0.86		1.09		1.4	1.97
Joutowski o perfil aerodinámico	4.5					1.36	
	2	0.91				1.13	
Elíptica	3	0.83	0.98	1.06	1.24		
	4.0	0.92		1.18		1.51	
Ojival	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.6	
	2.00	1.11		1.38		1.56	1.65
Rectangular	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4(X)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

DISTINTAS FORMAS DE PILAS METODO LARRAS



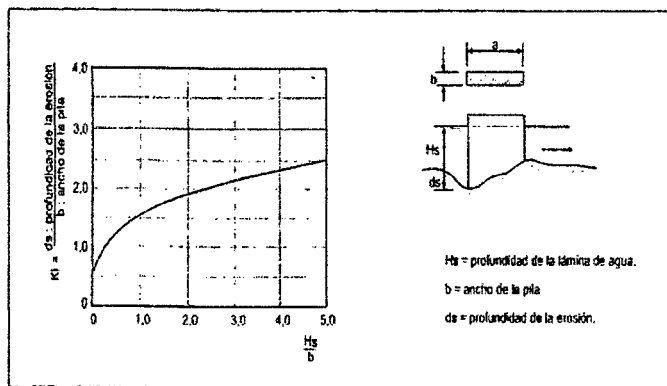
ds= 2.149

CALCULO DE SOCAVACION EN PILAS DE MÉTODO LAURESEN Y TOCH

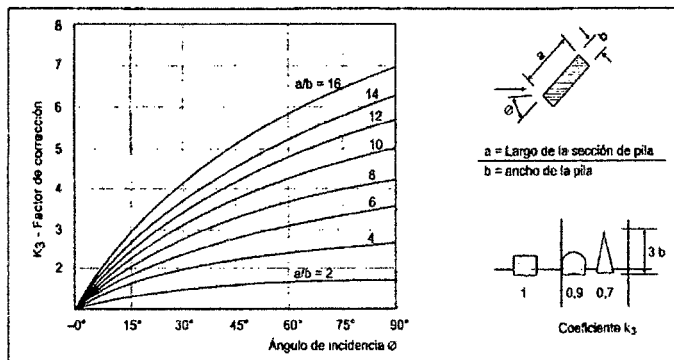
METODO DE LAURESEN Y TOCH

$$ds = K1K3b$$

K1 = coeficiente que depende de la forma de la pila, depende de la relacion H_s/b
 Factor de corrección por forma de la pila. Método de Laursen y Toch.



K3 = coeficiente que depende del angulo de incidencia (ataque) ϕ y de la relacion L/b de la pila
 Factor de corrección $K3$ por el ángulo de incidencia de la corriente. Método de Laursen y Toch.



$H_{s1}/b = 8.450$ $K1-1 = 3.1$ Obtenido de abacos
 $H_{s2}/b = 7.505$ $K2-2 = 3.1$ Obtenido de abacos

$K3 =$ coeficiente que depende del angulo de incidencia y de la relacion l/b

$l/b = 1.0$ $K3 = 1$ Obtenido de abacos

$ds1 =$	4.650 m
$ds2 =$	4.650 m

Cota de socavacion Pila 1= 2580.65
 Cota de socavacion Pila 2= 2581.25

4.29.2 RECOMENDACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE LA PROFUNDIDAD MÁXIMA DE SOCAVACIÓN ALREDEDOR DE ESTRIBOS.

Así como en el caso de pilas el análisis para establecer la recomendación se basa en las ventajas y desventajas, a más de la comparación de los parámetros que más influyen.

Como los tres métodos más representativos coinciden en la utilización de sus parámetros la recomendación abarca la facilidad y rapidez de sus cálculos y la cantidad de información que más se asemeje a la realidad, siendo esto de gran utilidad para el ingeniero. Es así como se recomienda la utilización del MÉTODO DE ARTAMANOV.

MÉTODO DE ARTAMANOV.

$$D_s = P_\alpha P_q P_R H_0$$

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

MÉTODO DE ARTAMANOV

El método que será expuesto se debe a K. F. Artamanov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, esta dada por:

$$St = P_{\alpha} P_q P_R H_0$$

P_{α} = coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura siguiente; su valor se puede encontrar en la tabla N° 4

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y Q , es el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q puede encontrarse en la tabla N° 5

P_R = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla N° 6

H_0 = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

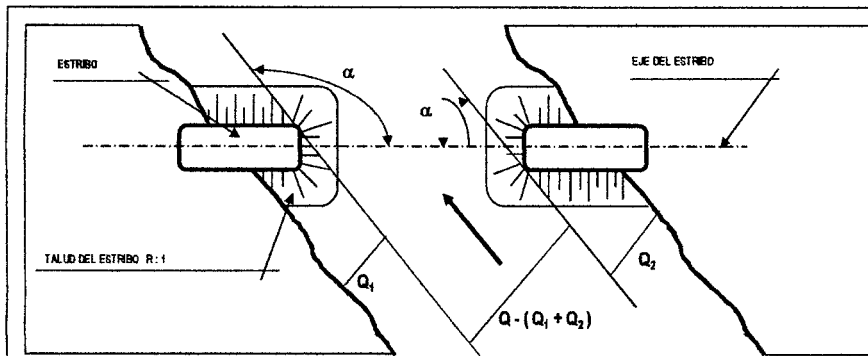


TABLA N° 4

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_{α} EN FUNCION DE α					
α	30°	60°	90°	120°	150°
P_{α}	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

TABLA N° 5

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_q EN FUNCION DE Q_1/Q								
Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

TABLA N° 6

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_R EN FUNCION DE R						
TALUD R	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
P_R	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

CALCULO DE SOCAVACION EN ESTRIBOS

1.- Estribo margen izquierda aguas abajo

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

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

Q = caudal de diseño

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

Q1/Q =

Pq = coeficiente que depende de la relación Q1/Q. Ver tabla N° 5

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

P α = coeficiente que depende del ángulo α . Ver tabla N° 4

R = talud que tiene el estribo

P_R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° 6

7.54 m

1,696.20 m³/seg

169.52 m³/seg

0.10

2.00

90.00 °

1.00

0.00

1.00

Entonces,

$$St = 15.08 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 7.54 \text{ m}$$

Asumimos

$$So = 7.60 \text{ m}$$

2.- Estribo margen derecha aguas abajo

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

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

Q = caudal de diseño

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

Q1/Q =

Pq = coeficiente que depende de la relación Q1/Q. Ver tabla N° 5

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

P α = coeficiente que depende del ángulo α . Ver tabla N° 4

R = talud que tiene el estribo

P_R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° 6

5.00 m

1,696.20 m³/seg

1,661.30 m³/seg

0.98

2.00

90.00 °

1.00

0.00

1.00

Entonces,

$$St = 10.00 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 5.00 \text{ m}$$

Asumimos

$$So = 5.00 \text{ m}$$

CAPITULO V

5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Esta investigación tuvo como propósito identificar y describir las metodologías y experiencias que inciden en la vida real en nuestra región como año tras año este fenómeno natural va generando ya que a consecuencia de las máximas avenidas a afectado al infraestructura deteriorando y algunas ocasiones irreparables como vidas humanas.

De los resultados obtenidos en esta investigación, se puede deducir que la exposición a eventos extremos estudiada acerca de la cuenca cachi subcuencas que depende de sus características geomorfologías.

En los últimos 10 años los desastres naturales han sido eventos recurrentes de tipo catastrófico que han afectado las riberas de los ríos, ya que ésta ha sido azotada por tormentas e inundaciones. Además, siendo Ayacucho un lugar con altas tasas de desastres naturales, eran de esperarse estos resultados.

Algunos puntos que podemos mencionar sobre los resultados obtenidos

Son los siguientes:

- Para empezar realizar el estudio hidrológico se obtuvo cartas nacionales en formatos shp de la cuenca cachi se procedió a realizar los cálculos correspondientes en determinar sus parámetros geomorfológicos de la cuenca cachi y subcuenecas con el Argis y el Arc hydro ya que es un software que no ayuda a calcular con mayor precisión y rapidez los parámetros de la cuenca se demuestra que el Argis es un software con mucha importancia en la hidrología
- Se generan las precipitaciones en subcuencas para obtener un mejor análisis de las precipitaciones y luego se realiza el método de distribuciones teóricas mediante el método de valores extremos para tratar las precipitaciones generadas estadísticamente y luego escoger la adecuada precipitación de acuerdo a la bondad de ajuste smirnov kolgomorov .
- Una vez definida las precipitaciones se empezó a generar las tormentas luego las intensidades y los hietogramas después se calculó los parámetros de Muskingum y el NC para cada subcuenca de esta manera con estos datos generados se precedió a realizar la simulación hidrológica en el Hec Hms para calcular los caudales para diferentes periodos de retorno en la cuenca cachi.
- Se elige el periodo de diseño de la infraestructura dependiendo de la importancia de la obra y de la vida útil en el puente se tomaron dos periodos de retorno de acuerdo para su diseño para de determinar el tirante máximo $tr=100$ años y para calcular la socavación un periodo de retorno $tr=500$ años y a su vez se realizó un cálculo previo del periodo

de diseño a utilizar con el manual del MTC por análisis de riesgo admisible y la vida útil del puente.

- Lo se realizó la simulación hidráulica en el rio Cachi en el tramo Huanchuy con el hec ras para distintos periodos de retorno y obtener las características hidráulicas para su diseño correspondiente.
- Se realizo la simulación hidráulica del puente Huanchuy en el Hec Ras para determinar la socavación y sedimentación correspondientes en distintas progresivas como aguas abajo y aguas arriba y a su vez se hallo el nivel de agua máxima para determinar la altura de las pilas y el estribo.
- Se realizó el cálculo de la socavación en los estribos y pilas del puente huanchuy de acuerdo a las ventajas y desventajas que tiene los diferentes métodos empíricos y semiempiricos para poder obtener resultados para afianzar las respuestas obtenidas con el software.
- También se realizó la medición de caudales con el método de huellas para garantizar nuestra calculo realizados con el software se realizó la visita acampo y se tomó los datos correspondientes para calcular el caudal en diferentes tramos aguas arriba del Puente Huanchuy cada 100mts aguas arriba del puente y se obtuvo un promedio adecuado para garantizar los resultados que nos da el Hec Hms.

CAPITULO VI

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Realizado el estudio hidrológico e Hidráulico en el puente Huanchuy se obtuvo los cálculos hidráulicos y al realizar la comparación con la infraestructura existente se concluyó que el puente no presenta riesgos ya que los resultados obtenidos son los apropiados para el puente huanchuy.
- Los parámetros geomorfológicos de la cuenca cachi y subcuencas principales en estudio como Chicllarazo, Apacheta, Vinchos, Paccha y Huamanga hasta el punto de interés (punto de aforo) se obtuvieron con el Argis y Arc hydro. Se utilizaron para generar los cálculos hidrológicos.

CUENCA Y SUB CUENCAS	AREA	FORMA			
	Area (Km ²)	Factor de Forma	Coef. de Compacidad	Factor de Circularidad	Razon de Elongacion
CUENCA EN ESTUDIO HASTA EL PUNTO DE AFORO (CACHI)	1693.95	0.150	1.664	0.360	0.470
APACHETA	390.37	0.058	2.464	0.200	0.400
CHICLLARAZO	613.22	0.089	2.048	0.290	0.570
VINCHOS	247.69	0.069	2.279	0.180	0.380
PACCHA	238.15	0.095	1.991	0.290	0.460
HUAMANGA	203.13	0.090	2.033	0.380	0.440

CUENCA Y SUB CUENCAS	MEDICIONES LINEALES						
	LONGITUD (KM)	PERIMETRO (KM)	COTA MAXIMA (m.s.n.m.)	COTA MINIMA (m.s.n.m.)	ALTURA MAS FRECUENTE (m.s.n.m.)	ALTURA MEDIA (m.s.n.m.)	ALTURA DE FRECUENCIA MEDIA (m.s.n.m.)
CUENCA EN ESTUDIO (CACHI)	89.65	244.53	5030.97	2600.0	3989.6	3815.5	4000.0
APACHETA	54.26	173.88	5030.97	3300.0	4370.4	4165.5	4500.0
CHICLLARAZO	48.05	181.14	4900.0	3300.0	3972.5	4100.0	3900.0
VINCHOS	45.87	128.40	4504.1	2984.4	3728.8	3788.2	3700.0
PACCHA	37.51	109.74	4850.0	2990.6	4214.1	3920.3	4350.0
HUAMANGA(HASTA PUNTO DE AFO)	31.04	103.50	4450.0	2800.0	3352.2	3525.0	3300.0

- Se realizó las hojas de cálculo correspondientes para estudiar las precipitaciones máximas diarias mediante el análisis estadístico de valores extremos (distribución Normal, Log Normal, Log Pearson tipo III, Gumbel tipo I y Gumbel modificada) y se obtuvo la precipitación máxima diaria adecuada para cada subcuenca.

Periodo de Retorno T	CHICLLARAZO Pmax(mm)	VINCHOS Pmax(mm)	APACHETA Pmax(mm)	PACCHA Pmax(mm)	CACHI Pmax(mm)
2	34.08	23.83	35.20	25.41	18.30
5	41.35	30.49	46.55	34.86	23.80
10	45.76	34.90	54.07	41.13	27.62
25	50.97	40.48	63.57	49.07	32.65
50	54.65	44.62	70.62	54.99	36.57
100	58.19	48.72	77.62	60.92	40.62
200	61.62	52.81	84.59	66.91	44.85
500	66.06	58.21	93.78	74.96	50.77
1000	69.38	62.29	100.73	81.18	55.51

- Se generó los caudales máximos para diferentes periodos de retorno en la cuenca cachi hasta el punto de aforo con el Hec Hms

Caudal generado para diferente periodo de retorno con el Hec- Hms	caudal (m3/seg)
Tr=1000 años	2000,0
Tr=500 años	1695,2
Tr=200 años	1349,0
Tr=100 años	1125,4
Tr=50 años	931,7
Tr=25 años	763,9

Para realizar los cálculos hidráulicos correspondientes en río Cachi tramo Huanchuy.

- Ha sido necesario la estimación correspondientes de los cálculos hidráulicos con el Hec ras en aguas arriba y aguas abajo del puente Huanchuy en el río Cachi sin el puente y con el puente para evaluar el adecuado cambio hidráulico fluvial del río tanto para inundaciones transporte de sedimentos , erosión y crecidas de tirante para diferentes periodos de retorno.
- La socavación alrededor de obstáculos es un fenómeno muy importante que hay que considerar sea para el diseño y construcción, o para la evaluación de un puente, ya que la profundidad desarrollada puede ocasionar deterioros y posteriores fallas de los elementos estructurales.

6.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda instalar una estación hidrométrica y/o pluviométrica en el Río Cachi para conocer de manera más exacta las descargas máximas.
- Realizar aforos periódicos en el río Cachi para construir una curva elevación gasto que permita determinar las descargas en el río a partir de los niveles en el río.
- Se recomienda realizar el encauzamiento del río Cachi en el tramo del puente Huanchuy con la infraestructura correspondiente ya que está expuesta al aislamiento a consecuencias de inundaciones y socavaciones en los estribos por un periodo de retorno de máximas avenidas que en la actualidad no cuenta el puente.
- Se recomienda construir defensas ribereñas aguas abajo del puente Huanchuy ya que el cauce del río se expande causando una sedimentación y perjudicando aguas arriba poniendo en riesgo al puente Huanchuy por máximas sobreelevaciones.
- La mayoría de los métodos existentes no considera la estratigrafía del suelo, evalúa la socavación como si únicamente fuera un mismo tipo de suelo con una granulometría y resistencia, por ejemplo, si se tiene un suelo no cohesivo sobre uno cohesivo el cálculo de la socavación se hará para el suelo cohesivo que ofrece mayor resistencia a la erosión. Por esta razón se recomienda analizar los estratos que pueden haber debajo.

CAPITULO VII

7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

7.1 BIBLIOGRAFIA:

Abad Quispe, F.R. (2004). "Análisis Hidroeconómico para el diseño de puentes". Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Ayacucho, Perú.

Campaña Toro, R. (2003). "Modelación hidráulica de ríos y canales, puentes y alcantarillas con Hec-Ras". Curso taller. Universidad Nacional de Ingeniería, CISMID. Lima, Perú.

Gloria Elena Maggio (2003) Análisis Estadístico de Valores Extremos Aplicaciones en Hidrología.

HEC HMS, (2006). "HEC-HMS v 3.1 Users Manual". Hydrologic Modeling System. US Army Corps of Engineers -Hydrologic Engineering Center EEUU.

HEC RAS, (2005). "HEC-RAS v 3.1.3 Users Manual". River Analysis System System. US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center EEUU.

Juan P. Martin Vide (2003)

Las actuaciones en los ríos suscitan gran expectación social, debido a sus beneficios (por ejemplo la lucha contra las inundaciones) y a su impacto ambiental. Este libro es un ensayo de síntesis y racionalización del conocimiento en ingeniería fluvial, a partir de la experiencia docente.

León Cuba. A. (2000). "Socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos". Tesis para obtener el grado de Magíster en Ciencias con mención en Ingeniería Hidráulica. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

Manual de Hidrología Y Drenaje (Ministerio de Transporte y Comunicaciones 2011) El Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial aprobado mediante Decreto Supremo N° 034 - 2008 - MTC dispone entre otros la implementación del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

La DGCF mediante Memorándum N° 3599-2008-MTC/14 a la

Rocha Arturo (2008) A fin de garantizar la estabilidad de los puentes el ingeniero tiene que participar en una labor multidisciplinaria. Un puente que interactúa con un río es una estructura hidráulica y debe ser concebido y diseñado como tal, de modo que produzca la menor perturbación posible en el escurrimiento fluvial y, a un costo

Rodríguez, H. Alfonso. Hidráulica Fluvial. Fundamentos y Aplicaciones. Socavación (2010). Colombia. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Ven Te Chow. (1994). "Hidráulica de Canales Abiertos" Mc Graw Hill. E hidrología

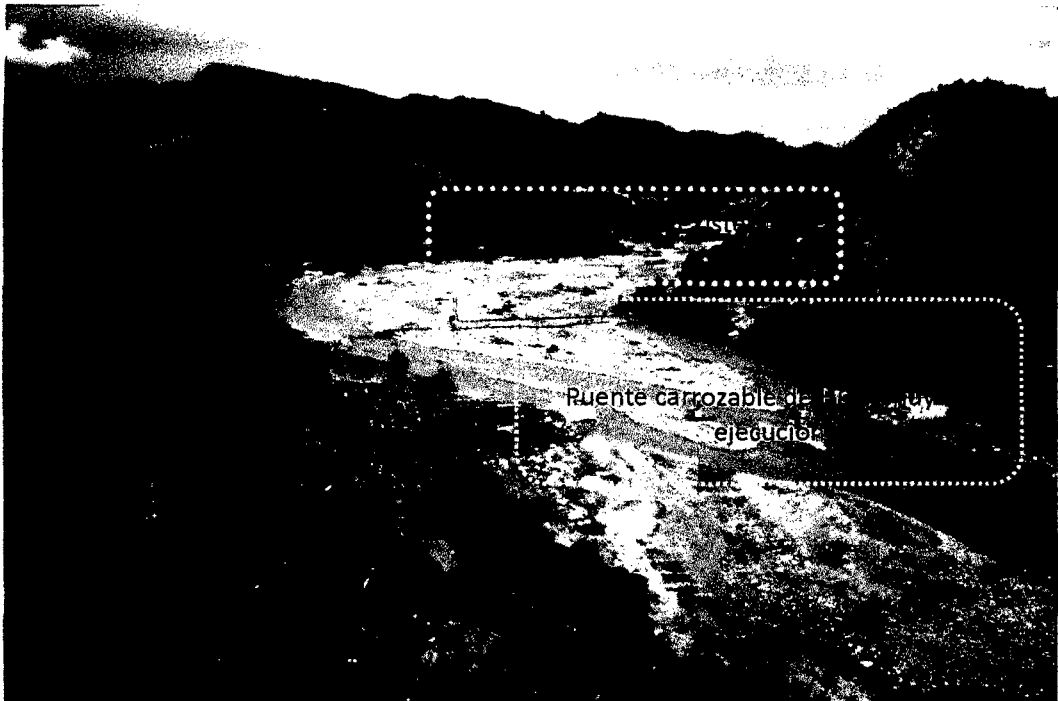
Villón Bejar. M. (2002). "Hidrología". Primera edición, Taller de publicaciones del Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.

CAPITULO VIII

8.0 ANEXO

8.1 FOTOGRAFIAS

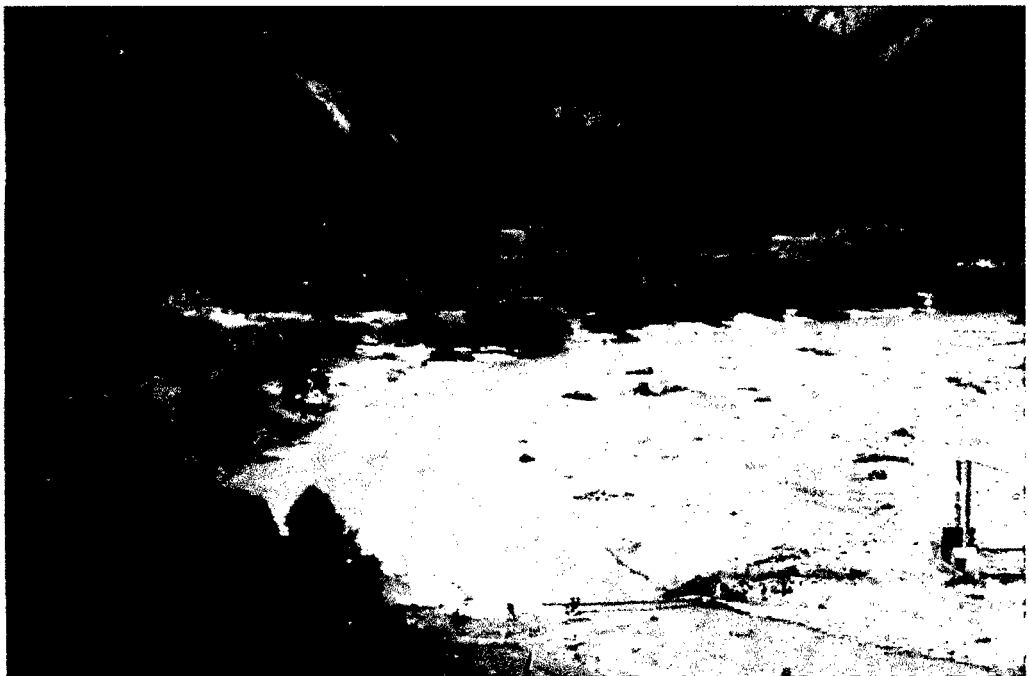
Fotografia 01: Processo constructivo Del Puente Huanchuy



Fotografía 02: Rastros de inundacion en el rio Cachi del tramo Huanchuy



Fotografía 03: Socavacion en los anclajes del Puente colgante de Huanchuy



Fotografía 04: Erosion en las riberas del rio Cachi en el tramo Huanchuy



Fotografía 05: Inundacion en el estribo derecho del Puente Huanchuy



Fotografía 06: Vista panorámica aguas abajo del Puente Huanchuy en el Rio Cachi



Fotografía 07: Vista panorámica del Puente Huanchuy en épocas de estiaje



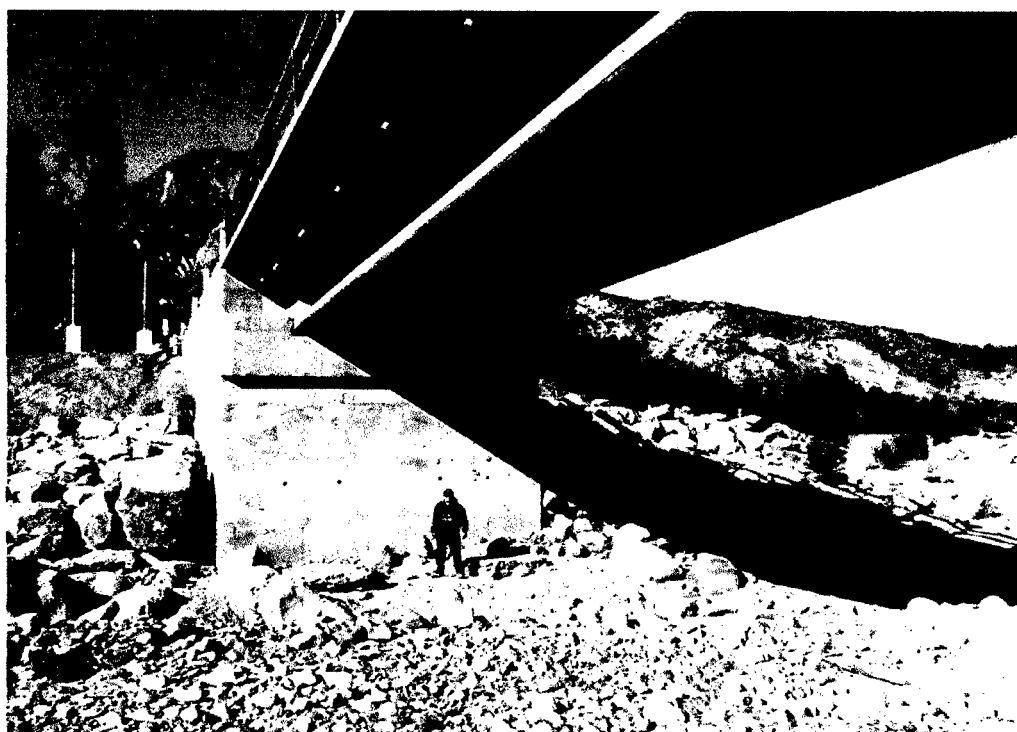
Fotografía 08: vista ponoramica del Puente Huanchuy en épocas de en de lluvia



Fotografía 09: Realizando los respectivos trabajos topográficos en el rio Cachi en el tramo Huanchuy



Fotografia 10: Realizando los respectivos trabajos de topografía en el Puente Huanchuy del rio Cachi



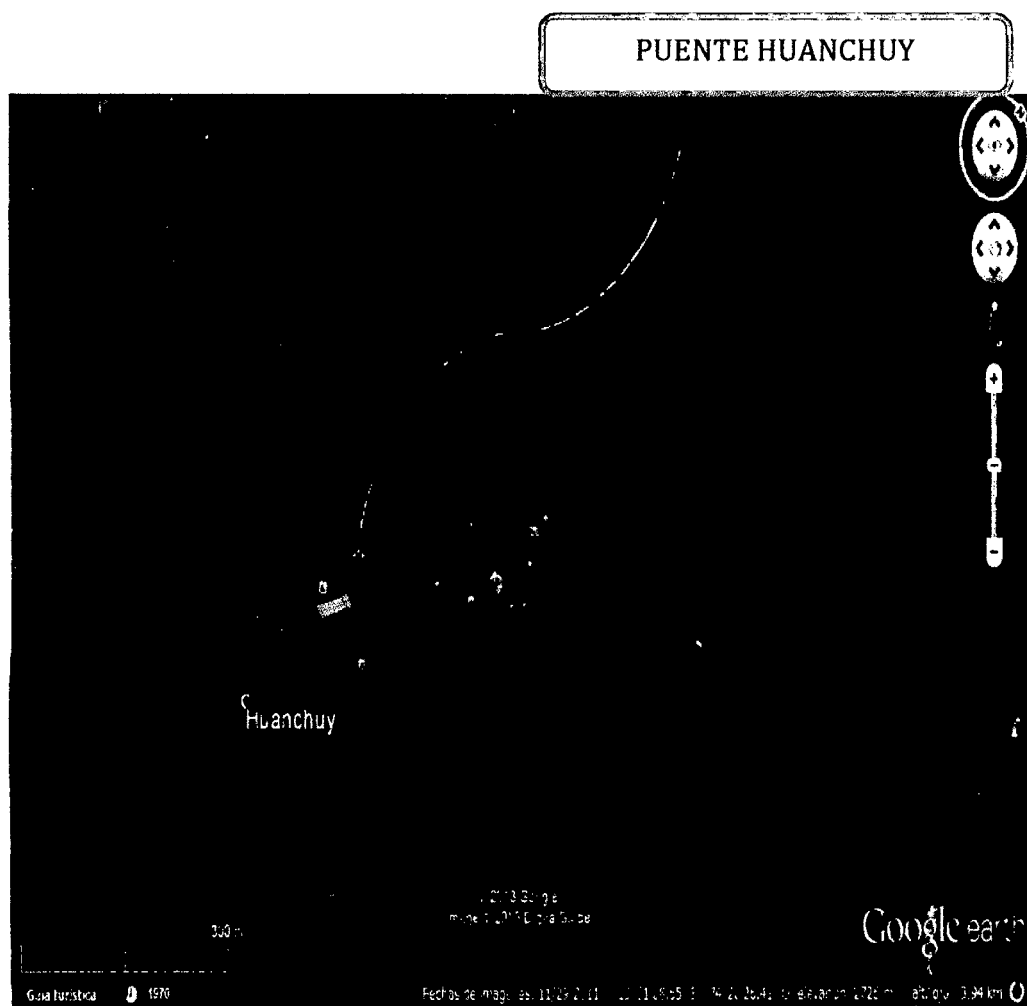
Fotografia 11: Vista panoramica del puente Huanchuy del Rio Cachi



Fotografía 12: Transporte de sedimentos del Rio Cachi en tramo Huanchuy



8.2 UBICACION SATELITAL EN LA ZONA DEL PROYECTO



8.3 REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

Fuente RNE OS.06 0 DRENAJE PLUVIAL URBANO

Información Pluviométrica:

Cuando el estudio hidrológico requiera la determinación de las curvas intensidad - duración - frecuencia (IDF) representativas del lugar del estudio, se procederá de la siguiente manera:

- a) Como método alternativo para este último caso pueden utilizarse curvas IDF definidas por un estudio regional. De utilizarse el estudio regional "Hidrología del Perú" IILA - UNI - SENAMHI 1983 modificado, las fórmulas IDF respectivas son las mostradas en las Tablas 3 a y 3 b.

Fórmula IILA Modificada

P_{24} = Máxima Precipitación en 24 horas

τ = tiempo de retorno

t_g = Duración de la lluvia diaria, asumido un promedio de 15.2 para Perú.

κ

$b = 0.5$ horas (Costa, centro y sur)

0.4 horas (Sierra)

0.2 horas (Costa norte y Selva)

ε_g = Parámetro para determinar P_{24} .

Subdivisión el Territorio en Zonas y Subzonas Pluviométricas y Valores de los Parámetros K'_g y ϵ_g que definen la distribución de probabilidades de h_g en cada punto

ZONA	K'_g	Subzona	ϵ_g
123	$K'_g = 0.553$	123 ₁	$\epsilon_g = 85.0$
		123 ₂	$\epsilon_g = 75.0$
		123 ₃	$\epsilon_g = 100 - 0.022 Y$
		123 ₄	$\epsilon_g = 70 - 0.019 Y$
		123 ₅	$\epsilon_g = 24.0$
		123 ₆	$\epsilon_g = 30.5$
		123 ₇	$\epsilon_g = -2 + 0.006 Y$
		123 ₈	$\epsilon_g = 26.6$
		123 ₉	$\epsilon_g = 23.3$
		123 ₁₀	$\epsilon_g = 6 + 0.005 Y$
		123 ₁₁	$\epsilon_g = 1 + 0.005 Y$
		123 ₁₂	$\epsilon_g = 75.0$
		123 ₁₃	$\epsilon_g = 70$
4	$K'_g = 0.861$	4 ₁	$\epsilon_g = 20$
5 a	$K'_g = 11. \epsilon_g^{0.85}$	5 a ₁	$\epsilon_g = -7.6 + 0.006 Y$ (Y>2300)
		5 a ₂	$\epsilon_g = 32 - 0.177 D_c$
		5 a ₃	$\epsilon_g = -13 + 0.010 Y$ (Y>2300)
		5 a ₄	$\epsilon_g = 3.8 + 0.0053 Y$ (Y>1500)
		5 a ₅	$\epsilon_g = -6 + 0.007 Y$ (Y>2300)
		5 a ₆	$\epsilon_g = 1.4 + 0.0067$
		5 a ₇	$\epsilon_g = -2 + 0.007 Y$ (Y>2000)
		5 a ₈	$\epsilon_g = 24 + 0.0025 Y$
		5 a ₉	$\epsilon_g = 9.4 + 0.0067 Y$
		5 a ₁₀	$\epsilon_g = 18.8 + 0.0028 Y$
		5 a ₁₁	$\epsilon_g = 32.4 + 0.004 Y$
		5 a ₁₂	$\epsilon_g = 19.0 + 0.005 Y$
		5 a ₁₃	$\epsilon_g = 23.0 + 0.0143 Y$
		5 a ₁₄	$\epsilon_g = 4.0 + 0.010 Y$
5b	$K'_g = 130. \epsilon_g^{-1.4}$	5 b ₁	$\epsilon_g = 4 + 0.010$ (Y>1000)
		5 b ₂	$\epsilon_g = 41.0$
		5 b ₃	$\epsilon_g = 23.0 + 0.143 Y$
		5 b ₄	$\epsilon_g = 32.4 + 0.004 Y$
		5 b ₅	$\epsilon_g = 9.4 + 0.0067 Y$
6	$K'_g = 5.4 . \epsilon_g^{-0.6}$	6 ₁	$\epsilon_g = 30 - 0.50 D_c$
9	$K'_g = 22.5 . \epsilon_g^{-0.85}$	9 ₁	$\epsilon_g = 61.5$
		9 ₂	$\epsilon_g = -4.5 + 0.323 D_m$ (30≤D _m ≤110)
		9 ₃	$\epsilon_g = 31 + 0.475(D_m - 110)$ (D _m ≤110)
10	$K'_g = 1.45$	10 ₁	$\epsilon_g = 12.5 + 0.95 D_m$

Y : Altitud en msnm
D_c : Distancia a la cordillera en km
D_m : Distancia al mar en km

TABLA 3.b
Valores de los parámetros a y n que junto con K, definen las curvas de
probabilidad Pluviométrica en cada punto de las subzonas

SUBZONA	ESTACION	Nº TOTAL DE ESTACIONES	VALOR DE n	VALOR DE a
I23 ₁	321-385	2	0.357	32.2
I23 ₃	384-787-805	3	0.405	a = 37.85 - 0.0083 Y
I23 ₁₃	244-193	2	0.432	
I23 ₅	850-903	2	0.353	9.2
I23 ₆	840-913-918 958	4	0.380	11
I23 ₈	654-674-679 709-713-714 732-745-752	9	0.232	14.0
I23 ₉	769	1	0.242	12.1
I23 ₁₀	446-557-594 653-672-696 708-711-712 715-717-724 757-773	14	0.254	a = 3.01+ 0.0025 Y
I23 ₁₁	508-667-719 750-771	5	0.286	a =.46+ 0.0023 Y a= 14.1 - 0.078 D _c
5 a ₂	935-968			a = -2.6 + 0.0031 Y
5 a ₂	559	2	0.301	a = 5.80 + 0.0009 Y

8.4 TABLAS ESTADISTICA PARA HIDROLOGIA

TABLA 3.3: VALOR MEDIO Y DESVIACION ESTANDAR DE LA VARIABLE REDUCIDA					
n	\bar{y}_n	$\sigma_n(y)$	n	y_n	$\sigma_n(y)$
10	0,495	0,950	110	0,561	1,211
20	0,524	1,063	120	0,562	1,226
30	0,536	1,112	130	0,563	1,219
40	0,544	1,141	140	0,564	1,222
50	0,549	1,161	150	0,565	1,225
60	0,552	1,175	160	0,565	1,228
70	0,555	1,185	170	0,566	1,230
80	0,557	1,194	180	0,566	1,232
90	0,559	1,201	190	0,567	1,234
100	0,560	1,206	200	0,567	1,236

Para $n \rightarrow \infty$ $\bar{y}_n \rightarrow \gamma = 0,577\dots$ $\sigma_n(y) \rightarrow \frac{\pi}{\sqrt{6}} = 1,282\dots$

$\gamma = \lim_{n \rightarrow \infty} \sum_{i=1}^n \frac{1}{i} - \ln n = 0,5772\dots$ (constante de Euler)

TABLA 2.3: RIESGO (%)						
T \ N	10	20	30	40	50	
2	99,9	100,0	100,0	100,0	100,0	
5	89,3	98,8	99,9	100,0	100,0	
10	65,1	87,8	95,8	98,5	99,5	
20	40,1	64,2	78,5	87,1	92,3	
50	18,3	33,2	45,5	55,4	63,6	
100	9,6	18,2	26,0	33,1	39,5	
200	4,9	9,5	14,0	18,2	22,2	
500	2,0	3,9	5,8	7,7	9,5	
1000	1,0	2,0	3,0	3,9	4,9	

TABLA 4.9: CONSTANTE k PARA LA DISTRIBUCION LOG-PEARSON								
Coeficiente de asimetría	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS							
	1,0101	1,25	2	5	10	25	50	100
	PROBABILIDAD EN PORCENTAJE							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	-0,667	-0,638	-0,398	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051
2,8	-0,714	-0,668	-0,384	0,480	1,210	2,275	3,114	3,973
2,6	-0,760	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889
2,4	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705
2,0	-0,980	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605
1,8	-1,057	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,709	3,271
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,628	3,149
1,0	-1,588	-0,852	-0,164	0,59	1,340	2,043	2,542	3,022
0,8	-1,733	-0,858	-0,132	0,780	1,338	1,993	2,453	2,891
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,329	1,939	2,359	2,755
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,818	1,317	1,880	2,261	2,625
0,2	-2,178	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472
0	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,281	1,751	2,054	2,326
-0,2	-2,472	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,4	-2,615	-0,818	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,6	-2,755	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880
-0,8	-2,891	-0,780	0,132	0,858	1,166	1,448	1,606	1,733
-1,0	-3,022	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,586
-1,2	-3,149	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,4	-3,271	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,199	1,270	1,318
-1,6	-3,388	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197
-1,8	-3,499	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087
-2,0	-3,605	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990
-2,2	-3,705	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905
-2,4	-3,800	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832
-2,6	-3,889	-0,499	0,368	0,698	0,747	0,784	0,768	0,769
-2,8	-3,973	-0,460	0,384	0,668	0,702	0,712	0,714	0,714
-3,0	-4,051	-0,420	0,398	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667

VAZ TT GEOTEST SRL
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
CON FINES DE CIMENTACIÓN

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

(ASTM D 422, D 4318, D 2487, D 2216, D 4254, D 854, D 1557)

Proyecto : INSTALACION DE LOS SERVICIOS DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES EN LOS SECTORES SAN JOSE DE SACC SACC, CALICANTO, UCHCOPAMPA, HUANCHUY, ANDABAMBA Y FLORIDA, DISTRITO DE CHINCHO, PROVINCIA DE ANGARAES - HUANCAVELICA

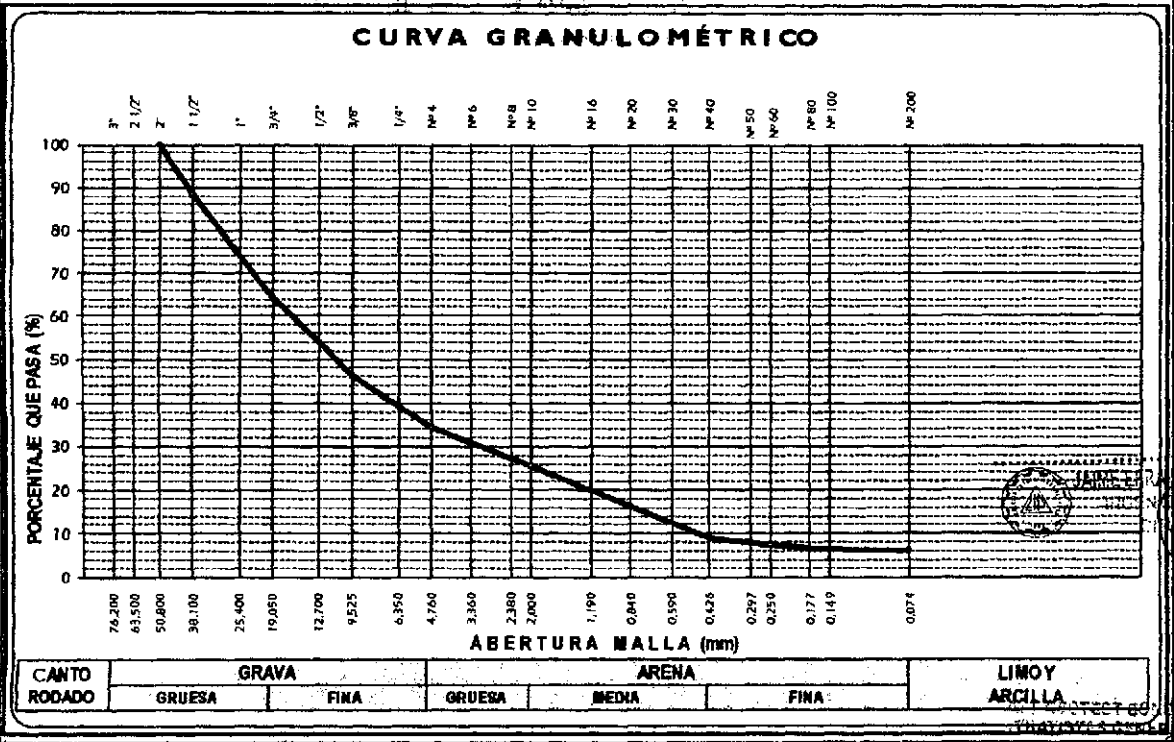
Solicitante : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CHINCHO Dep. : HUANCAVELICA

Descripción : CALICATA Nº 04 Estrato: "B" Provincia : ANGARAES

Ubicación : SECTOR - HUANCHUY Distrito : CHINCHO

Fecha : Junio del 2015 Lugar : HUANCHUY

TAMIZ ASTM	ABERTURA (mm)	PESO Retenido (gr)	% RETEN Parcelal	% RETEN Acumulado	% QUE Pasa	DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO
3"	76.200					PESOS DE LA MUESTRA ENSAYADA Peso seco inicial : 2101.0 Peso seco lavado : 1977.9 Pérdida por lavado : 123.1 ENSAYOS ESTÁNDAR LIMITES DE CONSISTENCIA Límite Líquido : 23.72 Límite Plástico : NP Índice de Plasticidad : NP CLASIFICACION DE SUELOS Clasificación SUCS : GW-GM Clasificación AASTHO : A-1-a (0) Nombre de Grupo : RAVA BIEN GRADUADA CON LIMO Y ARENA PARAMETROS DE GRANULOMETRIA Grava (%) : 65.61 Arena (%) : 28.43 Finos (%) : 5.96 Contenido de humedad : 13.17% Peso Específico de los sólidos : 2.501 Mínima Densidad (gr/cm³) : 1.595 Máxima Densidad Seca (gr/cm³) : Humedad Óptima (%) :
2 1/2"	63.500					
2"	50.800				100.00	
1 1/2"	38.100	243.50	11.59	11.59	88.41	
1"	25.400	305.24	14.53	26.12	73.88	
3/4"	19.050	203.98	9.71	35.83	64.17	
1/2"	12.700	215.47	10.26	46.08	53.92	
3/8"	9.525	168.30	8.01	54.09	45.91	
1/4"	6.350					
Nº 4	4.760	241.95	11.52	65.61	34.39	
Nº 6	3.360					
Nº 8	2.380					
Nº 10	2.000	185.24	8.82	74.43	25.57	
Nº 16	1.190					
Nº 20	0.840	198.75	9.46	83.89	16.11	
Nº 30	0.590					
Nº 40	0.426	150.74	7.17	91.06	8.94	
Nº 50	0.297					
Nº 60	0.250	36.21	1.72	92.78	7.22	
Nº 80	0.177					
Nº 100	0.149	15.98	0.76	93.54	6.46	
Nº 200	0.074	10.34	0.49	94.04	5.96	
Fondo		2.17	0.10	94.14	5.86	
Lavado		123.13	5.86	100.00		
TOTAL		125.30	5.96			



...ZEGARR
 ...GEOLOGO
 Nº 1291

VAZ TT GEOTEST SRL
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
CON FINES DE CIMENTACIÓN

ENSAYO DE CONSTANTES FÍSICAS

(ASTM D-4318)

Proyecto : INSTALACION DE LOS SERVICIOS DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES EN LOS SECT SAN JOSE DE SACC SACC, CALICANTO, UCHCOPAMPA, HUANCHUY, ANDABAMBA Y FLORIDA, DISTRITO DE CHINCHO, PROVINCIA DE ANGARAES - HUANCAMELICA

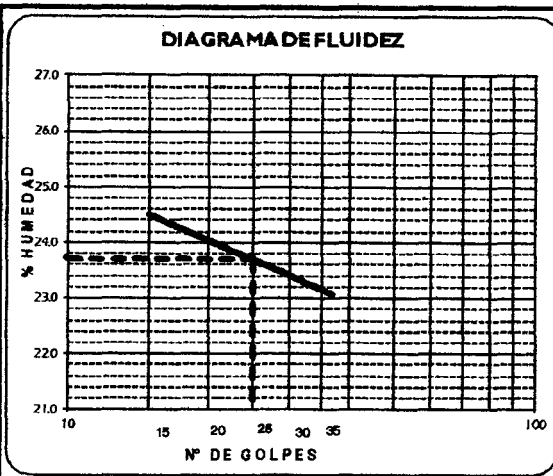
Solicitante : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CHINCHO (Dep. : HUANCAMELICA)

Descripción : CALICATA N° 04 Estrato : "B" Provincia : ANGARAES

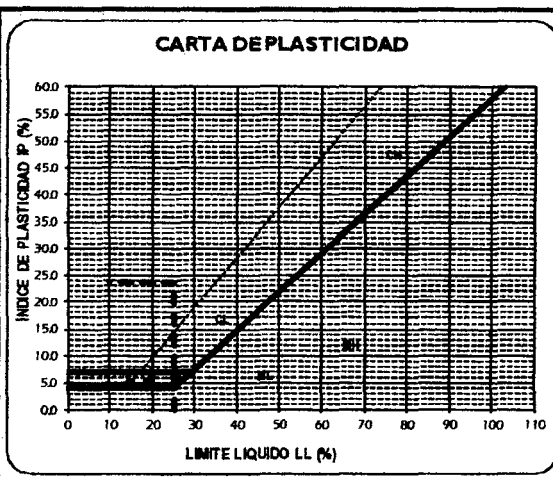
Ubicación : SECTOR - HUANCHUY Distrito : CHINCHO

Fecha : Junio del 2015 Lugar : HUANCHUY

DESCRIPCIÓN	LIMITE LIQUIDO	
Ensayo N° (N°)	1	2
Capsula N° (N°)	26	25
Peso Capsula + Suelo Húmedo (gr.)	51.04	52.17
Peso Capsula + Suelo Seco (gr.)	45.86	47.01
Peso Agua (gr.)	5.18	5.11
Peso de la Capsula (gr.)	24.73	24.87
Peso Suelo Seco (gr.)	21.19	22.14
Contenido de Humedad (%)	24.50	23.07
Número de Golpes	15	27



DESCRIPCIÓN	LIMITE PLÁSTICO
Ensayo N° (N°)	NO PLÁSTICO
Capsula N° (N°)	
Peso Capsula + Suelo Húmedo (gr.)	
Peso Capsula + Suelo Seco (gr.)	
Peso Agua (gr.)	
Peso de la Capsula (gr.)	
Peso Suelo Seco (gr.)	
Contenido de Humedad (%)	
Número de Golpes	



RESULTADOS DEL ENSAYO

Limite Líquido (%)	23.72	Limite Líquido (%)	NP	Índice Plástico (%)	NP
--------------------	-------	--------------------	----	---------------------	----

VAZ TT GEOTEST CONSULTORES Y CONTRATISTAS GENERALES S.R.L.

Cable Vargas Dipaz

JAIMÉ FRANK SALAS ZEGARRA
 INGENIERO GEÓLOGO
 CIP. N° 21291