

UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS

E.A.P. DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS

**Dinámica de flujos aluvionales en el centro poblado de
Quincemil, subcuenca del río Arazá**

TESIS

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos

AUTOR

Jhon Elvis Chahua Janampa

ASESOR

Guido Américo Rozas Olivera

Lima - Perú

2016



FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO
PROFESIONAL DE INGENIERO MECANICO DE FLUIDOS
MODALIDAD (M-1)

Siendo las 19:30 horas del día lunes 17 de octubre de 2016, en el Aula 205 de la Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, bajo la presidencia del Mg. Ing. EUSEBIO VEGA BUEZA y con la asistencia del asesor Ing. GUIDO AMÉRICO ROZAS OLIVERA, y miembro MSc. Ing. DOUGLAS SARANGO JULCA e Ing. EPIFANIO SUYO RIVERA de conformidad con la Resolución Rectoral N° 01934-R-02 que aprueba las diferentes modalidades de Titulación Profesional, se dio inicio a la Sesión Pública de Sustentación de Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos, del Bachiller:

JHON ELVIS CHAHUA JANAMPA

Dando lectura al Resumen del Expediente, el Presidente del Jurado, invita al Bachiller JHON ELVIS CHAHUA JANAMPA a realizar la Exposición del Trabajo de Tesis titulada: "DINÁMICA DE FLUJOS ALUVIONALES EN EL-CENTRO POBLADO DE QUINCEMIL, SUBCUENCA DEL RIO ARAZA".

Concluida la exposición del candidato y luego de las preguntas de rigor por parte del Jurado, el Presidente del mismo, invitó al Bachiller a abandonar momentáneamente la Sala de Sesión para dar paso a la deliberación y calificación por parte del Jurado.

Al término de la deliberación del Jurado, se invitó al candidato a regresar a la Sala de Sesión, para dar lectura a la calificación obtenida por el Bachiller, la misma que es:

..... DIECISIETE (17)

El Presidente del Jurado Mg. Ing. EUSEBIO VEGA BUEZA, a nombre de la Nación y de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos, declaró al Bachiller JHON ELVIS CHAHUA JANAMPA, Ingeniero Mecánico de Fluidos.

Siendo las 21:00 horas del mismo día, se levanta la sesión.

Mg. Ing. EUSEBIO VEGA BUEZA
PRESIDENTE

Ing. GUIDO AMÉRICO ROZAS OLIVERA
ASESOR

MSc. Ing. DOUGLAS SARANGO JULCA
MIEMBRO

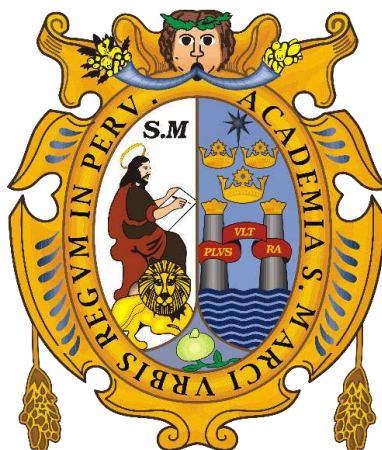
Ing. EPIFANIO SUYO RIVERA
MIEMBRO

UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE

INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS



**DINÁMICA DE FLUJOS ALUVIONALES EN EL CENTRO
POBLADO DE QUINCÉMIL, SUBCUENCA DEL RÍO ARAZA**

Tesis para obtener el título profesional de:

Ingeniero Mecánico de Fluidos

Modalidad (M-1)

Presentado por:

Jhon Elvis Chahua Janampa

Asesor:

Guido Américo Rozas Olivera

Lima, Perú

2016

Dedicatoria

*Al pueblo peruano, padres, hermanos,
familiares y amigos.*

Agradecimientos

Agradezco al Instituto Geofísico del Perú (IGP) y al Institut de recherche pour le développement (IRD, Francia), los cuales en colaboración conjunta crearon el proyecto EXGEA (Exploración multidisciplinaria de los contrastes geoclimáticos al Este de los Andes), un proyecto multidisciplinario, y del cual una de las investigaciones desarrolladas fue este trabajo de investigación.

Al PhD Patrice Baby (IRD), PhD Jhan C. Espinoza (IGP) por el asesoramiento a inicios de este trabajo, al ingeniero Juan C. Gómez (IGP) por el apoyo constante y al ingeniero G. Américo Rozas (UNMSM) por su asesoramiento.

Finalmente, agradezco a la escuela de Ingeniería Mecánica de Fluidos, a la Universidad Nacional Mayor de San Marcos y al pueblo peruano.

ÍNDICE DE CONTENIDO

| | | |
|----------------|---|-----------|
| 1.0.0.0 | INTRODUCCIÓN | 2 |
| 1.1.0.0 | DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA | 2 |
| 1.2.0.0 | ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN | 3 |
| 1.3.0.0 | FORMULACIÓN DEL PROBLEMA | 3 |
| 2.0.0.0 | OBJETIVOS | 5 |
| 2.1.0.0 | OBJETIVO GENERAL | 5 |
| 2.2.0.0 | OBJETIVOS ESPECÍFICOS | 5 |
| 2.3.0.0 | JUSTIFICACIÓN | 5 |
| 2.4.0.0 | ÁREA DE ESTUDIO | 5 |
| 3.0.0.0 | MARCO TEÓRICO | 10 |
| 3.1.0.0 | HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA | 10 |
| 3.1.1.0 | CICLO HIDROLÓGICO | 10 |
| 3.1.2.0 | CUENCA HIDROGRÁFICA | 11 |
| 3.2.1.0 | Propiedades principales de la cuenca | 11 |
| 3.1.3.0 | PRECIPITACIÓN | 13 |
| 3.1.3.1 | Medición de la precipitación | 14 |
| 3.1.3.2 | Precipitación promedio sobre una área | 14 |
| 3.1.3.3 | Análisis de frecuencia | 16 |
| 3.1.3.4 | Prueba de bondad de ajuste | 16 |
| 3.1.3.5 | Periodo de retorno | 17 |
| 3.1.4.0 | DISEÑO DE TORMENTAS | 17 |
| 3.1.4.1 | Método de tormentas del SCS | 18 |
| 3.1.5.0 | INFILTRACIÓN | 18 |
| 3.1.5.1 | Modelo del número de curva del SCS | 19 |
| 3.1.6.0 | ESCORRENTÍA | 20 |
| 3.1.6.1 | Método del hidrograma unitario del SCS | 20 |
| 3.1.7.0 | HIDRÁULICA DE CANALES | 22 |
| 3.1.7.1 | Coeficiente de Manning | 22 |
| 3.2.0.0 | GEOMORFOLOGÍA | 24 |
| 3.2.2.0 | TERRAZAS | 24 |
| 3.3.0.0 | GEODINÁMICA | 29 |
| 3.3.1.0 | MOVIMIENTOS EN MASA | 29 |
| 3.3.1.1 | Tipos de flujo | 29 |
| 3.3.1.2 | Mecanismo de formación de flujos | 37 |
| 3.4.0.0 | DINÁMICA DE FLUIDOS COMPUTACIONAL EN LOS FLUJOS ALUVIONALES | 41 |
| 3.4.1.0 | MODELO NUMÉRICO HIDRÁULICO COMPUTACIONAL FLO-2D | 42 |
| 3.4.1.1 | Ecuaciones de gobierno | 42 |
| 3.4.1.2 | Modelo reológico en los flujos aluvionales | 43 |
| 3.4.1.3 | Parámetros de la mezcla | 49 |
| 3.4.1.4 | Solución numérica | 51 |

| | | |
|----------------|--|---------------|
| 3.4.1.5 | Esquema lógico | 52 |
| 4.0.0.0 | MATERIALES Y METODOLOGÍA | 57 |
| 4.1.0.0 | METODOLOGÍA | 57 |
| 4.2.0.0 | ANÁLISIS HIDROMETEOROLÓGICO | 59 |
| 4.2.1.0 | ANÁLISIS DE FRECUENCIA | 61 |
| 4.2.1.1 | Prueba de bondad de ajuste | 62 |
| 4.2.1.2 | Periodo de retorno | 63 |
| 4.2.2.0 | EVENTO HIDROMETEOROLÓGICO EXTREMO | 63 |
| 4.2.2.1 | Hidrograma de un evento extremo | 66 |
| 4.3.0.0 | ANÁLISIS GEOMORFOLÓGICO | 67 |
| 4.4.0.0 | ANÁLISIS GEODINÁMICO | 71 |
| 4.5.0.0 | ANÁLISIS DE LA MATRIZ DEL FLUJO ALUVIONAL | 72 |
| 4.5.1.0 | HIDROGRAMA LÍQUIDO Y SÓLIDO | 72 |
| 4.6.0.0 | MATERIALES | 73 |
| 4.6.1.0 | TOPOGRAFÍA | 73 |
| 4.6.2.0 | FACTOR DE FRICCIÓN | 75 |
| 4.6.3.0 | HIDROGRAMA | 75 |
| 5.0.0.0 | RESULTADOS Y DISCUSIÓN | 77 |
| 6.0.0.0 | CONCLUSIONES | 82 |
| 7.0.0.0 | RECOMENDACIONES | 82 |
| | REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 83 |
| | ANEXOS | - 1 - |
| | GLOSARIO | - 1 - |
| | DISTRIBUCIONES TEÓRICAS PROBABILÍSTICAS | - 5 - |
| | MODELO DEL NÚMERO DE CURVA DEL SCS – CN | - 12 - |
| | HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS | - 17 - |
| | VALORES DEL NÚMERO DE MANNING | - 21 - |
| | PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS | - 24 - |
| | CENSO POBLACIONAL 1993, INEI | - 25 - |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|-----------|
| <u>FIGURA 01.</u> <u>VISTA SATELITAL DEL CENTRO POBLADO DE QUINCEMIL (IMAGEN SATELITAL LANDSAT, 2015)</u> | 6 |
| <u>FIGURA 02.</u> <u>VISTA AÉREA DEL CENTRO POBLADO DE QUINCEMIL (FOTOGRAFÍA DE LA MUNICIPALIDAD DE QUINCEMIL)</u> | 6 |
| <u>FIGURA 03.</u> <u>UBICACIÓN DISTRITAL DEL CENTRO POBLADO DE QUINCEMIL (BASE DE DATOS DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL)</u> | 7 |
| <u>FIGURA 04.</u> <u>UBICACIÓN PROVINCIAL DEL CENTRO POBLADO DE QUINCEMIL (BASE DE DATOS DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL)</u> | 7 |
| <u>FIGURA 05.</u> <u>UBICACIÓN REGIONAL DEL CENTRO POBLADO DE QUINCEMIL (BASE DE DATOS DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL)</u> | 8 |
| <u>FIGURA 06.</u> <u>CICLO HIDROLÓGICO DEL AGUA. ADAPTADO DE “EL CICLO DEL AGUA”, POR SANZ, T. 2011. RECUPERADO DE HTTP://SOCIALESPRIMEROFGC.BLOGSPOT.PE/2011_11_01_ARCHIVE.HTML</u> | 11 |
| <u>FIGURA 07.</u> <u>REPRESENTACIÓN DE ALGUNAS DE LAS PROPIEDADES PRINCIPALES DE UNA CUENCA</u> | 13 |
| <u>FIGURA 08.</u> <u>DIFERENTES MÉTODOS PARA LA ESTIMACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN PROMEDIO SOBRE UN ÁREA. (A) MÉTODO DE LA MEDIA ARITMÉTICA. (B) MÉTODO DE LOS POLÍGONOS DE THIESSEN. (C) MÉTODO DE LAS ISOYETAS. RECUPERADO DE HTTP://WWW.BIBLIOTECA.UDEP.EDU.PE/BIBVIRUDEP/TESIS/PDF/1_136_147_89_1257.PDF</u> | 15 |
| <u>FIGURA 09.</u> <u>HISTOGRAMA DE UNA TORMENTA DE 24 HORAS POR EL MÉTODO DEL SCS. RECUPERADO DE HTTP://WWW.BIBLIOTECA.UDEP.EDU.PE/BIBVIRUDEP/TESIS/PDF/1_136_147_89_1257.PDF</u> | 18 |
| <u>FIGURA 10.</u> <u>GRÁFICA DE LA PRECIPITACIÓN INFILTRADA Y PRECIPITACIÓN EFECTIVA DE UNA TORMENTA. ADAPTADO DE “CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN NETA”, P. 1, POR SÁNCHEZ. 2013, ESPAÑA. RECUPERADO DE HTTP://HIDROLOGIA.USAL.ES/PRACTICAS/PNETA_SCS/PNETA_SCS_FUNDAM.PDF</u> | 19 |
| <u>FIGURA 11.</u> <u>REPRESENTACIÓN DE UN CANAL NATURAL Y DEL FACTOR DE FRICCIÓN EN EL RÍO Y ÁREAS ALEDAÑAS (FOTOGRAFÍA DEL RÍO ARAZA)</u> | 23 |

FIGURA 12. VISTA GENERAL DE UN SISTEMA DE TERRAZAS. ADAPTADO DE “TERRAZAS FLUVIALES”, POR BERMASDO C. RECUPERADO DE [HTTP://PLATEA.PNTIC.MEC.ES/~CMART13/GEO/MOD/FOTOS/ESCALON.JPG](http://platea.pntic.mec.es/~cmart13/gEO/MOD/FOTOS/ESCALON.JPG) 25

FIGURA 13. ESQUEMA DE TERRAZAS AGRADACIONALES Y DEGRADACIONALES. ADAPTADO DE “SISTEMAS FLUVIALES”. RECUPERADO DE [HTTPS://WWW.U-CURSOS.CL/INGENIERIA/2005/1/GL44B/1/MATERIAL_DOCENTE/BAJAR?ID_MATERIAL=64594](https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2005/1/GL44B/1/MATERIAL_DOCENTE/BAJAR?ID_MATERIAL=64594) 25

FIGURA 14. ESQUEMA DE TERRAZAS APAREADAS Y NO APAREADAS. ADAPTADO DE “SISTEMAS FLUVIALES”. RECUPERADO DE [HTTPS://WWW.U-CURSOS.CL/INGENIERIA/2005/1/GL44B/1/MATERIAL_DOCENTE/BAJAR?ID_MATERIAL=64594](https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2005/1/GL44B/1/MATERIAL_DOCENTE/BAJAR?ID_MATERIAL=64594) 26

FIGURA 15. CONFIGURACIÓN ESQUEMÁTICA DE UN SISTEMA DE TERRAZAS. ADAPTADO DE “SISTEMAS FLUVIALES”. RECUPERADO DE [HTTPS://WWW.U-CURSOS.CL/INGENIERIA/2005/1/GL44B/1/MATERIAL_DOCENTE/BAJAR?ID_MATERIAL=64594](https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2005/1/GL44B/1/MATERIAL_DOCENTE/BAJAR?ID_MATERIAL=64594) 26

FIGURA 16. GEOMORFOLOGÍA EN RESPUESTA A LAS VARIACIONES CLIMÁTICAS DEL CUATERNARIO EN ÁREAS DE LEVANTAMIENTO TECTÓNICO. (STARKEL, 2003) 28

FIGURA 17. FLUJO DE LODO. ADAPTADO DE “EARTH SCIENCE PICTURE OF THE DAY: MUDFLOW”, POR MCGUIRE, T. 2013. RECUPERADO DE [HTTP://EPOD.USRA.EDU/.A/6A0105371BB32C970B01901DBC3702970B-PI](http://ePod.usra.edu/.A/6A0105371BB32C970B01901DBC3702970B-PI) 30

FIGURA 18. REPRESENTACIÓN DE FLUJOS DE LODO. ADAPTADO DE “CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS TROPICALES”. POR SUAREZ, J. 2011, COLOMBIA: UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER. RECUPERADO DE [HTTP://WWW.EROSION.COM.CO/CONTROL-DE-EROSION-EN-ZONAS-TROPICALES.HTML](http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html) 31

FIGURA 19. FLUJO VISCOSO IDEALIZADO, MOSTRANDO LAS DIFERENTES ONDAS (JOHNSON Y RODINE, 1984). ADAPTADO DE “CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS TROPICALES”. POR SUAREZ, J. 2011, COLOMBIA: UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER. RECUPERADO DE [HTTP://WWW.EROSION.COM.CO/CONTROL-DE-EROSION-EN-ZONAS-TROPICALES.HTML](http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html) 32

FIGURA 20. FLUJO HIPERCONCENTRADO GRANULAR. ADAPTADO DE “TAJIKISTAN: CLIMATE CHANGE IMPERILS MOUNTAIN DWELLERS” POR AWARD W., E. 2015. RECUPERADO DE [HTTP://WWW.EURASIANET.ORG/SITES/DEFAULT/FILES/IMAGECACHE/GALLERIA_FULLSCREEN/092915_0.JPG](http://www.eurasianet.org/sites/default/files/imagecache/galleria_fullscreen/092915_0.jpg) 33

FIGURA 21. ESQUEMA DE UN FLUJO HIPERCONCENTRADO GRANULAR. ADAPTADO DE “CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS TROPICALES”. POR SUAREZ, J. 2011, COLOMBIA: UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER. RECUPERADO DE [HTTP://WWW.EROSION.COM.CO/CONTROL-DE-EROSION-EN-ZONAS-TROPICALES.HTML](http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html) 34

| | |
|---|-----------|
| <u>FIGURA 22.</u> <u>FLUJO DE DETRITOS. RECUPERADO DE “LANDSLIDE” POR WIKIPEDIA. 2016. RECUPERADO DE HTTPS://UPLOAD.WIKIMEDIA.ORG/WIKIPEDIA/COMMONS/3/3E/GOODELL CREEK DEBRIS AVALANCHE.JPG</u> | 35 |
| <u>FIGURA 23.</u> <u>ESQUEMA DE UN FLUJO DE DETRITOS. ADAPTADO DE “CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS TROPICALES”. POR SUAREZ, J. 2011, COLOMBIA: UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER. RECUPERADO DE HTTP://WWW.EROSION.COM.CO/CONTROL-DE-EROSION-EN-ZONAS-TROPICALES.HTML</u> | 36 |
| <u>FIGURA 24.</u> <u>ESQUEMA DE LOS PROCESOS DE ACUMULACIÓN DE DEPÓSITOS DE ONDAS CONSECUTIVAS. ADAPTADO DE “CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS TROPICALES”. POR SUAREZ, J. 2011, COLOMBIA: UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER. RECUPERADO DE HTTP://WWW.EROSION.COM.CO/CONTROL-DE-EROSION-EN-ZONAS-TROPICALES.HTML</u> | 37 |
| <u>FIGURA 25.</u> <u>MODELOS DE DEFORMACIÓN DEL FLUIDO. ADAPTADO DE “APLICACIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO DE FLUJOS DE ESCOMBROS Y LODO EN UNA QUEBRADA EN EL PERÚ”, POR CASTILLO N., L. (2006). RECUPERADO DE HTTP://ES.CALAMEO.COM/READ/00082012901AA2253F4BC</u> | 45 |
| <u>FIGURA 26.</u> <u>DESCARGA DEL FLUJO A TRAVÉS DE LOS ELEMENTOS DE GRILLA EN PLANTA (MANUAL DE USUARIO DEL FLO-2D)</u> | 53 |
| <u>FIGURA 27.</u> <u>DIAGRAMA DE FLUJO DEL FLO-2D (MANUAL DE REFERENCIAS DEL FLO-2D)</u> | 55 |
| <u>FIGURA 28.</u> <u>DIAGRAMA DE LA METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DEL HIDROGRAMA GENERADO POR UN EVENTO HIDROMETEOROLÓGICO EXTREMO</u> | 58 |
| <u>FIGURA 29.</u> <u>DIAGRAMA DE INGRESO Y SALIDA DE DATOS PARA EL MODELAMIENTO HIDROMETEOROLÓGICO CON EL PROGRAMA FLO-2D</u> | 59 |
| <u>FIGURA 30.</u> <u>DELIMITACIÓN DE LA SUBCUENCA DEL RÍO ARAZA</u> | 60 |
| <u>FIGURA 31.</u> <u>PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H EN MM VERSUS TIEMPO EN AÑOS (SERIE INCOMPLETA)</u> | 61 |
| <u>FIGURA 32.</u> <u>PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS EN MM VERSUS TIEMPO EN AÑOS (SERIE COMPLETADA)</u> | 61 |
| <u>FIGURA 33.</u> <u>GRILLA DE DATOS DE PRECIPITACIÓN DEL TRMM, EN LA SUBCUENCA DEL RÍO ARAZA</u> | 64 |
| <u>FIGURA 34.</u> <u>MAPA DE ISOYETAS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS DEL TRMM</u> | 65 |

| | | |
|--------------------------|--|------------------|
| <u>FIGURA 35.</u> | <u>MAPA DE ISOYETAS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS DE LA SUBCUENCA DEL RÍO ARAZA</u> | <u>65</u> |
| <u>FIGURA 36.</u> | <u>HIETOGRAMA DE UN EVENTO EXTREMO EN LA SUBCUENCA DEL RÍO ARAZA</u> | <u>66</u> |
| <u>FIGURA 37.</u> | <u>HIDROGRAMA DE UN EVENTO EXTREMO EN LA SUBCUENCA DEL RÍO ARAZA</u> | <u>67</u> |
| <u>FIGURA 38.</u> | <u>CARTOGRAFIADO DE TERRAZAS EN EL CENTRO POBLADO DE QUINCÉMIL (IMAGEN SATELITAL LANDSAT, 2015)</u> | <u>68</u> |
| <u>FIGURA 39.</u> | <u>TERRAZA ALUVIOFLUVIAL (T0), MARGEN IZQUIERDO DEL RÍO ARAZA</u> | <u>68</u> |
| <u>FIGURA 40.</u> | <u>TERRAZA ALUVIONAL (T1), MARGEN IZQUIERDO DEL RÍO ARAZA</u> | <u>69</u> |
| <u>FIGURA 41.</u> | <u>VISTA DEL EXAEROPUERTO DE QUINCÉMIL SOBRE LA TERRAZA ALUVIONAL (T1)</u> | <u>69</u> |
| <u>FIGURA 42.</u> | <u>TERRAZA ALUVIONAL (T2), MARGEN IZQUIERDO DEL RÍO ARAZA</u> | <u>69</u> |
| <u>FIGURA 43.</u> | <u>TERRAZA ALUVIONAL (T3), MARGEN IZQUIERDO DEL RÍO ARAZA. (1)</u> | <u>70</u> |
| <u>FIGURA 44.</u> | <u>TERRAZA ALUVIONAL (T3), MARGEN IZQUIERDO DEL RÍO ARAZA. (2)</u> | <u>70</u> |
| <u>FIGURA 45.</u> | <u>TERRAZA ALUVIONAL (T3), MARGEN IZQUIERDO DEL RÍO ARAZA. (3)</u> | <u>70</u> |
| <u>FIGURA 46.</u> | <u>ENSAYOS DE CAMPO PARA ESTIMAR EL PORCENTAJE DE ARCILLA EN LAS TERRAZAS</u> | <u>71</u> |
| <u>FIGURA 47.</u> | <u>HIDROGRAMA LÍQUIDO-SÓLIDO DE UN EVENTO EXTREMO</u> | <u>73</u> |
| <u>FIGURA 48.</u> | <u>MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES DEL CENTRO POBLADO DE QUINCÉMIL</u> | <u>74</u> |
| <u>FIGURA 49.</u> | <u>GRILLADO DEL MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES DEL CENTRO POBLADO DE QUINCÉMIL</u> | <u>74</u> |
| <u>FIGURA 50.</u> | <u>VALORES DEL NÚMERO DE MANNING DEL MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES</u> | <u>75</u> |
| <u>FIGURA 51.</u> | <u>SIMULACIÓN DE UN EVENTO DE FLUJO DE AGUA CON CAUDAL DE 24.1 M³/S</u> | <u>77</u> |
| <u>FIGURA 52.</u> | <u>VISTA AMPLIADA DEL FLUJO DE AGUA CON UN CAUDAL DE 24.1 M³/S EN EL CENTRO POBLADO DE QUINCÉMIL</u> | <u>78</u> |

| | | |
|--------------------------|---|---------------|
| <u>FIGURA 53.</u> | <u>VISTA TRIDIMENSIONAL DE LAS ALTURAS MÁXIMAS DEL FLUJO ALUVIONAL EXTREMO</u> | 78 |
| <u>FIGURA 54.</u> | <u>VISTA EN PLANTA DE LAS ALTURAS MÁXIMAS DEL FLUJO ALUVIONAL EXTREMO SOBRE EL CENTRO POBLADO DE QUINCEMIL</u> | 79 |
| <u>FIGURA 55.</u> | <u>ALTURAS MÁXIMAS DEL FLUJO ALUVIONAL EXTREMO SOBRE EL CENTRO POBLADO DE QUINCEMIL</u> | 80 |
| <u>FIGURA 56.</u> | <u>ALTURAS MÁXIMAS DEL FLUJO ALUVIONAL EXTREMO SOBRE LAS TERRAZAS</u> | 80 |
| <u>FIGURA 57.</u> | <u>VISTA EN PLANTA DE LAS VELOCIDADES MÁXIMAS DEL FLUJO ALUVIONAL EXTREMO SOBRE EL CENTRO POBLADO DE QUINCEMIL</u> | 81 |
| <u>FIGURA 58.</u> | <u>VISTA TRIDIMENSIONAL DE LAS VELOCIDADES MÁXIMAS DEL FLUJO ALUVIONAL EXTREMO SOBRE QUINCEMIL</u> | 81 |
| <u>FIGURA 59.</u> | <u>HIDROGRAMA ADIMENSIONAL DEL SCS (F. SÁNCHEZ, 2012).</u> | - 17 - |
| <u>FIGURA 60.</u> | <u>REPRESENTACIÓN DE UN HIDROGRAMA UNITARIO ELEMENTAL (F. SÁNCHEZ, 2012).</u> | - 18 - |
| <u>FIGURA 61.</u> | <u>PROPIEDAD DE AFINIDAD DE UN HIDROGRAMA UNITARIO. (F SÁNCHEZ, 2012)</u> | - 19 - |
| <u>FIGURA 62.</u> | <u>PROPIEDAD DE ADITIVIDAD DE UN HIDROGRAMA UNITARIO. (F. SÁNCHEZ, 2012).</u> | - 20 - |

LISTA DE TABLAS

| | |
|--|---------------|
| <u>TABLA 01. PARÁ METROS DE RESISTENCIA DEL FLUJO LAMINAR. (ADAPTADO DEL MANUAL DE REFERENCIAS DEL FLO-2D, O'BRIEN Y JULIEN)</u> | <u>46</u> |
| <u>TABLA 02. PROPIEDADES DE LAS MATRICES DE FLUJOS DE LODO (LIMO Y ARCILLA). (O'BRIEN Y JULIEN, 1988)</u> | <u>47</u> |
| <u>TABLA 03. ESFUERZO DE CEDENCIA Y VISCOSIDAD EN FUNCIÓN DE LA CONCENTRACIÓN (O'BRIEN Y JULIEN, 1988)</u> | <u>48</u> |
| <u>TABLA 04. RELACIÓN DEL FLUJO DE LODO EN FUNCIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE SEDIMENTOS (O'BRIEN, 2000)</u> | <u>50</u> |
| <u>TABLA 05. PARÁMETROS GEOMORFOMÉTRICOS DE LA SUBCUENCA DEL RÍO ARAZA</u> | <u>60</u> |
| <u>TABLA 06. PRUEBA DE AJUSTE DE BONDAD PARA DATOS DE PRECIPITACIÓN COMPLETADOS</u> | <u>62</u> |
| <u>TABLA 07. PRUEBA DE AJUSTE DE BONDAD PARA DATOS DE PRECIPITACIÓN SIN COMPLETAR</u> | <u>62</u> |
| <u>TABLA 08. PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO</u> | <u>63</u> |
| <u>TABLA 09. COMPARACIÓN DE LAS PRECIPITACIONES Y CAUDALES CON DISTINTOS ANÁLISIS</u> | <u>67</u> |
| <u>TABLA 10. VALORES DEL CN PARA LOS DIFERENTES USOS DE SUELOS (VEN TE CHOW, 1994).</u> | <u>- 14 -</u> |
| <u>TABLA 11. TABLA DE VALORES DEL NÚMERO DE CURVA. (RAMÍREZ, MARITZA, 2003).</u> | <u>- 15 -</u> |
| <u>TABLA 12. COORDENADAS DE RELACIONES ENTRE EL TIEMPO, TIEMPO PICO Y CAUDAL, CAUDAL PICO. (F. SÁNCHEZ, 2012).</u> | <u>- 18 -</u> |
| <u>TABLA 13. VALORES DEL COEFICIENTE DE N EN LA ECUACIÓN DE MANNING. CAUCES NATURALES, SEGÚN CHOW.</u> | <u>- 21 -</u> |
| <u>TABLA 14. TÉCNICAS DE CAMPO EN SUPERFICIE DE AGUA POR USGS. (PARTE I).</u> | <u>- 22 -</u> |
| <u>TABLA 15. TÉCNICAS DE CAMPO EN SUPERFICIE DE AGUA POR USGS. (PARTE II).</u> | <u>- 23 -</u> |
| <u>TABLA 16. DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMAS EN 24 HORAS DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA DE QUINCÉMIL</u> | <u>- 24 -</u> |

CAPÍTULO I

1.0.0.0 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta la situación problemática, los antecedentes, los objetivos planteados, los fines y el área en estudio de la investigación.

1.1.0.0 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Las subcuencas amazónicas del Perú se caracterizan generalmente por estar cubiertas de grandes mantos de nubes, las cuales son impulsadas por los vientos Alisios desde la vertiente Atlántica, en dirección este a oeste, y chocan contra el flanco Oriental de los Andes. Estos mantos al ascender tratando de cruzar la cordillera de los Andes, se encuentran con zonas de temperaturas menores a ellas, lo cual causa que se condensen originando intensas precipitaciones, dando origen así a la formación de ríos con gran potencial hídrico y tasas de sedimentación, tales como el Ucayali, Araza, Marañón, etc. Este factor climático es uno de los principales desencadenantes de los movimientos en masa tales como deslizamientos, caída de rocas, flujos aluvionales, etc. causando grandes pérdidas humanas y económicas.

Específicamente una de las subcuencas amazónicas del Perú es la del río Araza, en ella se encuentra asentada el centro poblado de Quincemil (apartado 1.6) a $13^{\circ}13'50''$ de latitud Sur y $70^{\circ}45'15''$ de longitud Oeste, ubicado en el límite de la cordillera Suroriental y sobre la faja Subandina, que se caracterizan por presentar grandes elevaciones y relieve ondulado respectivamente. Por su ubicación geográfica, geomorfológica y la dinámica de los mantos de nubes, presenta mayor la tasa de precipitación en el país con 6,868.1 mm en relación a los 3,500 mm media anual en toda la Amazonía peruana. Principalmente por estas características, este poblado es susceptible a ser afectado por eventos aluvionales de gran magnitud. Estos eventos están conformados por una mezcla de agua, clastos de diferentes diámetros y sedimentos de variada granulometría, con una dinámica de sedimentación distinta de otros tipos de flujos.

Existe evidencia de paleoeventos aluvionales extremos, identificados por la presencia de terrazas que fueron formadas por la dinámica sedimentológica de este tipo de flujos. Como parte de la dinámica actual las ocurrencias registradas en las últimas cuatro décadas destacan, como la más antigua en enero de 1988 que afectó un tramo de 1200 m de la carretera que atraviesa la localidad y como la más reciente en enero del 2006, que afectó más de 150 hectáreas del centro poblado de Quincemil (<http://online.desinventar.org/>).

En base a estas características climáticas, geomorfológicas y evidencias geodinámicas encontradas, el centro poblado de Quincemil se encuentra

expuesto a ocurrencias de flujos aluvionales que pueden afectar la seguridad física del mismo.

1.2.0.0 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

De las investigaciones obtenidas referente a la ocurrencia de flujos aluvionales, se pudo obtener las siguientes investigaciones: Sociedad Geológica del Perú (1985), describe la existencia de terrazas auríferas formadas por depósitos de flujos conglomeráticos fluvio-torrenciales ocurridos en la zona de estudio; INGEMMET (1993), aporta con un cartografiado geológico a escala 1:100,000 en la que menciona la existencia de paleoeventos aluvionales; y DESINVENTAR (2013), en la que obtuvo un registro de eventos ocurridos en Quincemil de 4 aluviones, 6 inundaciones y 4 deslizamientos, en las últimas cuatro décadas. Estas investigaciones sirven como base para el cartografiado y la delimitación de unidades geomorfológicas en la zona de estudio.

Las investigaciones que aportaron para la caracterización del flujo y su mecánica fueron: O'Brien y Julien (1988), quienes proponen un modelo reológico para modelado de flujos de escombros; Wan y Chien (1989), a base de experimentos describen la dinámica de los flujos para diferentes concentraciones; Takahashi (1991), quien desarrolló modelos matemáticos para representar el proceso de depositación de flujos de detritos; Bes De Berc (2003), interpreta los mecanismos de erosión y sedimentación fluvial, y la interacción de la evolución tectónica y geomorfológica; y Castillo (2006), utilizó el software FLO-2D para el modelamiento de flujos de escombros en una quebrada. Estos aportes servirán para la descripción y la interpretación de la mecánica de los flujos aluvionales en esta zona.

1.3.0.0 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Ante la ocurrencia de un evento extremo de flujos aluvionales ¿Cómo se manifestaría la dinámica de estos flujos y cuáles serían las áreas susceptibles a inundarse en el centro poblado de Quincemil?

CAPÍTULO II

2.0.0.0 OBJETIVOS

Ante la ocurrencia de un evento extremo de flujos aluvionales, se plantea los siguientes objetivos:

2.1.0.0 OBJETIVO GENERAL

- Caracterizar la dinámica de los flujos aluvionales y estimar las áreas susceptibles a ser afectadas ante la ocurrencia de un evento extremo aluvional en el centro poblado de Quincemil.

2.2.0.0 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar las áreas susceptibles a ser afectadas ante la ocurrencia de flujos aluvionales extremos mediante resultados de la simulación de este tipo de eventos en el centro poblado de Quincemil.
- Analizar la dinámica de los flujos aluvionales a partir de un modelamiento hidráulico computacional utilizando el programa FLO-2D.

2.3.0.0 JUSTIFICACIÓN

Este trabajo de investigación tiene como finalidad contribuir en la gestión del riesgo de desastres y planes de ordenamiento territorial ante la probable ocurrencia de un evento extremo de flujos aluvionales en el centro poblado de Quincemil.

2.4.0.0 ÁREA DE ESTUDIO

El centro poblado de Quincemil (figuras 1 y 2) se encuentra ubicado en el distrito de Camanti (Figura 3). Este es uno de los doce distritos de la provincia de Quispicanchi (Figura 4), ubicado al noreste de ésta. Quispicanchi es una de las trece provincias que conforman la región de Cusco (Figura 5). Esta región se encuentra al sureste de Lima y limita al norte con Ucayali, al oeste con Ayacucho y Apurímac, al sur con Arequipa y al este con Puno y Madre de Dios.

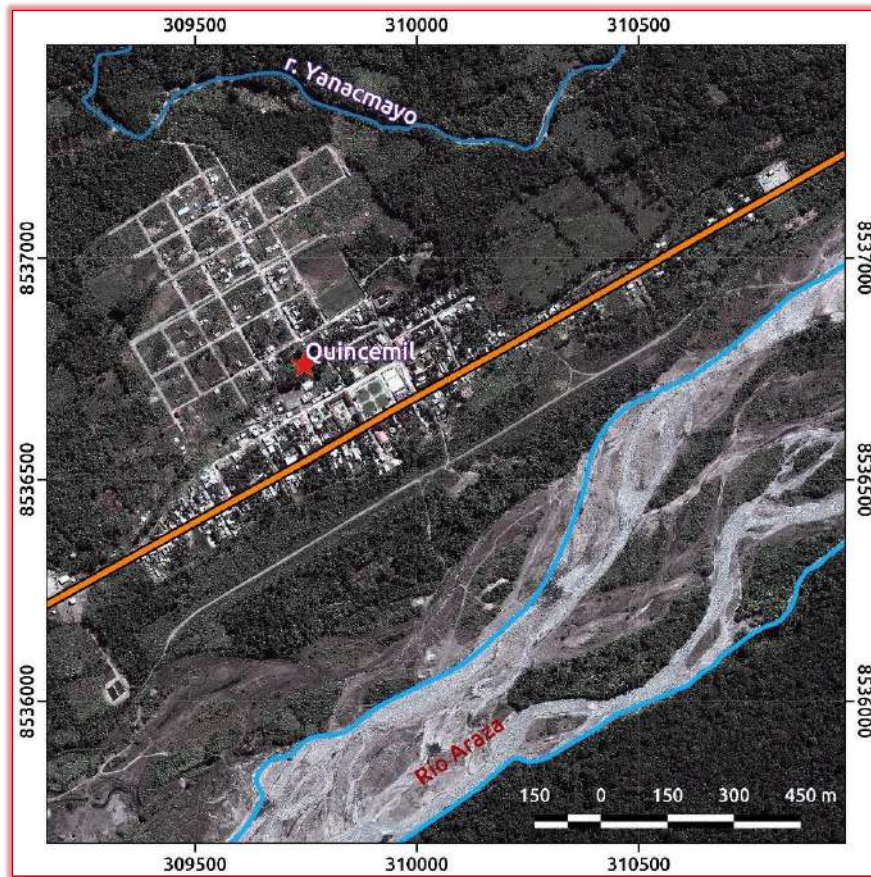


Figura 01. Vista satelital del centro poblado de Quincemil (Imagen satelital Landsat, 2015)



Figura 02. Vista aérea del centro poblado de Quincemil (Fotografía de la Municipalidad de Quincemil)

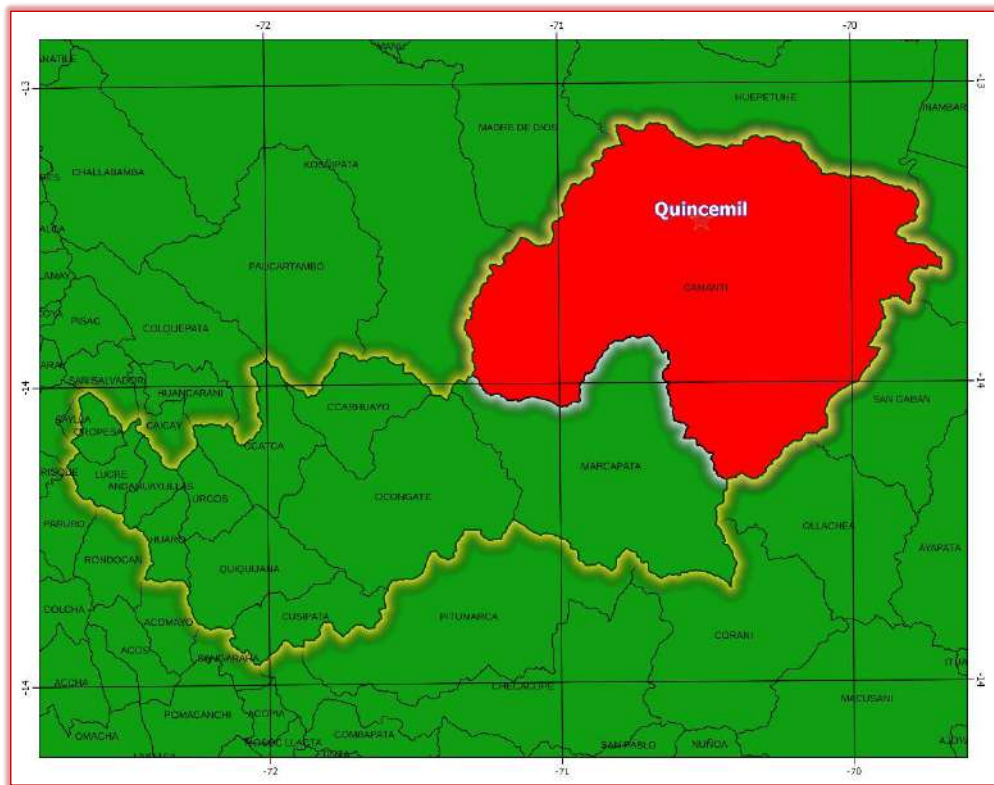


Figura 03. Ubicación distrital del centro poblado de Quincemil (Base de datos del Instituto Geográfico Nacional)

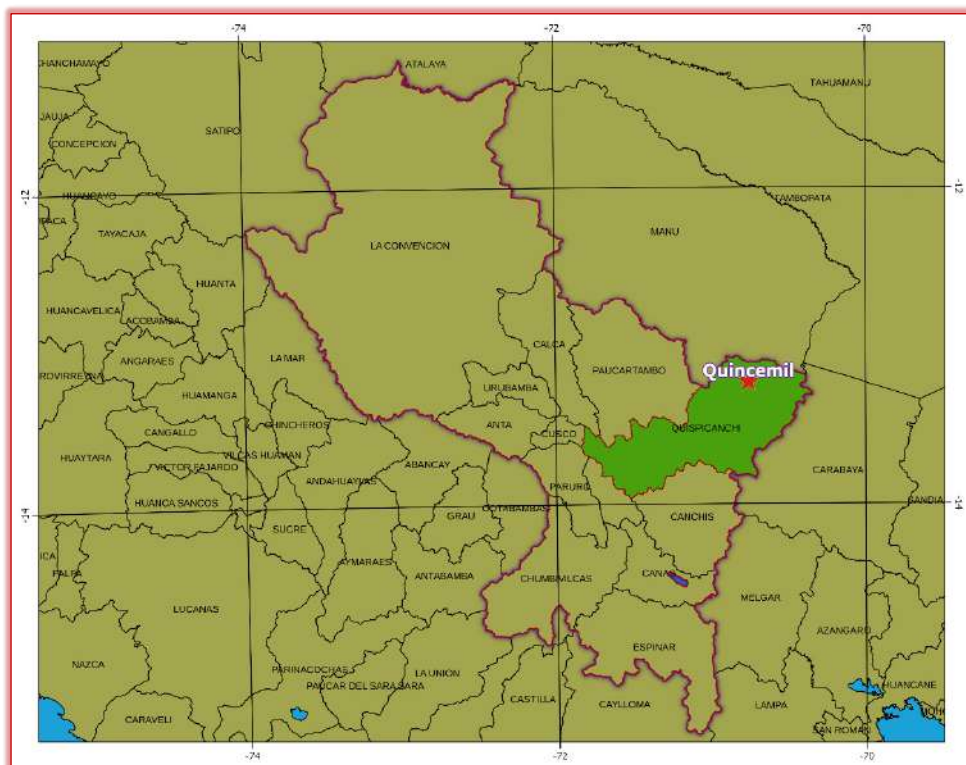


Figura 04. Ubicación provincial del centro poblado de Quincemil (Base de datos del Instituto Geográfico Nacional)

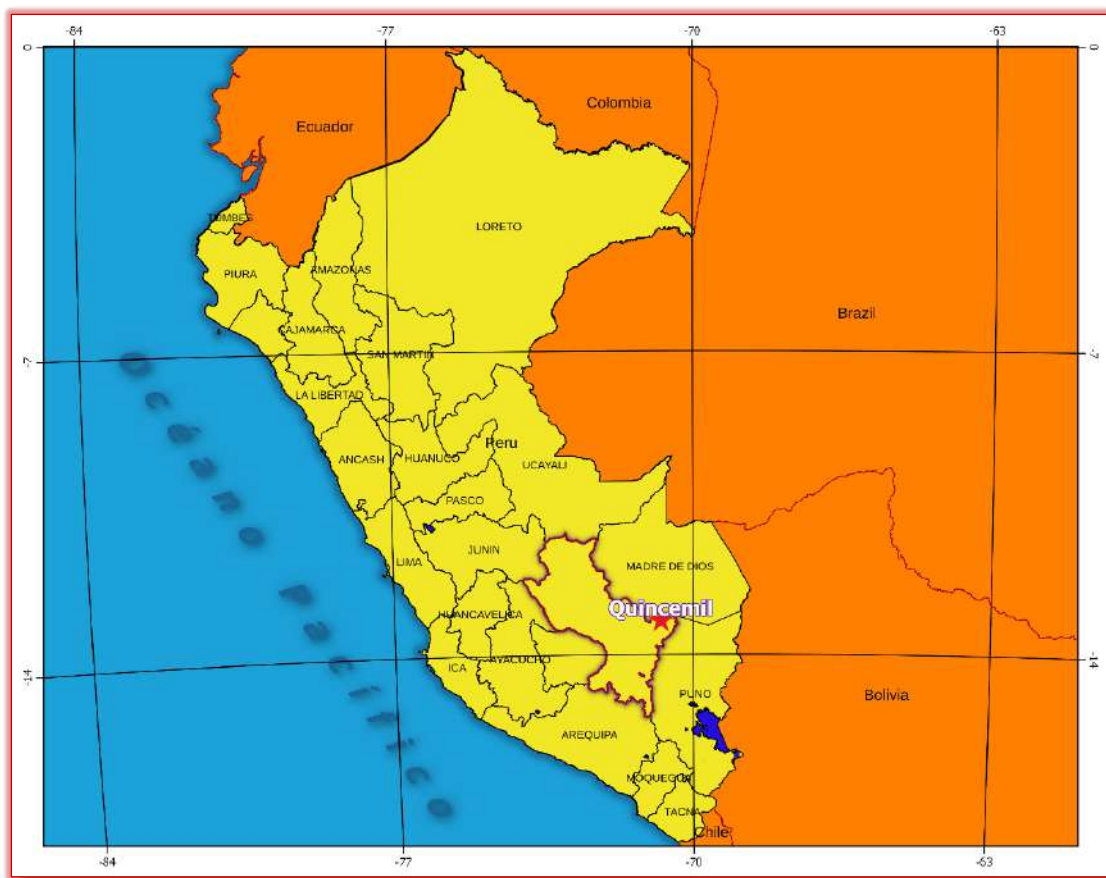


Figura 05. Ubicación regional del centro poblado de Quincemil (Base de datos del Instituto Geográfico Nacional)

CAPÍTULO III

3.0.0.0 MARCO TEÓRICO

En este capítulo se presentan los fundamentos teóricos, metodológicos y analíticos utilizados que se tuvieron en cuenta para el estudio de los flujos aluvionales.

3.1.0.0 HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA

La hidráulica es una ciencia aplicada semiempírica que estudia el comportamiento mecánico de los líquidos (López A., L., s.f., p. 21); y la hidrología estudia la circulación ininterrumpida del agua entre la Tierra y la atmósfera (Chow, V. T., Maidment, D. R., y Mays, L. W, 1994, p. 1).

El análisis hidrológico es uno de los trabajos previos para este estudio (determinación de los caudales máximos), para ello se debe conocer las intensidades máximas de precipitación y escorrentía.

Dado que en el país se tiene limitaciones en la disponibilidad de datos, ya sea hidrométricos, como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, se aplicó métodos indirectos para estimar estos valores, los cuales se presentan en este apartado.

3.1.1.0 CICLO HIDROLÓGICO

El ciclo hidrológico presenta diversos procesos que ocurren en forma continua; en la figura 06 se muestra en forma esquemática, cómo el agua se evapora desde los océanos y desde la superficie terrestre para 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 o los océanos; el agua precipitada puede ser interceptada por la vegetación, convertirse en flujo superficial sobre el suelo, infiltrarse en él, fluir a través del suelo como flujo subsuperficial y descargar en los ríos como escorrentía superficial. La mayor parte del agua interceptada y de escorrentía superficial regresa a la atmósfera mediante la evaporación. El agua infiltrada puede percolar profundamente para recargar el agua subterránea de donde emerge en manantiales o se desliza hacia ríos para formar la escorrentía superficial, y finalmente fluye hacia el mar o se evapora en la atmósfera a medida que el ciclo hidrológico continúa (Chow, V. T., et al., 1994, p. 2).

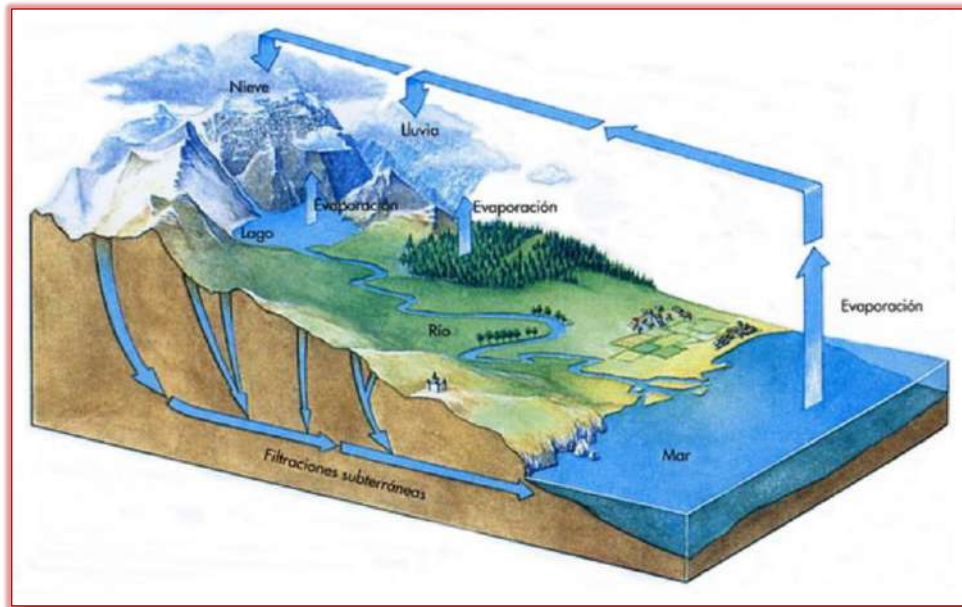


Figura 06. Ciclo hidrológico del agua. Adaptado de "El ciclo del agua", por Sanz, T. 2011. Recuperado de http://socialesprimerofgc.blogspot.pe/2011_11_01_archive.html

3.1.2.0 CUENCA HIDROGRÁFICA

Como uno de los resultados del proceso hidrológico, la precipitación, se produce un flujo superficial que durante su recorrido van formando quebradas y ríos, las cuales al unirse forman un curso de agua principal. El área total que drena y sus tributarios se le denomina cuenca de drenaje (Suárez, 2001, p. 26).

Es importante definir cuál es el límite de la cuenca para poder calcular el agua precipitada en toda el área de influencia. Como las cuencas están conformadas por un grupo de subcuencas de menor tamaño, la cuenca debe definirse con referencia a un punto que es la salida del agua recogida por toda la cuenca. Este consiste en toda el área de terreno que puede conducir agua hacia el punto de salida durante una lluvia.

3.2.1.0 Propiedades principales de la cuenca

A continuación, se presenta algunas de las principales propiedades de una cuenca definidas por Suárez (2001), que fueron utilizadas en esta investigación (Figura 07):

1. Área de drenaje

En todo estudio es importante delimitar el área de la cuenca, la cual está circunscrita principalmente por líneas de división de aguas o división de drenajes. El área de drenaje es una de las características más importante de las cuencas, debido a que esta área determina la cantidad de agua recogida por la cuenca.

2. Longitud de la cuenca

La longitud de la cuenca se define usualmente, como la distancia medida a lo largo del canal principal de drenaje desde la salida de la cuenca hasta la divisoria de aguas en el extremo superior de la cuenca. El canal principal debe seguir la línea de mayores caudales. La longitud se toma a lo largo de los canales y no en línea recta (McCuen, 1989). La longitud de la cuenca va a determinar un parámetro de tiempo, que es la medida del tiempo de transporte del agua desde la divisoria de aguas hasta la salida de la cuenca.

3. Pendiente de la cuenca

La pendiente de la cuenca es un factor muy importante que sirve para calcular el tiempo de respuesta de la cuenca ante el paso un flujo de agua.

4. La altitud

La altitud tienen gran influencia sobre los niveles de precipitación e intensidad de las lluvias, así como sobre la temperatura y la disponibilidad de agua.

5. Cobertura vegetal y uso de la tierra

Las actividades humanas cambian las características de la superficie de la cuenca y por lo tanto su respuesta hidrológica. El tipo y porcentaje de la cobertura vegetal, las zonas de cultivos, las zonas urbanas o áreas pavimentadas determinan la magnitud y características de los caudales y la forma del hidrograma de las crecientes.

6. Geología y tipos de Suelo

Las características geológicas y el suelo tienen un gran efecto en la infiltración. La geología caracteriza las propiedades del subsuelo y otros factores geotécnicos que pueden ser significativos como la posibilidad de deslizamientos, los cuales a su vez afectan la ocurrencia de caudales extraordinarios.

7. Historia de inundaciones y eventos extraordinarios

Los eventos históricos que ocurrieron antes de que se tuviera instrumentación de una corriente, representan una información muy valiosa. Es importante definir no solamente la fecha de ocurrencia sino también su magnitud y las consecuencias del evento. Existen otros eventos que aunque no se tenga información histórica, pueden encontrarse evidencias morfológicas o estratigráficas.

Estos paleoeventos pueden servir como guía para analizar la posibilidad de ocurrencia de eventos extraordinarios, los cuales no

es posible predecir con base a informaciones recogidas de solamente las épocas más recientes.



Figura 07. Representación de algunas de las propiedades principales de una cuenca

Es importante conocer la cantidad de agua que desemboca la cuenca estudiada, y esto se puede estimar conociendo la precipitación que cae sobre ella.

3.1.3.0 PRECIPITACIÓN

“La precipitación, es toda forma de humedad que originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo...” (Villón B, M., 2002, p. 69).

Las precipitaciones se deben a una serie de eventos atmosféricos que ocurren en las nubes, entre los cuales los más importantes son: Precipitación convectivas (tormenta), precipitación estratiforme y precipitación orográfica (Suárez, 2001, p. 16), (Anexo A).

3.1.3.1 Medición de la precipitación

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua, y se expresa comúnmente en milímetros. Esta altura indica lo que se acumularía en una superficie horizontal, si la precipitación permaneciera donde cayó (Villón, 2002, p. 73).

La precipitación puede medirse de varias formas:

1. Lluvia en un punto

El pluviómetro y el pluviógrafo permiten medir la lluvia que cae en un punto específico de la superficie de la tierra. La lluvia se acumula en un recipiente cuya superficie de captación es generalmente un área circular de 8 pulgadas de diámetro. En esta forma se mide en milímetros la lluvia que cae en un punto durante un determinado tiempo.

2. Distribución espacial de la lluvia

Como en todos los sitios no cae la misma cantidad de precipitación se requiere conocer la distribución de la lluvia en un área determinada o cuenca. La medición de la lluvia en unos pocos puntos no necesariamente representa la lluvia real en el área de una cuenca, se requiere de una gran cantidad de información para tener certeza de la forma como se distribuye la precipitación.

Para representar la precipitación total caída se realiza a través de un hietograma. El hietograma es un diagrama de barras que representa las variaciones de altura de precipitación en intervalos de tiempo.

3.1.3.2 Precipitación promedio sobre una área

Para evaluar la cantidad promedio de precipitación sobre un área en un intervalo de tiempo determinado es necesario basarse en los valores puntuales registrados en cada punto de control (estaciones meteorológicas) y debido a ello han surgido varios métodos que intentan darnos una aproximación de la distribución de la precipitación dentro del área de estudio, entre estos métodos tenemos (figura 08):

1. Método de la media aritmética

Es una forma sencilla para determinar la lluvia promedio sobre un área. Consiste en hallar la media aritmética de las cantidades conocidas para todos los puntos en el área. Este método proporciona buenos resultados, si la distribución de tales puntos

sobre el área es uniforme y la variación en las cantidades individuales de los medidores no es muy grande.

2. Método de Thiessen

Se emplea cuando la distribución de los pluviómetros no es uniforme dentro del área en consideración. Para su cálculo se define la zona de influencia de cada estación mediante el trazo de líneas entre estaciones continuas, éstas líneas se bisecan con perpendiculares y se asume que toda el área encerrada dentro de los límites formados por la intersección de estas perpendiculares en torno a la estación ha tenido una precipitación de la misma cantidad que la de la estación.

3. Método de isoyetas

Las isoyetas son contornos de igual altura de precipitación, que se calculan a partir de interpolación entre pluviómetros adyacentes. Las áreas entre isoyetas sucesivas son medidas y se multiplica por el promedio de precipitación entre la isoyetas adyacentes, el promedio total para el área es entonces la sumatoria de éste producto entre el área total considerada. Este método tiene la ventaja que las isoyetas pueden ser trazadas para tener en cuenta efectos locales, y por ello es posiblemente el que mejor nos aproxima a la verdadera precipitación promedio del área.

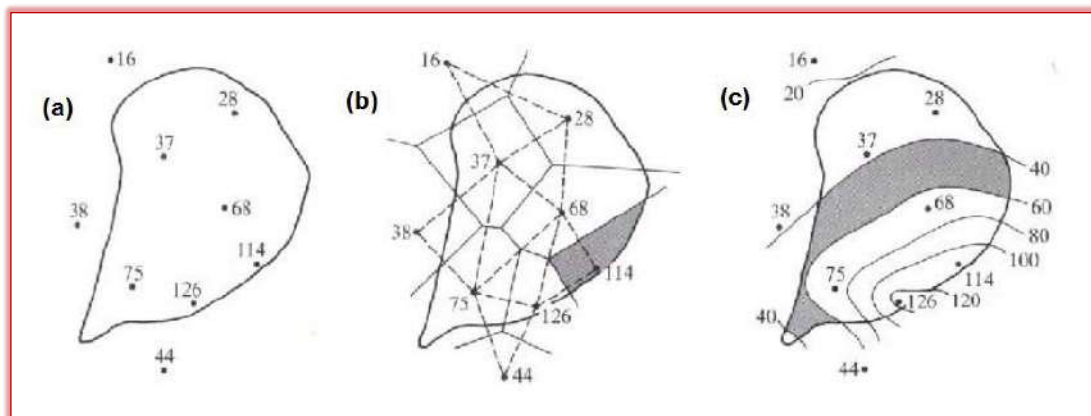


Figura 08. Diferentes métodos para la estimación de la precipitación promedio sobre un área. (a) Método de la media aritmética. (b) Método de los polígonos de Thiessen. (c) Método de las isoyetas. Recuperado de http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_136_147_89_1257.pdf

Conociendo las técnicas de medición de la precipitación y los métodos utilizado para calcular las precipitaciones promedio sobre una cuenca, es importante también conocer el comportamiento de estas precipitaciones, y así pronosticar una precipitación futura a condiciones específicas, como es el caso de un evento extremos de flujos aluvionales. Esto se logra mediante un análisis de frecuencia.

3.1.3.3 Análisis de frecuencia

Los procesos hidrológicos evolucionan en el espacio y en el tiempo en una forma que es parcialmente predecible, o determinística, y parcialmente aleatoria. Un proceso de este tipo se conoce con el nombre de proceso estocástico.

Para el tratamiento de datos de precipitación, estos datos tienen un comportamiento estocástico que por lo general, se cuenta solo con una muestra de los datos de la información recolectada, es decir, nunca se puede disponer de la totalidad de los datos. Se debe escoger un modelo probabilístico (distribuciones teóricas probabilísticas) que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable.

Las distribuciones teóricas probabilísticas que generalmente se ajustan a la distribución de datos hidrometeorológicos y que son comúnmente utilizadas son: Distribución Normal, distribución Log-Normal de 2 o 3 parámetros, distribución Gamma de 2 o 3 parámetros, distribución Log-Pearson tipo III y distribución Gumbel (Anexo B).

Para utilizar estos modelos probabilísticos, se deben calcular sus parámetros y realizar la prueba de bondad de ajuste.

3.1.3.4 Prueba de bondad de ajuste

La prueba de bondad de ajuste consiste en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica (distribución real) de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidad teórica calculada con anterioridad, con los parámetros estimados en base a los valores muestrales.

Las pruebas estadísticas, tienen por objeto medir la certidumbre que se obtiene al hacer una hipótesis, es decir, calificar el hecho de suponer que una variable aleatoria, se distribuye según una cierta función de probabilidades. Estas pruebas presentan los siguientes métodos: Chi-cuadrado, Smirnov-Kolmogorov y Error cuadrático mínimo.

En el desarrollo del presente estudio se hace uso la prueba de bondad de ajuste estadístico correspondiente al cálculo del error cuadrático mínimo con el método de momentos ordinarios por la simplicidad y facilidad de cálculo. Dicho ajuste consiste en calcular, para cada función de distribución, el error cuadrático mediante este método. Tendrá un mejor ajuste, aquella función de distribución que tenga el error cuadrático mínimo, en comparación con otras distribuciones. Estas fórmulas de cálculo se pueden apreciar en el Anexo B.

Adicionalmente se realiza la prueba con el método gráfico para verificar los cálculos realizados teóricamente.

Si el ajuste es bueno, se puede utilizar la distribución elegida, una vez encontrada la ley de distribución que rige a las variables aleatorias,

además, se podrá predecir con determinada probabilidad, la ocurrencia de una determinada magnitud, de un evento hidrometeorológicos (Chow et al., 1994 y Villón, 2002).

Para la para el pronóstico de la precipitación para una determinada condición, en este caso una tormenta máxima probable, se debe selección un determinado periodo de retorno.

3.1.3.5 Periodo de retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal o precipitación máxima del evento estudiado es igualado o superado una vez cada T años, se le denomina Período de Retorno (TR) y está relacionado inversamente con el valor de probabilidad de ocurrencia.

Perú. Ministerio de Economía y Finanzas. Dirección General de Programación Multianual del Sector Público. Menciona que los caudales máximos de avenidas que se deberán estimar, recomienda utilizar periodos de retorno para zonas urbanas de 25, 50 y 100 años; y para zonas rurales y/o agrícolas periodos de retorno de 10, 25 y 50 años.

Con los datos obtenidos respecto a la precipitación, a la distribución más representativa y con un periodo de retorno seleccionado, es posible pronosticar una precipitación máxima probable. Este dato de precipitación deberá ser representado por medio de un hietograma que representará una tormenta extrema, y esto se obtiene por medio de métodos empíricos. A este proceso se le conoce como diseño de tormentas.

3.1.4.0 DISEÑO DE TORMENTAS

Una tormenta de diseño como un patrón de precipitación para ser usado en el diseño de un sistema hidrológico. Generalmente se emplea como dato de entrada en el análisis de modelos de lluvia – escorrentía, para estimar hidrogramas de avenidas en cuencas (Chow et al., 1994, p. 455).

La variación en el tiempo de la lluvia caída durante una tormenta, tiene una gran influencia en la forma de la onda de crecida (forma del hidrograma). Para este estudio se utilizó el método de tormentas del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (US-SCS, por sus siglas en ingles).

3.1.4.1 Método de tormentas del SCS

El U.S. Soil Conservation Service (US-SCS) desarrolló hietogramas sintéticos empleando la información presentada por Hershfield en 1961 y Miller et al en 1973. Estos hietogramas son para precipitación de 24 horas y propone 4 distribuciones: Tipo I, IA, II, y III. Las distribuciones son propuestas en base al patrón de precipitación para 4 zonas de los EE.UU. (Figura 04).

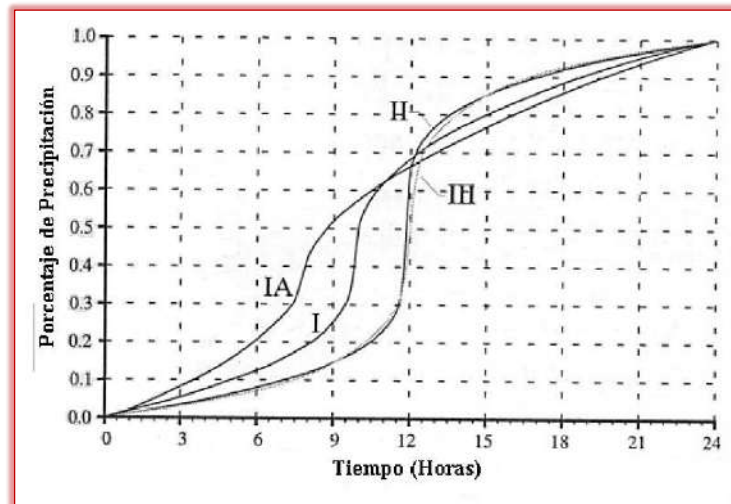


Figura 09. Hietograma de una tormenta de 24 horas por el método del SCS. Recuperado de http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_136_147_89_1257.pdf

Algunas instituciones e hidrólogos en nuestro medio, realizan cálculos de tormentas de diseño por medio de esta metodología, utilizando la tormenta del Tipo I debido a la semejanza del medio geográfico. Esta tormenta corresponde al clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos.

Como resultado de este procedimiento se obtiene el hietograma de la tormenta de diseño (precipitación total), al cual se le debe restar la precipitación infiltrada en la superficie.

3.1.5.0 INFILTRACIÓN

El agua de la lluvia al caer sobre el suelo trata de infiltrarse, desplazando el agua existente hacia abajo por macro poros del suelo, formando una especie de onda de presión de agua dentro de él, debido a esto se tiene que separar dicha precipitación infiltrada.

El exceso de precipitación o precipitación neta, es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. El objetivo en esta investigación al estudiar la infiltración es separar la parte de la precipitación total para obtener la precipitación neta que

genera la escorrentía directa. El agua infiltrada en el suelo se le conoce también como abstracciones (Figura 10).

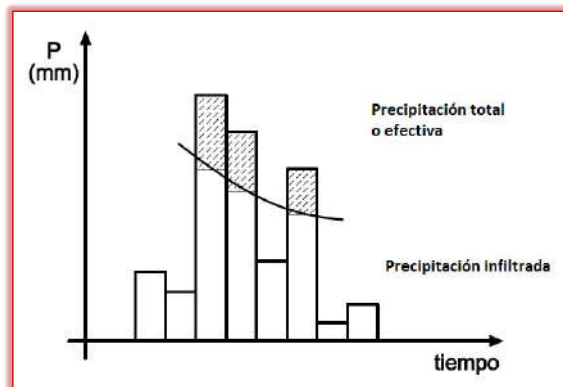


Figura 10. Gráfica de la precipitación infiltrada y precipitación efectiva de una tormenta. Adaptado de "Cálculo de la precipitación neta", p. 1, por Sánchez. 2013, España. Recuperado de http://hidrologia.usal.es/practicas/Pneta_SCS/Pneta_SCS_fundam.pdf

La capacidad de infiltración del suelo va disminuyendo con el tiempo; por esta razón, cuando separamos la parte de un hietograma que constituye Precipitación total, lo hacemos siguiendo una curva descendente que debería reflejar la natural disminución de la capacidad de infiltración del suelo (Sánchez, 2013, p. 1).

Existen una serie de métodos para el cálculo de las abstracciones iniciales, de ellos el método más práctico y utilizado es el modelo de Número de Curva.

3.1.5.1 Modelo del número de curva del SCS

Este modelo desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos, usa el número de curva (CN, de sus siglas en inglés), el cual es un parámetro empírico estimado de la combinación del tipo de suelo, cobertura vegetal y condición de humedad antecedente del suelo (AMC, de sus siglas en inglés).

Este método se es utilizado para estimar la precipitación neta o precipitación en exceso, a partir de datos de precipitación y otros parámetros de la cuenca de drenaje que se traducen en el número de curva (CN). El método fue desarrollado utilizando datos de un gran número de cuencas experimentales (Anexo C).

Una vez que se obtiene como dato la precipitación neta, esta precipitación es la que escurre en la superficie formando un caudal. Para ello se conocer la transformación de la precipitación neta a escorrentía.

3.1.6.0 ESCORRENTÍA

La Escorrentía es la proporción de lluvia que fluye sobre la superficie del terreno. El camino y el tiempo que toma el agua desde que cae en forma de lluvia hasta que alcanza a un río depende de las características físicas de la cuenca, particularmente de las pendientes del terreno, textura del suelo y vegetación. El agua fluye laminarmente al comienzo, luego en concentraciones pequeñas, las cuales van creciendo aguas abajo.

Para tener una idea aproximada de la respuesta de una *cuenca pequeña* a unas *precipitaciones cortas y homogéneas*, podemos utilizar algunas fórmulas empíricas que, basándose en características físicas de la cuenca (superficie, pendiente media, longitud del cauce, etc.) proporcionan una idea del hidrograma resultante. Entre las numerosas aproximaciones que encontramos en la bibliografía, se eligió el método del hidrograma unitario por ser uno de los métodos que mejor representa a un hidrograma natural, y es recomendado su uso por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones en el *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*.

3.1.6.1 Método del hidrograma unitario del SCS

Sánchez (2012, p.7) explica que:

Un Hidrograma unitario, Se trata de un concepto fundamental al abordar el problema de calcular la escorrentía que producirán unas precipitaciones determinadas. Fue propuesto por Sherman en 1932.

El Hidrograma Unitario de una cuenca es el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta de unidad con una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora).

Esa precipitación debe producirse con intensidad constante a lo largo del periodo considerado y repartida homogéneamente en toda la superficie de la cuenca.

Si en una cuenca determinada disponemos del hidrograma unitario de 1 mm en 1 hora, con este método, podremos construir el hidrograma producido por cualquier precipitación. Estas fórmulas y tablas utilizadas del método se muestran en detalle en el Anexo D.

Uno de los términos utilizados para el cálculo del hidrograma en una cuenca, es el tiempo de concentración, y este presenta diversos tipos de cálculo. A continuación, se presenta el método utilizado.

- Tiempo de concentración

El tiempo de concentración, es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración (t_c). El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente (a mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración), el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

Dada las características de nuestro país y a las condiciones en que se han desarrollado los diversos métodos para el cálculo del tiempo de concentración, se ha optado por utilizar la ecuación de Kirpich con el método de California Culverts Praticce, 1942. Dicho método relaciona los siguientes parámetros de la cuenca:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (1)$$

Donde:

L = longitud del curso principal de la cuenca, en metros

H = diferencia de nivel entre la divisoria más de aguas más alta y la salida, en metros

Cuando se tiene estimado el hidrograma producido por la precipitación de una cuenca, este pasará por canales naturales (ríos, quebradas, llanuras aluviales, etc.), este flujo al pasar en este tipo de superficies, estos ejercen una resistencia al flujo para fluir. Estos aspectos se conocerán el subcapítulo de Hidráulica de Canales.

3.1.7.0 HIDRAÚLICA DE CANALES

El flujo en un canal se produce principalmente por la acción de la fuerza de gravedad y se caracteriza porque expone una superficie libre a la presión atmosférica.

El movimiento del fluido en un canal se ve afectado por la fuerza de gravedad; como la más importante, y la fuerza de resistencia ocasionada en las fronteras rígidas por la fricción y la naturaleza turbulenta del flujo.

De acuerdo con su origen, los canales pueden ser naturales o artificiales. Los naturales son las conducciones hidráulicas que existen para el drenaje natural sobre la tierra, como arroyos, ríos, estuarios, etc. Los artificiales son los construidos por el hombre para fines de riego, drenaje, generación de energía, navegación, etc.

El flujo en un canal natural se aloja dentro de lo que se llama cauce, producido por el movimiento del agua al paso del tiempo. Su perfil longitudinal es sinuoso, su sección transversal es irregular, y tiene forma y dimensiones que varían continuamente a lo largo del mismo.

Un canal natural nunca posee una sección geométrica constante. El flujo en un río por lo general arrastra material sólido (materia en suspensión, arena, grava e incluso grandes piedras), que modifica continuamente la forma, dimensiones de la sección y perfil del cauce e impide una definición precisa de su rugosidad; Sin embargo, esta rugosidad puede expresarse en términos numéricos mediante ensayos empíricos, de los cuales el más utilizado por su practicidad y metodología es el coeficiente de Manning.

3.1.7.1 Coeficiente de Manning

La ecuación de fricción de Manning, es de carácter netamente empírico. Donde n es el factor de fricción, llamado coeficiente de Manning que, por ser aplicable a canales hidráulicamente rugosos, depende solo de la rugosidad de la frontera y es independiente del número de Reynolds.

Su aplicación se restringe a flujo turbulento en canales rugosos. Además, su precisión depende mucho de una selección cuidadosa de n , coeficiente que por lo general se considera dependiente sólo de la rugosidad en las paredes y fondo del canal. Sin embargo, n es propiamente un factor de fricción, esto es, depende también de la geometría de la sección y características hidráulicas del flujo (Figura 11).

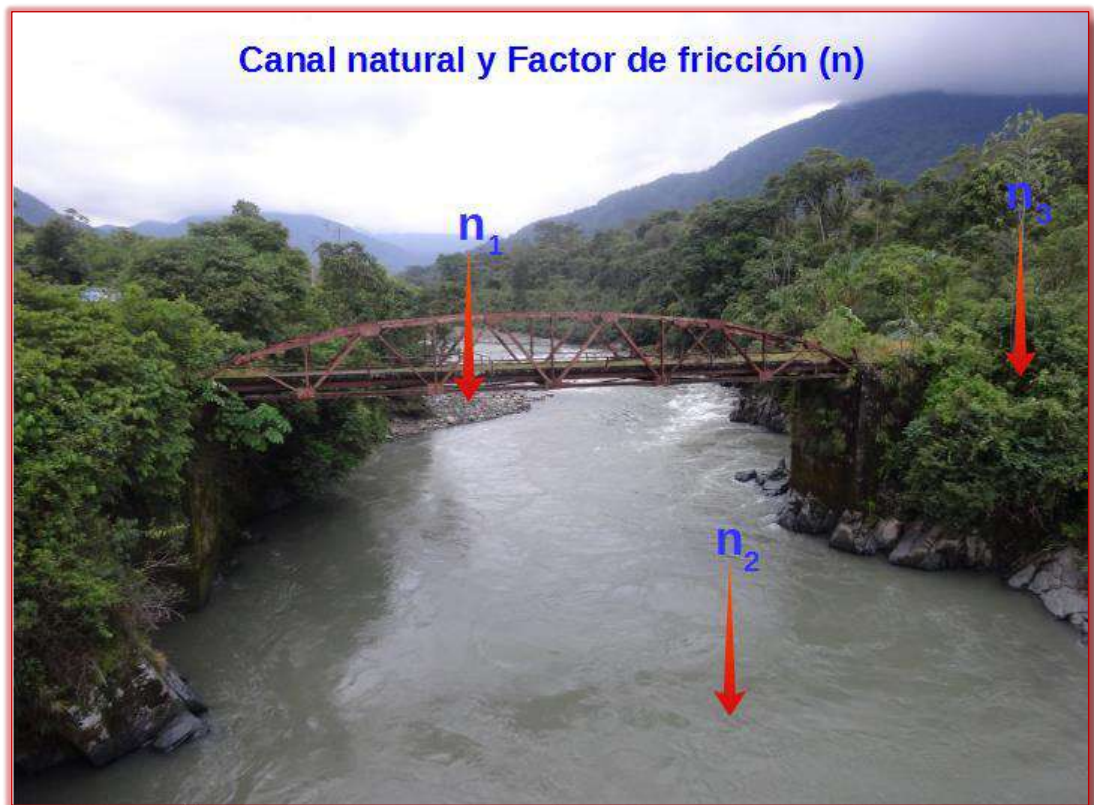


Figura 11. Representación de un canal natural y del factor de fricción en el río y áreas aledañas (Fotografía del río Araza)

- ESTIMACIÓN A BASE DE TABLAS Y FOTOGRAFÍAS

En la práctica n es función de diferentes variables, y la estimación de un valor adecuado precisa del conocimiento cualitativo y cuidadoso de los factores que más influyen.

La rugosidad del canal proporciona un punto crítico de partida en la selección de n .

Cuando se realizan estudios de canales naturales para distintos fines, pueden obtenerse fotografías de campo en partes estratégicas para compararlas con las de canales de resistencia conocida, junto con un resumen de los parámetros geométricos e hidráulicos que permitan una definición más adecuada de las condiciones del flujo. Estos valores y tablas se pueden ver en el Anexo E.

En este subcapítulo de *Hidráulica e Hidrología*, se ha visto el mecanismo del agua y su interacción con la superficie del suelo, estos procesos son parte de un ciclo que se ha manifestado desde los comienzos de formación del planeta, cambiando la forma del terreno. Para comprender las formas del terreno como consecuencia de estos procesos se ha desarrollado en el siguiente subcapítulo de Geomorfología.

3.2.0.0 GEOMORFOLOGÍA

La geomorfología tiene por objeto la descripción de las formas del terreno, la explicación de su génesis, es decir de su origen y evolución a través del tiempo geológico, así como la explicación y descripción de los agentes geomorfológicos modeladores, a este proceso se le conoce como ciclo geográfico.

El ciclo geográfico o ciclo de denudación, explica que las formas de la superficie terrestre es el resultado de un balance dinámico que evoluciona en el tiempo entre procesos constructivos y destructivos. (William M. Davis, finales del siglo XIX). Estos procesos son los que modelan el relieve.

El relieve terrestre va evolucionando en la dinámica del *ciclo geográfico* mediante una serie de procesos constructivos y destructivos que se ven permanentemente afectados por la fuerza de gravedad que actúa como equilibradora de los desniveles; es decir, hace que las zonas elevadas tiendan a caer y colmatar las zonas deprimidas. Estos procesos hacen que el relieve transite por diferentes etapas. La interacción de los distintos procesos que suceden en la superficie terrestre, resultan los procesos morfogenéticos sucesivos, como la erosión, el transporte y la sedimentación, y el principal agente modelador es el agua. Los distintos procesos del agua como agente modelador, se le conoce como dinámica fluvial.

3.2.2.0 TERRAZAS

Las terrazas son geoformas conformadas por una superficie plana ligeramente inclinada, correspondiente a la llanura de inundación, ubicada por encima del cauce del río como resultado de la incisión de este (Gutiérrez, 2007). Estas geoformas pueden estar compuestas por depósitos fluviales, aluviales, aluvionales, etc. (según sea su procedencia) y se distribuyen de forma escalonada a lo largo de los flancos de un río. Generalmente las terrazas son producto de la interacción de procesos tectónicos, climatológicos y geomorfológicos que actúan en una cuenca y su estudio revela las variaciones de esos procesos temporal y espacialmente (Wegmann y Pazzaglia, 2002). Frecuentemente, se realiza una diferenciación entre terrazas que erosionan el sustrato rocoso (terrazas erosivas) y las formadas por material aluvial (terrazas de acumulación o aluviales) Gutiérrez (2007), (Figura 12).

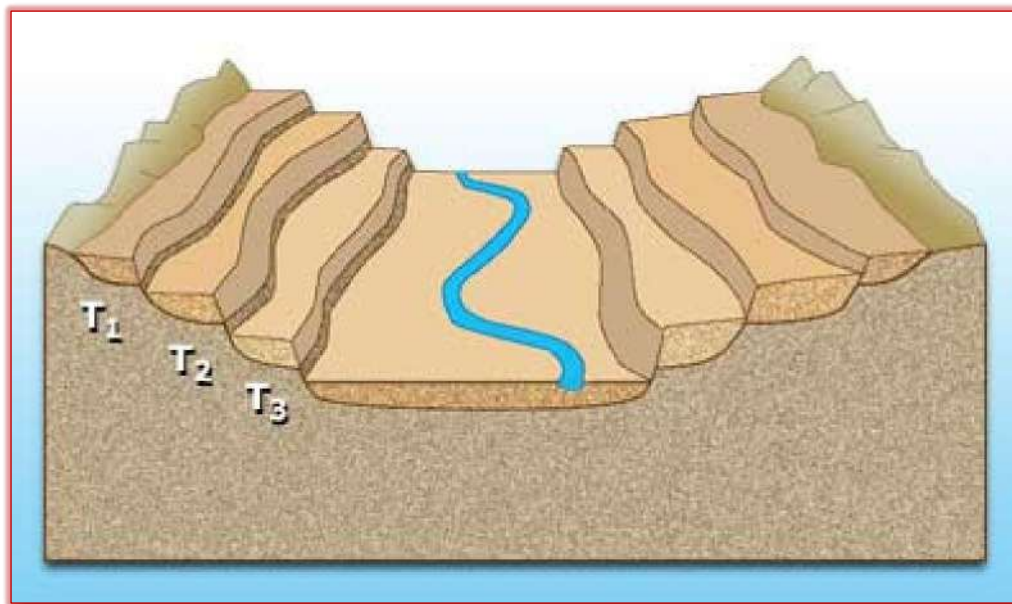


Figura 12. Vista general de un sistema de terrazas. Adaptado de “Terrazas fluviales”, por Bermasdo C. Recuperado de <http://platea.pntic.mec.es/~cmarti3/GEO/mod/fotos/escalon.jpg>

En la formación de las terrazas se pueden distinguir dos etapas: agradación (proceso que consiste en la acumulación de materiales aluviales) e incisión (cuando el río erosiona verticalmente sobre su cauce). El dominio de uno u otro está en función de la relación entre el caudal de agua y el aporte de sedimentos (Dunne and Leopold, 1970), estas terrazas pueden ser apareadas o como no apareadas, cuyas variaciones están controladas principalmente por las variaciones climáticas y alzamientos tectónicos. Estas características se verán en las siguientes figuras:

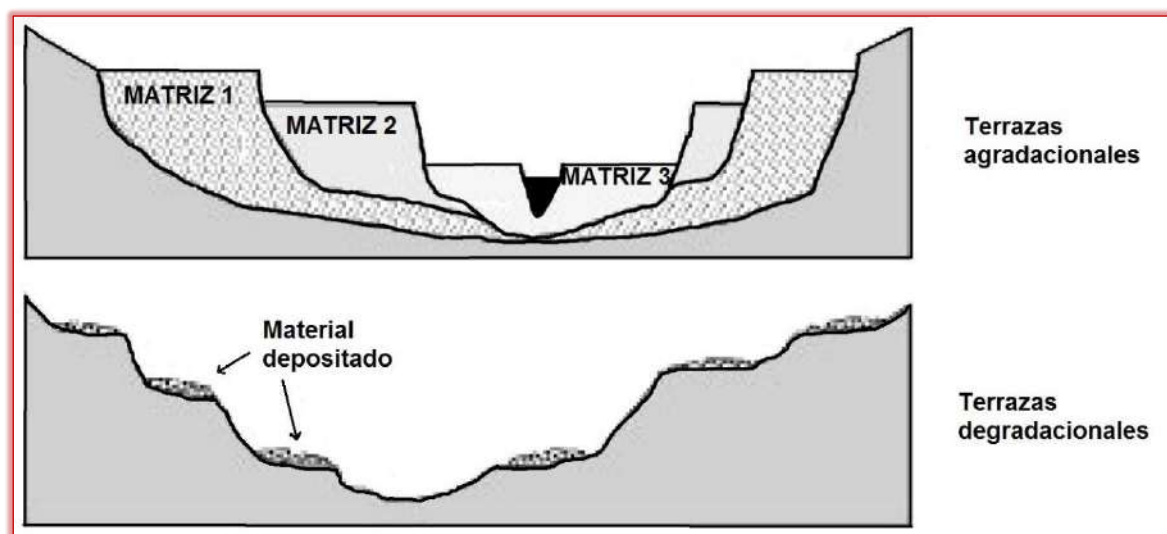


Figura 13. Esquema de terrazas agradacionales y degradacionales. Adaptado de “Sistemas fluviales”. Recuperado de https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2005/1/GL44B/1/material_docente/bajar?id_material=64594

Figura 13, se caracterizan las terrazas agradacionales y degradacionales, donde la terraza 1 (Matriz 1) es la más antigua, mientras que la terraza 3 (Matriz 3) es la más reciente.

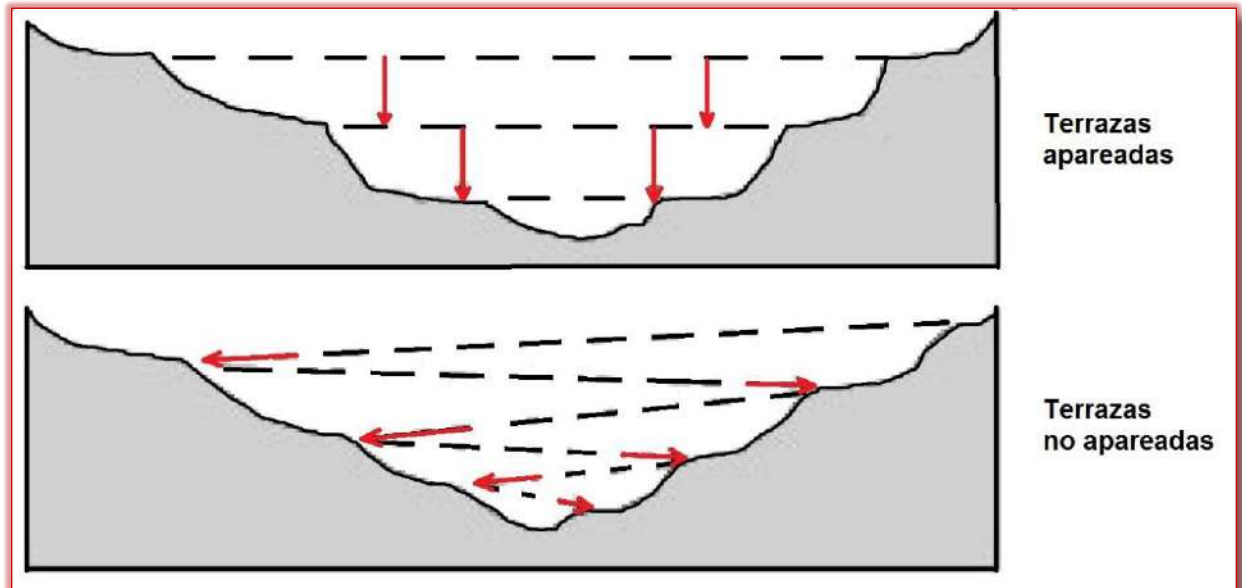


Figura 14. Esquema de terrazas apareadas y no apareadas. Adaptado de “Sistemas fluviales”. Recuperado de https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2005/1/GL44B/1/material_docente/bajar?id_material=64594

Figura 14, se aprecian las terrazas apareadas y no apareadas. Las primeras se producen cuando el río comienza a erosionar, y entre éste existen pequeños periodos de equilibrio, donde el río es capaz de llenar el valle simétricamente. Las terrazas no apareadas se producen debido a una erosión continua del cauce del río.

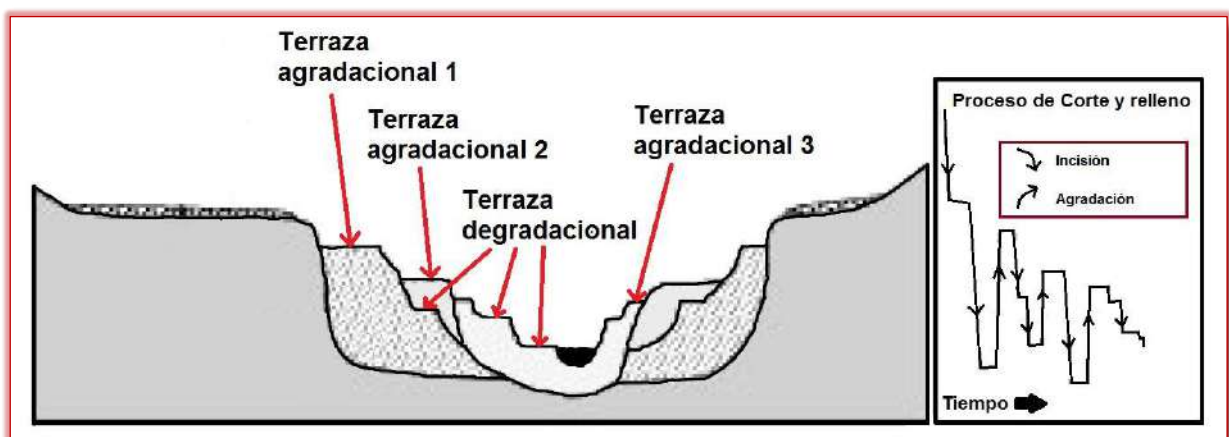


Figura 15. Configuración esquemática de un sistema de terrazas. Adaptado de “Sistemas fluviales”. Recuperado de https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2005/1/GL44B/1/material_docente/bajar?id_material=64594

Figura 15, muestra una sección transversal de un sistema de terrazas complejo y su evolución temporal, donde se mezclan periodos agradacionales y degradacionales, formando distintos tipos de terrazas.

En zonas de influencia glaciar, generalmente ubicadas en las cabeceras de cuenca, la agradación usualmente se da durante un período de constante acumulación de sedimentos, períodos de deglaciación (cálidos); mientras que la incisión ocurre cuando hay un bajo aporte de sedimentos durante un período de glaciación (frio) o la transición entre un período frío y cálido (Berryman et al, 2000; Baotian et al. 2003; Lewin y Gibbard, 2010).

Por otro lado, en zonas de influencia glaciar usualmente existe una relación entre los depósitos morrénicos, terrazas aluviales y los abanicos aluviales (Penck and Brückner 1909; en Baotian et al, 2003). Esto permite ubicar a las terrazas climatoestratigráficamente; es decir, ubicar a los depósitos aluviales es una secuencia estratigráfica que está dividida en períodos glaciación y de deglaciación e inferir el vínculo entre las variaciones climáticas y la formación de las terrazas (Baotian et al, 2003). Si bien las variaciones climáticas controlan los procesos de agradación e incisión, el levantamiento de la corteza terrestre provee una forzante adicional que puede incrementar la incisión y la elevación de la terraza a lo largo del curso de un río (Baotian et al, 2003). Dependiendo de la intensidad del levantamiento de la corteza se pueden distinguir tres tipos de terrazas:

1. Tipo I: En zonas relativamente estables, los períodos fríos y cálidos están representados por rellenos paralelos separados por fases de incisión.
2. Tipo II: En zonas con un levantamiento tectónico moderado, la erosión del río sobre el lecho rocoso ha formado una serie de terrazas escalonadas que están cubiertas por una capa de depósitos aluviales acumulados durante períodos fríos.
3. Tipo III: Cuencas o valles con un intenso levantamiento se caracterizan por una alta velocidad de incisión que se refleja in valles angostos y una serie de terrazas erosivas.

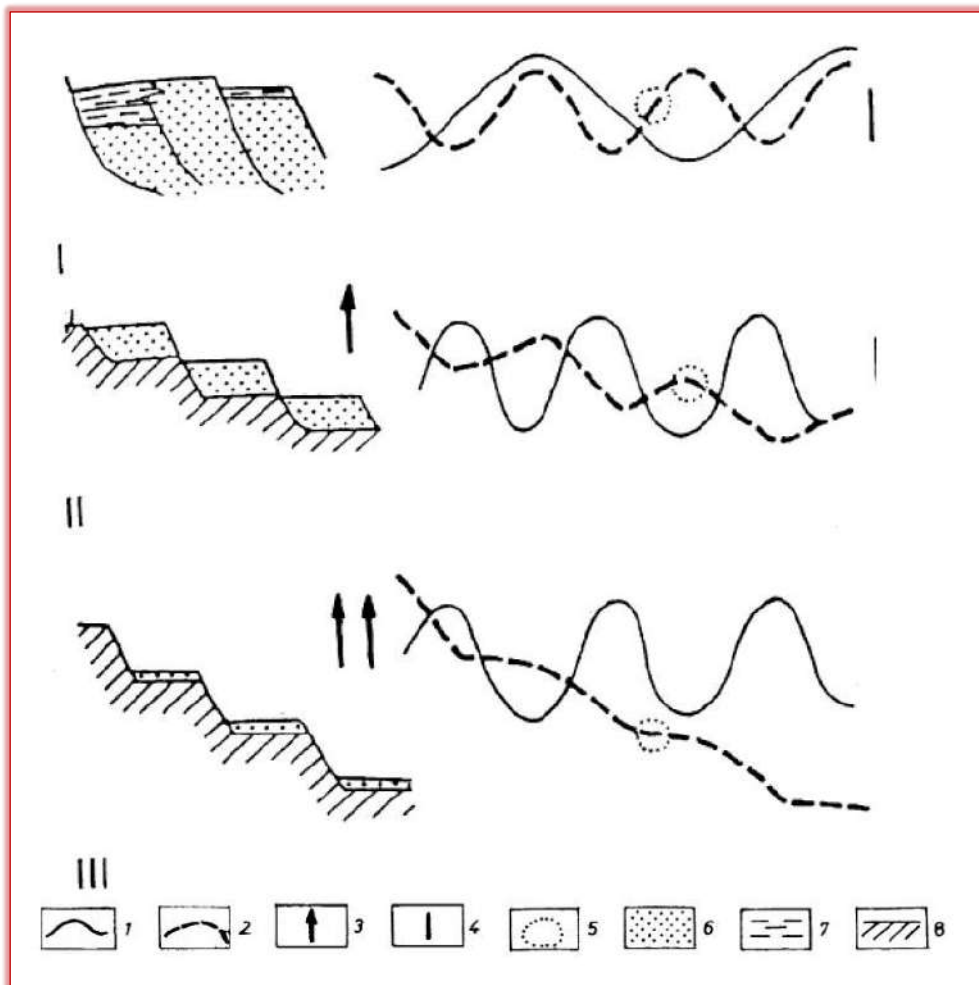


Figura 16. Geomorfología en respuesta a las variaciones climáticas del Cuaternario en áreas de levantamiento tectónico. (Starkel, 2003)

Figura 16, parte I: Ciclos climáticos en áreas tectónicamente estables; Parte II: en condiciones de levantamiento tectónico moderado; y Parte III: en condiciones de intenso levantamiento tectónico. A la derecha se muestra las curvas superpuestas de los ciclos climáticos (fríos, abajo y cálidos, arriba) y variaciones entre incisión (abajo) y agradación (arriba). Símbolos: 1) Curva de temperatura; 2) Curva de producción de sedimentos (abajo, erosión y arriba, agradación); 3) intensidad del levantamiento; 4) depósitos aluviales; 5) lecho rocoso; 6) material sedimentado 1; 7) material sedimentado 2; y 8) roca base.

La presencia de éstas geoformas (terrazas), son evidencia de la sedimentación de flujos, en este caso de flujos aluvionales extremos que son los estudiados en este trabajo de investigación, el cual presenta un mecanismo particular, los cuales serán estudiados y explicados en el siguiente subcapítulo.

3.3.0.0 GEODINÁMICA

La Geodinámica es una rama de la Geología, que trata de los agentes y las fuerzas que intervienen en los procesos dinámicos de la Tierra. Estudia los procesos físicos de la tierra y su evolución temporal. Uno de los principales son los movimientos en masa, los cuales son parte de los procesos denudativos que modelan el relieve de la tierra. (Cruden, 1991).

3.3.1.0 MOVIMIENTOS EN MASA

Los movimientos en masa son desplazamientos de masas de suelo, este proceso incluye transporte y depositación de grandes masas de suelo, por acción del agua y efectos de la gravedad. Las masas en movimiento se comportan como un fluido, pero su comportamiento es diferente al de los flujos de sedimentos, especialmente debido a la alta concentración de sólidos. A estos movimientos se les denomina genéricamente como flujos, y de acuerdo a su concentración de sólidos puede presentarse de distintos tipos.

3.3.1.1 Tipos de flujo

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser lentos o rápidos, así como secos o húmedos y pueden contener roca, residuos de suelo o tierra.

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente y la saturación conduce a la formación de un flujo; y algunos flujos pueden resultar de la alteración de suelos muy sensitivos, tales como sedimentos no consolidados.

A continuación, se presenta los distintos tipos de flujo de acuerdo a un criterio físico que tiene en cuenta las condiciones de viscosidad y turbulencia del flujo:

1. Flujos de lodo

Generalmente consisten en flujos de altas concentraciones de partículas finas (limos y arcillas), aunque también transportan grandes bloques o cantos de roca. El fluido se comporta como un *slurry* homogéneo con una onda frontal y una serie de pulsaciones. Cuando el contenido de partículas finas es bajo, puede ocurrir un flujo viscoso continuo en el cual no se forma una parte frontal ni ocurren pulsaciones (Figura 17).



Figura 17. Flujo de lodo. Adaptado de “Earth science picture of the day: Mudflow”, por McGuire, T. 2013. Recuperado de <http://epod.usra.edu/a/6a0105371bb32c970b01901dbc3702970b-pi>

Estos flujos fueron descritos por Johnson y Rodine (1984) como una serie de ondas tanto en planta como en perfil. Son flujos viscosos y se caracterizan por pulsos intermitentes. Un evento puede incluir desde 10 hasta cientos de esos pulsos. A medida que avanza cada onda, esta va adhiriendo nuevos depósitos y se vuelve más delgado y más lento. Posteriormente viene la segunda onda, luego la tercera y así sucesivamente. El periodo de estos flujos intermitentes varía de 10 a 40 segundos y sus longitudes varían de 50 a 300 metros.

El frente del flujo intermitente generalmente es alto y empinado, consiste principalmente de grandes bloques de roca y presenta comúnmente la mayor amplitud del flujo. Tiene generalmente una forma de lengua convexa con una fuerte pendiente.

El flujo viscoso salpica lanzando sedimentos hacia arriba y el movimiento genera un ruido muy intenso que puede incluso hacer temblar la tierra. Debido a su alta velocidad y gran inercia los flujos viscosos se superlevan en forma importante en las curvas e incluso puede ascender pendiente arriba en algunos sitios hasta alturas superiores a 10 metros. Cuando un flujo viscoso encuentra un obstáculo, su energía cinética se transforma en energía

potencial y se levanta alcanzando alturas considerables (Suarez, 2011), (Figura 18).

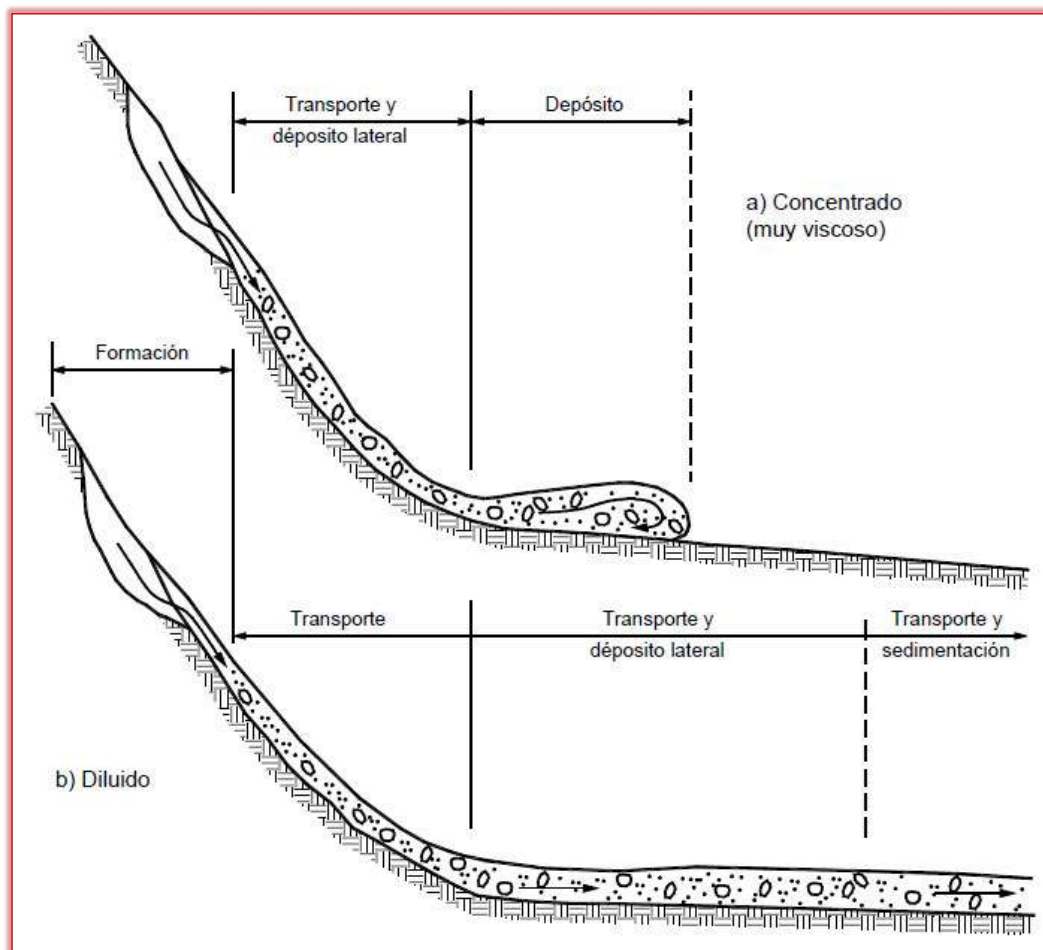


Figura 18. Representación de flujos de lodo. Adaptado de "Control de erosión en zonas tropicales". Por Suarez, J. 2011, Colombia: Universidad Industrial de Santander. Recuperado de <http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html>

En los canales anchos o al desbordarse el flujo se forman depósitos laterales alargados al lado del canal. En esta forma el flujo va depositando sedimentos a lo largo de su recorrido.

La depositación final del flujo viscoso mantiene la estatura dinámica de su movimiento creando filas de islas o dunas que son paralelas a la dirección del flujo, las cuales pueden tener forma de lengua. Comúnmente, tiene una superficie ligeramente convexa, así como un frente empinado. Durante la sedimentación no ocurre clasificación de los sedimentos y las partículas se mueven como una masa integral. La velocidad de depositación es muy pequeña (Suarez, 2011), (Figura 19).

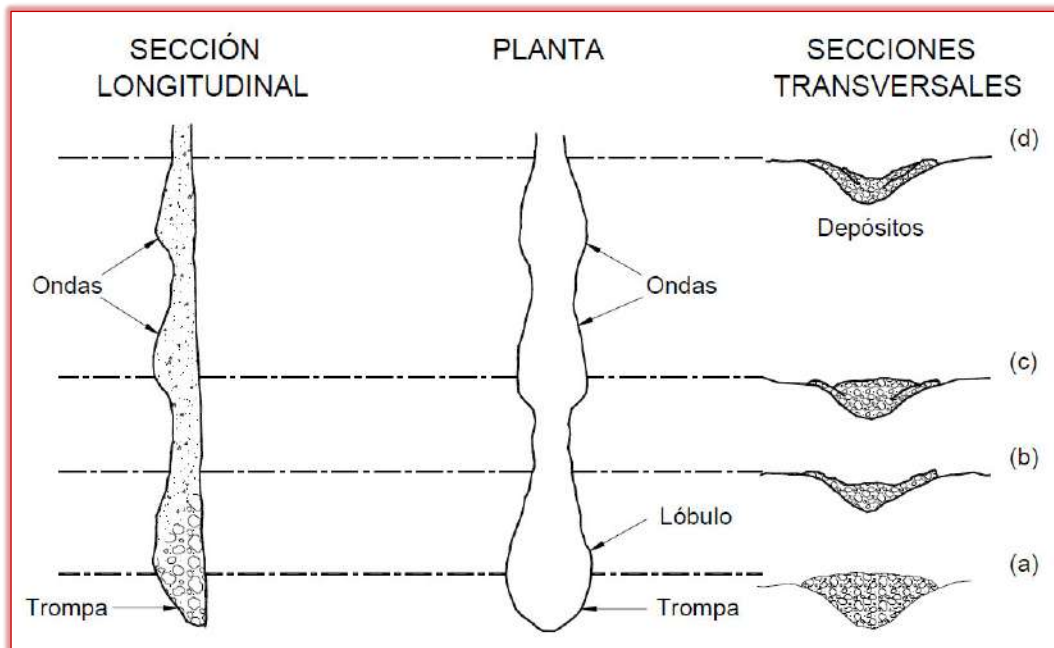


Figura 19. Flujo viscoso idealizado, mostrando las diferentes ondas (Johnson y Rodine, 1984). Adaptado de "Control de erosión en zonas tropicales". Por Suarez, J. 2011, Colombia: Universidad Industrial de Santander. Recuperado de <http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html>

2. Flujos hiperconcentrados granulares

Está formado por una mezcla de partículas gruesas y agua. En el flujo hiperconcentrado predominan las partículas granulares (arenas, gravas, cantos y bloques) por lo tanto la mezcla no tiene cohesión.

La intensidad de la turbulencia en flujos hiperconcentrados es normalmente débil y la turbulencia en pequeña escala prácticamente no existe. En las corrientes anchas siempre existe cierto grado de turbulencia.

Cuando las concentraciones de sólidos son bajas los materiales se concentran en la parte inferior del flujo, pero al aumentar la concentración, las partículas se dispersan a través de todo el flujo.

Al aumentarse la concentración de sedimentos, los flujos hiperconcentrados se pueden convertir en flujos de detritos. Los flujos hiperconcentrados pueden convertirse en laminares si las concentraciones de sedimentos son muy altas, especialmente en las corrientes pequeñas (Figura 20).



Figura 20. Flujo hiperconcentrado granular. Adaptado de “Tajikistan: Climate Change Imperils Mountain Dwellers” por Award W., E. 2015. Recuperado de http://www.eurasianet.org/sites/default/files/imagecache/galleria_fullscreen/092915_0.jpg

El transporte de sedimentos sigue los patrones generales de la mecánica tradicional de transporte de sedimentos en agua. El flujo tiene dos fases y las partículas se mueven parcialmente como carga de fondo y parcialmente como carga suspendida.

Aunque la velocidad de flujo puede ser muy alta, la superficie de la corriente aparece suave y calmada. El flujo hiperconcentrado posee cierto grado de plasticidad y se forman patrones similares a los de las nubes dentro del flujo, los cuales se deforman y tuercen al moverse a lo largo de la corriente.

A medida que la concentración aumenta, la turbulencia disminuye y la dispersión inducida por el cortante entre partículas va aumentando; finalmente el flujo turbulento se puede transformar en flujo laminar y el peso de las partículas de sedimentos es soportado completamente por la fuerza dispersiva, y la distribución vertical de concentración de sólidos se vuelve casi uniforme. Si la concentración aumenta en forma exagerada, el espacio entre partículas se vuelve tan pequeño que estas no pueden moverse, produciéndose un fenómeno de frenado, en el cual la concentración es tan alta que se bloquea totalmente el flujo. Previamente a la ocurrencia de este fenómeno se genera un periodo de inestabilidad en el cual el flujo trata de moverse en periodos de frenado y movimiento (adaptado de Suarez, 2011), (Figura 21).

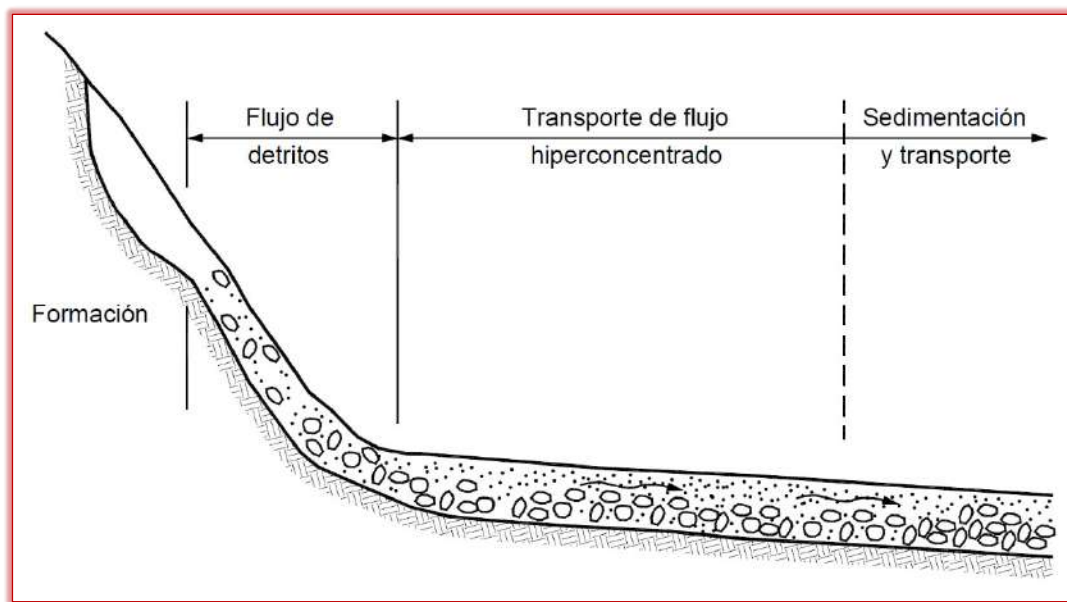


Figura 21. Esquema de un flujo hiperconcentrado granular. Adaptado de “Control de erosión en zonas tropicales”. Por Suarez, J. 2011, Colombia: Universidad Industrial de Santander. Recuperado de <http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html>

Al disminuir la velocidad las partículas se van sedimentando; primero las más gruesas y luego las más finas formando un depósito clasificado de partículas. La velocidad de caída de las partículas en los procesos de depositación, disminuye al aumentar la concentración.

3. Flujos de detritos

En los flujos de detritos los sedimentos controlan totalmente el flujo y el componente agua es menos importante. El movimiento de los flujos de detritos se le puede relacionar generalmente con “flujo turbulento de granos”. Este mecanismo no requiere de la presencia de una fase líquida o gaseosa y el movimiento se produce por transferencia de momentum al colisionar las partículas o bloques que se mueven.

Estos flujos son generalmente turbulentos de dos fases. La fase líquida es un slurry consistente en agua y partículas finas y la fase propiamente sólida son las partículas gruesas. Las partículas gruesas ruedan y saltan con velocidades mucho menores que las del slurry y se puede escuchar el ruido de golpeo de las partículas unas con otras, con ondas superficiales y salpicaduras, se observa claramente la turbulencia del flujo.

El flujo de detritos generalmente ocurre en zonas de alta pendiente e involucra concentraciones altas de material sólido, principalmente de partículas gruesas y bloques. Debido a las altas pendientes del flujo de detritos se pueden transportar fácilmente partículas o bloques de gran tamaño a alta velocidad. Los flujos de detritos son

extremadamente destructivos, debido a las fuerzas de impacto de los grandes bloques (Figura 22).



Figura 22. Flujo de detritos. Recuperado de "Landslide" por Wikipedia. 2016. Recuperado de https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/3/3e/Goodell_Creek_Debris_Avalanche.jpg

Aunque los flujos de detritos contienen partículas más gruesas, mayores concentraciones, mayores pesos específicos y menores cantidades de agua, la mecánica del movimiento en algunos aspectos es similar a los de los flujos hiperconcentrados. En ocasiones el movimiento es intermitente, como en los flujos de lodos, pero la amplitud de la onda es relativamente pequeña (20 a 50 cm) y usualmente el flujo no es completamente interrumpido entre las ondas.

La velocidad es mayor al aumentar la pendiente del canal y la velocidad disminuye al aumentar la concentración de sólidos (adaptado de Suarez, 2011), (Figura 23).

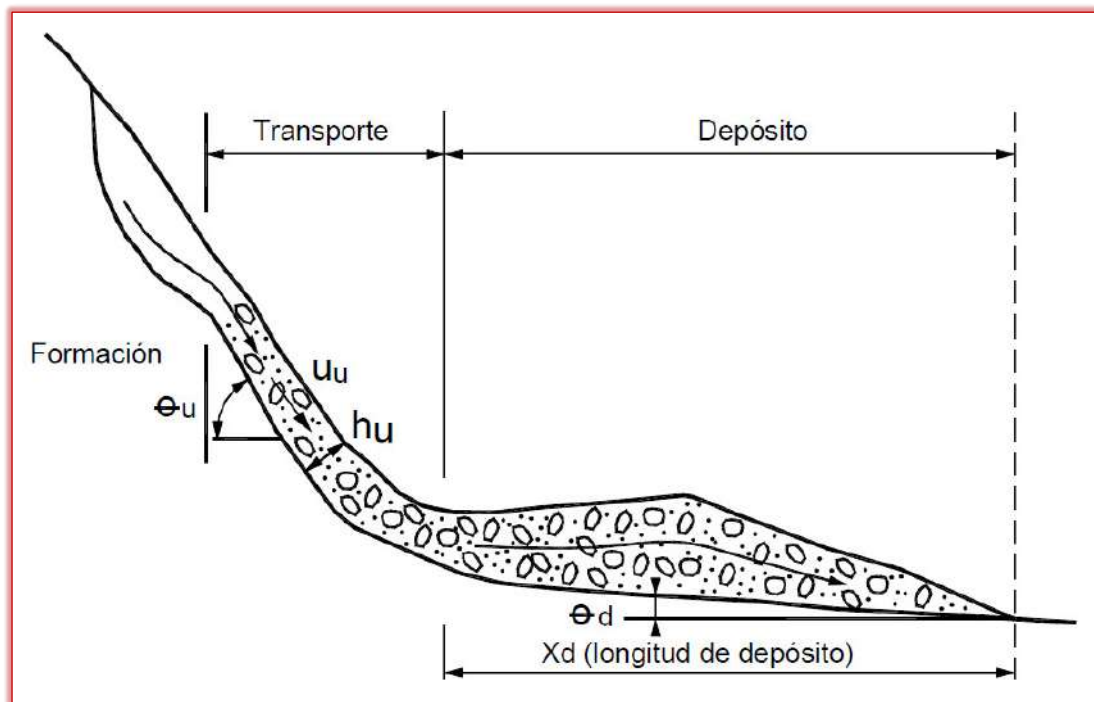


Figura 23. Esquema de un flujo de detritos. Adaptado de “Control de erosión en zonas tropicales”. Por Suarez, J. 2011, Colombia: Universidad Industrial de Santander. Recuperado de <http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html>

Al disminuir la velocidad del flujo, la avalancha trata de desacelerar, aumentar de espesor y finalmente parar. Este proceso puede ocurrir por la disminución de la pendiente, al aumento del ancho del canal o la presencia de obstáculos que aumenten la resistencia al flujo.

Cuando ocurren ampliaciones o cambios significativos en el cauce se puede producir depositación de las partículas más gruesas. A medida que se depositan más materiales se forma una especie de diques que hacen levantar el flujo, aumentándose el proceso de depositación.

Cuando el cambio en el ancho del cauce es muy fuerte, o se presenta una disminución fuerte de la pendiente del cauce, la velocidad disminuye abruptamente y se deposita la mayoría del material sólido, formando abanicos o barras de grandes bloques. Primero se depositan las partículas de mayor tamaño, mientras las partículas finas tratan de recorrer una distancia mayor antes de producirse la sedimentación y puede ocurrir que las partículas en suspensión recorran caminos de muchos kilómetros después de que las partículas grandes se depositaron.

Generalmente los flujos de detritos corren a lo largo de cañones estrechos y cuando encuentran un área más amplia tratan de detenerse, formando abanicos de depositación, los cuales pueden

sepultar áreas relativamente extensas (adaptado de Suarez, 2011), (Figura 24).

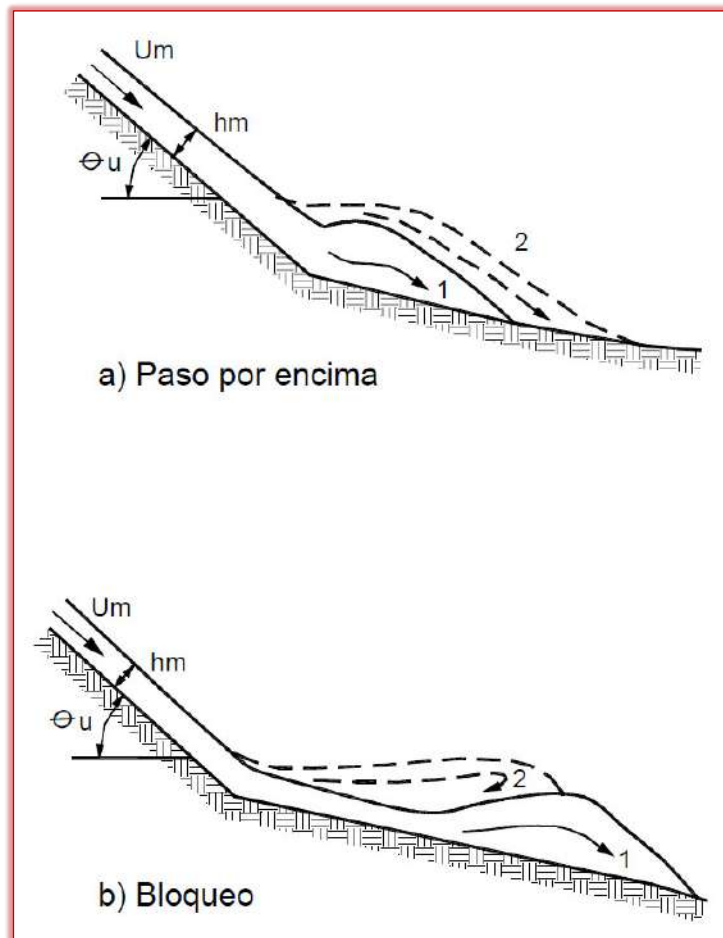


Figura 24. Esquema de los procesos de acumulación de depósitos de ondas consecutivas. Adaptado de "Control de erosión en zonas tropicales". Por Suarez, J. 2011, Colombia: Universidad Industrial de Santander. Recuperado de <http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html>

De lo anterior, existen 3 tipos de flujos de acuerdo a sus propiedades físicas como la viscosidad y la turbulencia. Los procesos en los que se generan estos flujos serán estudiados en el siguiente subcapítulo.

3.3.1.2 Mecanismo de formación de flujos

Existen varios tipos de proceso que generan la formación de estos flujos, Tales como los originados por: deslizamientos aislados, que consisten cuando un deslizamiento de tierra de gran magnitud alcanza un cauce de agua o canal, donde los materiales aportados por el deslizamiento pueden fluir por aquel cauce alcanzando altas velocidades y desplazamientos considerables; Represamiento de cauces de agua, consiste cuando un canal de drenaje o río es represado por un deslizamiento de tierra, provocando un embalsamiento, la cual al desbordarse puede ocasionar una avalancha de grandes proporciones; Caudales y velocidades

extraordinarias en cauces de agua, consiste en el aumento del caudal que al pasar por laderas con material saturado provoca desprendimiento de tierra, y erosión en el fondo de los canales generando una alta concentración de sedimentos; Eventos sísmicos, Deshielo de nevados y por lluvias intensas.

Como proceso principal en este trabajo de investigación estudiaremos los ocasionados por este último proceso; lluvias intensas, que es la forma más común de la formación de *flujos aluvionales* (Anexo A) que están relacionados por la ocurrencia de estas lluvias. Hay que tener en cuenta, los siguientes parámetros básicos para el análisis:

1. Susceptibilidad a la ocurrencia de flujos aluvionales por lluvia

Para determinar la susceptibilidad a flujos aluvionales, hay que tener en cuenta la cuenca de estudio y no a una ladera en particular. La susceptibilidad a la ocurrencia de flujos aluvionales por lluvia de una cuenca depende de los siguientes factores (Suarez, 2011):

- Permeabilidad del perfil de suelo, Sitar (1994) describe la ocurrencia de flujos de detritos como el resultado de un aumento rápido de la presión de poros durante períodos de lluvia intensa. Campos y otros (1991) muestran que la situación crítica ocurre cuando se presenta una condición de flujo subterráneo paralelo a la superficie del talud.
- Pendiente de las laderas, para la ocurrencia de estos flujos se requiere que los deslizamientos o denudación de las laderas sean rápido, para que haya un aporte de grandes volúmenes de suelo en poco tiempo. En términos generales las altas pendientes son un prerequisite para que los deslizamientos puedan convertirse en flujos aluvionales. El ángulo mínimo requerido para la iniciación de un flujo de residuos es de 25 grados (Kanji y otros, 1997).
- Pendiente y sección de la corriente principal, Se debe tener en cuenta tanto la pendiente de las laderas como las pendientes de la corriente colectora. Al llegar la mezcla de sedimentos y agua a la corriente principal se requiere una pendiente y sección que favorezca la ocurrencia de grandes velocidades. Los cauces con pendientes superiores al 10% y sección con forma de V pueden representar una alta susceptibilidad a la formación de flujos aluvionales.
- Propiedades de la cuenca de drenaje, se debe analizar el área de drenaje, longitud, pendiente, altitud, curva hipsométrica, forma de la cuenca, densidad y estructura del sistema de drenaje, cobertura vegetal, rugosidad de la superficie, geología, características de los suelos, configuración de los canales, hidrología y forma de los hidrogramas de creciente.

2. Magnitud de la anomalía climática

Los flujos aluvionales ocurren generalmente en zonas de climas áridos y semiáridos a consecuencia de una precipitación inusitada. Aunque pueden ocurrir en zonas de alta pluviosidad permanente, la probabilidad de ocurrencia es mayor en zonas normalmente secas, y donde el período de recurrencia de las grandes lluvias es mayor. Entre mayor sea la diferencia entre la lluvia máxima esperada y la lluvia promedio la posibilidad de avalanchas es mayor.

Generalmente la precipitación media corresponde a una situación local dentro de un marco climático regional, y las *anomalías climáticas* (Anexo A) obedecen a fenómenos globales que difieren del patrón general. La magnitud de una anomalía tiende a ser mayor en zonas donde la precipitación promedio es baja, debido a que las grandes lluvias excepcionales dependen muy poco de las características climáticas locales. La intensidad de la lluvia excepcional es generalmente similar para grandes extensiones de terreno. Cuando ocurren lluvias muy por encima de los promedios y de las máximas ocurridas en los últimos años, se presentan fenómenos de inestabilidad generalizada de las laderas, debida a que el perfil del talud no había estado sometido en forma regular a presiones de poro. Cuando ocurre un evento con intensidad diaria horaria o semanal superior a las ocurridas históricamente en los últimos 30 años, se está ante un problema de deslizamientos importantes, pero si esa lluvia es varias veces superior a la máxima histórica, se está ante la posibilidad de formación de flujos aluvionales. La magnitud de una anomalía (M_a) se puede medir como la relación entre la precipitación de la anomalía y la lluvia promedio.

$$M_a = \frac{\text{Lluvia en 24 horas del fenómeno activador}}{\text{Promedio de máximos anuales para 24 horas}} \quad (2)$$

Para que ocurra denudación general que conduzca a una avalancha, generalmente se requiere que M_a sea mayor de 2 y entre mayor sea M_a , la denudación es mayor.

En ambientes tropicales el régimen de lluvias típico presenta unos valores normales promedio con unas anomalías extraordinarias y es por esta razón que las zonas tropicales son las más propensas a sufrir la formación de flujos aluvionales. Estas anomalías son generalmente atribuidas a los eventos Niño y Niña. Los Andes tropicales por su situación climática, topográfica y geológica es una de las zonas del mundo más propensas a la ocurrencia de avalanchas.

3. Magnitud de la lluvia antecedente

El volumen de lluvia ocurrida en los días precedentes a la lluvia activadora de los flujos aluvionales es un factor determinante. Los eventos catastróficos en Hong Kong con grandes volúmenes de denudación, se relacionan con la lluvia acumulada en los 15 días anteriores. Para la ocurrencia de desastres en Hong Kong se requiere de una lluvia acumulada de más de 350 milímetros en los últimos 15 días y de una lluvia definitiva de más de 100 milímetros en 24 horas (Brand, 1982). Debe observarse que los suelos de Hong Kong son principalmente suelos residuales de granito con perfiles profundos de meteorización y permeabilidad secundaria alta.

4. Porcentaje de área denudada

Los volúmenes y el tipo de materiales que se producen dependen de las características topográficas y geológicas, la meteorización, la morfología y la cobertura vegetal. El porcentaje de área denudada depende de la intensidad de la anomalía y de la susceptibilidad del deslizamiento.

En casos de lluvias en 24 horas más de 10 veces por encima de los promedios, ($M_a > 10$) en zonas de alta pendiente con suelos residuales fracturados permeables, los deslizamientos pueden cubrir más del 50% del área de una cuenca de alta pendiente y se pueden generar sedimentos de hasta 300.000 metros cúbicos por kilómetro cuadrado, en un solo evento.

5. Profundidad de denudación

La mayoría de las avalanchas históricas relatadas en la literatura corresponden a deslizamientos planares en pendientes entre 25 y 45 grados con profundidad de denudación entre 1 y 2.5 metros.

En suelos residuales con perfiles de meteorización superiores a 3 metros, la denudación alcanza espesores promedio hasta de 2.5 metros y en perfiles de profundidad de meteorización menores a dos metros la denudación generalmente alcanza el nivel de la roca.

6. Intensidad de sedimentos aportados al flujo

Determinando la profundidad y el área denudada se puede determinar una cantidad total probable de sedimentos, la cual debe incorporarse al flujo de la corriente durante un tiempo de avalancha, el cual generalmente no es superior a una hora. Para la incorporación de los sedimentos al modelo matemático se debe tener en cuenta además el agua de los poros. La porosidad en materiales poco densos puede alcanzar valores de hasta el 70 % de vacíos llenos de agua. En suelos residuales típicos

aproximadamente 40 % del volumen denudado es agua y el 60 % son sólidos.

Con estos factores y nociones que hay que tener en cuenta respecto al estudio y caracterización de los flujos aluvionales, es necesario determinar las áreas susceptibles que serán afectadas ante la ocurrencia de éstos. Para ello es necesario contar con un modelo matemático que pueda representar el comportamiento de los flujos. Estas técnicas son desarrolladas por la dinámica de fluidos computacional.

3.4.0.0 DINÁMICA DE FLUIDOS COMPUTACIONAL EN LOS FLUJOS ALUVIONALES

La dinámica de fluidos computacional o CFD (por sus siglas en inglés, Computational Fluid Dynamics) consiste en el análisis del movimiento de los fluidos mediante simulaciones con ordenadores. Su objetivo es la búsqueda de una solución aproximada de las ecuaciones que gobiernan el movimiento de los fluidos, discretizando o dividiendo el dominio de cálculo en pequeños elementos y resolviendo allí dichas ecuaciones. (Ballesteros T., R. et al., 2003, p. 7).

Estas ecuaciones son presentadas mediante modelos. Un modelo es una representación teórica de un fenómeno natural, típicamente expresado en forma matemática que permite una mejor comprensión y estudio de su comportamiento.

En el caso de los eventos de origen natural como los flujos aluvionales, el comportamiento está controlado por las ecuaciones asociadas a la dinámica de fluidos y otros procesos físicos. En general, estas ecuaciones se expresan como diferenciales parciales, las cuales describen la evolución futura de las diferentes variables relevantes en función de sus valores. Estas ecuaciones pueden representar el movimiento de las partículas del flujo en distintas dimensiones, los cuales surgen distintos tipos de modelos según el análisis de la dimensión del flujo, tales como los modelos unidimensionales, cuasidimensionales, bidimensionales y tridimensionales.

Para este caso de estudio, se utilizó un modelo bidimensional, por representar la dinámica del flujo en sus dos dimensiones en la que se podrá tener un resultado semejante al real. A estos modelos que representan estos tipos de flujos, son conocidos como modelos numéricos hidráulicos computacionales.

3.4.1.0 MODELO NUMÉRICO HIDRÁULICO COMPUTACIONAL FLO-2D

Para la simulación y la estimación de áreas afectadas ante la ocurrencia de flujos aluvionales se utilizó el modelo FLO-2D aprobado por la FEMA (Federal Emergency Management Agency), USA.

FLO-2D (O'Brien) es un modelo de tránsito dinámico de avenidas en 2 dimensiones, que simula flujo en canales, superficies no confinadas y flujo en calles. Su aplicación es para flujos de avenida, flujos hiperconcentrados y flujos de escombros.

Este modelo presenta principios básicos para la resolución de este tipo de flujos, y presenta un sistema lógico para la simulación. Estos fundamentos del modelo se presentan en los siguientes subcapítulos.

3.4.1.1 Ecuaciones de gobierno

Las ecuaciones gobernantes incluidos en el desarrollo del modelo FLO-2D de acuerdo a O'Brien y Julien (1985) se presentan a continuación:

- Ecuación de continuidad

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} + \frac{\partial h V_y}{\partial y} = i \quad (3)$$

Donde h es la profundidad hidráulica, V_x y V_y son las componentes de la velocidad promediada en la vertical en las direcciones x e y , i es la intensidad de la lluvia efectiva y t es el tiempo.

- Ecuación de cantidad de movimiento

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_x}{\partial y} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t} \quad (4)$$

Donde S_{ox} y S_{oy} son las componentes de la pendiente de fondo, S_{fx} y S_{fy} la pendiente de fricción en las direcciones x e y , y g es la aceleración gravitacional.

$$S_{fy} = S_{oy} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_y}{\partial y} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_y}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t} \quad (5)$$

3.4.1.2 Modelo reológico en los flujos aluvionales

O'Brien y Julien (1988), Major y Pierson (1990), Julien y Lan (1991), investigaron flujos de lodo con altas concentraciones de sedimento fino en la matriz fluida. Estos estudios mostraron que los flujos de lodo se comportan como los fluidos Bingham con bajas tasa de corte. En matrices fluidas con bajas concentraciones de sedimento, los esfuerzos turbulentos dominan en el flujo. Altas concentraciones de partículas gruesas combinadas con bajas concentraciones de partículas finas son requeridas para generar esfuerzos dispersivos. El modelo cuadrático de esfuerzo al corte propuesto por O'Brien y Julien (1985) describe el régimen continuo del flujo viscoso a flujo turbulento/dispersivo.

Para la simulación de flujos aluvionales, el comportamiento reológico del flujo debe ser tratado como un continuo con componentes de agua y sedimento mezclados. Los flujos de sedimento hiperconcentrado como lodo y flujos de detritos envuelven la interacción entre fluidos complejos y procesos de sedimentos; turbulencia, esfuerzos viscosos, cambio de momento de la partícula sedimento-fluido, arrastre de partículas y colisión de partículas de sedimento. La cohesión fina del sedimento controla el comportamiento no-Newtoniano de la matriz fluida. Esta cohesión contribuye al esfuerzo de cedencia el cual debe ser excedido por una fuerza aplicada para iniciar el movimiento de fluido.

Para grandes tasas de esfuerzo al corte tal como en abanicos aluviales pronunciados, generan esfuerzos turbulentos. En un flujo turbulento, un incremento de la componente de esfuerzo al corte, del esfuerzo dispersivo, puede provenir de la colisión de partículas de sedimento bajo grandes tasas de deformación del flujo. Los esfuerzos dispersivos ocurren cuando las partículas grandes del sedimento dominan el flujo y el porcentaje de sedimento fino cohesivo (limos y arcillas) es pequeño.

Los esfuerzos cortantes en flujos de sedimento hiperconcentrados, incluyendo los descritos como flujos de escombros, flujos de lodo e inundaciones de lodo, pueden ser calculados de la suma de cinco componentes de esfuerzos al corte.

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad (6)$$

Donde el esfuerzo cortante total T depende del esfuerzo límite cohesivo T_c , el esfuerzo de Mohr-Coulomb T_{mc} , el esfuerzo cortante viscoso T_v , el esfuerzo cortante turbulento T_t , y el esfuerzo cortante dispersivo T_d . Cuando escribimos en términos de tasas de deformación (dv/dy) el siguiente modelo cuadrático reológico puede ser expresado así (O'Brien and Julien, 1985):

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{dv}{dy} \right) + C \left(\frac{dv}{dy} \right)^2 \quad (7)$$

Donde:

$$C = \rho_m l^2 + f(\rho_m, C_v) d_s^2 \quad (8)$$

y

$$\tau_y = \tau_c + \tau_{mc} \quad (9)$$

Donde el término n es la viscosidad dinámica de la mezcla; C denota el coeficiente de esfuerzos cortantes inerciales, el cual depende de la densidad de masa de la mezcla ρ_m , de la longitud de Prandtl l , del tamaño del sedimento d_s , y de la función de la concentración volumétrica de sedimentos C_v :

$$f(\rho_m, C_v) = a_i \rho_m \left(\left(\frac{C^*}{C_v} \right)^{1/3} - 1 \right) \quad (10)$$

Donde a_i es un coeficiente empírico igual a 0,01 y C^* es la máxima concentración estática en volumen para las partículas de sedimento.

Los primeros de los dos términos de esfuerzos en la ecuación de esfuerzos cortantes son referidos a los esfuerzos cortantes de Bingham y representa los esfuerzos de resistencia internos del fluido Bingham. La suma del esfuerzo de cedencia y los esfuerzos viscosos define los esfuerzos cortantes de un fluido cohesivo, de sedimento hiperconcentrado en un régimen de flujo viscoso. El último término es la suma de los esfuerzos cortantes dispersivos y turbulentos, el cual es una función del cuadrado de la gradiente de velocidad.

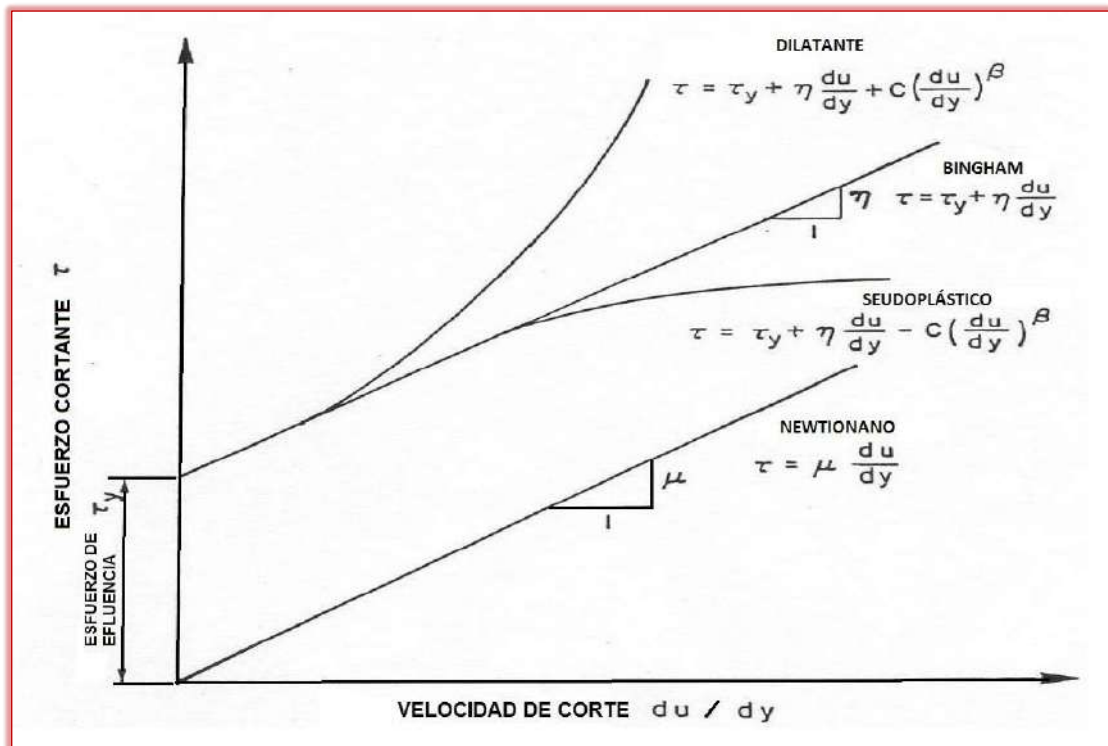


Figura 25. Modelos de deformación del fluido. Adaptado de “Aplicación de un modelo numérico de flujos de escombros y lodo en una Quebrada en el Perú”, por Castillo N., L. (2006). Recuperado de <http://es.calameo.com/read/00082012901aa2253f4bc>

Los esfuerzos cortantes del modelo, se expresan de la siguiente manera:

$$S_f = S_y + S_v + S_{td} \quad (11)$$

Donde la pendiente de fricción total S_f es la suma de los componentes: la pendiente de cedencia S_y , la pendiente viscosa S_v , y la pendiente turbulenta dispersiva S_{td} . La pendiente de viscosidad puede ser escrito como:

$$S_v = \frac{K\eta}{8\gamma_m} \frac{V}{h^2} \quad (12)$$

Donde γ_m es el peso específico de la mezcla de sedimentos, K es el parámetro de resistencia para flujos laminares.

Los valores de K , están clasificados de acuerdo al tipo de superficie en la que pasa el flujo, las cuales están resumidas en la Tabla 01.

Tabla 01. Parámetros de resistencia del flujo laminar. (Adaptado del manual de referencias del FLO-2D, O'Brien y Julien)

| Parámetros de resistencia del flujo laminar | |
|---|----------------|
| Superficie | Rango de K |
| Concreto/asfalto | 24 – 108 |
| Arena escasa | 30 – 120 |
| Superficie gradual | 90 – 400 |
| Arcilla escasa – suelo de marga erosionada | 100 - 500 |
| Poca vegetación | 1,000 - 4,000 |
| Hierba corta de pradera | 3,000 - 10,000 |
| Césped de hierba añil | 7,000 - 50,000 |
| Woolhiser (1975) | |

Nota: En esta tabla se clasifica el tipo de superficie en la que se está trabajando por el parámetro de resistencia del flujo laminar (k).

La pendiente del esfuerzo turbulento dispersivo, es dado como:

$$S_{td} = \frac{\eta_{td}^2 V^2}{h^{4/3}} \quad (13)$$

Donde la resistencia del flujo η_{td} de las componentes de esfuerzos cortantes turbulentos y dispersivos es una función exponencial de la concentración de sedimentos y el coeficiente de Manning.

Las componentes de las pendientes de fricción son entonces combinadas en la siguiente forma:

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_m h} + \frac{K\eta V}{8\gamma_m h^2} + \frac{\eta_{td}^2 V^2}{h^{4/3}} \quad (14)$$

O'Brien y Julien (1988) realizaron un análisis de laboratorio de muestras recolectadas de depósitos naturales de flujos de lodo en Colorado Rocky Mountain cerca de las ciudades de Aspen y Glenwood Springs. Las propiedades de las muestras de los flujos de lodo en términos de distribución del tamaño de sedimento y contenido de arcilla fueron resumidas en la Tabla 02. Las muestras con alto contenido de arcilla fueron ensayadas para determinar el límite líquido y el índice plástico.

Tabla 02. Propiedades de las matrices de flujos de lodo (limo y arcilla). (O'Brien y Julien, 1988)

| Sample | Distribución del tamaño de sedimento | | | | Límite líquido | Índice plástico |
|---------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------|-----------------|
| | Arcilla (%) | D ₁₆ (mm) | D ₅₀ (mm) | D ₈₄ (mm) | | |
| Glenwood original | 4,8 | 0,010 | 0,034 | 0,062 | - | - |
| Glenwood sample 1 | 6,8 | 0,009 | 0,023 | 0,050 | - | - |
| Glenwood sample 2 | 3,0 | 0,016 | 0,035 | 0,061 | - | - |
| Glenwood sample 3 | 4,8 | 0,011 | 0,025 | 0,053 | - | - |
| Glenwood sample 4 | 7,6 | 0,001 | 0,018 | 0,032 | - | - |
| Aspen Pit 1 | 31,3 | 0,001 | 0,011 | 0,032 | 0,32 | 0,11 |
| Aspen natural soil | 27,0 | 0,001 | 0,012 | 0,028 | 0,25 | 0,06 |
| Aspen mine fill | 27,8 | 0,001 | 0,013 | 0,030 | 0,24 | 0,06 |
| Aspen natural soil source | 31,6 | 0,001 | 0,016 | 0,039 | - | - |
| Aspen mine fill source | 25,2 | 0,001 | 0,018 | 0,061 | - | - |

Nota: En esta tabla se clasifica el tipo de muestra con sus parámetros respectivos de la matriz de ella, los cuales son: Porcentaje de arcilla; Diámetros de los sedimentos que pasan por las mallas número 16, 50 y 84; límite líquido; e índice plástico.

La matriz fluida compuesta de sedimentos finos (limos y arcillas) fue preparada para ensayarse en un viscosímetro; de 10 a 15 mediciones de esfuerzos cortantes versus tasa de deformación fue realizado para cada concentración. La concentración volumétrica fue variando añadiendo agua después de cada ensayo. Finalmente, de los resultados se concluyó que la viscosidad η y el esfuerzo de cedencia T_y se incrementan potencialmente con la concentración de sedimentos C_v :

$$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \tag{15}$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \tag{16}$$

Donde α_i y β_i son coeficientes empíricos definidos por experimentos de laboratorio y C_v es la concentración volumétrica de sedimentos.

La viscosidad de la matriz fluida es también una función del porcentaje, del tipo de limos, arcilla y de la temperatura del fluido. Los flujos de lodo muy viscosos tienen altas concentraciones del sedimento y en correspondencia, altas tensiones de cedencia y pueden dar lugar a flujo laminar, aunque los flujos laminares en naturaleza son extremadamente raros. Los flujos menos viscosos (crecidas de barro) son siempre turbulentos. O'Brien y Julien (1985) resumieron los resultados de sus investigaciones en la tabla 03:

Tabla 03. Esfuerzo de cedencia y viscosidad en función de la concentración (O'Brien y Julien, 1988)

| Fuente | $\tau_y = \alpha e^{\beta C_v}$ | | $\eta = \alpha e^{\beta C_v}$ | |
|---|---------------------------------|-----------|-------------------------------|---------|
| | α | β | α | β |
| Correlaciones de mediciones en Campo | | | | |
| Aspen Pit 1 | 0,181 | 25,7 | 0,0360 | 22,1 |
| Aspen Pit 2 | 2,72 | 10,4 | 0,0538 | 14,5 |
| Aspen Natural Soil | 0,152 | 18,7 | 0,00136 | 28,4 |
| Aspen Mine Fill | 0,0473 | 21,1 | 0,128 | 12,0 |
| Aspen Watershed | 0,0383 | 19,6 | 0,000495 | 27,1 |
| Aspen Mine Source Area | 0,291 | 14,3 | 0,000201 | 33,1 |
| Glenwood 1 | 0,0345 | 20,1 | 0,00283 | 23,0 |
| Glenwood 2 | 0,0765 | 16,9 | 0,0648 | 6,20 |
| Glenwood 3 | 0,000707 | 29,8 | 0,00632 | 19,9 |
| Glenwood 4 | 0,00172 | 29,5 | 0,000602 | 33,1 |
| Correlaciones disponibles de la literatura: | | | | |
| lida (1938) | - | - | 0,0000373 | 36,6 |
| Dai et al. (1980) | 2,60 | 17,48 | 0,00750 | 14,39 |
| Kang and Zhang (1980) | 1,75 | 7,82 | 0,0405 | 8,29 |
| Qian et al. (1980) | 0,00136 | 21,2 | - | - |
| | 0,050 | 15,48 | - | - |
| Chien and Ma (1958) | 0,0588 | 19,1-32,7 | - | - |
| Fei (1981) | 0,166 | 25,6 | - | - |
| | 0,00470 | 22,2 | - | - |

Nota: En esta tabla se clasifica el tipo de muestra con los coeficientes *alpha* y *beta* correspondientes para el cálculo del esfuerzo de corte y la viscosidad dinámica.

Los flujos de lodo son no homogéneos, no Newtonianos cuyas propiedades del fluido varían significativamente si viajan a través de las vertientes o a través de los abanicos aluviales. El comportamiento de los flujos de lodo es una función de las propiedades de la matriz, geometría del canal, pendiente y rugosidad. La matriz fluida consiste de agua y sedimentos finos.

La viscosidad del flujo de sedimento hiperconcentrado es una función de las propiedades de la matriz fluida incluyendo la concentración de sedimentos, porcentaje, tipo de sedimentos-arcillas y temperatura del fluido. Los flujos de lodo viscosos tienen altas concentraciones de sedimento y correspondientemente altos esfuerzos de cedencia. Los parámetros de muestra de flujo de lodo en la tabla anterior representan un rango completo de características de flujo potencial.

3.4.1.3 Parámetros de la mezcla

Para un evento de flujo de escombros, se estima una distribución de C_v en el tiempo partiendo de un valor cercano a 0.2 y aumentando gradualmente hasta 0.35 o 0.45 dependiendo del tipo de sedimento de la cuenca. Si la cuenca produce flujo de lodos y escombros entonces se deben utilizar valores cercanos a 0.45. El pico de C_v debe ubicarse unos minutos antes del pico del hidrograma líquido. Una clasificación dada por O'Brien en su manual de FLO-2D se observa en la *Tabla 04*.

La mayoría de flujos de lodo tienen un patrón distinto al desarrollo de una avenida. Inicialmente, agua limpia fluye de la cuenca lluvia - escorrentía hasta llegar al vértice del abanico. Esto puede ser seguido por una oleada u ondas frontales de lodo y escombros (40 a 50% concentración por volumen). Cuando el pico llega, la concentración de sedimentos promedio generalmente decrece al rango de 30 a 40% por volumen. Sobre la rama decreciente del hidrograma, las oleadas de altas concentraciones pueden ocurrir.

Cuando transitamos avenidas de lodo o flujos de lodo sobre un abanico aluvial o planicies de inundación, el programa FLO-2D conserva la continuidad para el agua y el sedimento. Para cada elemento de grilla y paso de tiempo, el cambio en los volúmenes de agua y sedimento y el cambio correspondiente en la concentración de sedimentos son calculados. Al final de la simulación, el modelo reporta la cantidad de agua y sedimento fuera del área de estudio (flujo de salida) y la cantidad de agua y sedimento remanente sobre el abanico y en el canal (flujo almacenado).

Tabla 04. Relación del flujo de lodo en función de la concentración de sedimentos (O'Brien, 2000)

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

Nota: En esta tabla se clasifican los tipos de flujos, la concentración volumétrica, la concentración en peso y las características de estos.

La concentración de sedimentos (C_v), se puede expresar con distintas relaciones en las que ayuda a definir el tipo de flujo que se presenta. De estas relaciones mostramos las principalmente la concentración

de sedimentos por volumen y la concentración de sedimentos por peso.

La concentración de sedimento por volumen C_v es dado por:

$$C_v = \frac{\text{volumen del sedimento}}{\text{volumen del agua + sedimento}} \quad (17)$$

Y la concentración de sedimentos por peso se expresa así:

$$C_v = \frac{C_w \gamma}{\gamma_s - C_w (\gamma_s - \gamma)} \quad (18)$$

Donde γ es el peso específico del agua, γ_s es el peso específico del sedimento y C_w es la concentración del agua.

El peso específico de la mezcla de flujo de lodo γ_m es una función de la concentración de sedimento por volumen:

$$\gamma_m = \gamma + C_v (\gamma_s - \gamma) \quad (19)$$

3.4.1.4 Solución numérica

La forma diferencial de las ecuaciones de continuidad y de momentum en el modelo FLO-2D es resuelto mediante un esquema central de diferencias finitas. Además, el modelo emplea para el cálculo de la velocidad la ecuación de onda difusiva o la ecuación de onda dinámica.

En métodos numéricos para resolver ecuaciones diferenciales parciales, los cálculos se llevan a cabo en una malla localizada en plano $x-t$. La malla $x-t$ es una red de puntos definida al tomar incrementos de distancia de longitud Δx e incrementos de tiempo de duración Δt . Los esquemas numéricos transforman las ecuaciones diferenciales parciales en un conjunto de ecuaciones algebraicas de diferencias finitas.

Para la solución del método de diferencias finitas, el FLO-2D emplea un esquema explícito, que consiste en un esquema simple que requiere de valores pequeños de Δx y Δt para la convergencia del procedimiento numérico.

Para la estabilidad numérica de los cálculos, una condición necesaria pero no suficiente para la estabilidad de un esquema explícito es la

condición de *Courant-Friedrich-Lewy* (CFL). El paso de tiempo Δt es limitado por:

$$\Delta t = C \frac{\Delta x}{(v + c)} \quad (20)$$

Donde C es el número de Courant ($0.3 < C < 1.0$), Δx es el ancho del elemento de la malla cuadrada, v es la velocidad promedio de la sección transversal calculada y c es la celeridad de la onda calculada.

Para el tránsito de onda dinámica, otro criterio de estabilidad numérica aplicado en el modelo es el de Ponce y Theurer (1982). Este criterio está en función de la pendiente del lecho, la descarga y el tamaño del elemento de grilla. El paso de tiempo es limitado por:

$$\Delta t < \zeta S_o \Delta x^2 / q_o \quad (21)$$

Donde q_o es la descarga unitaria, S_o es la pendiente del lecho y ζ es un coeficiente empírico (Ponce y Theurer, 1982).

Los pasos de tiempo Δt generalmente varían de 0.1 segundo a 60 segundos. El modelo comienza con un paso de tiempo mínimo y lo aumenta hasta que uno de los criterios de estabilidad numérica sea excedido, entonces el paso de tiempo es disminuido. Si los criterios de estabilidad continúan siendo excedidos, entonces el paso de tiempo es disminuido hasta que el paso de tiempo mínimo sea alcanzado. Los pasos de tiempo son una función de la descarga del flujo para un elemento de grilla y de su tamaño.

3.4.1.5 Esquema lógico

La topografía de la superficie se discretiza en una malla formada por celdas o elementos cuadrados de tamaño uniforme para toda el área de estudio y a cada elemento se le asigna una posición en la malla, una elevación o cota de terreno, un coeficiente de rugosidad (n de Manning) y factores de reducción del flujo que atraviesa la celda.

El procedimiento computacional para flujos superficiales involucra el cálculo de la descarga a través de cada uno de las fronteras en las ocho direcciones del flujo. Las direcciones de flujo incluyen las cuatro direcciones de la brújula y las cuatro direcciones diagonales.

El cálculo hidráulico de cada elemento de grilla empieza con una estimación de la profundidad del flujo en la frontera del elemento de grilla. La profundidad estimada del flujo es un promedio de las profundidades de flujo en los dos elementos de grilla que comparten descarga en una de las ocho instrucciones. Los otros parámetros

hidráulicos son también promediados para computar la velocidad de flujo incluyendo resistencia de flujo (n de Manning), área del de flujo, pendiente, elevación de la superficie de agua y perímetro mojado.

El FLO-2D solucionará ya sea la ecuación de onda difusiva o la ecuación de onda dinámica completa para computar la velocidad. La ecuación de Manning es luego aplicada en una dirección usando el promedio de la pendiente de la superficie de agua para calcular la velocidad. Si la ecuación de onda difusiva es seleccionada, la velocidad es entonces calculada para todas las ocho direcciones del flujo en cada elemento de grilla. Si la opción de onda dinámica completa es aplicada, la velocidad de onda difusiva calculada es utilizada como primera aproximación en el método de segundo orden de Newton-Raphson de tangentes para determinar las raíces de la ecuación de onda dinámica completa, el cual es una ecuación diferencial parcial de segundo orden no lineal.

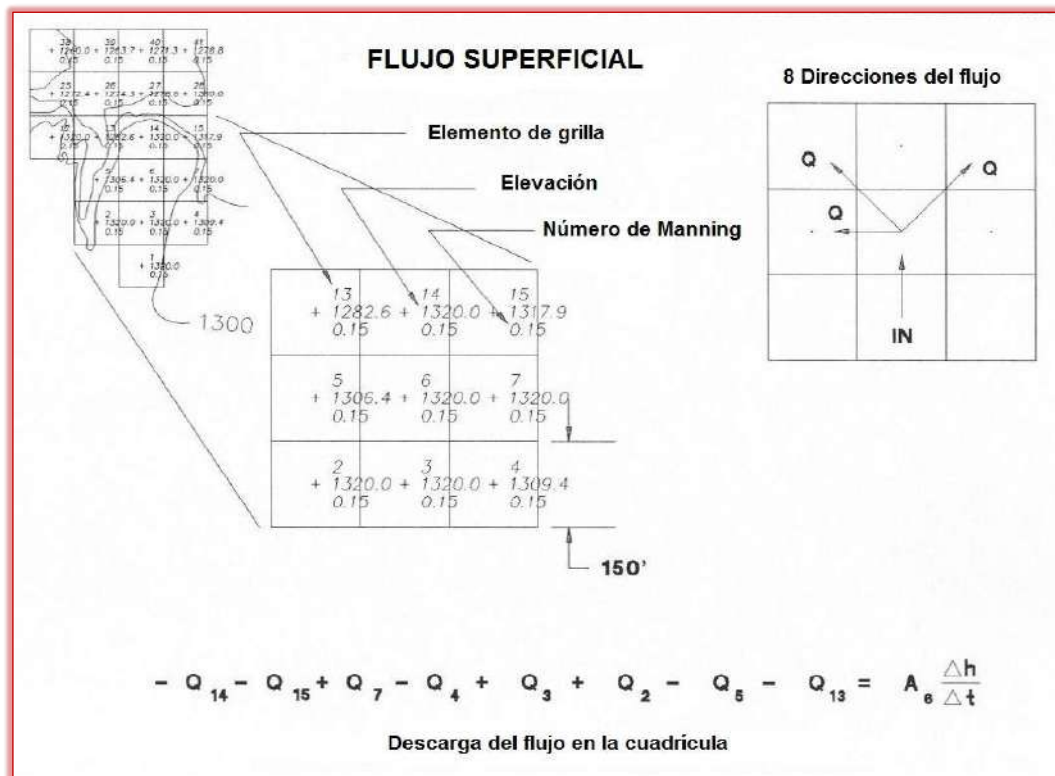


Figura 26. Descarga del flujo a través de los elementos de grilla en planta (Manual de usuario del FLO-2D)

El algoritmo de solución incorpora los siguientes pasos donde cada elemento de grilla posee un único valor de rugosidad, elevación y profundidad del flujo:

1. El promedio de los valores de rugosidad y geometría del flujo entre dos elementos de grilla son calculados.

2. La profundidad del flujo d para el cálculo de la velocidad a través de la frontera de grilla para el siguiente paso de tiempo ($i+1$) es estimado de los pasos de tiempo previos i usando una función lineal (promedio de la profundidad del flujo entre dos elementos).

$$d_x^{i+1} = d_x^i + d_{x+1}^i \quad (22)$$

3. La velocidad es calculada usando la ecuación de onda difusiva como primera aproximación. La única variable no conocida en la ecuación de onda difusiva es la velocidad.
4. Si la ecuación de onda dinámica completa es seleccionada por el usuario, la velocidad de onda difusiva prevista para ese paso de tiempo es usado como un dato inicial en la solución de Newton-Raphson. Se hace nota que para flujos de sedimentos hiperconcentrados, como flujos de lodo y escombros, el cálculo de la velocidad incluye los términos adicionales de viscosidad y esfuerzo de cedencia.
5. La descarga Q a través de la frontera de la planicie de inundación (o entre dos elementos de canal) es calculado multiplicando la velocidad por el área transversal del flujo.
6. Los incrementos de descarga para el paso de tiempo a través de las 8 fronteras son sumados

$$\Delta Q_x^{i+1} = Q_n + Q_e + Q_s + Q_w + Q_{ne} + Q_{se} + Q_{sw} + Q_{nw} \quad (23)$$

y la variación en volumen es distribuido sobre el área de almacenamiento disponible dentro del elemento de grilla o canal para determinar el incremento en la profundidad del flujo.

$$\Delta d_x^{i+1} = \Delta Q_x^{i+1} \Delta t / Area \quad (24)$$

Donde ΔQ_x es el delta de la descarga en las ocho direcciones de la planicie de inundación para el elemento de grilla y para el paso de tiempo Δt entre el tiempo i e $i+1$.

7. El criterio de estabilidad numérica es luego chequeado para la nueva profundidad del flujo del elemento de grilla. Si cualquier criterio de estabilidad es excedido, el tiempo de simulación es reseteado para el tiempo previo y el incremento del paso del tiempo es reducido.
8. La simulación prosigue incrementándose el paso de tiempo hasta que el criterio de estabilidad sea excedido.

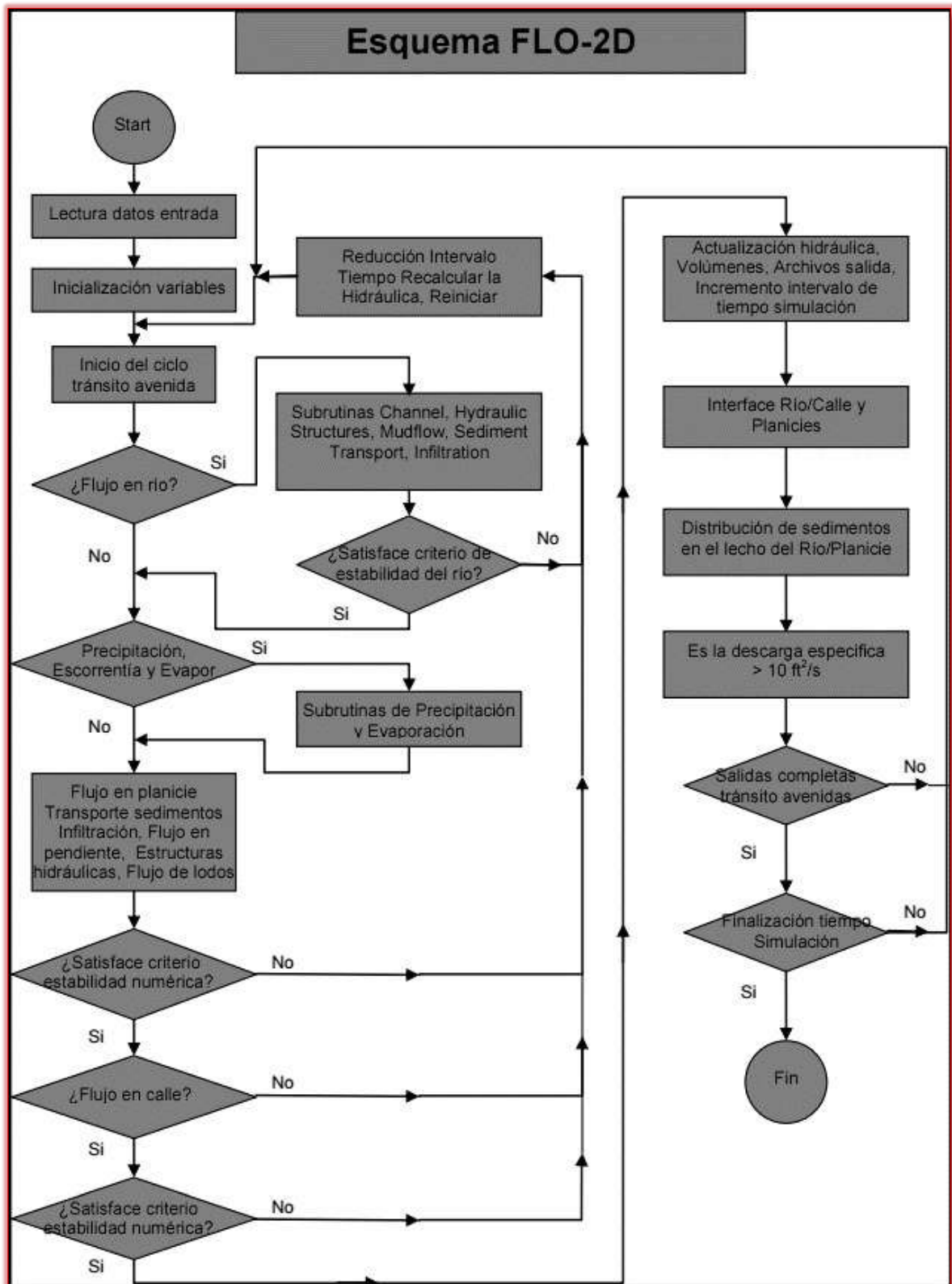


Figura 27. Diagrama de flujo del FLO-2D (Manual de referencias del FLO-2D)

CAPÍTULO IV

4.0.0.0 MATERIALES Y METODOLOGÍA

En este capítulo se presentan la metodología aplicada en esta investigación basada en los fundamentos teóricos del capítulo 3, la información utilizada y su aplicación en el área de estudio.

4.1.0.0 METODOLOGÍA

Dado que en el país se tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación de caudales y tormentas de diseño, lo que conlleva a seguir la siguiente metodología.

Tomando en cuenta los estudios propuestos por: el Ministerio de Transporte y Comunicaciones en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje aprobado mediante el Decreto Supremo N° 034 – 2008 – MTC; y el Ministerio de Economía y Finanzas en la Guía Metodológica para Proyectos de Protección y/o Control de Inundaciones en Áreas Agrícolas o Urbanas aprobada por la Dirección General de Programación Multianual del Sector Público; y otras a nivel internacional, se realizó una adaptación de las metodologías por estar orientadas a inundaciones y se propuso la siguiente metodología para la estimación de áreas afectadas ante la ocurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos de flujos aluvionales:

- Como dato básico se utilizaron las precipitaciones máximas en 24 horas para los años registrados (multianuales), los cuales pasan por un análisis de frecuencias que fueron validadas a través de una prueba de bondad de ajuste, la cual consiste en determinar que la correlación de la curva generada y los datos reales se ajuste al nivel mínimo de significancia (correlación menor a 0.05) para las distintas distribuciones probabilísticas.
- Determinada la distribución probabilista que más se ajusta al registro de datos, se pronostica una altura precipitación (mm) para un determinado periodo de retorno. Con esta altura, se procede a realizar el diseño de la tormenta por medio del método de tormentas hipotéticas del Servicio de Conservación del Suelo de los Estados Unidos (US-SCS, por sus siglas en inglés) con la distribución del tipo I, debido a que este método, validado con pruebas empíricas, presenta semejanza del medio geográfica y del clima marítimo del Pacífico; con inviernos húmedos y veranos secos.
- Con la aplicación de este método se obtiene el hietograma de la tormenta de diseño, el cual se le restará el agua infiltrada con el método de Número de curva del SCS, es utilizado por la facilidad manejo e

ingreso de datos y está calibrada en base a ensayos de campo de distintos tipos y uso de suelo.

- Con este nuevo hietograma, será transformado a un hidrograma a través del modelo de hidrograma unitario del SCS, este modelo de hidrograma es uno de los más usados debido que el hidrograma generado es similar a la que puede esperarse en una cuenca real.

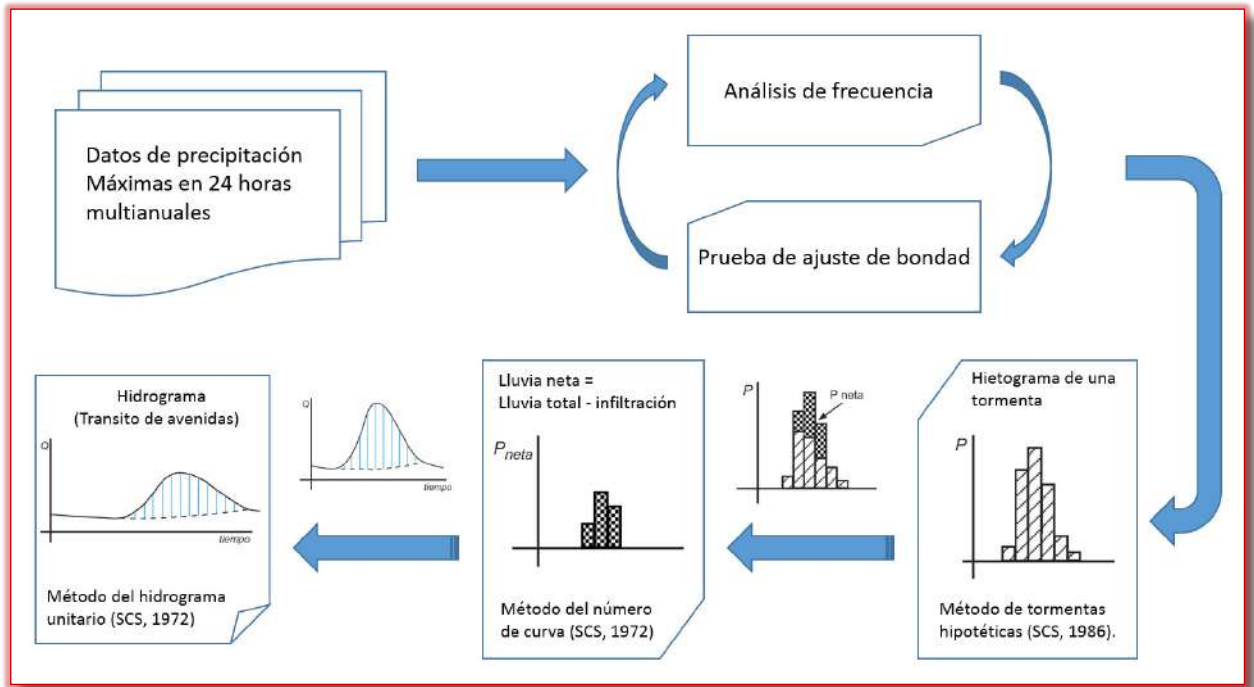


Figura 28. Diagrama de la metodología para el cálculo del hidrograma generado por un evento hidrometeorológico extremo

- Se realizará el análisis geomorfológico y geodinámico para el estudio de las evidencias de paleoeventos aluvionales, este análisis nos ayudará para el estudio de la fluido-dinámica del flujo, estimar sus parámetros reológicos y el cálculo del hidrograma sólido, que representa la cantidad de material aportado durante todo el evento.
- Finalmente se utilizará el modelo numérico hidráulico computacional (FLO-2D) para la simulación de un evento extremo, como dato principal ingresado es el hidrograma generado por dicho evento (hidrograma líquido y sólido). Esto nos permitirá estimar las áreas susceptibles a ser afectadas. Este modelo tiene la ventaja de simular tránsitos dinámicos de avenidas en 2 dimensiones en superficies no confinadas.

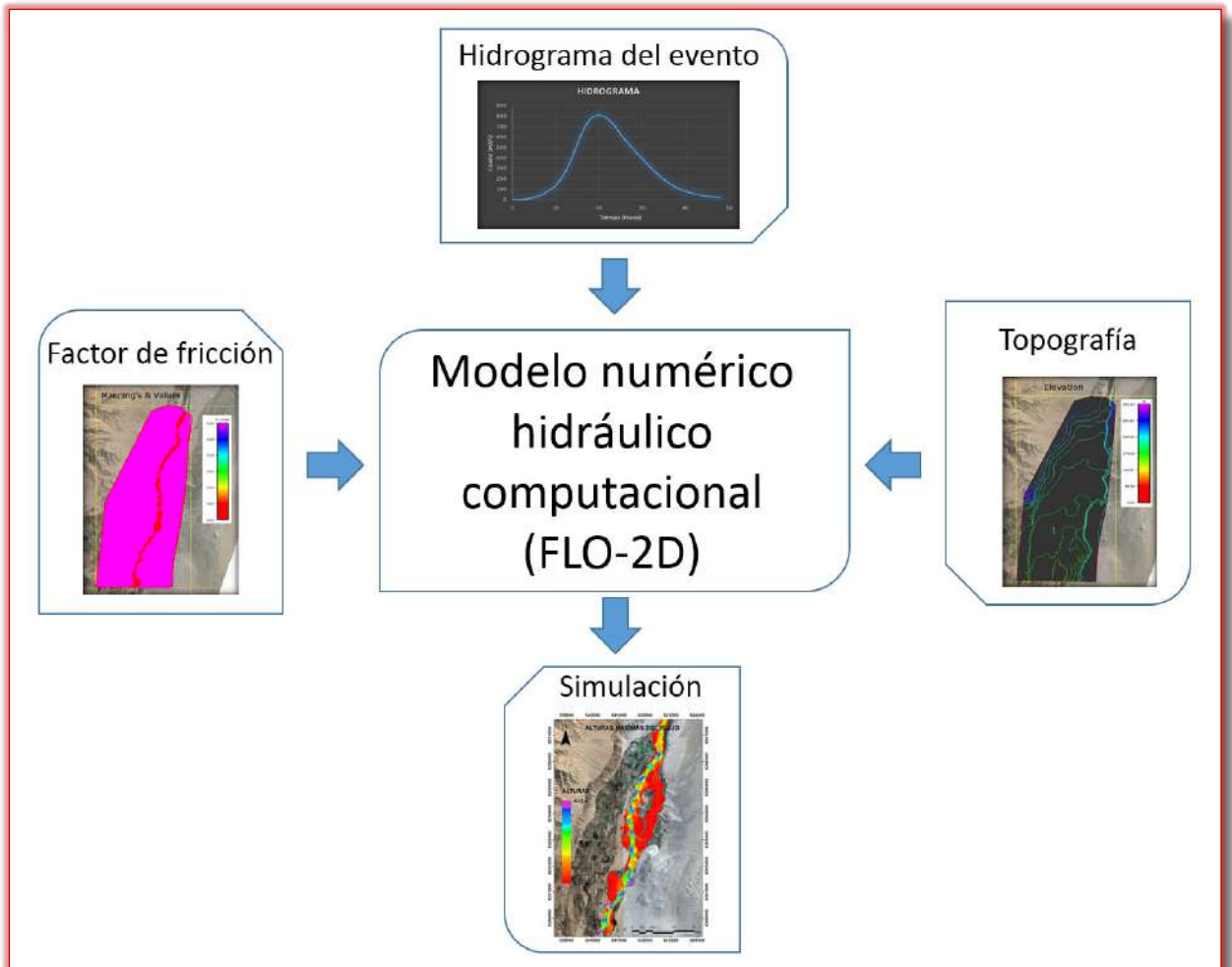


Figura 29. Diagrama de ingreso y salida de datos para el modelamiento hidrometeorológico con el programa FLO-2D

4.2.0.0 ANÁLISIS HIDROMETEOROLÓGICO

El centro poblado de Quincemil ubicado a $13^{\circ}13'50''$ de latitud Sur y $70^{\circ}45'15''$ de longitud Oeste, pertenece a la subcuenca del río Araza (Figura 27). Principalmente por su ubicación geográfica presenta la mayor tasa de precipitación en el país con 6,868.10 mm en relación a los 3,500.00 mm media anual en toda la selva.

La subcuenca fue delimitada con un punto de desfogue en las coordenadas planas UTM 295032.091763, 8522629.69391 (Datum WGS84 zona 19S), que está 20.60 km aguas arriba del río Araza con respecto al centro poblado de Quincemil (Figura 30). Esto debido a que la mayor parte de aportantes de material proviene de deslizamientos laterales desde la cabecera hasta la parte media de la cuenca que al mezclarse estos materiales con los flujos de agua forman los flujos aluvionales.

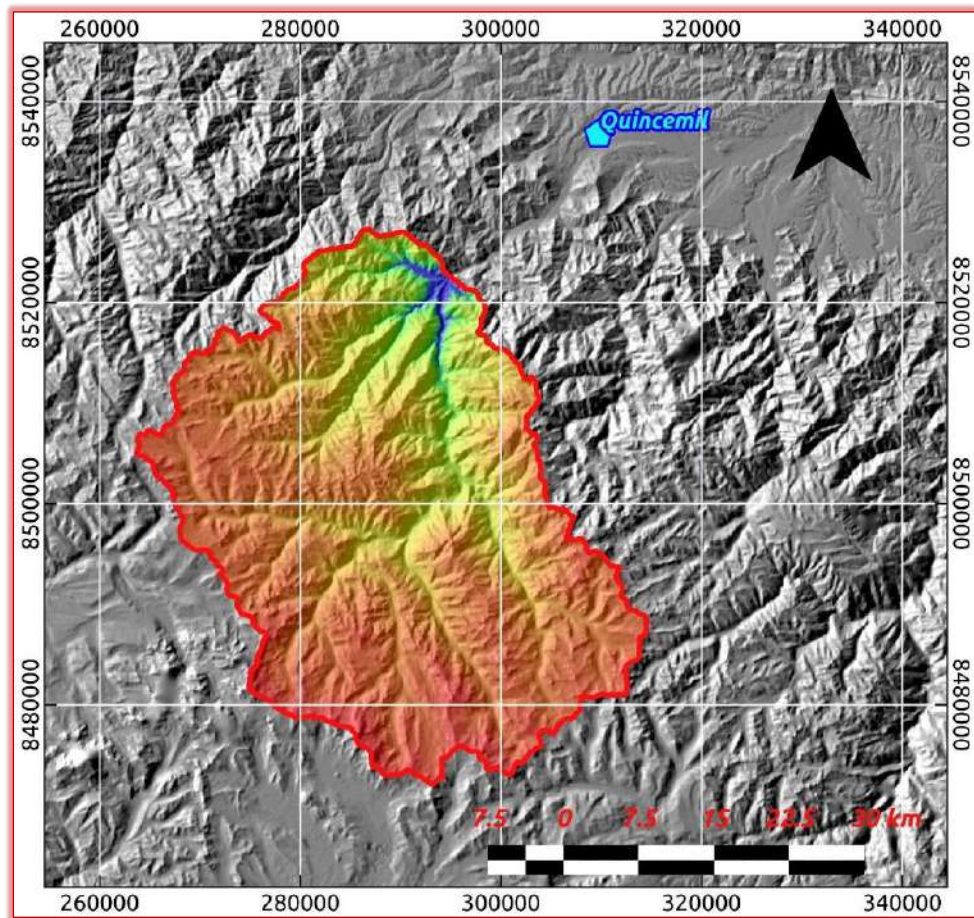


Figura 30. Delimitación de la subcuenca del río Araza

Luego de haber delimitado la cuenca se procedió al cálculo de los parámetros geomorfológicos de esta. Estos datos servirán para la generación del hidrograma del evento hidrometeorológico extremo. A continuación, se presenta la Tabla 05 en la que se resumen los parámetros mencionados:

Tabla 05. Parámetros geomorfológicos de la subcuenca del río Araza

| DESCRIPCIÓN | UND | VALOR |
|---|-----------|----------|
| SUPERFICIE | | |
| ÁREA | Km .2 | 1650.00 |
| COTAS | | |
| COTA MÁXIMA | m s n m . | 6049.00 |
| COTA MÍNIMA | m s n m . | 989.81 |
| RED HÍDRICA | | |
| LONGITUD DEL CURSO PRINCIPAL | metros | 68965.10 |
| PARÁMETROS GENERADOS | | |
| TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (T _c) | minutos | 283.52 |
| TIEMPO DE RETARDO (T _{lag}) | minutos | 170.11 |

Nota: En esta tabla se muestran los parámetros geomorfológicos calculados de la subcuenca del río Araza necesarios para la generación del hidrograma del evento.

Estos dos últimos parámetros calculados (tiempo de concentración y tiempo de retardo) se puede interpretar que, durante un evento de lluvia, la gota que precipita en el punto más lejano de la cuenca demora en llegar al punto de desfogue en 4 horas y 43 minutos; y la diferencia de tiempo que existe entre la precipitación máxima del evento y el caudal máximo generado es de 2 horas con 50 minutos aproximadamente.

4.2.1.0 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

Para el tratamiento de datos de precipitación de la subcuenca se obtuvo las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación meteorológica de Quincemil a cargo del SENAMHI, el cual se encuentra ubicado en las coordenadas geográficas a 13°13' de latitud sur y 70°45' de longitud oeste (Anexo F).

Los datos de precipitación máximas en 24 horas multianual se resumen en la siguiente gráfica (Figura 31):



Figura 31. Precipitación máxima en 24h en mm versus tiempo en años (serie incompleta)

Como se puede apreciar en la figura 28, existe un periodo de 21 años (1977 al 1998) que no presenta datos. Éstos se completaron realizando una interpolación cúbica con los datos existentes, asumiendo la misma oscilación de ellos. Como resultado de esta interpolación se generó la siguiente gráfica (Figura 32):



Figura 32. Precipitación máxima en 24 horas en mm versus tiempo en años (serie completada)

A estas distribuciones de precipitaciones máximas en 24 horas multianuales (distribución con datos sin completar y con datos completados), se les realizó una prueba de bondad de ajuste, para

determinar la distribución probabilística que se ajusta más a los datos de precipitación.

4.2.1.1 Prueba de bondad de ajuste

Se realizó la prueba con 6 distribuciones probabilísticas (anexo B, p. -5-) de las cuales la distribución Log-Normal de 2 parámetros fue la que se ajustó, tanto para la distribución con los datos completados y sin completar. A continuación, se muestra los cuadros de resumen:

Tabla 06. Prueba de ajuste de bondad para datos de precipitación completados

| TIPO DE DISTRIBUCIÓN | DELTA TEORICO | DELTA TABULAR |
|----------------------|----------------|---------------|
| NORMAL | 0.10100 | 0.2150 |
| LOGNORMAL 2P | 0.08210 | 0.2150 |
| LOGNORMAL 3P | 0.09270 | 0.2150 |
| GAMMA 2P | 0.08480 | 0.2150 |
| GAMMA 3P | 0.09116 | 0.2150 |
| GUMBEL | 0.10640 | 0.2150 |
| LOGGUMBEL | 0.12080 | 0.2150 |

Nota: En esta tabla se muestran los parámetros los resultados de los cálculos de los *deltas* teórico y tabular para selección de la distribución que más se ajuste a los datos (serie de datos completados). En este caso la distribución que presentó mejor ajuste fue la distribución probabilística Log Normal de 2 parámetros.

Tabla 07. Prueba de ajuste de bondad para datos de precipitación sin completar

| TIPO DE DISTRIBUCIÓN | DELTA TEORICO | DELTA TABULAR |
|----------------------|----------------|---------------|
| NORMAL | 0.10920 | 0.3041 |
| LOGNORMAL 2P | 0.09540 | 0.3041 |
| LOGNORMAL 3P | 0.10750 | 0.3041 |
| GAMMA 2P | 0.10610 | 0.3041 |
| GAMMA 3P | 0.10750 | 0.3041 |
| GUMBEL | 0.20110 | 0.3041 |
| LOGGUMBEL | 0.09540 | 0.3041 |

Nota: En esta tabla se muestran los parámetros los resultados de los cálculos de los *deltas* teórico y tabular para selección de la distribución que más se ajuste a los datos (serie de datos sin completar). En este caso la distribución que presentó mejor ajuste fue la distribución probabilística Log Normal de 2 parámetros.

4.2.1.2 Período de retorno

Se realizó los cálculos para 3 periodos de retorno de 50, 75 y 100 años, y de acuerdo a las metodologías analizadas (Apartado 2.1.2.5) para la selección del periodo de retorno se utilizó un periodo 100 años.

Los cálculos realizados fueron para los 2 casos de precipitación (datos completados y sin completar) en las que se obtuvo una precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 330.99 mm (datos sin completar) y 328.71 mm (datos completados).

Tabla 08. Precipitación máxima en 24 horas para distintos periodos de retorno

| PERÍODO DE RETORNO | DATOS SIN COMPLETAR | DATOS COMPLETADOS |
|--------------------|---------------------|-------------------|
| 50 (98.00%) | 311.58 | 310.6 |
| 75 (98.67%) | 323.02 | 321.28 |
| 100 (99.00%) | 330.99 | 328.71 |

Nota: En esta tabla se muestran los resultados de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno y para las dos series de datos (sin completar y completados).

Estos resultados (330.99 mm y 328.71 mm) significa que hay una probabilidad de no ocurrencia del 99%, o que existe una probabilidad del 1% que ocurra una precipitación mayor o igual a este resultado.

4.2.2.0 EVENTO HIDROMETEOROLÓGICO EXTREMO

Para estimar la precipitación promedio en la subcuenca del río Araza, se realizó un artificio utilizando datos de precipitación por satélite. Los datos utilizados por satélite (1998 al 2013) fueron del Radar de Precipitación (PR) de la Misión de Medición de Lluvias Tropicales (TRMM) a cargo del trabajo conjunto de la Administración Nacional de la Aeronáutica y del Espacio (NASA) y la Agencia de Exploración Aeroespacial Japonesa (JAXA).

En la Figura 33 se muestra la grilla de datos promedio multianuales de las precipitaciones máximas en 24 horas del TRMM que están ubicados en la zona de estudio (subcuenca del río Araza).

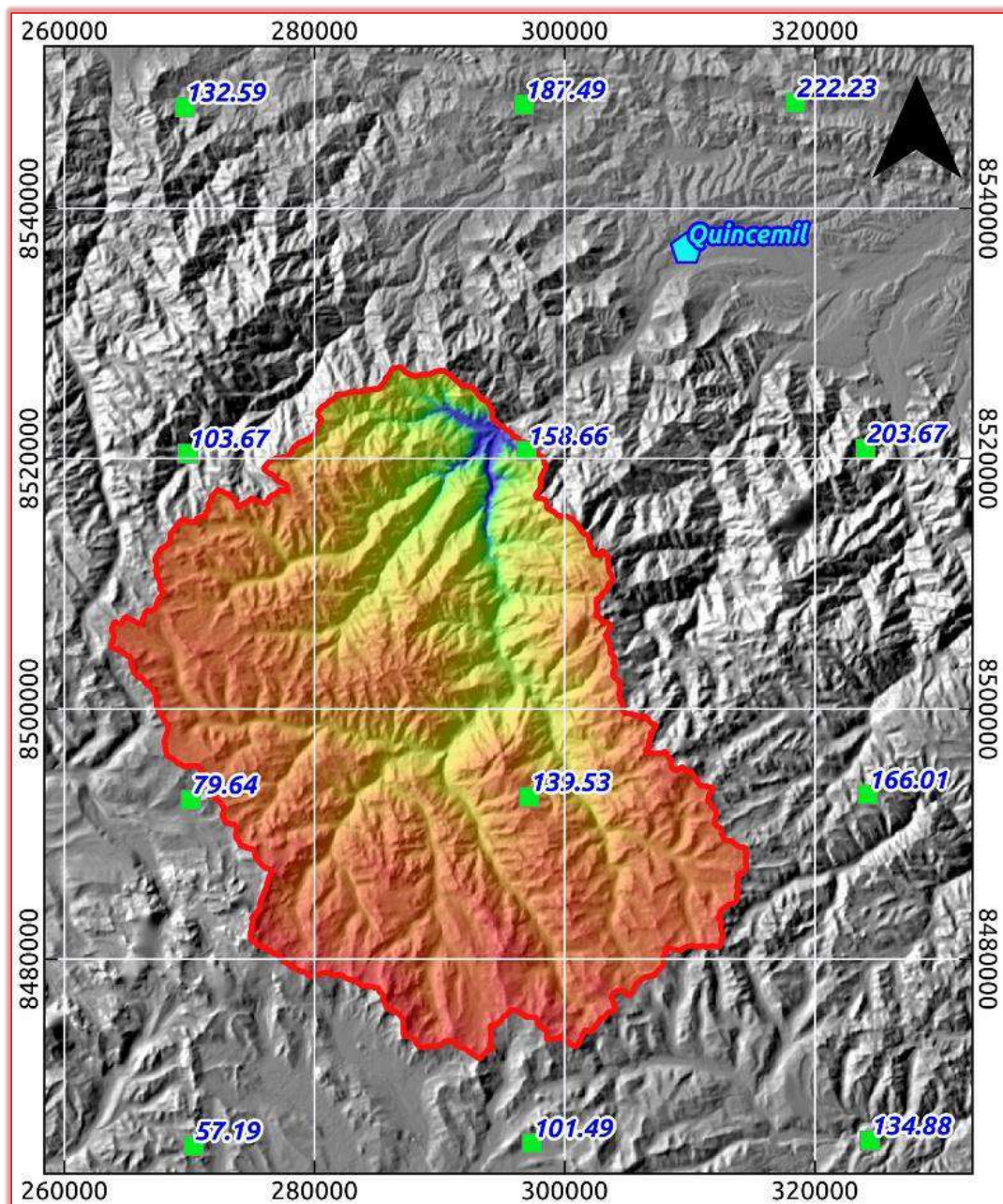


Figura 33. Grilla de datos de precipitación del TRMM, en la subcuenca del río Araza

Con estos datos del TRMM, se generó un mapa de isoyetas, en la cual (Figura 34) se puede observar que en donde se ubica la estación meteorológica de Quincemil coincide con la isoyeta generada (198.00 mm), esta isoyeta representa el promedio multianual de las precipitaciones máximas en 24 horas obtenidas por el satélite del TRMM. El artificio consistió en cambiar esta isoyeta de precipitación (198.00 mm) con la precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 100 años (330.99 mm) obtenido del análisis anterior (apartado 4.2.1).

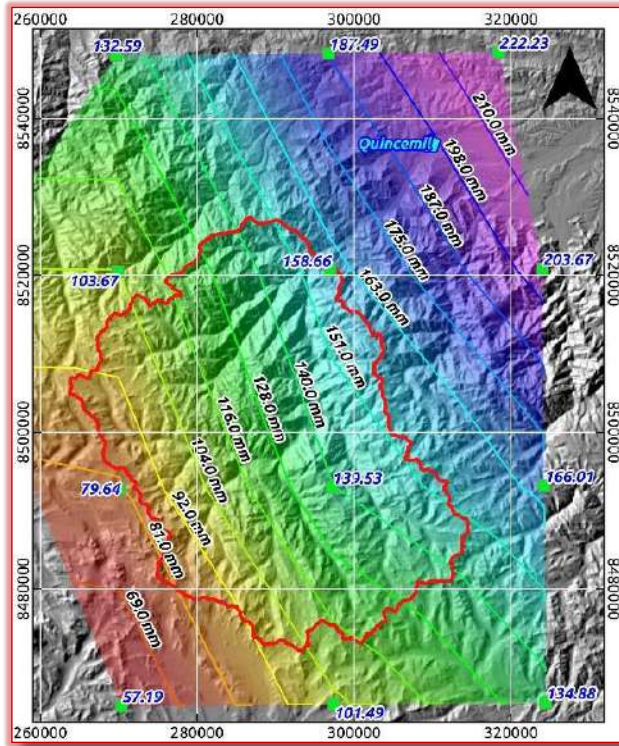


Figura 34. Mapa de isoyetas de precipitaciones máximas en 24 horas del TRMM

Luego de haber cambiado la isoyeta por el dato de precipitación de la estación meteorológica, se procedió a cambiar los datos de precipitación de las demás isoyetas de manera proporcional al de la precipitación antes cambiada (330.99 mm), generándose así un nuevo mapa de isoyetas de la subcuenca del río Araza (Figura 35).

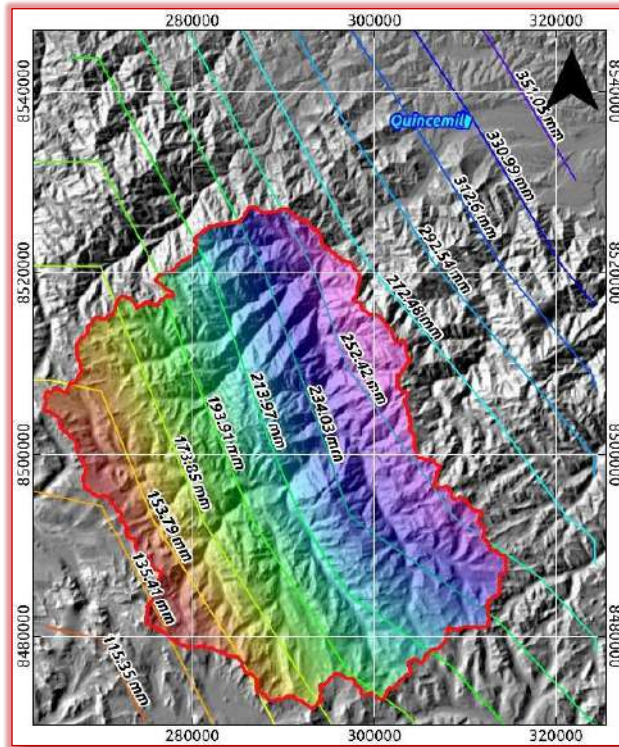


Figura 35. Mapa de isoyetas de precipitaciones máximas en 24 horas de la subcuenca del río Araza

Con este nuevo mapa se calcula la precipitación promedio utilizando el método de isoyetas (apartado 3.1.2.2), con lo que se obtuvo una precipitación promedio de 215.15 milímetros, el cual representa la precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 100 años promedio en la subcuenca del río Araza.

4.2.2.1 Hidrograma de un evento extremo

Para el cálculo del hietograma de un evento extremo se utilizó el método de tormentas del SCS (apartado 3.1.3.1) el cual requiere como dato la precipitación máxima en 24 horas (215.15 mm). El resultado de este método es hietograma en donde se muestra el comportamiento de la precipitación en una tormenta con una duración de 24 horas. En la Figura 36, se muestra el hietograma generado con una precipitación máxima de 32.79 milímetros



Figura 36. Hietograma de un evento extremo en la subcuenca del río Araza

Posterior a ello se realizó el cálculo de la infiltración de la cuenca (abstracciones iniciales), aplicando el método de Número de Curva del SCS (apartado 3.1.4.1) en la que se obtuvo una infiltración inicial de 9.68 milímetros para un número de curva de $CN_{(II)} = 70$ (anexo C).

Se calculó el hidrograma generado por el hietograma de un evento extremo con el método del Hidrograma Unitario del SCS (apartado 3.1.5.1) añadiéndole el caudal base del río Araza ($24.1 \text{ m}^3/\text{s}$), para este caso se utilizó como dato de aforo tomado el 12 de abril del 2008 en las coordenadas UTM (308597, 8535494) del *Estudio de Impacto Ambiental para la Prospección Sísmica 2D en el Lote 76*, elaborado por la consultoría ambiental Domus.

El hidrograma generado presenta un caudal máximo de $9,493.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 37).



Figura 37. Hidrograma de un evento extremo en la subcuenca del río Araza

En forma de comparación en la Tabla 10, se muestra los datos de precipitación máximas en 24 horas para un periodo de retorno de 100 años y los caudales máximos que generan aplicando la metodología descrita anteriormente para los datos de precipitación sin completar datos (P-SCS), con datos completados (P-CCD) y con datos considerando la interpolación de isoyetas del TRMM (SCD-TRMM).

Tabla 09. Comparación de las precipitaciones y caudales con distintos análisis

| | Pmax 24h – T100 (mm) | CAUDAL MÁXIMO (mcs) |
|----------|-------------------------|------------------------|
| SCD-TRMM | 215.15 | 9493.50 |
| P-SCD | 330.99 | 15888.50 |
| P-CCD | 328.71 | 15763.00 |

Nota: Esta tabla muestra los caudales máximos del hidrograma generado por un evento extremo calculados de los datos de precipitación con diferentes análisis (serie de datos sin completar, completados y sin completar con interpolación de datos del satélite TRMM). Además se muestra las precipitaciones máximas en 24 horas para un periodo de retorno de 100 años calculados a partir de los diferentes análisis.

4.3.0.0 ANÁLISIS GEOMORFOLÓGICO

En la zona de estudio (centro poblado de Quincemil), se ha identificado principalmente 3 terrazas aluvionales (T1, T2, T3) y 1 terraza aluviofluvial (T0) en el margen izquierdo del río Araza, así como se muestra en la Figura 38.

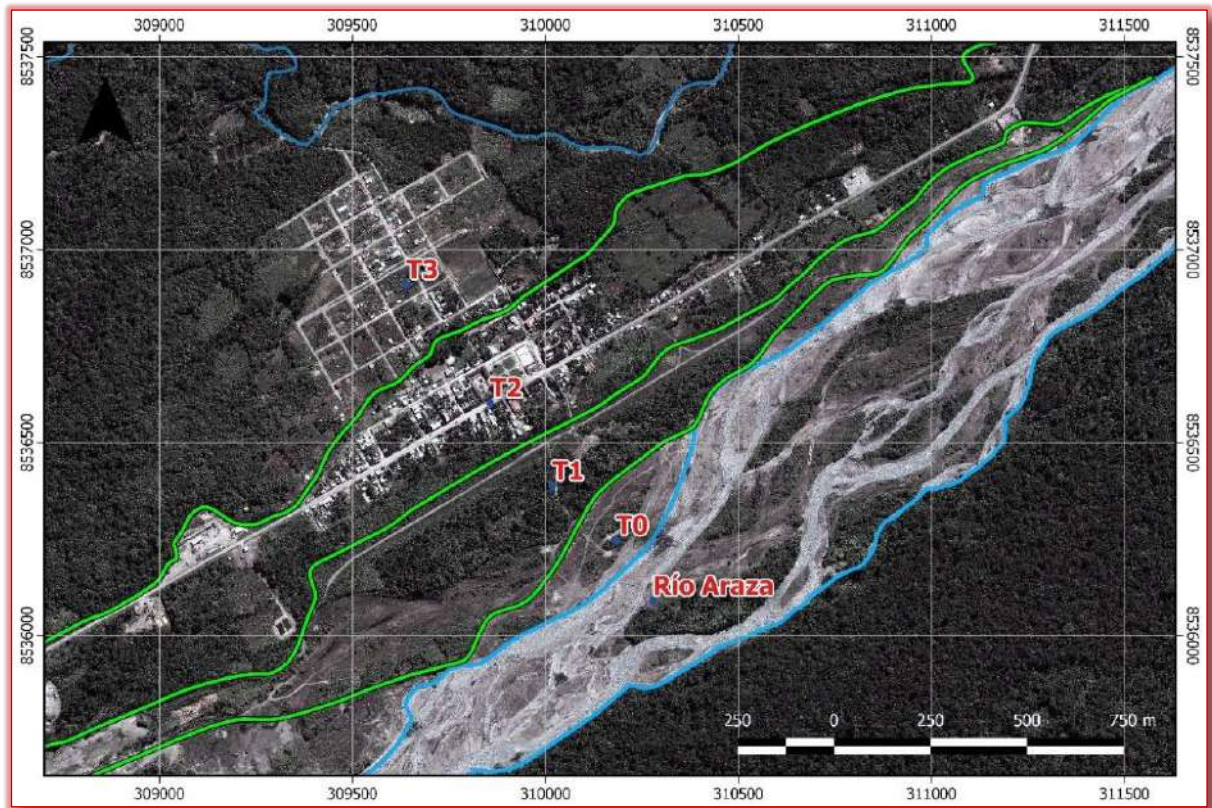


Figura 38. Cartografiado de Terrazas en el centro poblado de Quincemil (Imagen satelital Landsat, 2015)

En la Figura 39 se muestra la terraza aluviofluvial (T0). Esta terraza presenta una altura promedio de 1.50 metros, compuesta por clastos redondeados y una matriz arenolimososa, la cual forma parte del lecho del río Araza.



Figura 39. Terraza aluviofluvial (T0), margen izquierdo del río Araza

En la figura 40 se muestra la terraza aluvial (T1). Esta terraza presenta una altura promedio de 1.20 metros, compuesta por clastos semiangulosos y una matriz arcillosa. Actualmente (noviembre del 2014) presenta casas

en proceso de construcción, una vivienda con 5 habitantes y en esta terraza se encontraba asentado el exaeropuerto de Quincemil, así como se observa sus estructuras en la Figura 41.



Figura 40. Terraza aluvional (T1), margen izquierdo del río Araza



Figura 41. Vista del exaeropuerto de Quincemil sobre la terraza aluvional (T1)

En la Figura 42 se muestra la terraza aluvional (T2). Esta terraza presenta una altura promedio de 2 metros, compuesta por clastos semiangulosos y una matriz arcillosa. En esta terraza se concentra la mayor parte de la población con una alta densidad demográfica (más del 50% de la población total). Entre las construcciones asentadas se encuentran la comisaría, la municipalidad, el colegio, viviendas, puestos de negocios, y la plaza de Quincemil.



Figura 42. Terraza aluvional (T2), margen izquierdo del río Araza

La última terraza delimitada fue la Terraza aluvional (T3), esta terraza presenta la mayor altura promedio en comparación con las otras mencionadas, con un valor de 5 metros. Así como se puede observar en la Figura 43.



Figura 43. Terraza aluvional (T3), margen izquierdo del río Araza. (1)

Esta terraza aluvional presenta clastos sedimentados en forma no clasificada (mezcla desordenada entre clastos grandes y pequeños), con una gran variedad de tamaños (desde 0.5 hasta 50 cm aproximadamente) y una matriz arcillosa (figuras 44 y 45).



Figura 44. Terraza aluvional (T3), margen izquierdo del río Araza. (2)

La terraza aluvional (T3) es la que presenta actualmente mayor crecimiento demográfico, en dirección noroeste (hacia las montañas).



Figura 45. Terraza aluvional (T3), margen izquierdo del río Araza. (3)

4.4.0.0 ANÁLISIS GEODINÁMICO

La subcuenca del río Araza presenta una geodinámica externa activa que está representada principalmente por deslizamientos, derrumbes, erosión fluvial y aluvional. En las últimas cuatro décadas destacan, como la más antigua en enero de 1988 que afectó un tramo de 1200 m de la carretera que atraviesa la localidad y como la más reciente en enero del 2006, que afectó más de 150 hectáreas del centro poblado de Quincemil. (Sistema de inventario de efectos de desastres, DESINVENTAR 2015).

Estos eventos son principalmente causados por las intensas lluvias, lo que originan la activación de deslizamientos propensos a colapsar y producir represamientos aguas arriba del río Araza y cuyos desembalses violentos generarían flujos aluvionales, afectando la seguridad física de las infraestructuras y viviendas del centro poblado de Quincemil.

Como evidencia de estos eventos y paleoeventos tenemos las terrazas aluvionales, mencionadas en el apartado anterior (3.3). Estas terrazas fueron analizadas en campo para estimar la concentración de arcilla (%) y la concentración volumétrica de sedimentos (C_v).



Figura 46. Ensayos de campo para estimar el porcentaje de arcilla en las terrazas

De acuerdo a los ensayos realizados en campo, se estima que las terrazas presentan un porcentaje de arcilla entre el 25% al 30% y con una concentración volumétrica de sedimentos hasta de 0.55.

4.5.0.0 ANÁLISIS DE LA MATRIZ DEL FLUJO ALUVIONAL

Con los resultados obtenidos (apartado 3.4) del porcentaje de arcilla y la concentración volumétrica se procedió con la selección de los parámetros reológicos del flujo aluvional que se modeló. Esto se realizó comparando los resultados obtenidos de campo con los ensayos de laboratorio realizados por O'brien y Julien en 1988 (apartado 2.4.1.2, Tabla 2). Para este caso se seleccionó la muestra *Aspen natural soil* por presentar propiedades similares a lo estimado en campo en la que se indica que la muestra presenta 27% de arcilla con un límite líquido de 0.25 y un índice plástico de 0.06. Además esta muestra presenta coeficientes empíricos (apartado 2.4.1.2, Tabla 3) en la que relaciona la concentración volumétrica de sedimentos ($C_v=0.55$) con la viscosidad dinámica (η , $\alpha=0.00136$ y $\beta=28.4$) y el esfuerzo de cedencia (T_y , $\alpha=0.152$ y $\beta=18.7$).

4.5.1.0 HIDROGRAMA LÍQUIDO Y SÓLIDO

Para la generación de un hidrograma sólido se parte de la concentración volumétrica máxima estimada ($C_v=0.55$) en la cual según estudios O'brien y Julien (1983) recomiendan que la concentración volumétrica empiece con un valor de concentración cercano a 0.20 y luego aumentar gradualmente hasta llegar a su máximo valor, además que este valor máximo debe ubicarse minutos antes del pico del hidrograma líquido.

De acuerdo con estas referencias se generó el hidrograma líquido sólido basándonos con los datos del hidrograma extremo (apartado 3.2.2.1, Figura 37) y el volumen de concentración de 0.55 que se muestra a continuación (Figura 47):

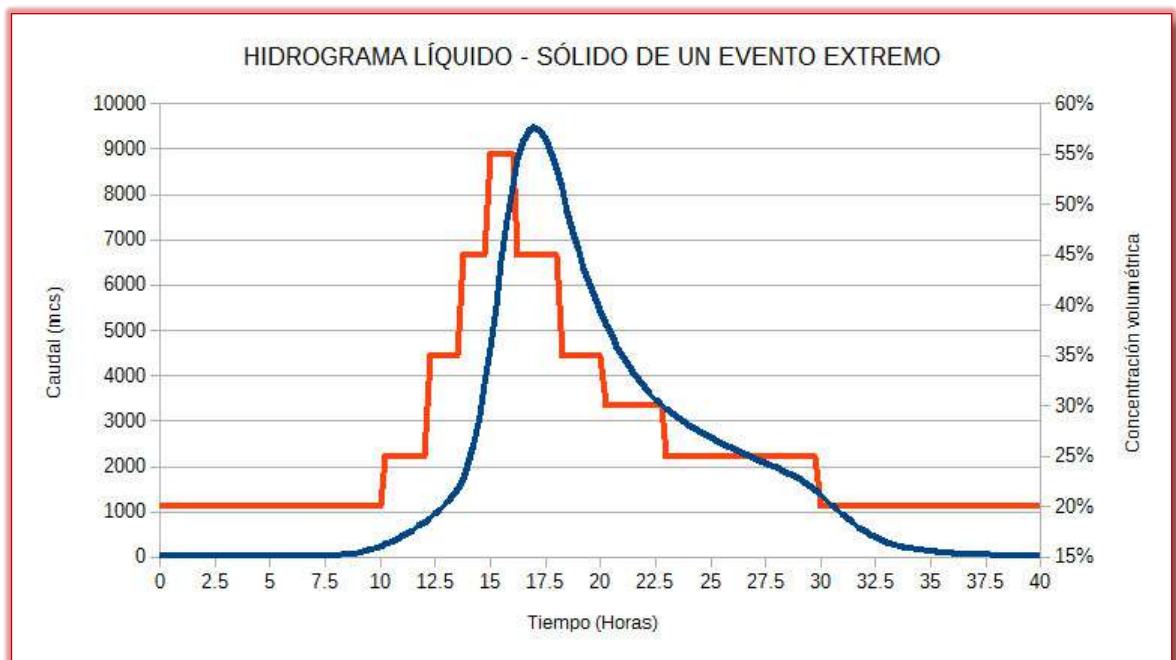


Figura 47. Hidrograma líquido-sólido de un evento extremo

4.6.0.0 MATERIALES

En este apartado se muestra en resumen los datos ingresados al programa FLO-2D mencionados en el apartado 2.5 que fueron utilizados para la simulación y modelamiento de un evento hidrometeorológico extremos de flujos aluvionales en el centro poblado de Quincemil.

4.6.1.0 TOPOGRAFÍA

Para el desarrollo del estudio se utilizó un modelo digital de elevaciones disponibles por la Agencia Espacial Alemana (DLR), mediante el satélite SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) con una resolución de 30 metros, el cual presenta un modelo de corrección de elevación (HEM).

A este modelo digital de elevación se complementó con datos de profundidades del río tomadas en campo con GPS y con datos de aforos extraídos del estudio de impacto ambiental realizado por la consultora *Domus* en el 2008, así como se puede observar en la Figura 48.

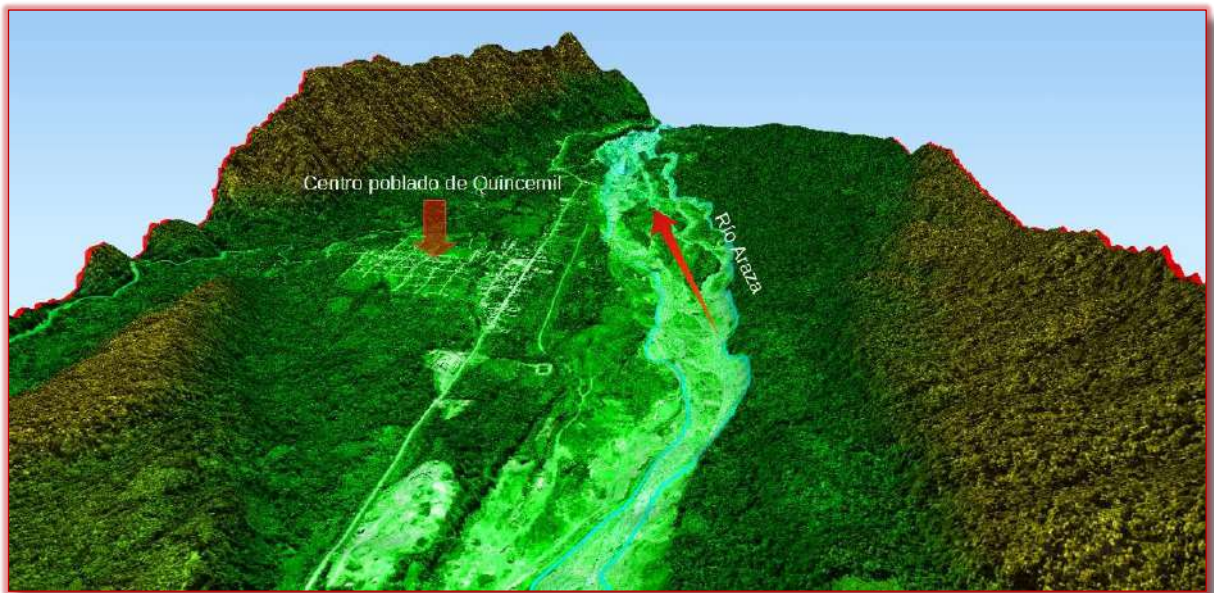


Figura 48. Modelo digital de elevaciones del centro poblado de Quincemil

Este modelo fue ingresado al programa FLO-2D para realizar el grillado. El grillado consiste en dividir el modelo digital de elevaciones en grillas, en el cual el modelo calculará las alturas y velocidades del flujo para cada grilla. Esto se puede observar en la Figura 49.

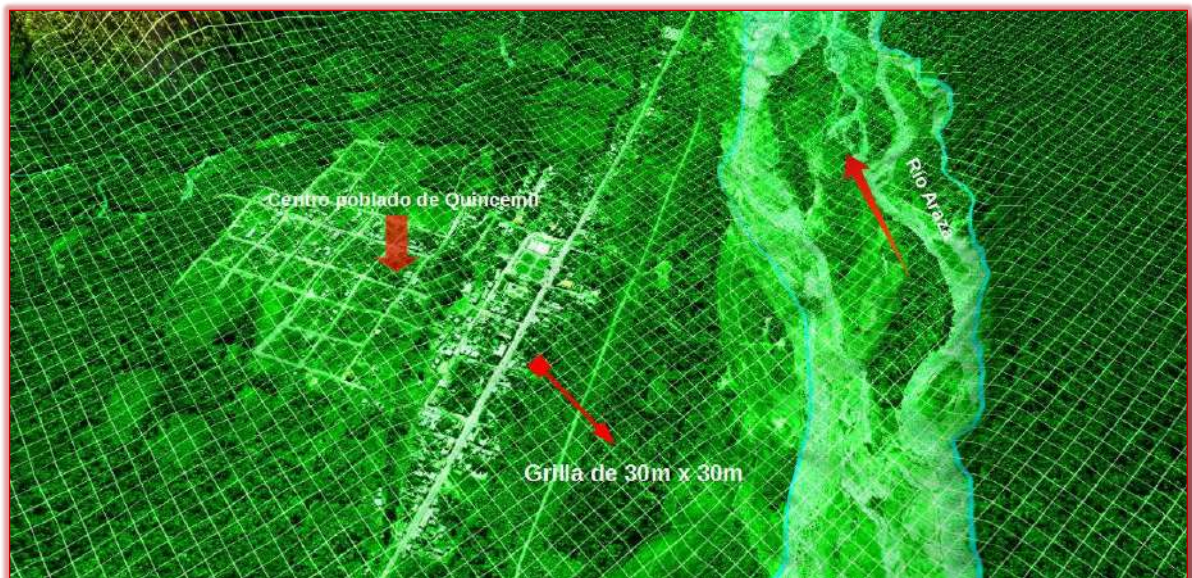


Figura 49. Grillado del modelo digital de elevaciones del centro poblado de Quincemil

4.6.2.0 FACTOR DE FRICCIÓN

Para la selección del valor del número de Manning en el cauce del río y de las áreas aledañas se utilizó el método de técnicas de campo en superficie de agua por el Servicio Geológico de los Estados Unidos y la tabla de coeficiente de rugosidad de Manning propuesta por Ven Te Chow respectivamente (Anexo E).

Como resultado se obtuvo que el valor del número de Manning para el cauce del río de 0.043 y para las áreas aledañas es 0.07, esto quiere decir que el cauce del río ejerce menor fuerza de oposición al movimiento del flujo que en el de las áreas aledañas. En la Figura 50 se muestra la distribución de los valores del número de Manning.

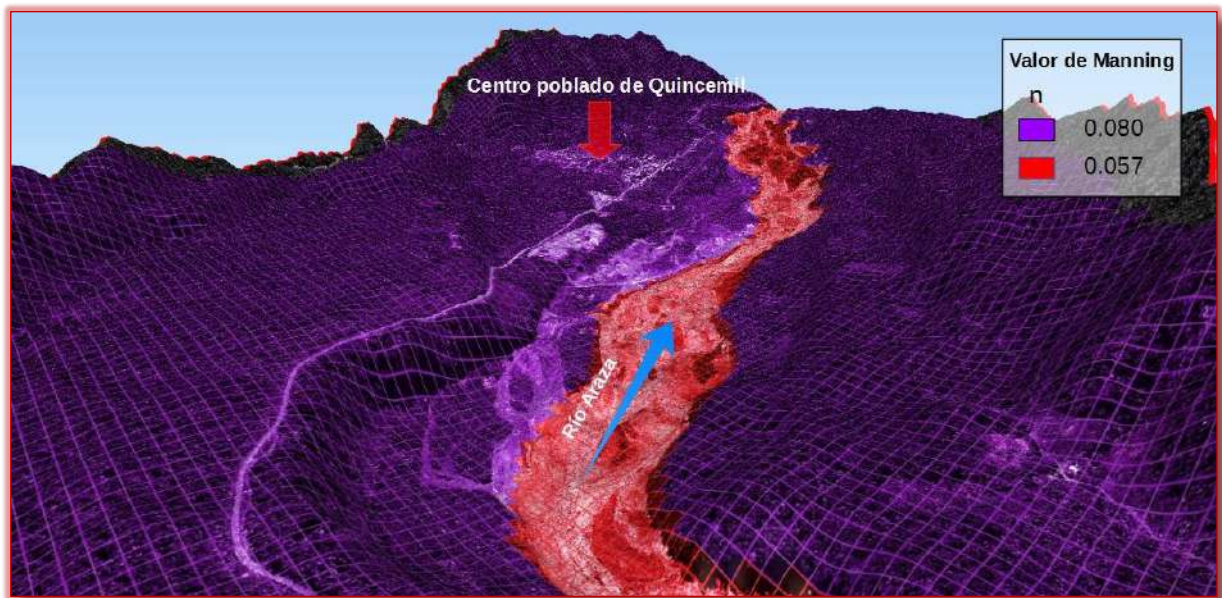


Figura 50. Valores del número de Manning del modelo digital de elevaciones

4.6.3.0 HIDROGRAMA

El hidrograma ingresado al programa (apartado 3.5.1, Figura 47) tiene una duración de 40 horas con un caudal máximo de 9493.5 m³/s en la hora 17 y una concentración volumétrica máxima del 55%.

CAPÍTULO V

5.0.0.0 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se realizó un modelamiento con flujo de agua para simular el comportamiento del este en condiciones normales, con el fin de validar el modelo con los datos ingresados anteriormente (apartado 4.6), a excepción del hidrograma, que en este caso fue el caudal base de $24.1 \text{ m}^3/\text{s}$ extraído de un aforo de campo de la consultora Domus (apartado 4.6.1). Este resultado se muestra en la Figura 51.



Figura 51. Simulación de un evento de flujo de agua con caudal de $24.1 \text{ m}^3/\text{s}$

De acuerdo con los resultados del modelamiento de un evento de flujo de agua con un caudal de $24.1 \text{ m}^3/\text{s}$, las alturas obtenidas en el punto de aforo de la Consultora se asemejan a la altura obtenida en el modelo.

Similarmente con ayuda de una vista ampliada de los resultados (Figura 52), se puede observar que el recorrido del flujo corresponde a lo observado en las salidas exploratorias, con lo cual podemos asumir que los datos ingresados se asemejan a la realidad con cierto grado de incertidumbre por la escala de trabajo a la que se está trabajando, 1:30000 (pixel con una resolución de 30 metros).



Figura 52. Vista ampliada del flujo de agua con un caudal de $24.1 \text{ m}^3/\text{s}$ en el centro poblado de Quincemil

Luego de haber realizado la validación con el modelo empleado (FLO-2D), se procedió con el ingreso del hidrograma líquido-sólido (apartado 4.5.1, Figura 47) para simular un evento hidrometeorológico extremo de flujos aluvionales.

En la Figura 53, se puede observar las alturas máximas que alcanza el flujo aluvional extremo con un caudal máximo de $9493.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Las alturas presentan valores desde 0.01 a 79.98 metros medidos sobre la superficie del terreno.

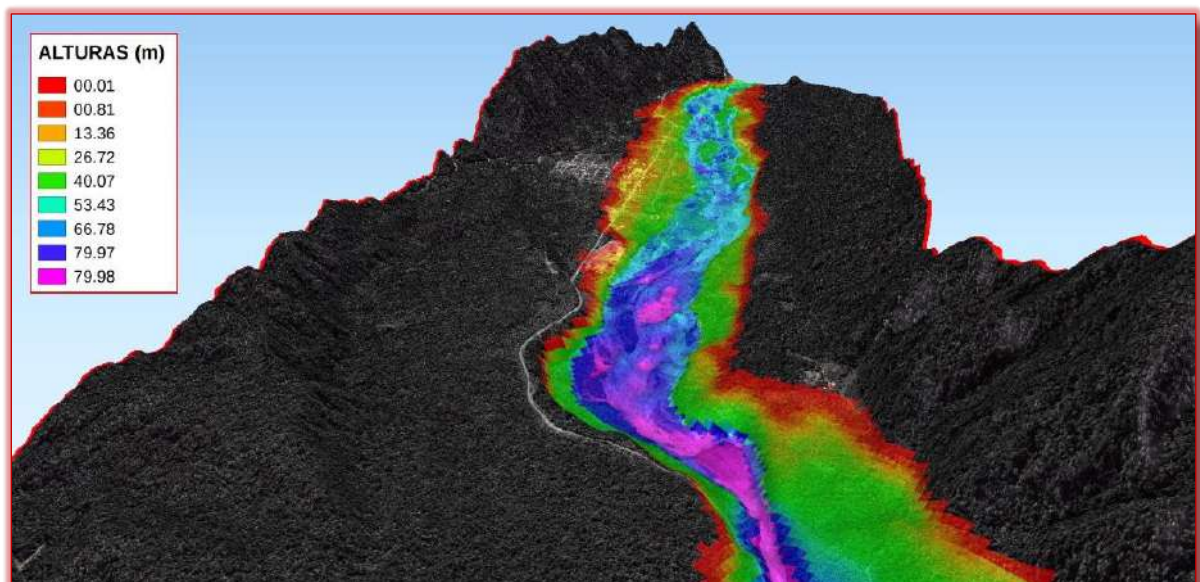


Figura 53. Vista tridimensional de las alturas máximas del flujo aluvional extremo

Las alturas máximas (valores entre 66.78 y 79.98 metros) se generan en las partes más angostas del cauce del río Araza (Figura 53) y a sus

alrededores de este y las alturas menores a 66.78 metros se presentan en las partes anchas del cauce y en las áreas aledañas, así como se puede apreciar en la Figura 54.

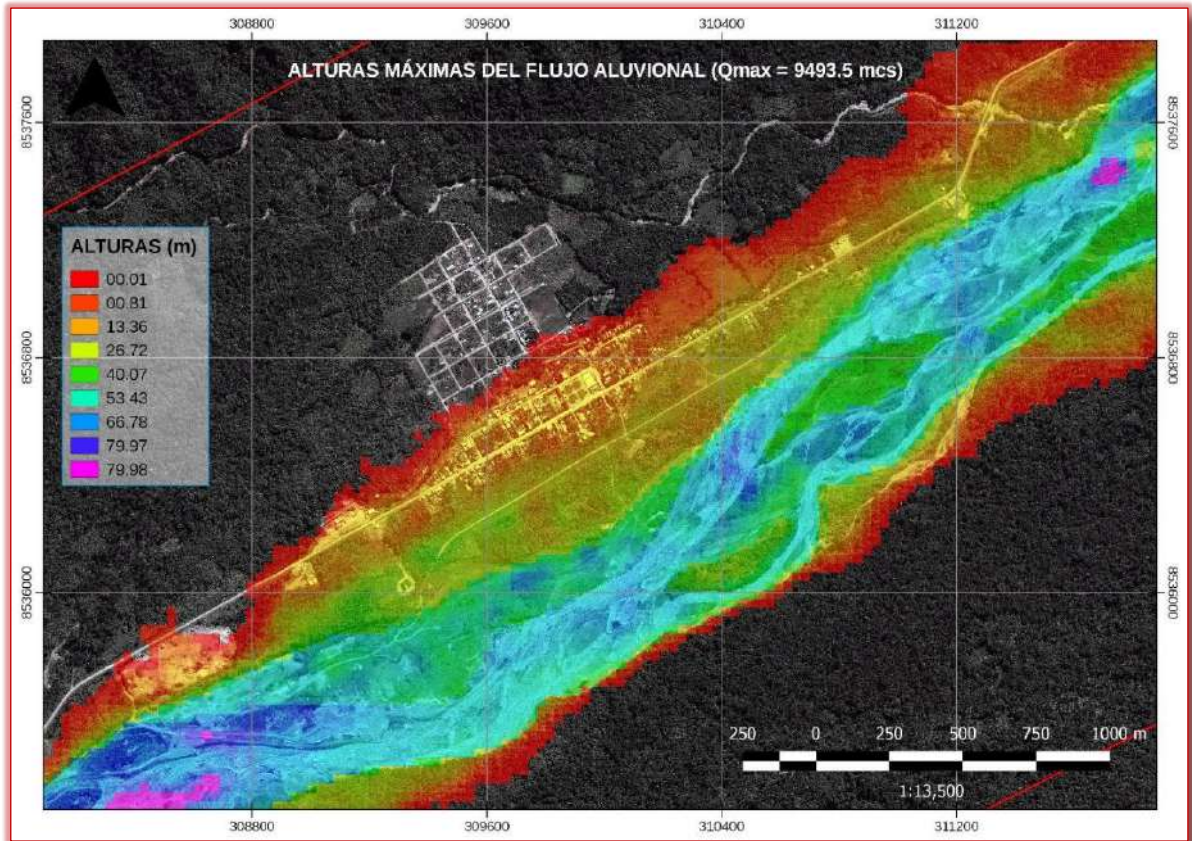


Figura 54. Vista en planta de las alturas máximas del flujo aluvional extremo sobre el centro poblado de Quincemil

Las alturas que se presentan en la parte ancha del río Araza, que se encuentra cercano al centro poblado de Quincemil, llegan a presentar alturas de hasta 50 metros medidos desde el fondo del río y así en forma decreciente cubriendo las viviendas hasta con 8 metros, así como se muestra en la Figura 55.

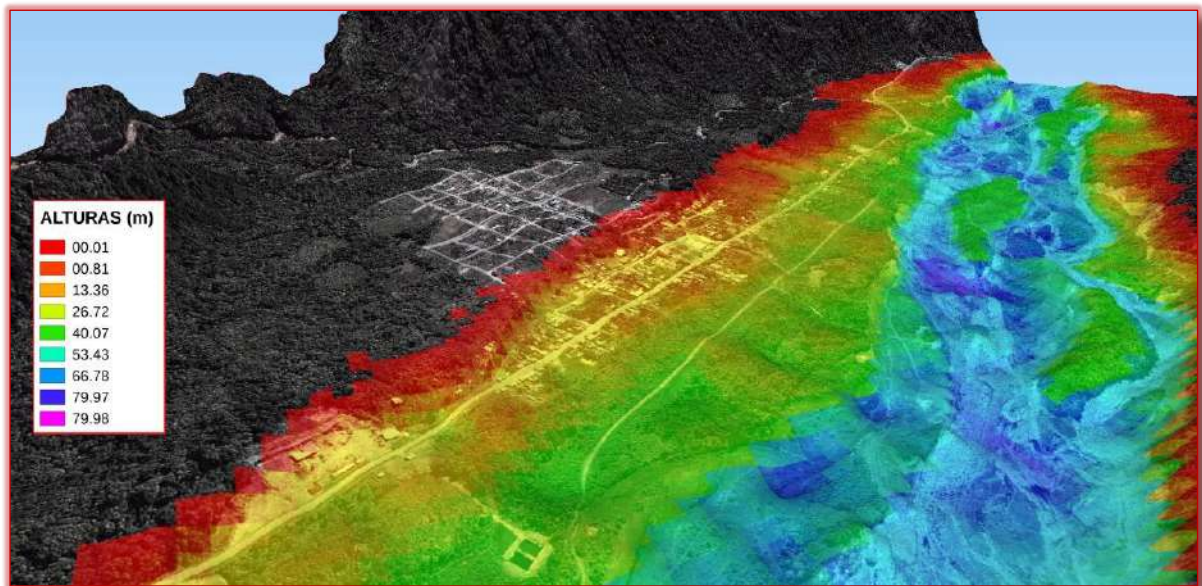


Figura 55. Alturas máximas del flujo aluvional extremo sobre el centro poblado de Quincemil

Se estimó que las áreas cubiertas por el flujo aluvional extremo es de 40.19 hectáreas en el centro poblado de Quincemil, aproximadamente el 53% del área total, quedando sin inundarse las viviendas asentadas sobre la terraza más antigua (Terraza 3), así como se observa en la Figura 56.

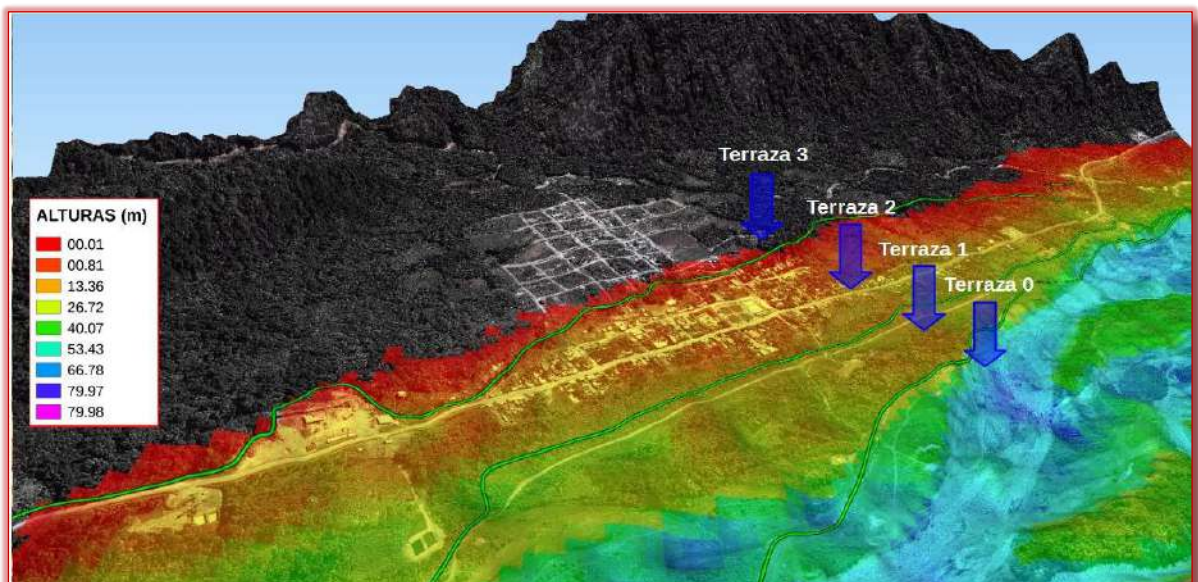


Figura 56. Alturas máximas del flujo aluvional extremo sobre las terrazas

El 47% del área no cubierta por el flujo, pertenece a la terraza 3, la cual no es afectada. Se estima que la población afectada llegaría a más de 526 personas según el INEI (Censo 1993, anexo G) y dentro de los elementos expuestos (edificaciones) estarían colegios, municipalidad, comisaria, centros comerciales, centros de transporte y viviendas.

Las velocidades máximas que presentó el flujo aluvional extremo durante el evento en el centro poblado de Quincemil tuvieron magnitudes que varían desde 0.01 hasta 49.47 m/s (Figura 57).

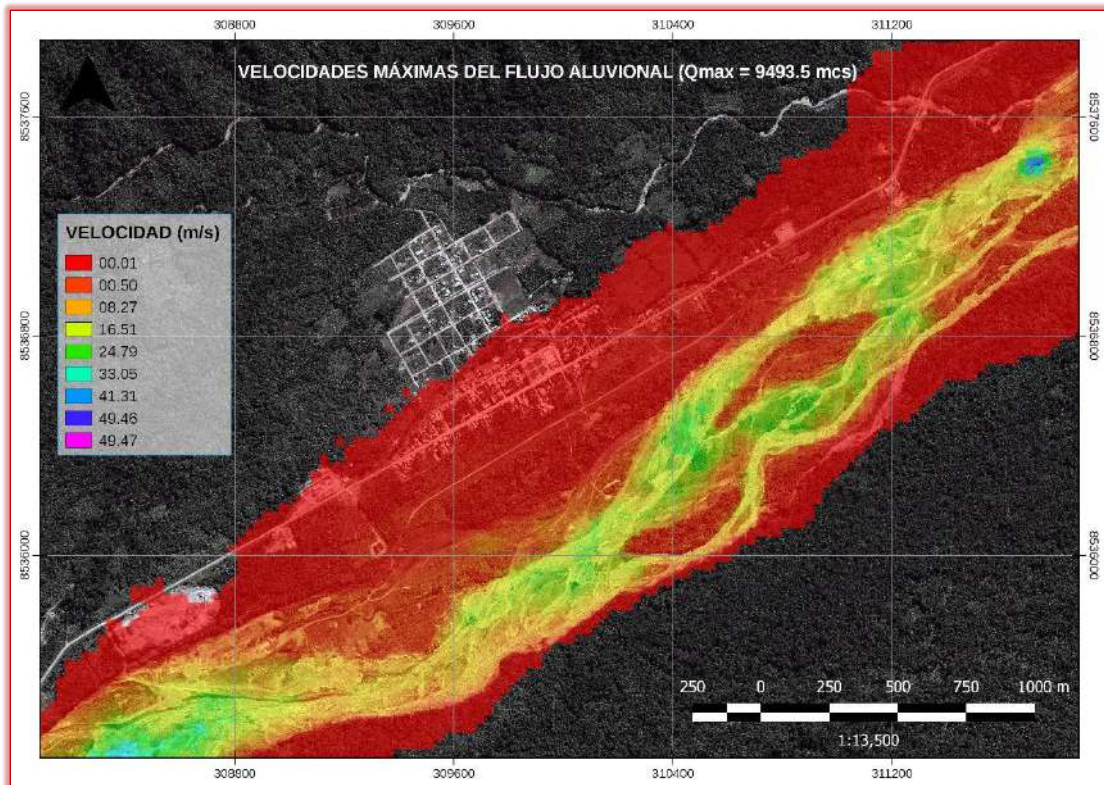


Figura 57. Vista en planta de las velocidades máximas del flujo aluvional extremo sobre el centro poblado de Quincemil

Las velocidades que se presentaron sobre la zona urbana varían entre 0.01 y 0.19 m/s (Figura 58).

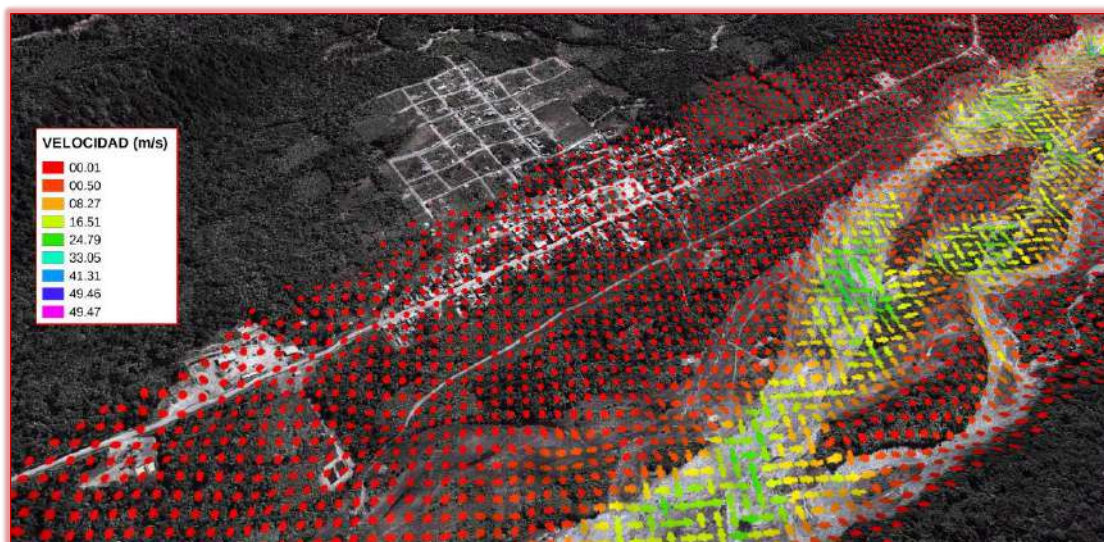


Figura 58. Vista tridimensional de las velocidades máximas del flujo aluvional extremo sobre Quincemil

6.0.0.0 CONCLUSIONES

- ✦ Ante ocurrencia de un probable evento hidrometeorológico extremo de flujos aluvionales (periodo de retorno de 100 años) quedarían afectadas más de 40.19 hectáreas, el cual representa el 53% del centro poblado de Quincemil.
- ✦ Por la probable ocurrencia de un evento extremo de flujos aluvionales (periodo de retorno de 100 años) serían afectados 526 pobladores (Censo 1993, INEI).
- ✦ Las viviendas que se encuentran asentados sobre la Terraza-3 (47% de las viviendas) no serían afectados por la probable ocurrencia de un evento hidrometeorológico extremo de flujos aluvionales (periodo de retorno de 100 años).
- ✦ La dinámica de estos flujos aluvionales tendría un comportamiento violento, con una velocidad máxima de 49.47 m/s y una altura máxima de 79.98 m. El comportamiento del flujo sobre la zona urbana tendría una altura de hasta 8 metros y una velocidad de hasta 0.19 m/s.
- ✦ El flujo aluvional formado por un evento hidrometeorológico extremo presentaría un caudal máximo de 9493.5 m³/s formado por una precipitación máxima en 24 horas de 215.15mm, con un pico en el hietograma de 32.79 mm y tendría una concentración volumétrica de sedimentos finos del 55% en su máximo desarrollo.

7.0.0.0 RECOMENDACIONES

- ✦ Se recomienda a la municipalidad del centro poblado de Quincemil realizar un plan de evacuación ante la ocurrencia de eventos extremos de flujos aluvionales, en la cual la ruta principal sería los ingresos hacia las urbanizaciones que se encuentran asentadas sobre la terraza 3.
- ✦ Se recomienda a la población del centro poblado de Quincemil que las nuevas viviendas a asentarse se realicen sobre la Terraza-3.
- ✦ Se recomienda la implementación de sistemas de alerta temprana para la prevención del riesgo de desastres ante la ocurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos de flujos aluvionales, tales como la instalación de pluviómetros que detecten los umbrales de precipitación ante una posible ocurrencia de estos eventos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aparicio M., F. (1992). *Fundamentos de Hidrología de superficie* (1ra ed.) México: Limusa. Recuperado de http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/adamoreno/HIDRO/Fundamentos_de_hidrologia_de_superficie_-_Aparicio.pdf
- Ayala C. L. (2011). *Sedimentología básica* [Diapositivas]. Recuperado de <http://explorock.wordpress.com/>
- Ballesteros T., R., González P., J., Fernández O., J. y Argüelles D., K. (2003). *Técnicas numéricas en mecánica de fluidos* [Digital]. España: Universidad de Oviedo.
- Baotian P, Douglas B, Yixiang W, Guangjian W, Jijun L, Quingyu G. (2003). *A 900 k.y. record of strath terrace formation during glacial-interglacial transitions in northwest China* [Digital]. *Geology*, vo.31, no. 11.
- Berryman K, Marden M, Eden D, Mazengarb C, Ota Y, Morito C. (2000). *Tectonic and Paleoclimatic significance of Quaternary river terraces of the Waipaoa River, east coast, North Island, New Zealand*. *New Zealand Journal of Geology & Geophysisc* [Digital]. vol. 43.
- Bonnemaison, M., Fornari, M., Galloso, A., Grandin, G., Herail, G., Jungbluth, R... Zegarra, J. (1985). Evolución geomorfológica y placeres de oro en los andes surorientales del Perú. *Boletín n°. 75 de la Sociedad Geológica del Perú*. Recuperado de http://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins_textes/pleins_textes_6/b_fdi_35-36/41877.pdf
- Castillo N., L. (2006). *Aplicación de un modelo numérico de flujos de escombros y lodo en una Quebrada en el Perú* [Tesis de grado]. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería. Recuperado de <http://es.calameo.com/read/00082012901aa2253f4bc>
- Chow, V. T., Maidment, D. R., y Mays, L. W. (1994). *Hidrología aplicada*. McGRAW-HILL: Colombia.
- Díaz de Terán, J. (2009). *Procesos hídricos superficiales* [Diapositivas]. Recuperado de <http://ocw.unican.es/enseanzas-tecnicas/geologia/Materiales/tema9.pdf>
- Herail, G., Fornari, M., Laubacher, G. (1986), Evolución geomorfológica y gitológica de las cuencas piedemontes auríferos de la cordillera Oriental (sur de Perú, norte de Bolivia). *CEDOMIN n°. 7*. Recuperado de http://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins_textes/pleins_textes_7/b_fdi_57-58/010025527.pdf

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Jaime, P. R., Spalletti, P. y Brea, J. (s.f.). *Simulación de flujo de barros: Caso de estudio del Río Iruya*. Recuperado de http://irh-fce.unse.edu.ar/Rios2007/index_archivos/B/6.pdf
- Jakob, M. y Hungr, O. (2005). *Debris-Flow Hazards and Related Phenomena*. Alemania: Praxis-Springer. Recuperado de <http://link.springer.com/book/10.1007%2Fb138657>
- Julien, P. Y., León S., C. A. (2011). *Mud floods, mudflows and debris flows classification, rheology and structural design*. Recuperado de http://www.engr.colostate.edu/~pierre/ce_old/resume/Paperspdf/Julien-LeonCar00.PDF
- Lewin J y Gibbard P (2010). *Quaternary river terraces in England: Forms and sedimentary processes*. *Geomorphology* 120 [Digital].
- Lin, P. S., Lee, J. H. & Chang, C. W. (2011). An application of the FLO-2D model to debris-flow simulation - a case study of song-her district in Taiwan. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*. Recuperado de http://www.ijege.uniroma1.it/rivista/5th-international-conference-on-debris-flow-hazards-mitigation-mechanics-prediction-and-assessment/topic-8-prediction-and-assessment-of-debris-flow-hazards/an-application-of-the-flo-2d-model-to-debris-flow-simulation-a-case-study-of-song-her-district-in-taiwan/ijege-11_bs-lee-et-alii.pdf
- López A., L. (s.f.). *Manual de Hidráulica* [Escaneado]. España: Universidad de Alicante.
- Moreno O., C. (1992). *Fundamentos de la Geomorfología* (2a ed.). México: Trillas.
- Perú. Instituto Nacional Geológico, Minero y Metalúrgico. (1995), Boletín n°. 55. *Geología del Perú* (1ra ed.). Recuperado de <http://es.calameo.com/read/0008201294b99f3dc4638>
- Perú. Ministerio de Economía y Finanzas. Dirección General de Programación Multianual del Sector Público. (2006). *Guía metodológica para proyectos y/o control de inundaciones en áreas agrícolas o urbanas*. Recuperado de https://www.mef.gob.pe/contenidos/inv_publica/docs/instrumentos_metod/agricultura/GuiaInundaciones.pdf
- Precipitación. (s.f.). Recuperado de http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_136_147_89_1257.pdf
- Sánchez, F. J. (2011). *Cálculo de la precipitación neta*. Recuperado de http://hidrologia.usal.es/practicas/Pneta_SCS/Pneta_SCS_fundam.pdf
- Sánchez, F. J. (2011). *Hidrología superficial (III)*. Recuperado de <http://hidrologia.usal.es>
- Sistema de Inventariado de Efectos de Desastres. (2013). *Registro histórico de desastres en Quincemil*. Recuperado de

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

http://online.desinventar.org/desinventar/#PER-1250695241-peru_inventario_historico_de_desastres

Suárez, J. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Colombia: Universidad Nacional de Santander. Recuperado de <http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html>

Suárez, J. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Colombia: Universidad Nacional de Santander. Bucaramanga. Recuperado de <http://www.erosion.com.co/control-de-erosion-en-zonas-tropicales.html>

Villón B., M. (2002). *Hidrología*. Costa Rica: Villón. Recuperado de <http://civilgeeks.com/2014/08/31/libro-de-hidrologia-maximo-villon/>

ANEXOS

ANEXO A

GLOSARIO

1. ANOMALÍAS CLIMÁTICAS

Son modificaciones al sistema normal de precipitación. Estas anomalías permiten la ocurrencia de escasez de lluvias en zonas normalmente lluviosas y lluvias excepcionales en zonas semiáridas, generando movimientos en masa, tales como flujos aluvionales, deslizamientos, etc.

Estas anomalías generan lluvias por encima del promedio normal, causando gran cantidad de deslizamientos, inundaciones y daños a las poblaciones aledañas ante estos eventos. Las anomalías climáticas activan focos de erosión y causan denudación de grandes áreas de suelo.

2. CUENCA DE DRENAJE

Como resultado de la precipitación se produce un flujo superficial y subsuperficial hacia una gran cantidad de corrientes tributarias, las cuales al unirse van formando quebradas y ríos. El área total que drena hacia el río principal y sus tributarios se le denomina cuenca de drenaje.

3. FLUJOS

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser lentos o rápidos, así como secos o húmedos y los puede haber de roca, de residuos o de suelo o tierra.

Los flujos muy lentos o extremadamente lentos pueden asimilarse en ocasiones a los fenómenos de reptación y la diferencia consiste en que en los flujos existe una superficie fácilmente identificable de separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras en la reptación la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura.

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente y la saturación conduce a la formación de un flujo.

Algunos flujos pueden resultar de la alteración de suelos muy sensitivos, tales como sedimentos no consolidados.

4. FLUJOS ALUVIONALES

Son flujos de desplazamiento violento de una gran masa de agua, con mezcla de sedimentos de variada granulometría, que se desplazan con gran velocidad a través de quebradas o valles debido principalmente a las extremas precipitaciones o desembalses violentos. El proceso de sedimentación de

estos flujos es no clasificado; es decir, los clastos y materiales finos están en forma desordenada, no ocurre clasificación de sedimentos.

5. FLUJOS DE DETRITO

En los flujos de detritos los sedimentos controlan totalmente el flujo y el componente agua es menos importante. Este mecanismo no requiere de la presencia de una fase líquida o gaseosa y el movimiento se produce por transferencia de momentum al colisionar las partículas o bloques que se mueven.

Su comportamiento se aleja del modelo hidráulico típico. Los flujos son no-viscosos y son generalmente flujos turbulentos de dos fases. La fase líquida es un slurry consistente en agua y partículas finas y la fase propiamente sólida son las partículas gruesas. Las partículas gruesas ruedan y saltan con velocidades mucho menores que las del slurry y se puede escuchar el ruido de golpeo de las partículas unas con otras, con ondas superficiales y salpicaduras, se observa claramente la turbulencia del flujo.

6. FLUJOS DE LODO

Los flujos de lodo generalmente consisten de altas concentraciones de partículas finas (limos y arcillas), aunque también transportan grandes bloques o cantos de roca. De hecho el fluido se comporta como un “slurry” homogéneo con una onda frontal y una serie de pulsaciones. De acuerdo a experimentos de Wan y Chien (1989), un fluido se convierte en un “slurry” homogéneo a una concentración de partículas finas de solamente 90 kg/m^3 . A medida que la concentración aumenta la estructura de los sedimentos se flocula rápidamente y la viscosidad aumenta en forma fuerte formándose una especie de cohesión de la mezcla suelo-agua.

7. FLUJOS HIPERCONCENTRADOS

El flujo hiperconcentrado está formado por una mezcla de partículas gruesas y agua. En el flujo hiperconcentrado predominan las partículas granulares (arenas, gravas, cantos y bloques) por lo tanto la mezcla no tiene cohesión.

Se considera un flujo como hiperconcentrado si la concentración en volumen de sólidos en el flujo es mayor de 0.2 (20%) pero no supera 0.6 (60%), valor este que corresponde a un peso específico de 2.0 ton/m^3 aproximadamente.

En todos los casos los pesos específicos y las viscosidades son mayores en los flujos hiperconcentrados que en los flujos ordinarios de agua. Una pequeña cantidad de arcilla o limo fino en los flujos hiperconcentrados genera cambios importantes en sus propiedades geológicas y debido a estos cambios la velocidad de caída de las partículas de sedimentos presenta características muy diferentes a las de un flujo ordinario de agua.

8. HIDROGRAMA DE UNA CRECIENTE

Un hidrograma es una serie en el tiempo de los caudales. Es una gráfica de caudal contra tiempo. El período de tiempo puede ser minutos, horas o días y

debe seleccionarse en tal forma que sea representativo para el análisis de la cuenca. En un hidrograma se pueden obtener una serie de variables como tiempo de demora del evento analizado, tiempo de creciente y tiempo cuando alcanza su máximo valor.

La forma del hidrograma depende de la geología, tipo de suelo, vegetación, intensidad de la lluvia, duración, área de precipitación, topografía, morfología, tamaño y forma de la cuenca, densidad de drenaje y de la forma y características del canal de la corriente de agua. Por ejemplo, en las cuencas relativamente pequeñas en zonas de montaña, una lluvia corta e intensa puede producir un hidrograma de gran pico. Estas cuencas reaccionan muy rápidamente y el caudal puede lograr su valor máximo durante la lluvia o inmediatamente después de la lluvia.

9. PRECIPITACIÓN CONVECTIVA (TORMENTA)

Son generalmente lluvias intensas de corta duración. Se forman movimientos verticales de aire muy fuertes localmente, en los cuales la precipitación de partículas de lluvia se inicia en la base de las nubes y crece hacia arriba. El tiempo en que se forma la precipitación es muy corto, aproximadamente 45 minutos.

10. PRECIPITACIÓN ESTRATIFORME

Se forman algunos movimientos verticales de aire relativamente débiles y se inicia precipitación en la parte superior de las nubes. El tiempo hasta que se produce precipitación puede ser de varias horas. Son lluvias menos intensas pero generalmente de mayor duración que las convectivas.

11. PRECIPITACIÓN OROGRÁFICA

El levantamiento del aire con nubes al pasar sobre cadenas montañosas puede producir inestabilidades convectivas que producen lluvia. Los frentes nubosos al chocar contra una cordillera generan precipitaciones muy fuertes a determinadas altitudes.

12. TORMENTA DE DISEÑO

Para el diseño de obras para el control de erosión es fundamental tener como base una tormenta máxima para diseño, y un cálculo de caudales; y para ello los estimativos basados en análisis de frecuencia de los eventos son una herramienta muy útil. La metodología a emplear depende de las características de los datos disponibles, en este caso se cuenta con datos de precipitación máxima diaria en 24 horas y caudal medio mensual. El método utilizado fue el siguiente: Análisis de un evento de precipitación tipo con tormentas hipotéticas.

Los caudales generados por una tormenta dependen primero del estado de la cuenca, luego de la ocurrencia de una tormenta. Una gran tormenta con la cuenca seca genera caudales medianos, pero si la cuenca está saturada puede producir caudales muy grandes. Además, la cobertura vegetal actúa como acumuladora del agua de la tormenta y afecta considerablemente en la

formación del caudal. Se requiere entonces analizar las distintas intensidades de formación de las tormentas y los posibles estados de la cuenca. Los caudales máximos generalmente, ocurren cuando la cuenca está saturada por lluvias, lo cual es un antecedente importante y por ende las infiltraciones y acumulaciones son de menor magnitud en estos casos.

La información de la tormenta de diseño, junto con las características de la cuenca permiten calcular los caudales de las corrientes de agua y de estos caudales depende su comportamiento erosivo.

13. PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE (PMP)

La precipitación máxima probable es una tormenta hipotética que presenta la máxima altura de precipitación, que es físicamente posible para una determinada duración, sobre un área determinada, en una localización geográfica particular, en cierta época del año.

ANEXO B

DISTRIBUCIONES TEÓRICAS PROBABILÍSTICAS

A continuación, se presenta las distribuciones teóricas probabilísticas más utilizadas en la hidrología:

1. DISTRIBUCIÓN NORMAL O GAUSSIANA

La función Normal es el modelo más utilizado y con mayor importancia en el campo de la estadística (Varas y Bois, 1998). Sin embargo, su uso es muy limitado en hidrología, dado que las variables raramente se comportan de esta forma.

Linsley et al., (1988) señalan que el uso de esta función, en términos hidrológicos, debe reducirse a zonas húmedas donde el valor medio es alto, no siendo recomendable para valores extremos.

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

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

La función de distribución acumulada normal se define como:

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

Donde:

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

$F(x)$ = función de distribución acumulada de la variable x .

X = variable independiente

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

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

Estimación de parámetros, método de momentos.

$$\mu = \bar{x} \quad \text{y} \quad \sigma^2 = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

2. DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE 2 y 3 PARÁMETROS

Las variables físicas de interés en Hidrología (precipitación, caudal, evaporación y otras) son generalmente positivas, por lo cual es usual que presenten distribuciones asimétricas. Así, se ha propuesto aplicar una transformación logarítmica (Varas y Bois, 1998), donde $Y = \ln X$, está normalmente distribuida; luego X está distribuida en forma Normal.

La función de densidad de probabilidad es definida por:

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

La función de distribución acumulada log-normal se define como:

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

Donde:

$\mu_y =$ media de los logaritmos de la población (parámetro escalar), estimado \bar{y}

$\sigma_y =$ Desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado S_y

y Asumiendo que $Y = \ln(X)$

Estimación de parámetros, método de momentos

$$\hat{\mu}_y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \log_a(X_i)$$

$$\hat{\sigma}_Y = \left\{ \left(\frac{1}{N} \right) \sum_{i=1}^N [\log_a(X_i) - \hat{\mu}_Y]^2 \right\}^{1/2}$$

Donde:

$$\ln(X_T) = \mu_y + K \sigma_y$$

y **K** es el mismo parámetro de la *Distribución Normal*.

Si se quiere trabajar con la variable no transformada en el campo logarítmico se tiene que:

$$K = \frac{\exp \left[K_T (\ln(1 + Cv^2))^{1/2} - \left[\frac{\ln(1 + Cv^2)}{2} \right] \right] - 1}{Cv}$$

$$K_T = F_u^{-1} \left(1 - \frac{1}{T_r} \right)$$

Donde:

$F_u^{-1} \left(1 - \frac{1}{T} \right)$: es el inverso de la función de distribución Normal estandarizada acumulada.

Cv: es el coeficiente de variación.

Si se tiene la variable aleatoria X, y tiene una distribución Log-Normal, esto significa que $Y = \ln(X)$. Es posible una generalización, en el caso que se introduzca un límite inferior X_0 , en cuyo caso $\ln(X)$, es sustituido por $\ln(X - X_0)$.

En la distribución Log-Normal existe una distribución Log-Normal de 2 parámetros y de 3 parámetros, en la de 3 parámetros, el tercer parámetro es el límite inferior X_0 , denominado parámetro de posición.

3. DISTRIBUCIÓN GAMMA DE 2 y 3 PARÁMETROS

Otra distribución que juega un papel importante en la Hidrología es la distribución Gamma. Su aplicación es tan común, como el uso de la distribución Log-Normal.

La función de densidad de probabilidad de la distribución Gamma de 2 parámetros es definida por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}}$$

La función de distribución acumulada de la distribución Gamma de 2 parámetros se define como:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}} dx$$

Donde:

α : Parámetro de escala.

$\beta > 0$: Parámetro de forma.

$\Gamma(\beta)$: es la función Gamma completa.

$$\Gamma(\beta) = \int_0^{\infty} z^{\beta-1} e^{-z} dz$$

Estimación de parámetros, método de momentos

$$\mu = \alpha\beta \qquad \sigma^2 = \alpha^2\beta$$

Donde: $\hat{\beta} = \frac{1}{\hat{C}_v^2}$ y $\hat{\alpha} = \frac{\hat{\mu}}{\hat{\beta}}$

La función de densidad de probabilidad de la distribución Gamma de 3 parámetros es definida por:

$$f(x) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \left(\frac{x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{x - x_0}{\alpha}\right)$$

La función de distribución acumulada de la distribución Gamma de 2 parámetros se define como:

$$P(X \leq x) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^x e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)} \left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} dx$$

Donde:

α y β : parámetros de escala y forma respectivamente.

x_0 : parámetro de localización.

Estimación de parámetros, método de momentos

$$\hat{\beta} = \left(\frac{2}{\hat{\gamma}} \right)^2, \quad \hat{\alpha} = \hat{\sigma} \frac{\hat{\gamma}}{2}$$

$$y \quad \hat{X}_0 = \hat{\mu} - \hat{\alpha}\hat{\beta}$$

4. DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III

Se dice que una variable X , tiene una distribución log-Pearson tipo III, si su función densidad de probabilidad es:

$$f_x(x) = \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \left[\frac{\ln(x) - y_o}{\alpha} \right]^{\beta-1} e^{-\left[\frac{\ln(x) - y_o}{\alpha} \right]}$$

La función de distribución acumulada de la distribución log-Pearson tipo III se define como:

$$F_x(x) = \int_{x_0}^x \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \left[\frac{\ln(x) - y_o}{\alpha} \right]^{\beta-1} e^{-\left[\frac{\ln(x) - y_o}{\alpha} \right]} dx$$

Donde:

α y β : son parámetros de escala de forma.

y_o : es parámetro de localización.

Estimación de parámetros, método de momentos

$$\hat{\beta} = \left(\frac{2}{\hat{\sigma}_y} \right)^2, \quad \hat{\alpha} = \hat{\sigma}_y \frac{\hat{\mu}_y}{2}$$

$$y_o = \hat{\mu}_y - \hat{\alpha}\hat{\beta}$$

5. DISTRIBUCIÓN GUMBEL

La función de densidad de probabilidad de la distribución Gumbel es definida por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \cdot e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)} \cdot e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}}$$

La función de distribución acumulada de la distribución Gumbel se define como:

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}}$$

Donde:

$0 < \alpha < \infty$: es el parámetro de escala.

$-\infty < \beta < \infty$: es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda.

Estimación de parámetros, método de momentos

$$\hat{\mu} = \bar{x} - 0,45 \cdot S \quad \text{y} \quad \hat{\alpha} = 0,78 \cdot S$$

ANEXO C

MODELO DEL NÚMERO DE CURVA DEL SCS – CN

El método de número de curva se base en la siguiente relación:

$$Pe = \frac{[CN (P+50.8)-5080]^2}{CN [CN (P-203.2)+20320]} \quad \dots (1)$$

Donde:

Pe: precipitación en exceso, en mm

P: precipitación de la tormenta, en mm

CN: número de curva cuyos valores se muestran en las tablas C.01 y C.02

Los autores del método, para obtener la la ecuación (1), para datos experimentales se basaron en una relación entre la y S , la cual es:

$$la = 0.2 S \quad \dots (2)$$

Donde:

la = pérdidas o sustracciones iniciales, en mm, es definido como la precipitación acumulada hasta el inicio de la escorrentía (flujo) y es una función de la intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración antes del comienzo de la escorrentía.

S = infiltración potencial máxima, en mm

El SCS después de estudiar un gran número de pequeñas cuencas estableció una relación para estimar s a partir del número de curva CN , mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \dots (3)$$

Si se conoce CN , de las ecuaciones (2) y (3), la se puede calcular como:

MODELO DEL NÚMERO DE CURVA DEL SCS - CN | ANEXO C

$$la = 0.2 \left(\frac{25400}{CN} - 254 \right)$$

$$la = \frac{5080}{CN} - 50.8 \quad \dots (4)$$

Donde

CN = número de curva.

la = abstracciones iniciales o pérdida inicial

Las siguientes *Tablas* permiten determinar el número de curva *CN*, para diferentes prácticas agrícolas y grupo hidrológicos de suelos, fue elaborada para una relación $la = 0.2 S$ y para una condición de humedad antecedente promedio (AMC II).

Para aclarar los conceptos de los parámetros, del cual depende el número de curva *CN* de las *Tablas*, se indican algunas definiciones.

GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO

- Grupo A.- Suelos con bajo potencial de escurrimiento por su gran permeabilidad y con elevada capacidad de infiltración, aun cuando estén húmedos. Se trata principalmente de suelos profundos y con texturas gruesas (arenosa o areno-limosa).
- Grupo B.- Suelos con moderada capacidad de infiltración cuando están saturados. Principalmente consisten en suelos de mediana a alta profundidad, con buen drenaje. Sus texturas van de moderadamente finas a moderadamente gruesas (franca, franco-arenosa o arenosa).
- Grupo C.- Suelos con escasa capacidad de infiltración una vez saturados. Su textura va de moderadamente fina a fina (franco-arcillosa o arcillosa). También se incluyen aquí suelos que presentan horizontes someros bastante impermeables.
- Grupo D.- Suelos muy arcillosos con elevado potencial de escurrimiento y, por lo tanto, con muy baja capacidad de infiltración cuando están saturados. También se incluyen aquí los suelos que presentan una capa de arcilla somera y muy impermeable, así como suelos jóvenes de escaso espesor sobre una roca impermeable, ciertos suelos salinos y suelos con nivel freático alto.

MODELO DEL NÚMERO DE CURVA DEL SCS - CN | ANEXO C

Tabla 10. Valores del CN para los diferentes usos de suelos (ven Te Chow, 1994).

| DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA | GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO | | | |
|---|-----------------------------|----------|----------|----------|
| | A | B | C | D |
| Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación con tratamiento de conservación | 72 62 | 81 71 | 88 78 | 91 81 |
| Pastizales: condiciones pobres condiciones óptimas | 68 39 | 79 61 | 86 74 | 89 80 |
| Vegas de ríos: condiciones óptimas | 30 | 58 | 71 | 78 |
| Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena ² | 45 25 | 66 55 | 77 70 | 83 77 |
| Área abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75% | 39 49 | 61 69 | 74 79 | 80 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 |
| Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵ | 98 | 98 | 98 | 98 |
| Calles y carreteras: | | | | |
| Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵ | 98 | 98 | 98 | 98 |
| Grava | 76 | 85 | 89 | 91 |
| Tierra | 72 | 82 | 87 | 89 |

MODELO DEL NÚMERO DE CURVA DEL SCS - CN | ANEXO C

Tabla 11. Tabla de valores del número de curva. (Ramírez, Maritza, 2003).

| Uso de la tierra | COBERTURA | | Grupo de suelos | | | |
|--|------------------------------|-----------------------|-----------------|----|----|----|
| | Tratamiento o práctica | Condición hidrológica | A | B | C | D |
| Rastrojo | Hileras rectas | – | 77 | 86 | 91 | 94 |
| Cultivos en hileras | Hileras rectas | Mala | 71 | 81 | 88 | 91 |
| | Hileras rectas | Buena | 67 | 78 | 85 | 89 |
| | c/curvas de nivel | Mala | 70 | 79 | 84 | 88 |
| | c/curvas de nivel | Buena | 65 | 75 | 82 | 86 |
| | c/curvas de nivel y terrazas | Mala | 66 | 74 | 80 | 82 |
| | c/curvas de nivel y terrazas | Buena | 62 | 71 | 78 | 81 |
| Cultivos en hileras estrechas | Hileras rectas | Mala | 65 | 76 | 84 | 88 |
| | Hileras rectas | Buena | 63 | 75 | 83 | 87 |
| | Curvas de nivel | Mala | 63 | 74 | 82 | 85 |
| | Curvas de nivel | Buena | 61 | 73 | 81 | 84 |
| | Curvas de nivel y terrazas | Mala | 61 | 72 | 79 | 82 |
| | Curvas de nivel y terrazas | Buena | 59 | 70 | 78 | 81 |
| Leguminosas en hileras estrechas o forraje en rotación | Hileras rectas | Mala | 66 | 77 | 85 | 83 |
| | Hileras rectas | Buena | 58 | 72 | 81 | 85 |
| | c/curvas de nivel | Mala | 64 | 75 | 83 | 85 |
| | c/curvas de nivel | Buena | 55 | 69 | 78 | 83 |
| | c/curvas de nivel y terrazas | Mala | 63 | 73 | 80 | 83 |
| | c/curvas de nivel y terrazas | Buena | 51 | 67 | 76 | 80 |
| Pastos de pastoreo | | Mala | 68 | 79 | 86 | 89 |
| | | Regular | 49 | 69 | 79 | 84 |
| | | Buena | 39 | 61 | 74 | 80 |
| | Curvas de nivel | Mala | 47 | 67 | 81 | 88 |
| | Curvas de nivel | Regular | 25 | 59 | 75 | 83 |
| | Curvas de nivel | Buena | 6 | 35 | 70 | 79 |
| Pastos de corte | | Buena | 30 | 58 | 71 | 78 |
| Bosque | | Mala | 45 | 66 | 77 | 83 |
| | | Regular | 36 | 60 | 73 | 79 |
| | | Buena | 25 | 55 | 70 | 77 |
| Patios | | – | 59 | 74 | 82 | 86 |
| Caminos de tierra | | – | 72 | 82 | 87 | 89 |
| Pavimentos | | – | 74 | 84 | 90 | 92 |

CONDICIONES DE HUMEDAD ANTECEDENTE (AMC)

La condición o estado de humedad, tiene en cuenta los antecedentes previos de humedad de la cuenca; determinado por la lluvia total en el periodo de 5 días, anterior a la tormenta.

El SCS usa tres intervalos de AMC:

- AMC – I, es el límite inferior de humedad o el límite superior de S (infiltración potencial máxima). Hay un mínimo potencial de escurrimiento. Los suelos de la cuenca están lo suficientemente secos, para permitir el arado o cultivos
- AMC – II, es el promedio para el cual el SCS preparó las *Tablas*.
- AMC – III, es el límite superior de humedad o el límite inferior de S . Hay máxima potencia de escurrimiento. La cuenca está prácticamente saturada por lluvias anteriores.

Las *Tablas* anteriores permiten calcular el número de curva $CN_{(II)}$ para AMC – II, si se tiene AMC – I o AMC – II el número de curva equivalente se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$CN_{(I)} = \frac{4.2 CN_{(II)}}{10 - 0.058 CN_{(II)}} \quad \dots (5)$$

$$CN_{(III)} = \frac{23 CN_{(II)}}{10 + 0.13 CN_{(II)}} \quad \dots (6)$$

CÁLCULO DE LA INFILTRACIÓN

Se seleccionó el valor de número de curva (CN) de 70 (Tabla 11), el cual representa un bosque con abundante vegetación (descripción de uso de suelo, según tabla). Como se ha mencionado los valores de número de curva en las tablas pertenecen a una condición de humedad antecedente $CN_{(II)}$, este valor (70) es convertido a $CN_{(III)}$ con la Ecuación 6, en la que se obtuvo un valor de $CN_{(III)} = 84$. Esta condición antecedente indica que la cuenca está saturada por lluvias anteriores, el cual es una característica del área de estudio debido a que es la zona más lluviosa del Perú. Utilizando la Ecuación 4, se calculó la abstracción inicial ($I_a = 9.68$ mm) el cual es la pérdida por infiltración inicial.

ANEXO D

HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS

Los técnicos del SCS observaron que la mayoría de los hidrogramas de crecida tenían una forma similar a la de la *Gráfica* presente cuyas coordenadas se reflejan en la *Tabla* adjunta.

Si disponemos de los datos de la punta del hidrograma (sus coordenadas: t_p y Q_p), mediante la tabla adjunta podremos dibujar el hidrograma resultante en toda su extensión y con una forma similar a la que puede esperarse en una cuenca real.

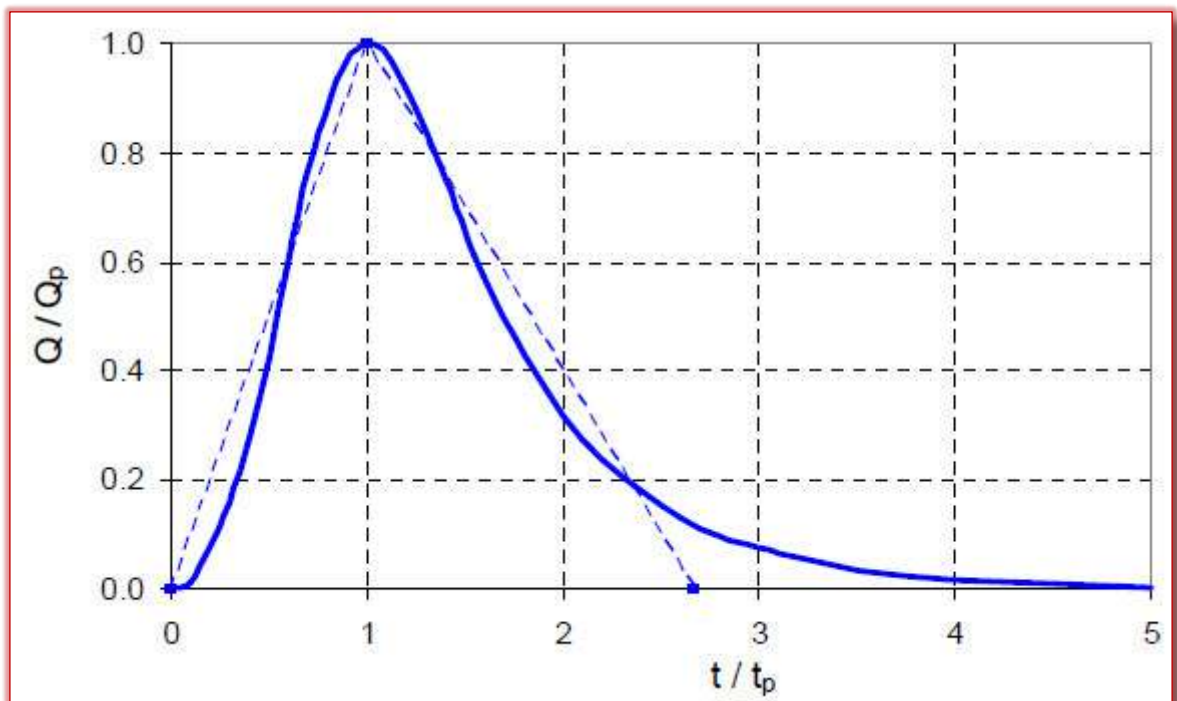


Figura 59. Hidrograma adimensional del SCS (F. Sánchez, 2012).

| t / t_p | Q / Q_p | t / t_p | Q / Q_p |
|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 0,0 | 0 | 1,4 | 0,75 |
| 0,1 | 0,015 | 1,5 | 0,65 |
| 0,2 | 0,075 | 1,6 | 0,57 |
| 0,3 | 0,16 | 1,8 | 0,43 |
| 0,4 | 0,28 | 2,0 | 0,32 |
| 0,5 | 0,43 | 2,2 | 0,24 |
| 0,6 | 0,60 | 2,4 | 0,18 |
| 0,7 | 0,77 | 2,6 | 0,13 |
| 0,8 | 0,89 | 2,8 | 0,098 |
| 0,9 | 0,97 | 3,0 | 0,075 |
| 1,0 | 1,00 | 3,5 | 0,036 |
| 1,1 | 0,98 | 4,0 | 0,018 |
| 1,2 | 0,92 | 4,5 | 0,009 |
| 1,3 | 0,84 | 5,0 | 0,004 |

Tabla 12. Coordenadas de relaciones entre el tiempo, tiempo pico y caudal, caudal pico. (F. Sánchez, 2012).

Propuesto por Sherman en 1932, el Hidrograma Unitario de una cuenca es el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unidad de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora).

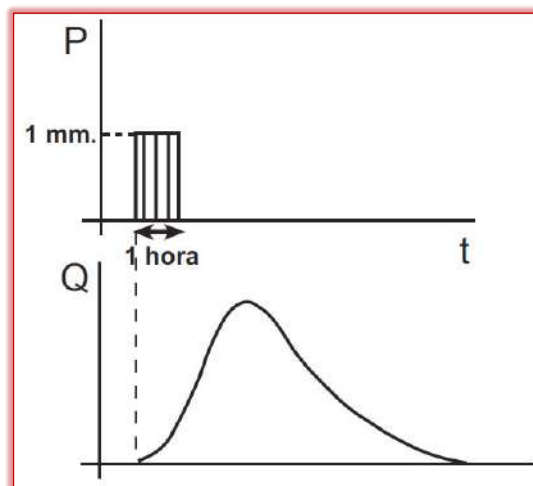


Figura 60. Representación de un hidrograma unitario elemental (F. Sánchez, 2012).

HIDROGRAMA UNITARIO DEL SCS | ANEXO D

Esa precipitación debe producirse con intensidad constante a lo largo del periodo considerado y repartida homogéneamente en toda la superficie de la cuenca.

Si en una cuenca determinada disponemos del hidrograma unitario de 1 mm en 1 hora, podremos construir el hidrograma producido por cualquier precipitación. Por ejemplo, si llueve 2 mm durante 1 hora, bastará multiplicar por 2 las ordenadas de todos los puntos del hidrograma.

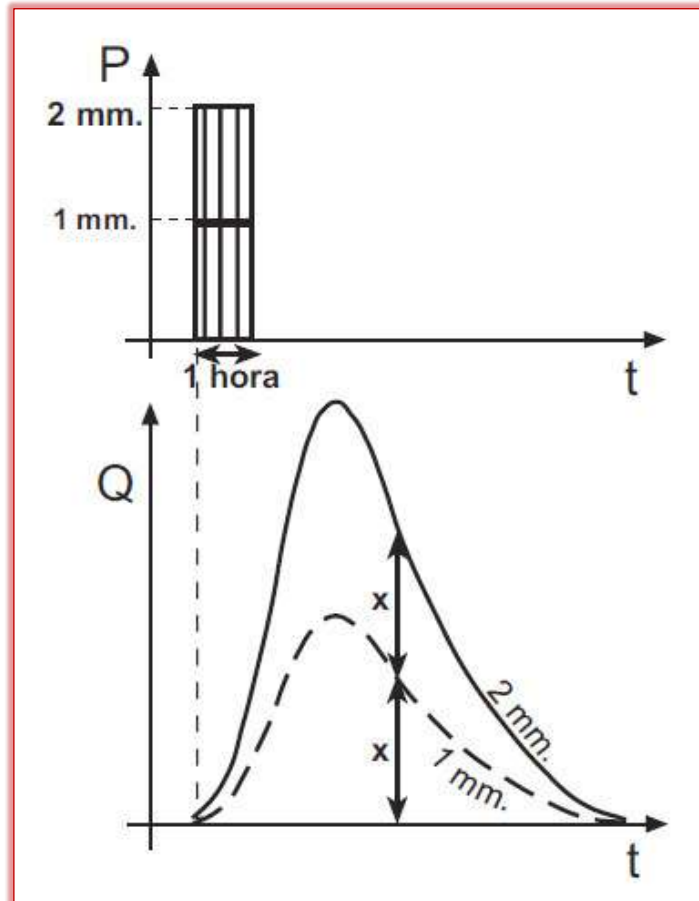


Figura 61. Propiedad de afinidad de un hidrograma unitario. (F Sánchez, 2012)

Análogamente, si disponemos del hidrograma unitario de esa cuenca y llueve 1 mm durante 2 horas, bastará dibujar dos hidrogramas unitarios desplazados 1 hora en sentido horizontal y sumar las ordenadas de sus puntos (ver la siguiente gráfica).

Estas dos propiedades, expresadas en las *Gráficas* se conocen, respectivamente, como propiedad de afinidad y propiedad de aditividad del hidrograma unitario.

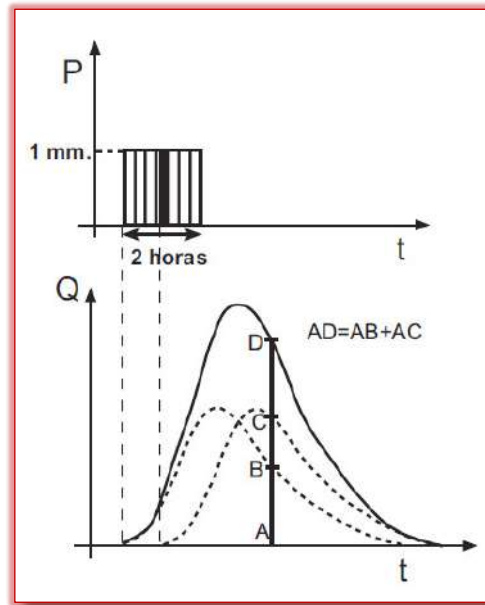


Figura 62. Propiedad de aditividad de un hidrograma unitario. (F. Sánchez, 2012).

Ambas propiedades pueden utilizarse combinadas. Por tanto, en un caso real, y si conocemos el hidrograma unitario de nuestra cuenca, podríamos dibujar fácilmente el hidrograma que se produciría con cualesquiera precipitaciones

Para el cálculo del caudal pico (Q_p), tiempo pico (t_p) y tiempo base (t_b); el SCS obtuvo las siguientes expresiones estudiando hidrogramas de crecida provocados por unas precipitaciones cortas y uniformes en numerosas cuencas.

➤ Tiempo pico (horas):

$$t_p = 0.5 D + 0.6 t_c$$

➤ Tiempo base (horas):

$$t_b = 2.67 t_p$$

➤ Caudal pico (m^3/s):

$$Q_p = \frac{P * A}{1.8 t_b}$$

Donde:

t_p = Tiempo pico (horas)

D = Duración de la precipitación neta (horas)

t_c = Tiempo de concentración (horas)

t_b = Tiempo base (horas)

Q_p = Caudal pico (m^3/s)

P = precipitación neta (mm)

A = área de la cuenca (Km^2)

ANEXO E

VALORES DEL NÚMERO DE MANNING

En la siguiente tabla se presentan los valores mínimo, normal y máximo para canales de varias clases, que han sido propuestos por Ven Te Chow (1994) y que son de gran utilidad para una selección preliminar.

Tabla 13. Valores del coeficiente de n en la ecuación de Manning. Cauces naturales, según Chow.

| Tipo y descripción del canal | Mínimo | Normal | Máximo |
|---|--------|--------|--------|
| A. Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas < 30 m): | | | |
| <i>a) Corrientes en planicie:</i> | | | |
| 1. Limpios, rectos, sin deslaves ni estancamientos profundos, tirante alto. | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| 2. Igual al anterior, pero más rocoso y con hierba. | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| 3. Limpios, sinuosos, algunas irregularidades del fondo. | 0.033 | 0.040 | 0.045 |
| 4. Igual al anterior, algo de hierba y rocas. | 0.035 | 0.045 | 0.050 |
| 5. Igual al anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficaces. | 0.040 | 0.048 | 0.055 |
| 6. Igual que el 4, pero con más piedras. | 0.045 | 0.050 | 0.060 |
| 7. Tramos irregulares con hierba y estancamientos profundos. | 0.050 | 0.070 | 0.080 |
| 8. Tramos con mucha hierba, estancamientos profundos, cauces de inundación con raíces y plantas subacuáticas. | 0.075 | 0.100 | 0.150 |
| <i>b) Corrientes de montaña, sin vegetación en el cauce, bordos muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes, que quedan sumergidos durante las inundaciones:</i> | | | |
| 1. Fondo de grava, boleó y algunos cantos rodados. | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 2. Fondo de boleó y grandes rocas. | 0.040 | 0.050 | 0.070 |
| B. Planicies de inundación: | | | |
| <i>a) Pastura sin arbustos:</i> | | | |
| 1. Pasto bajo. | 0.025 | 0.030 | 0.035 |
| 2. Pasto alto. | 0.030 | 0.035 | 0.050 |
| <i>b) Areas de cultivo:</i> | | | |
| 1. Sin cultivo. | 0.020 | 0.030 | 0.040 |
| 2. Cultivo maduro en surcos. | 0.025 | 0.035 | 0.045 |
| 3. Cultivo maduro en campo. | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| <i>c) Arbustos:</i> | | | |
| 1. Arbustos escasos y mucha hierba. | 0.035 | 0.050 | 0.070 |
| 2. Pocos arbustos y árboles, en invierno. | 0.035 | 0.050 | 0.060 |
| 3. Pocos arbustos y árboles, en verano. | 0.040 | 0.060 | 0.080 |
| 4. Mediana a densa población de arbustos, en invierno. | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| 5. Mediana a densa población de arbustos, en verano. | 0.070 | 0.100 | 0.160 |
| <i>d) Árboles:</i> | | | |
| 1. Población densa de sauces en verano, rectos. | 0.110 | 0.150 | 0.200 |
| 2. Terrenos talados con troncos muertos. | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 3. Igual al anterior, pero con troncos retoñados. | 0.050 | 0.060 | 0.080 |
| 4. Gran concentración de madera, algunos árboles caídos, pocos de escaso crecimiento, nivel de inundación abajo de las ramas. | 0.080 | 0.100 | 0.120 |
| 5. Igual al anterior, pero el nivel de inundación alcanza a las ramas. | 0.100 | 0.120 | 0.160 |
| C. Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas > 30 m). El valor de n es menor que en los arroyos de igual descripción, pero donde los bordos ofrecen menor resistencia: | | | |
| <i>a) Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos.</i> | 0.025 | | 0.060 |
| <i>b) Secciones rugosas e irregulares.</i> | 0.035 | | 0.100 |

VALORES DEL NÚMERO DE MANNING | ANEXO E

United States Geological Survey (US-GS), realizó estudios para la determinación del coeficiente de Manning para canales naturales resumidas en una tabla con fotografías.

Tabla 14. Técnicas de campo en superficie de agua por USGS. (PARTE I).

























| Manning's n-value | Stream | Photo | |
|-------------------|---|---|---|
| | | Photo 1 | Photo 2 |
| 0.024 | Columbia River at Vernita, Washington |  |  |
| 0.028 | Clark Fork at St. Regis, Montana |  |  |
| 0.030 | Clark Fork above Missoula, Montana |  |  |
| 0.032 | Salt River below Stewart Mountain Dam, Arizona |  |  |
| 0.033 | Clearwater River at Kamiah, Idaho |  |  |
| 0.036 | West Fork Bitterroot River near Conner, Montana |  |  |
| 0.037 | Wenatchee River at Plain, Washington |  |  |
| 0.038 | Moyie River at Eastport, Idaho |  |  |
| 0.038 | Spokane River at Spokane, Washington |  |  |
| 0.041 | Middle Fork Flathead River near Essex, Montana |  |  |
| 0.043 | Catherine Creek near Union, Oregon |  |  |

Tabla 15. Técnicas de campo en superficie de agua por USGS. (PARTE II).

| Manning's n-value | Stream | Photo | |
|-------------------|---|---|---|
| | | Photo 1 | Photo 2 |
| 0.043 | Chiwawa River near Plain, Washington |  |  |
| 0.043 | Grande Ronde River at La Grande, Oregon |  |  |
| 0.045; 0.073 | Provo River near Hailstone, Utah |  |  |
| 0.050 | Clear Creek near Golden, Colorado |  |  |
| 0.051 | South Fork Clearwater River near Grangeville, Idaho |  |  |
| 0.053; 0.079 | Cache Creek near Lower Lake, California |  |  |
| 0.057 | Mission Creek near Cashmere, Washington |  |  |
| 0.060 | Rock Creek Canal near Darby, Montana |  |  |
| 0.065 | Merced River at Happy Isles Bridge, near Yosemite, California |  |  |
| 0.073 | Boundary Creek near Porthill, Idaho |  |  |
| 0.075 | Rock Creek near Darby, Montana | (Missing) |  |

Para ver más detalles del método de técnicas de campo en superficie del agua del USGS, puede visitar la página:

<http://wwwrcamnl.wr.usgs.gov/sws/fieldmethods/Indirects/nvalues/index.htm>

ANEXO F

PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS

| SENAMHI | | | | | | | | | | | | |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|----------------------|-------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA | | | | | | | | | | | | |
| ESTACION : QUINCENIL/000693/DRE-12 | | | | | | LAT : 13° 13' " S " | | DPTO : CUSCO | | | | |
| PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) | | | | | | LONG : 70° 45' " W " | | PROV : QUISPICANCHI | | | | |
| | | | | | | ALT : 651 msnm | | DIST : CAMANTI | | | | |
| ANO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SET | OCT | NOV | DIC |
| 1965 | 186.7 | 119.4 | 230.8 | 102.8 | 67.1 | 41.4 | 151.2 | 32.6 | 87.6 | 151.4 | 130.0 | 163.0 |
| 1966 | 143.0 | 73.0 | 110.0 | 92.5 | 143.5 | 155.0 | 99.1 | 61.9 | 68.5 | 106.0 | 98.0 | 114.5 |
| 1967 | 192.0 | 48.5 | 144.0 | 24.8 | 47.0 | 110.2 | 88.0 | 53.9 | 61.2 | 64.7 | 108.1 | 89.3 |
| 1968 | 152.3 | 152.8 | 98.5 | 68.3 | 56.7 | 58.8 | 49.0 | 99.2 | 67.8 | 135.4 | 67.4 | 264.2 |
| 1969 | 98.5 | 137.8 | 58.8 | 101.8 | 135.1 | 153.0 | 61.6 | 30.4 | 96.0 | 107.9 | 148.7 | 206.5 |
| 1970 | 155.2 | 134.2 | 102.0 | 92.0 | 76.8 | 127.3 | 51.8 | 69.7 | 97.5 | 129.7 | 71.5 | 187.3 |
| 1971 | 126.0 | 130.2 | 71.9 | 52.7 | 96.0 | 44.1 | 63.3 | 53.2 | 82.2 | 84.0 | 67.7 | 108.2 |
| 1972 | 74.8 | 153.8 | 79.7 | 82.0 | 47.0 | 58.7 | 136.0 | 103.8 | 56.8 | 188.7 | 270.0 | 133.4 |
| 1973 | 204.6 | 109.6 | 92.8 | 84.0 | 60.8 | 60.8 | 55.6 | 117.0 | 72.0 | 270.0 | 78.0 | 180.2 |
| 1974 | 200.0 | 180.3 | 95.0 | 163.9 | 28.6 | 83.6 | 68.5 | 44.2 | 68.6 | 105.8 | 136.0 | S/D |
| 1975 | 133.2 | 175.4 | 176.0 | 74.0 | 113.6 | 99.6 | 154.0 | 92.4 | 82.8 | 29.6 | 110.0 | 66.8 |
| 1976 | 151.9 | 119.6 | 136.8 | 88.7 | 177.3 | 79.6 | 58.6 | 59.5 | 149.5 | 53.7 | 157.4 | 183.8 |
| 1977 | 144.3 | 276.2 | 136.1 | 120.4 | 84.7 | 75.7 | 76.0 | 64.0 | 91.1 | 104.7 | 63.0 | 150.0 |
| 1998 | 128.1 | 162.2 | 172.2 | 165.0 | 66.7 | 59.6 | 86.9 | 127.8 | 38.0 | 142.0 | 117.0 | 80.5 |
| 1999 | 145.0 | 134.5 | 141.2 | 65.8 | 52.7 | 100.0 | 102.0 | 67.2 | 124.4 | 29.2 | 224.0 | 132.2 |
| 2000 | 122.0 | 76.5 | 127.0 | 163.2 | 33.9 | 179.2 | 107.9 | 198.9 | 123.4 | 108.1 | 107.3 | 140.6 |
| 2001 | 148.8 | 146.0 | 139.9 | 133.9 | 116.5 | 91.5 | 145.0 | 67.5 | 158.4 | 83.0 | 118.1 | 175.4 |
| 2002 | 110.2 | 180.0 | 134.0 | 50.0 | 155.2 | 97.6 | 95.2 | 111.3 | 77.5 | 83.1 | S/D | 112.5 |
| 2003 | 235.5 | 124.6 | 131.1 | 115.0 | 55.2 | 67.9 | 89.9 | 60.9 | 33.2 | 102.8 | 88.3 | 93.3 |
| 2004 | 75.1 | 80.0 | 90.3 | 102.0 | 76.1 | 80.8 | 83.0 | 73.1 | 58.5 | 133.6 | 136.6 | 106.1 |

S/D = Sin Dato.

SLUMP-LEY N° 23540

Tabla 16. Datos de precipitación máximas en 24 horas de la estación meteorológica de Quincemil

CENSO POBLACIONAL 1993, INEI | ANEXO G

| | |
|--|------|
| Otros | 110 |
| 4. CATEGORIA OCUPACIONAL | |
| Asalariado | 169 |
| Independiente | 207 |
| Patrono | 20 |
| Trab. Fam. no Remunerado | 29 |
| Trab. del Hogar | 14 |
| 5. ACTIVIDAD ECONOMICA | |
| Extractiva | 154 |
| Transformaci3n | 30 |
| Servicios | 228 |
| CARACTERISTICAS SOCIALES | |
| 1. ESTADO CIVIL | |
| Conviviente | 190 |
| Casado(a) | 197 |
| Soltero(a) | 257 |
| Otros | 48 |
| 2. JEFATURA DE HOGAR | 196 |
| Hombre | 134 |
| Mujer | 62 |
| 3. DE LA MUJER | |
| Promedio hijos por mujer (40 a 49 a3os) | 6 |
| Mujeres de 15 a 49 con m s de 4 hijos | 47 |
| Madres Solteras (12 a 49 a3os) | 9 |
| - De 12 a 19 | 1 |
| - De 20 a 29 | 7 |
| - De 30 a 49 | 1 |
| Madres Adolecentes (12 a 19 a3os) | 12 |
| DEL HOGAR Y VIVIENDA | |
| Total de Viviendas | 145 |
| Total de Hogares | 196 |
| 1. TAMAYO PROMEDIO DEL HOGAR | 4.07 |
| 2. TIPO DE VIVIENDA (Ocupadas y Desocupadas) | 145 |
| Casa independiente | 130 |
| Vivienda improvisada | 3 |
| Otros | 12 |
| 3. TENENCIA DE LA VIVIENDA (Ocupadas) | 138 |
| Propia | 108 |
| Alquilada | 14 |
| Ocupada de hecho | 0 |
| Otros | 16 |
| 4. MATERIAL DE CONSTRUCCION DE LA VIVIENDA | |
| PAREDES | 138 |
| - De ladrillo o bloque de cemento | 42 |
| - De quincha | 0 |
| - De piedra con barro | 0 |
| - De madera | 81 |
| - De estera | 0 |
| - Otros | 15 |
| TECHO | 138 |
| - De concreto armado | 2 |
| - De plancha de calamina o similares | 131 |
| - Casa o estera con torta de barro | 0 |
| - De paja, etc | 0 |
| - Otro Material | 5 |
| 5. SERVICIOS DE LA VIVIENDA | |
| ABASTECIMIENTO DE AGUA | 138 |
| - De red p3blica dentro y fuera de la viv. | 45 |
| - Pil3n de uso p3blico | 74 |
| - Cami3n cisterna o similar | 0 |
| - Otros | 19 |

