

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA HIDRÁULICA



TESIS

**“RIESGOS DE INUNDACIÓN POR AGUAS PLUVIALES: TAJO CERRO
CORONA, UNIDAD MINERA GOLD FIELDS, HUALGAYOC, CAJAMARCA”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO HIDRÁULICO

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

ELGAR DANY BURGOS FLORES

ASESOR:

Dr. Ing. JOSÉ FRANCISCO HUAMÁN VIDAURRE

CAJAMARCA-PERU

2019

AGRADECIMIENTO

Al Dr. Ing. Francisco Huamán Vidaurre, asesor de tesis, por su apoyo esmerado en consejos e información los cuales permitieron realizar esta investigación.

A la empresa Minera Gold Fields La Cima S.A., que me brindó el permiso y me entregó la información necesaria que permitió realizar el presente trabajo de investigación.

Al gerente del área de mina de la unidad minera Gold Fields La Cima S.A. Ing. José Mazzerini y al superintendente del área de mina de la unidad minera Gold Fields La Cima S.A. Ing. Rafael Guerrero, por su aprobación y permiso para el desarrollo de la presente investigación.

A los ingenieros encargados del área de Recursos Hídricos de la empresa minera Gold Fields La Cima S.A., Ing. Julio Chavarry Grados e Ing. José Mantilla Quispe, por sus consejos y constante apoyo en la realización de la presente investigación.

A los jurados de tesis, Dr. Ing. Gaspar Méndez Cruz; Dr. Ing. Luis Vásquez Ramírez; M.Sc. Ing. Marco Silva Silva; por sus aportes y consejos que hicieron posible mejorar y culminar la presente investigación.

DEDICATORIA

A Dios, que ha cuidado de mí y de mi familia durante todos estos años de vida.

A mis padres, Elias Burgos Torres y Asunción Victoria Flores Paredes, que me guiaron por el camino del bien y me formaron en valores durante toda mi vida.

A mi hermano mayor, Nelson Irving Burgos Flores, que ha sido mi modelo a seguir.

A mi hermana menor, Liliana Pamela Burgos Flores, que siempre me alentó a salir adelante.

A mi hermano menor, Orlando Joel Burgos Flores, por ser mi inspiración para ser una mejor persona.

A todos los docentes, que tuvieron influencia en mi formación académica como personal, ya que sin su educación nada de esto hubiera sido posible.

Elgar Dany Burgos Flores.

INDICE

AGRADECIMIENTO	II
DEDICATORIA	III
INDICE DE TABLAS	VI
INDICE DE FIGURAS	IX
RESUMEN	XIII
ABSTRACT	XIV
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	01
CAPITULO II: MARCO TEORICO	04
2.1 ANTECEDENTES	04
2.2 BASES TEORICAS	06
2.3 DEFINICION DE TERMINOS BASICOS	34
CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS	35
3.1 Localización y Ubicación del Área de Estudio	35
3.2 Metodología	37
3.3 Procedimiento	38
3.3.1 Topografía	38
3.3.2 Hidrología	39
3.3.3 Hidráulica	48
3.3.4 Modelación hidráulica computacional	56
3.3.5 Verificación de la capacidad hidráulica de cunetas	67
3.3.6 Alternativas de solución	68
3.3.7 Estudio del riesgo	68
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	69
4.1. Topografía de la zona de estudio	69
4.2. Hidrología de la zona de estudio	70
4.3. Hidráulica de la zona de estudio	72
4.4. Modelación hidráulica computacional	86
4.5 Verificación de la capacidad hidráulica de cunetas	101
4.6 Alternativas de solución	102
4.7 Evaluación del riesgo	111

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	113
5.1. Conclusiones	113
5.2. Recomendaciones	115
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116
ANEXOS	117

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Umbrales de escorrentía para condiciones medias de humedad.</i>	10
<i>Tabla 2: Coeficientes de escorrentía para una lluvia de 50 mm.</i>	10
<i>Tabla 3: Valores del coeficiente de rugosidad de Manning.</i>	13
<i>Tabla 4: Valores K más usados.</i>	14
<i>Tabla 5: Velocidades límites admisibles.</i>	15
<i>Tabla 6: Coeficientes de rugosidad de Manning para rocas.</i>	31
<i>Tabla 7: Precipitaciones máximas en 24 horas – Estación Hualgayoc.</i>	39
<i>Tabla 8: Precipitaciones máximas en 24 horas anuales – Estación Hualgayoc.</i>	40
<i>Tabla 9: Precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Hualgayoc ajustadas al modelo Gumbel para diferentes periodos de retorno.</i>	42
<i>Tabla 10: Precipitaciones máximas para diferentes duraciones a partir de precipitaciones máximas en 24 horas.</i>	43
<i>Tabla 11: Intensidades máximas para diferentes duraciones a partir de precipitaciones máximas en 24 horas.</i>	44
<i>Tabla 12: Intensidades máximas ordenadas para diferentes duraciones y periodos de retorno.</i>	44
<i>Tabla 13: Hietograma para una intensidad de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años.</i>	46
<i>Tabla 14: Abstracciones para calcular la precipitación efectiva o neta para una lluvia de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años y un umbral de precipitación de 3 mm.</i>	47
<i>Tabla 15: Intensidades máximas de precipitación neta para una lluvia de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años y un umbral de precipitación de 3 mm.</i>	48
<i>Tabla 16: Áreas de aporte generales del sistema de drenaje superficial – Tajo Cerro Corona.</i>	49
<i>Tabla 17: Sub áreas de aporte para cada poza de drenaje y para la zona que no cuenta con un punto de drenaje.</i>	49
<i>Tabla 18: Tiempos de concentración para cada sub área de drenaje.</i>	51
<i>Tabla 19: Coeficientes de escorrentía para cada sub área de drenaje – periodo de retorno de 10 años.</i>	53
<i>Tabla 20: Caudales máximos esperados para un periodo de retorno de 10 años.</i>	54
<i>Tabla 21: Volúmenes máximos esperados para un periodo de retorno de 10 años.</i>	56
<i>Tabla 22: Coeficientes de rugosidad de Manning para rocas.</i>	59

<i>Tabla 23: Caudales máximos soportados por cada cuneta.</i>	67
<i>Tabla 24: Ejemplo de comparación entre los caudales máximos soportados por la cuneta N° 01 y el caudal generado por una lluvia de 10 años de periodo de retorno y duración igual a 10 minutos.</i>	68
<i>Tabla 25: Intensidades máximas obtenidas a partir de la ecuación general de las curvas intensidad – duración – periodo de retorno.</i>	71
<i>Tabla 26: Capacidad real de cada poza colectora ubicada dentro del tajo Cerro Corona.</i>	73
<i>Tabla 27: Valores de área para cada área de aporte generales del sistema de drenaje superficial – Tajo Cerro Corona.</i>	74
<i>Tabla 28: Valores de área para cada sub área de aporte – zona sin poza de drenaje</i>	75.
<i>Tabla 29: Valores de área para cada sub área de aporte – poza colectora centro.</i>	76
<i>Tabla 30: Valores de área para cada sub área de aporte – poza colectora este.</i>	77
<i>Tabla 31: Valores de área para cada sub área de aporte – poza colectora sur.</i>	78
<i>Tabla 32: Valores de área para cada sub área de aporte – poza colectora norte.</i>	79
<i>Tabla 33: Tiempos de concentración obtenidos - zona sin poza de drenaje.</i>	80
<i>Tabla 34: Tiempos de concentración obtenidos – poza colectora centro.</i>	80
<i>Tabla 35: Tiempos de concentración obtenidos – poza colectora este.</i>	80
<i>Tabla 36: Tiempos de concentración obtenidos – poza colectora sur.</i>	81
<i>Tabla 37: Tiempos de concentración obtenidos – poza colectora norte.</i>	81
<i>Tabla 38: Coeficientes de escorrentía– zona sin poza de drenaje.</i>	81
<i>Tabla 39: Coeficientes de escorrentía– poza colectora centro.</i>	82
<i>Tabla 40: Coeficientes de escorrentía– poza colectora este.</i>	82
<i>Tabla 41: Coeficientes de escorrentía– poza colectora sur.</i>	82
<i>Tabla 42: Coeficientes de escorrentía– poza colectora norte.</i>	82
<i>Tabla 43: Caudales máximos– zona sin poza de drenaje punto de acumulación I.</i>	83
<i>Tabla 44: Caudales máximos– zona sin poza de drenaje punto de acumulación II.</i>	83
<i>Tabla 45: Caudales máximos– poza colectora centro.</i>	84
<i>Tabla 46: Caudales máximos– poza colectora este.</i>	84
<i>Tabla 47: Caudales máximos– poza colectora sur.</i>	84
<i>Tabla 48: Caudales máximos– poza colectora norte.</i>	84
<i>Tabla 49: Volúmenes máximos generados por una lluvia de 83.29 mm/h con una duración igual a 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años</i>	85

<i>Tabla 50: Verificación del riesgo de inundación utilizando el método racional.</i>	85
<i>Tabla 51: Datos de Intensidades máximas de precipitación neta para una lluvia de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años para utilizar en el software IBER.</i>	86
<i>Tabla 52: Verificación del riesgo de inundación utilizando el modelamiento hidráulico con el software IBER.</i>	101
<i>Tabla 53: Verificación de la capacidad hidráulica de las cunetas dentro del tajo Cerro Corona.</i>	102
<i>Tabla 54: Cálculo del sistema de bombeo del punto de acumulación A.</i>	104
<i>Tabla 55: Cálculo del sistema de bombeo del punto de acumulación B.</i>	106
<i>Tabla 56: Tiempo que demorará la electrobomba en evacuar el agua la electrobomba de los puntos de acumulación A y B.</i>	107
<i>Tabla 57: Riesgos de falla poza colectora sur para diferentes años de vida útil.</i>	112

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Tajo Cerro Corona Gold Fields La Cima 2019.</i>	05
<i>Figura 2: Sección típica de cuneta triangular.</i>	11
<i>Figura 3: Sección típica de cuneta y de vía de acarreo unidad minera Gold Fields La Cima S.A.</i>	11
<i>Figura 4: Fórmulas de secciones típicas para canales abiertos.</i>	14
<i>Figura 5: Ejemplos de pluviómetro y pluviógrafo.</i>	16
<i>Figura 6: Ejemplo de hietograma de diseño.</i>	20
<i>Figura 7: Variables en el método.</i>	21
<i>Figura 8: Ejemplo de hietograma de precipitación efectiva.</i>	22
<i>Figura 9: Proceso de selección de una distribución teórica.</i>	24
<i>Figura 10: Visualización de resultados tomando como ejemplo el modelamiento de un río.</i>	32
<i>Figura 11: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil</i>	33
<i>Figura 12: Ubicación Geográfica de la unidad minera Gold Fields La Cima</i>	35
<i>Figura 13: Vista satelital del Tajo Cerro Corona.</i>	35
<i>Figura 14: Sección típica de cuneta unidad minera Gold Fields La Cima S.A.</i>	36
<i>Figura 15: Topografía entregada por el área de topografía de la unidad minera Gold Fields La Cima S.A.</i>	38
<i>Figura 16: Ajuste de los datos de precipitación máxima en 24 horas anuales al modelo Gumbel.</i>	41
<i>Figura 17: Ejemplo de cálculo de precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 2 años utilizando el modelo Gumbel.</i>	42
<i>Figura 18: Obtención de la ecuación general de las curvas intensidad – duración – periodo de retorno.</i>	45
<i>Figura 19: Hietograma para una intensidad de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años.</i>	46
<i>Figura 20: Precipitación neta para una lluvia de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años con un umbral de precipitación de 3 mm.</i>	47
<i>Figura 21: Hidrograma del método racional.</i>	56
<i>Figura 22: Topografía del tajo Cerro Corona a exportar en formato DEM.</i>	57
<i>Figura 23: DEM del tajo Cerro Corona generado luego de ser exportarlo del software CIVIL 3D.</i>	57

<i>Figura 24: Conversión de formato DEM a ASCII utilizando QGIS 3.8.0.</i>	58
<i>Figura 25: Proceso de importación de cada área de aporte en formato shp.</i>	59
<i>Figura 26: Ejemplo de importación del área sin poza de drenaje al software IBER.</i>	60
<i>Figura 27: Proceso para asignar el tamaño de malla.</i>	60
<i>Figura 28: Ejemplo de malla creada para la zona de estudio.</i>	61
<i>Figura 29: Proceso para asignar las elevaciones correspondientes</i>	61
<i>Figura 30: Vista en 3D de la topografía correspondiente a la zona de estudio.</i>	62
<i>Figura 31: Ejemplo de asignación de rugosidad a la zona de estudio.</i>	62
<i>Figura 32: Ejemplo de rugosidad asignada a la zona de estudio.</i>	63
<i>Figura 33: Ejemplo de introducción de datos de precipitación efectiva a la zona de estudio.</i>	63
<i>Figura 34: Ejemplo de asignación de datos de precipitación efectiva a la zona de estudio.</i>	64
<i>Figura 35: Ejemplo de topografía asignada con datos de precipitación efectiva.</i>	64
<i>Figura 36: Ejemplo de asignación de salidas en la zona de estudio.</i>	65
<i>Figura 37: Ejemplo de configuración de parámetros de cálculo para la zona de estudio.</i>	65
<i>Figura 38: Ejemplo de visualización de resultados, modelo de lluvia sobre el área correspondiente a la poza norte.</i>	66
<i>Figura 39: Ejemplo de altura máxima de agua producida por un evento de precipitación extraordinaria en la poza colectora norte.</i>	67
<i>Figura 40: Vista principal del fondo del Tajo Cerro Corona – Gold Fields La Cima S.A., 2019.</i>	69
<i>Figura 41: Topografía completa del Tajo Cerro Corona – Gold Fields La Cima S.A., 2019 (realizada con GPS diferencial).</i>	70
<i>Figura 42: Curvas intensidad – duración – periodo de retorno para la estación Hualgayoc.</i>	71
<i>Figura 43: Sistema de drenaje superficial tajo Cerro Corona: ubicación de pozas y cunetas.</i>	72
<i>Figura 44: Áreas de aporte hidráulico generales del tajo Cerro Corona.</i>	74
<i>Figura 45: Sub área de aporte – zona sin poza colectora de drenaje.</i>	75
<i>Figura 46: Sub áreas de aporte – poza colectora centro.</i>	76
<i>Figura 47: Sub áreas de aporte – poza colectora este.</i>	77
<i>Figura 48: Sub áreas de aporte – poza colectora sur.</i>	78

<i>Figura 49: Sub áreas de aporte – poza colectora norte.</i>	79
<i>Figura 50: Inicio de lluvia sobre el área denominada sin poza de drenaje.</i>	87
<i>Figura 51: Puntos de acumulación de agua – zona sin poza de drenaje.</i>	88
<i>Figura 52: Altura de agua (calado) generado por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – zona sin poza de drenaje.</i>	88
<i>Figura 53: Cota de agua generada por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – zona sin poza de drenaje.</i>	89
<i>Figura 54: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento – punto de almacenamiento I.</i>	89
<i>Figura 55: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento zona sin poza de drenaje – punto de almacenamiento II.</i>	90
<i>Figura 56: Inicio de lluvia sobre el área de la poza colectora centro.</i>	91
<i>Figura 57: Altura de agua (calado) generado por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora centro.</i>	91
<i>Figura 58: Cota de agua generada por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora centro.</i>	92
<i>Figura 59: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento - poza colectora centro.</i>	92
<i>Figura 60: Inicio de lluvia sobre el área de la poza colectora este.</i>	93
<i>Figura 61: Altura de agua (calado) generado por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora este.</i>	94
<i>Figura 62: Cota de agua generada por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora este.</i>	94
<i>Figura 63: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento - poza colectora este.</i>	95
<i>Figura 64: Inicio de lluvia sobre el área de la poza colectora sur.</i>	96
<i>Figura 65: Altura de agua (calado) generado por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora sur.</i>	96
<i>Figura 66: Cota de agua generada por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora sur.</i>	97
<i>Figura 67: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento - poza colectora sur.</i>	97
<i>Figura 68: Inicio de lluvia sobre el área de la poza colectora norte.</i>	98
<i>Figura 69: Altura de agua (calado) generado por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora norte.</i>	99

<i>Figura 70: Cota de agua generada por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora norte.</i>	99
<i>Figura 71: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento - poza colectora norte.</i>	100
<i>Figura 72: Alineamientos para calcular el sistema de bombeo de los puntos de acumulación A y B – zona sin poza de drenaje.</i>	103
<i>Figura 73: Perfil de bombeo punto de acumulación A.</i>	103
<i>Figura 74: Caudal bombeado desde el punto de acumulación A utilizando una electrobomba flygt 2400.</i>	104
<i>Figura 75: Perfil de bombeo punto de acumulación B.</i>	105
<i>Figura 76: Caudal bombeado desde el punto de acumulación B utilizando una electrobomba flygt 2400.</i>	106
<i>Figura 77: Dimensiones arrojadas por Hcanales para la cuneta N° 10.</i>	108
<i>Figura 78: Dimensiones arrojadas por Hcanales para la cuneta N° 15.</i>	110
<i>Figura 79: Riesgos de falla poza colectora sur para diferentes años de vida útil.</i>	111

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo principal estudiar el riesgo de inundación por aguas pluviales en el tajo Cerro Corona, unidad minera Gold Fields, ubicada en la provincia de Hualgayoc del departamento de Cajamarca. Estudio que nace a partir de la necesidad de afrontar el problema que tiene que soportar año a año el tajo Cerro Corona en época de invierno, con la acumulación de agua producto de lluvias en zonas no destinadas a almacenar dicha agua (zonas de minado). El estudio se realizó poniendo a prueba el sistema de drenaje pluvial actual (cunetas y pozas colectoras) con el que cuenta el tajo Cerro Corona, simulando sobre él un evento de precipitación igual a 83.29 mm/h correspondiente a un periodo de retorno de 10 años y duración igual a 10 minutos. Se observó que el tajo Cerro Corona tiene un área de drenaje sin revestir (roca en su mayoría) igual a 77.853 Ha y cuenta con una profundidad que se encuentra entre las cotas 3650 y 3800 msnm principalmente. Para la obtención de la precipitación de diseño se utilizó el registro histórico de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación meteorológica Hualgayoc. Seguidamente se procedió a modelar el evento haciendo uso del método racional para obtener los caudales máximos de agua, obteniendo: 2.688 m³/s, 1.046 m³/s, 0.155 m³/s, 0.117 m³/s, 3.540 m³/s, respectivamente para cada zona de drenaje dentro del tajo. Posteriormente con ayuda del software IBER se observó los puntos en los cuales hubo problemas de acumulación de agua. Finalmente se observó que existe una única zona dentro del tajo (poza colectora sur) que se verá comprometida por problemas de almacenamiento de agua, motivo por el cual se estudió el riesgo de inundación en la zona mencionada; obteniendo así diversas probabilidades de riesgo de falla para diferentes años de vida útil.

Palabras Clave:

Riesgo, Inundación, Sistema de drenaje pluvial, Tajo, Modelación hidráulica computacional.

ABSTRACT

The main objective of this thesis is to study the risk of flooding by stormwater in the Cerro Corona pit, a Gold Fields mining unit, located in the province of Hualgayoc in the department of Cajamarca. Study born from the need to face the problem that the Cerro Corona pit has to endure year after year in winter, with the accumulation of rainwater in areas not intended to store such water (mining areas). The study was carried out by testing the current storm drainage system (ditches and collecting pools) with the Cerro Corona pit, simulating an precipitation event equal to 83.29 mm / h corresponding to a return period of 10 years and duration equal to 10 minutes. It was observed that the Cerro Corona pit has an uncoated drainage area (mostly rock) equal to 77,853 Ha and has a depth that is between 3650 and 3800 meters above sea level. The historical record of maximum rainfall in 24 hours of the Hualgayoc weather station was used to obtain the design precipitation. The event was then modeled using the rational method to obtain the maximum water flows, obtaining: 2,688 m³ / s, 1,046 m³ / s, 0.155 m³ / s, 0.117 m³ / s, 3,540 m³ / s, respectively for each drainage area inside the pit. Subsequently, with the help of the IBER software, the points at which there were problems of water accumulation were observed. Finally, it was observed that there is a single area within the pit (southern collecting pool) that will be compromised by water storage problems, which is why the risk of flooding in the aforementioned area was studied; thus obtaining various probabilities of risk of failure for different years of useful life.

Keywords:

Risk, Flood, Rainwater drainage system, Tagus, Computational hydraulic modeling.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

En la actualidad el proceso de extracción de mineral en minas a cielo abierto se ve afectado directamente por la presencia de agua en los puntos de extracción de mineral, condiciones que se agravan en épocas lluviosas debido a las fuertes precipitaciones que ocurren en nuestro país, pudiendo ocasionar grandes inundaciones en las zonas de extracción de mineral (tajos ubicados en las unidades mineras). Es por ello que el problema de inundación merece una respuesta rápida y eficiente, todo con la finalidad de crear sistemas de drenaje superficial capaces de recolectar, encauzar y disponer adecuadamente los excesos de las aguas pluviales en cualquier unidad minera a cielo abierto.

La unidad minera Gold Fields La Cima S.A. no es ajena a este problema, puesto que soporta año a año eventos de precipitación que generan, en su punto de extracción de mineral (tajo Cerro Corona); inundaciones que dificultan en gran medida el proceso de extracción de mineral. A raíz de este problema es que nace la presente investigación, la cual se enfocará en determinar el riesgo de las zonas destinadas al almacenamiento de aguas pluviales (pozas colectoras) que se podrían ver comprometidas por las inundaciones generadas por un evento de precipitación extraordinaria dentro del tajo Cerro Corona, teniendo para ello que verificar la capacidad hidráulica del sistema actual y realizar el modelamiento computacional de un evento de precipitación sobre el área de estudio, para poder observar los puntos en los cuales habrá problemas de inundación.

Por tanto, se espera que la presente investigación sirva de manual y punto de partida para realizar investigaciones más exhaustivas en el tema de drenaje de minas a cielo abierto, puesto que en la actualidad no existe demasiada información que facilite diseñar sistemas de drenaje de aguas pluviales en minas a cielo abierto.

El problema de la presente investigación radica en la siguiente pregunta: ¿Cuál es el riesgo de falla por inundación, debido a un déficit de funcionamiento en el sistema de drenaje pluvial del tajo Cerro Corona – Unidad Minera Gold Fields La Cima S.A. – Provincia de Hualgayoc – Departamento de Cajamarca?

Es por ello que la presente investigación toma sus raíces en la búsqueda de una solución rápida pero eficaz al problema de inundación de dicho tajo (el cual ocasiona incomodidad, además de pérdidas de bienes materiales y principalmente el retraso de las labores de explotación - Área de Recursos Hídricos-Unidad Minera Gold Fields La Cima S.A.).

En cuanto a los alcances o delimitación de la investigación, se limitó a estudiar el riesgo de falla por inundación, verificando la capacidad hidráulica del sistema de drenaje superficial (pozas colectoras y cunetas) del Tajo Cerro Corona, utilizando el método racional para transformar la lluvia en escorrentía y poder obtener los caudales de diseño para el estudio, además de estudiar el fenómeno en un modelo computacional utilizando el software IBER para hacer una comparación entre el método racional y el método de la curva SCS (el cual es utilizado por el software IBER), logrando de esta manera observar los puntos dentro del Tajo Cerro Corona en los cuales habrá problemas de inundación y por lo tanto será necesario estudiar el riesgo de falla.

El objetivo general de la presente investigación es:

- Determinar los riesgos de inundación producidos por aguas pluviales en el tajo Cerro Corona, unidad minera Gold Fields, Hualgayoc, Cajamarca.

Mientras que los objetivos específicos son:

- Realizar el levantamiento topográfico de la zona de estudio.
- Recopilar la información hidrológica de la zona de estudio.
- Procesar la información hidrológica de la zona de estudio.
- Realizar el modelamiento hidrológico.
- Calcular las máximas descargas de escorrentía superficial.
- Realizar el modelamiento hidráulico del sistema de drenaje pluvial actual.
- Identificar las zonas en las que se producirán problemas de acumulación de agua (inundación).
- Determinar el riesgo de falla.

Finalmente se presenta la descripción de contenidos:

- Capítulo II: Marco Teórico, en este capítulo encontramos los antecedentes locales, bases teóricas y definiciones básicas.
- Capítulo III: Materiales y Métodos, en el cual se detalla la ubicación y el procedimiento de la investigación.
- Capítulo IV: Análisis y Discusión de resultados, en este capítulo se presentan y se analizan los resultados obtenidos presentados en gráficos comparativos y tablas, realizando una discusión sobre ellos.

- Capítulo V: Conclusiones y Recomendaciones, se presentan finalmente las Conclusiones en orden de los objetivos específicos y las Recomendaciones principales de la investigación.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

Larzo M. (2018) en su investigación: “Sistema de Alarma y Vía de Escape en Minas Convencionales para Comunicación en Caso de Emergencia Minera”. Realizó dos simulacros de inundación en la zona fallaron labor principal NV300-Via de acceso a los tajeos de la zona Hadas, el primero de duración 15 minutos, encontrando que una paralización por dicho accidente (inundación) no perjudica a la operación en el incumplimiento de su programa de extracción de mineral y avances, ya que todo fue normal durante el horario de trabajo. Y el segundo simulacro de duración 5 horas y 20 minutos; encontrando que una paralización por dicho accidente (inundación) perjudica a la operación en el incumplimiento de su programa de extracción de mineral y avances con un aporte del 0% de mineral, ya que no hubo extracción en el turno de día, que según programa de producción debe aportar 200 toneladas por día.

Pascuas A., Ustariz M. Ordoñez O. (2018) en su investigación: “Identificación, análisis y evaluación de riesgos asociados a la actividad minera de oro en el municipio de Marmato, Caldas”. Estudiaron el riesgo por contaminación (ERC) para establecer una priorización de los mismos en el distrito minero, concluyendo: que los escenarios de riesgo que presentan mayor prioridad en el municipio de Marmato respecto a la contaminación generada en el medio ambiente son: la modificación del drenaje en aguas superficiales y presencia de contaminantes tóxicos y sedimentos en aguas, los cuales es necesario realizar acciones de reparación en el corto y mediano plazo.

ANTECEDENTES LOCALES DE LA INVESTIGACIÓN

-La empresa minera Gold Fields La Cima en el año 2009 inició sus operaciones en el tajo Cerro Corona. A partir de esa fecha se tuvieron algunos inconvenientes en temas de drenaje a medida que se iba profundizando las excavaciones para poder extraer el mineral.



Figura 1: Tajo Cerro Corona Gold Fields La Cima 2019.

-En 2011 se generó el principal evento de inundación en el tajo Cerro Corona, ocasionando que se tuviera que parar las operaciones de explotación puesto que la gran cantidad de agua almacenada era imposible de evacuar en el corto plazo. Se tuvieron que poner en operación bombas de impulsión adicionales para poder deprimir los niveles y poder ir generando zonas de explotación para la extracción del mineral (Gold Fields La Cima).

- Desde el año 2012 a la fecha el área de Recursos Hídricos de la empresa minera Gold Fields La Cima S.A., se ha encargado de la realización de planes de drenaje anuales (basados en conceptos básicos y generales de drenaje de cuencas hidrográficas), para poder soportar la época lluviosa, minimizando las inundaciones en el tajo Cerro Corona. Pero a lo largo de los años se ha seguido observando algunos problemas de drenaje durante cada época lluviosa, esto debido a que no se ha realizado un estudio de ingeniería detallado que brinde una solución óptima al problema de inundación en el tajo Cerro Corona.

2.2 BASES TEORICAS

HIDRÁULICA

- Drenaje de Minas

En el plano operativo de una explotación, el objetivo primordial es conseguir que las aguas que entren en contacto con las minas (tanto superficiales como subterráneas), sean las mínimas posibles, así como que el previsible contacto se realice de la manera más controlada posible.

El estudio de los problemas de drenaje de mina tiene dos aspectos. El primero es el de mantener condiciones adecuadas de trabajo tanto a cielo abierto como en interior, para lo que es frecuente la necesidad de bombeo del agua. El segundo aspecto del drenaje de mina es la gestión de las interferencias de la operación en la hidrosfera. Esta gestión tiene normalmente los siguientes objetivos:

- Minimizar la cantidad de agua en la circulación en las áreas operativas.
- Reaprovechar el máximo de agua utilizada en el proceso industrial.
- Eliminar aguas con ciertas características para que no afecten negativamente la calidad del cuerpo de agua receptor.

Para alcanzar estos objetivos, la gestión incluye la implantación y operación de un sistema de drenaje adecuado a las condiciones de cada mina (Juan Herrera H., 2009).

- Estimación de caudales

Para el cálculo del caudal máximo, existe una gran variedad de métodos empíricos, en general todos se derivan del método racional. Debido a su sencillez, los métodos empíricos tienen una gran difusión, pero pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento, es muy complejo como para resumirlo en una fórmula de tipo directo, en la que solo intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento. (Máximo Villón B., 2012)

- Método Racional

El uso de este método, tiene una antigüedad de más de 100 años, se ha generalizado en todo el mundo. En mayo de 1989, la universidad de Virginia, realizó una conferencia internacional, en conmemoración del centenario de la Formula Racional. El método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje, aproximadamente si no exceden a

1300 Has o 13 Km². En el método racional, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia, se produce cuando la duración de esta es igual al tiempo de concentración (t_c). Cuando así ocurre toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida. Si la duración es mayor que el t_c , contribuye asimismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y por tanto, también es menor el caudal.

Si la duración de la lluvia es menor que el t_c , la intensidad de la lluvia es mayor, pero en el momento en que acaba la lluvia, el agua caída en los puntos más alejados aún no ha llegado a la salida; solo contribuye una parte de la cuenca a la escorrentía, por lo que el caudal será menor. Aceptando este planteamiento, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la fórmula racional (Máximo Villón B., 2012):

$$Q = \frac{CIA}{3.6} \dots [1]$$

Donde Q es el caudal máximo en m³/s. I la intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/hora. A el área de la cuenca en Km² y C, el coeficiente de escorrentía, sin dimensiones.

- **Tiempo de concentración (t_c)**

Se denomina tiempo de concentración, al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de esta, este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca. El tiempo de concentración debe incluir los escurrimientos sobre terrenos, canales, cunetas y los recorridos sobre la misma estructura que se diseña. Todas aquellas características de la cuenca tributaria, tales como dimensiones, pendientes, vegetación, y otras en menor grado, hacen variar el tiempo de concentración. (Máximo Villón B., 2012)

Se puede calcular el tiempo de concentración utilizando las siguientes fórmulas:

Fórmula de Kirpich (1940)

$$t_c = 0.01947L^{0.77}S^{-0.385} \dots [2]$$

Donde:

t_c , es el tiempo de concentración en minutos.

L, es la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, en metros.

S, es la pendiente promedio de la cuenca en m/m

Fórmula California Culverts Practice (1942)

$$t_c = 0.01947 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \dots [3]$$

Donde:

t_c , es el tiempo de concentración en minutos.

L, es la longitud del curso de agua más largo, en metros.

H, es la diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, en metros.

Fórmula de Témez (1978)

$$t_c = 0.3 \left(\frac{L}{S_o^{0.25}} \right)^{0.75} \dots [4]$$

Donde:

t_c , es el tiempo de concentración en horas.

L, es la longitud del cauce principal, en kilómetros.

S_o , es la diferencia de cotas entre los puntos extremos del cauce sobre L en %.

Fórmula de Giandiotti (1990)

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3\sqrt{LS_o}} \dots [5]$$

Donde:

t_c , es el tiempo de concentración en horas.

A, es el área de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

L, es la longitud del cauce principal, en kilómetros.

S_o , es la diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente sobre L en m/m.

Fórmula Australiana

$$t_c = \frac{58L}{A^{0.1}S^{0.2}} \dots [6]$$

Donde:

t_c , es el tiempo de concentración en minutos.

A, es el área de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

L, es la longitud del cauce principal, en kilómetros.

S, es la pendiente del perfil de la corriente, en m/Km.

Es importante mencionar que en ningún caso el tiempo de concentración deberá ser inferior a 10 minutos (Reglamento nacional de edificaciones, norma OS 060).

- **Determinación de la intensidad de lluvia**

Este valor se determina a partir de la curva intensidad-duración-periodo de retorno, entrando con una duración igual al tiempo de concentración y con un periodo de retorno. El periodo de retorno se elige dependiendo del tipo de estructura a diseñar. (Máximo Villón B., 2012)

- **Coefficientes de escorrentía**

La escorrentía, es decir, el agua que llega al cauce de evacuación, representa una fracción de la precipitación total. A esta fracción se le denomina coeficiente de escorrentía, que no tiene dimensiones y se representa por la letra C.

$$C = \frac{V_{\text{escorrentía superficial total}}}{V_{\text{precipitado total}}} \dots [7]$$

El valor de C depende de factores topográficos, edafológicos, cobertura vegetal, etc. (Máximo Villón B., 2012)

De acuerdo con el método del MOPU (1987) y su posterior ampliación (Témez, 1991), el coeficiente de escorrentía vale:

$$C = \frac{(P - P_o)(P + 23P_o)}{(P + 11P_o)^2} \dots [8]$$

Donde:

C, es el coeficiente de escorrentía.

P, es la precipitación de diseño en mm.

P_o, es el umbral de escorrentía en mm.

La precipitación de diseño puede ser calculada dejando la ecuación [3] en términos de P. quedando de la siguiente manera:

$$P = \frac{D * I_{max}}{60} \dots [9]$$

Donde:

P, es la precipitación de diseño.

D, es la duración de la lluvia igual al tiempo de concentración.

I_{max} , es la intensidad máxima calculada para un periodo de retorno requerido.

A continuación, se muestra la tabla de umbrales de escorrentía (Po en mm), para condiciones medias de humedad (MOPU,1987).

Tabla 1: Umbrales de escorrentía para condiciones medias de humedad.

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE	Po en mm
Rocas permeables	≥ 3	3
	< 3	5
Rocas impermeables	≥ 3	2
	< 3	4

Fuente: MOPU 1987

Conocida la relación expresada en la ecuación [8], se puede transformar la tabla n° 01 en su equivalente para cualquier precipitación de diseño (P) deseada. Como ejemplo la tabla n° 02 ofrece los valores del coeficiente de escorrentía para un aguacero de 50 mm.

Tabla 2: Coeficientes de escorrentía para una lluvia de 50 mm.

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE	Coefficiente de escorrentia
Rocas permeables	≥ 3	0.81
	< 3	0.67
Rocas impermeables	≥ 3	0.89
	< 3	0.74

Fuente: MOPU 1987

- **Diseño de pozas colectoras en unidades mineras**

En operaciones mineras el periodo de retorno deberá adoptarse en función del tipo de obra. Evidentemente no tiene sentido dimensionar una cuenca decantadora en una mina, que tiene una vida útil limitada, por lluvias decamilenarias, siendo razonable utilizar valores de 10 a 100 años dependiendo del tipo de estructura, de su porte y de los riesgos ambientales aguas abajo. (Luis Enrique Sánchez, 2000). Para las pozas colectoras utilizar un periodo de retorno de 10 años ya que, debido al cambio de topografía constante, dichas estructuras no se mantendrán siempre en la misma ubicación, sino que irán cambiando de acuerdo a las necesidades de la operación minera.

- **Diseño de cunetas en las vías de acarreo de unidades mineras**

Las cunetas son zanjas longitudinales revestidas o sin revestir abiertas en el terreno, ubicadas a ambos lados o a un solo lado de la carretera, con el objeto de captar, conducir y evacuar adecuadamente los flujos de agua superficial. Serán del tipo triangular, trapezoidal o rectangular, siendo preferentemente de sección triangular, donde el ancho es medido desde el borde de la rasante, hasta la vertical que pasa por el vértice inferior. La profundidad es medida verticalmente desde el nivel del borde de la rasante al fondo o vértice de la cuneta (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC).

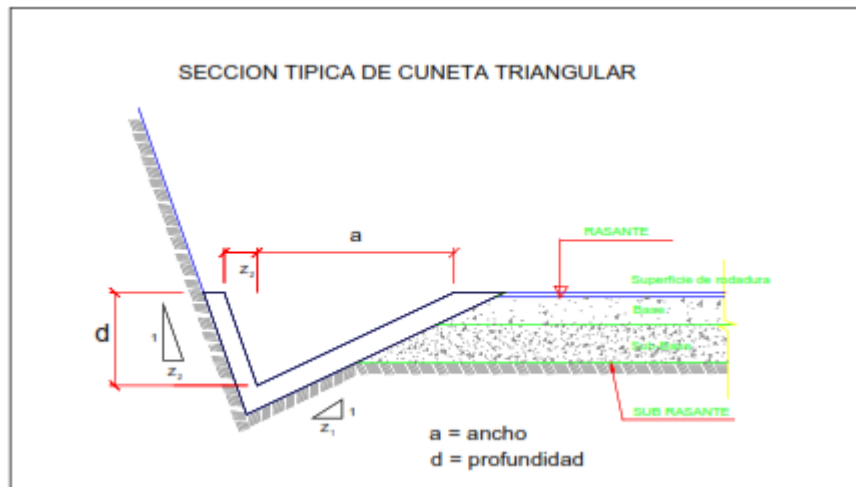


Figura 2: Sección típica de cuneta triangular.

(Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC)

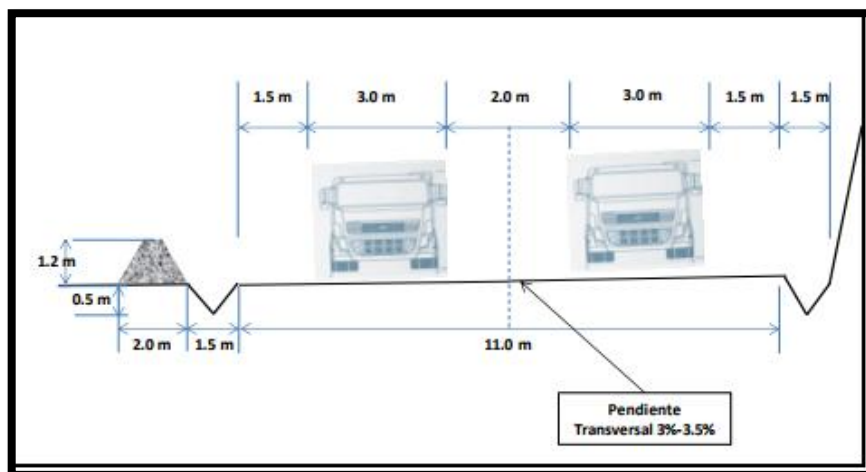


Figura 3: Sección típica de cuneta y de vía de acarreo unidad minera Gold Fields La Cima S.A.

(Gold Fields La Cima S.A., 2019)

Para cunetas ubicadas en las vías de tránsito es recomendable diseñar con un periodo de retorno de 5 años (Víctor Ponce,1999)

- **Capacidad hidráulica de las cunetas**

Para el diseño hidráulico de las cunetas es recomendable utilizar el principio del flujo en canales abiertos, usando la ecuación de Manning (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC):

$$Q = A * V = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} \dots [10]$$

Donde:

Q, es el caudal en m^3/s .

V, es la velocidad media en m/s .

A, es el área de la sección en m^2 .

R, es el radio hidráulico en m.

S, es la pendiente de fondo en m/m.

n, es el coeficiente rugosidad de Manning.

A continuación, se presenta algunos de los valores del coeficiente de rugosidad de Manning:

Tabla 3: Valores del coeficiente de rugosidad de Manning.

TIPO DE CANAL			MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
A. CONDUCTO CERRADO CON ESGURRIMIENTO PARCIALMENTE LLENO	A.1. METÁLICOS	a. Bronce Polido b. Acero soldado con remaches c. Metal corrugado sub - dren dren para aguas lluvias	0.009 0.010 0.013 0.017 0.021	0.010 0.012 0.016 0.019 0.024	0.013 0.014 0.017 0.021 0.030
	A.2 NO METÁLICOS	a. Concreto tubo recto y libre de basuras tubo con curvas, conexiones afinado tubo de alcantarillado con cámaras, entradas. Tubo con moldaje de acero. Tubo de moldaje madera cepillada Tubo con moldaje madera en bruto b. Madera duelas laminada y tratada c. Albañilería de piedra.	0.010 0.011 0.011 0.013 0.012 0.012 0.015 0.010 0.015 0.018	0.011 0.013 0.012 0.015 0.013 0.014 0.017 0.012 0.017 0.025	0.013 0.014 0.014 0.017 0.014 0.016 0.020 0.014 0.020 0.030
B. CANALES REVESTIDOS	B.1 METAL	a. Acero liso sin pintar pintado b. Corrugado	0.011 0.012 0.021	0.012 0.013 0.025	0.014 0.017 0.030
	B.2 NO METÁLICO	a. Madera Sin tratamiento Tratada Planchas b. Concreto afinado con plana afinado con fondo de grava sin afinar excavado en roca de buena calidad excavado en roca descompuesta c. Albañilería piedra con mortero piedra sola	0.010 0.011 0.012 0.011 0.015 0.014 0.017 0.022 0.017 0.023	0.012 0.012 0.015 0.013 0.017 0.017 0.020 0.027 0.025 0.032	0.014 0.015 0.018 0.015 0.020 0.020 0.020 0.030 0.030 0.035
C. EXCAVADO		a. Tierra, recto y uniforme nuevo grava con algo de vegetación b. Tierra, sinuoso sin vegetación con malezas y pasto maleza tupida, plantas fondo pedregoso - malezas. c. Roca suave y uniforme Irregular d. Canales sin mantención maleza tupida Fondo limpio, bordes con vegetación	0.016 0.022 0.022 0.023 0.025 0.030 0.025 0.025 0.035 0.050 0.040	0.018 0.025 0.027 0.025 0.030 0.035 0.035 0.040 0.040 0.080 0.050	0.020 0.030 0.033 0.030 0.033 0.040 0.040 0.050 0.120 0.080

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje – MTC.



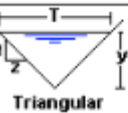

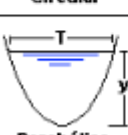
Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta - \text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}) \frac{D}{4}$	$\frac{(\text{sen}\frac{\theta}{2}) D}{2\sqrt{y(D-y)}}$ ó $\frac{D}{2}$
 Parabólica	$\frac{2}{3} Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Figura 4: Fórmulas de secciones típicas para canales abiertos.

(Apuntes propios de estudio)

También se puede utilizar el coeficiente de Strickler (K) cuya expresión es:

$$K = \frac{1}{n} \dots [11]$$

Donde:

K, es el coeficiente de Strickler

n, es el coeficiente de rugosidad de Manning.

A continuación, se presenta algunos de los valores del coeficiente de Strickler (K):

Tabla 4: Valores K más usados.

Cunetas excavadas en el terreno	K = 33
Cunetas en roca	K = 25
Cunetas de concreto	K = 67

Fuente: Ingeniería Vial I de Hugo Morales Sosa

- **Velocidad límites admisibles**

A continuación, se presenta algunas velocidades límites admisibles:

Tabla 5: Velocidades límites admisibles.

TIPO DE SUPERFICIE	VELOCIDAD LIMITE ADMISIBLE (M/S)
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)	0.20 – 0.60
Arena arcillosa dura, margas duras	0.60 – 0.90
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0.60 – 1.20
Arcilla grava, pizarras blandas con cubierta vegetal	1.20 – 1.50
Hierba	1.20 – 1.80
Conglomerado, pizarras duras, rocas blandas	1.40 – 2.40
Mampostería, rocas duras	3.00 – 4.50 *
Concreto	4.50 – 6.00 *

Fuente: Manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito- MTC.

- **Caudal de aporte**

Es el caudal calculado en el área de aporte correspondiente a la longitud de cuneta. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q_c = \frac{CIA}{3.6} \dots [12]$$

Donde Q_c es el caudal máximo en m^3/s . I la intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/hora. A el área de la cuenca en Km^2 y C , el coeficiente de escorrentía, sin dimensiones Manning. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC).

HIDROLOGÍA

- Precipitación

La precipitación incluye la lluvia, la nieve y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre, tales como granizo y nevisca. La formación de precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense. (VEN TE CHOW, 1998).

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestres, y sus mediciones y análisis, forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control del agua. (Máximo Villón B., 2012)

- 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 de lámina de agua, indica la altura del agua que se acumularía en una superficie horizontal, si la precipitación permaneciera donde cayó. Los aparatos de medición, se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición, se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones, en pluviómetros y pluviógrafos. (Máximo Villón B., 2012)



Figura 5: Ejemplos de pluviómetro y pluviógrafo.

(Google, 2019)

- Intensidad de precipitación

Es la altura de precipitación referida a una hora de duración. La intensidad máxima, es un

parámetro de suma importancia para el cálculo del caudal de diseño, su valor, siempre está relacionado a una duración y a un periodo de retorno determinado. (Máximo Villón B., 2012)

- **Duración**

Normalmente la duración de la lluvia de diseño considerada, es igual al tiempo de concentración, t_c , debido al cabo de dicho tiempo la escorrentía alcanza su valor pico, al contribuir toda el área aportante al flujo en la salida del área de drenaje considerada. (Máximo Villón B., 2012)

- **Periodo de retorno**

El periodo de retorno, es el intervalo de tiempo promedio, dentro del cual un evento de magnitud x , puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Está íntimamente ligado a la importancia de la obra. Así, para efectos de diseño, el valor de T , se selecciona de acuerdo a los estándares de diseño. (Máximo Villón B., 2012)

- **Curvas Intensidad – Duración – Periodo de retorno**

Es la representación gráfica de la relación existente entre la intensidad (I), la duración (D) y el periodo de retorno (T), se representa por la ecuación (Máximo Villón B., 2012):

$$I_{max} = \frac{KT^a}{D^b} \dots [13]$$

Donde:

I_{max} = intensidad máxima,

T = periodo de retorno, en años

D = duración, en min

K, a, b = parámetros de la ecuación

- **Curvas Intensidad – Duración – Periodo de Retorno utilizando el modelo de Grobe, conocido como modelo de Dyck y Peschke**

Para construir la familia de curvas de Intensidad – Duración – Periodo de retorno (IDT), de gran importancia en el diseño hidrológico, se necesita contar con registros pluviográficos continuos, los cuales, en la mayoría de los lugares, son escasos y pocos extensos, lo común es contar con bastantes registros pluviométricos, los cuales solo entregan observaciones de lluvias diarias, lluvias medidas cada 24 horas. Por lo tanto, resulta de interés práctico, el desarrollo de metodologías tendientes a la obtención de

relaciones intensidad-duración-periodo de retorno, a partir de datos pluviométricos diarios.

Según este criterio de discretización de Grobe o Dyck y Peschke, las lluvias de duración corta D , P_D , es función de la precipitación de 24 horas, es decir, que este criterio se puede aplicar también a precipitaciones máximas de 24 horas, P_{24h} , de acuerdo con la siguiente ecuación empírica, se puede generar las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno (IDT) (Máximo Villón B., 2012):

$$P_D = P_{24h} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25} \dots [14]$$

Donde:

P_D , es la precipitación máxima de duración D , en mm.

D , es la duración de la lluvia, en minutos.

P_{24h} , es la precipitación máxima diaria (en 24 horas), en mm.

- **Proceso de estimación de las curvas IDT, a partir de datos de precipitación máximas diarias, con el criterio de Grobe o de Dyck y Peschke.**

1. Recopilar información de precipitaciones máximas de 24 horas.
2. Descomponer las precipitaciones de 24 horas, en diferentes duraciones.
3. Transformar las lluvias máximas en mm a intensidades en mm/hr, utilizando la siguiente fórmula.

$$I = \frac{60P_D}{D} \dots [15]$$

Donde:

P_D , es la precipitación máxima de duración D , en mm.

D , es la duración de la lluvia, en minutos.

4. Ordenar las intensidades máximas y calcular sus periodos de retorno con la fórmula de Weibull. Para cada duración, las intensidades máximas se ordenan en forma descendente y se determina el periodo de retorno (T) para cada una de ellas aplicando la fórmula de Weibull:

$$T = \frac{n + 1}{m} \dots [16]$$

Donde:

T , es el periodo de retorno, en años.

n, es el número de años.

m, es el número de orden.

5. Reordenar los datos de las tripletas de intensidades máximas, periodo de retorno y duración en forma adecuada.
6. Calcular los parámetros K, a y b de la ecuación [1], utilizando el método de mínimos cuadrados, para el caso de una regresión lineal múltiple, con 2 variables independientes (Máximo Villón B., 2012).

- **Hietograma de diseño**

En ocasiones no es suficiente el dato de que (por ejemplo) la precipitación máxima para las 5 horas más lluviosas es de 100 mm. Es posible que necesitemos conocer la evolución de esos 100 mm. a lo largo de esas 5 horas. Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas. Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC).

- **Método del bloque alternativo**

El método del bloque alternativo es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración t, sobre una duración total de $T_d = n \cdot t$. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones t, 2t, 3t, 4t, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo t. Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central

para formar el hietograma de diseño (Figura N° 03). (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC).

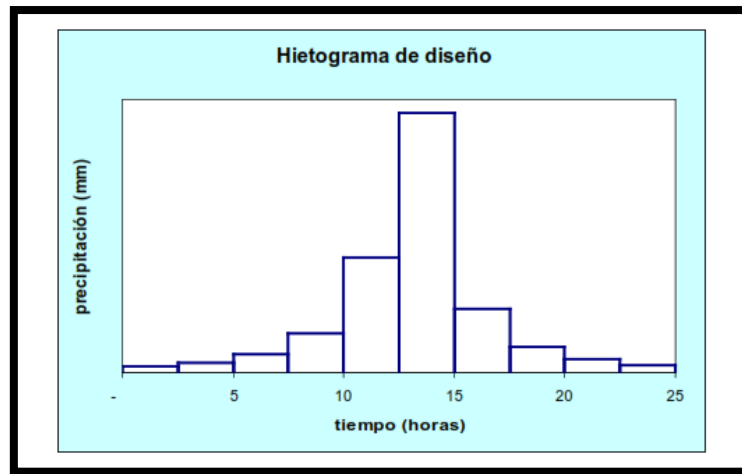


Figura 6: Ejemplo de hietograma de diseño.

(Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC)

- **Precipitación total y efectiva**

En ocasiones no es suficiente el dato de que (por ejemplo) la precipitación máxima para las 5 horas más lluviosas es de 100 mm. Es posible que necesitemos conocer el exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. Las gráficas de exceso de precipitación vs. el tiempo o hietograma de exceso de precipitación es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia-escorrentía. La diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de intercepción y almacenamiento superficial. El hietograma de exceso de precipitación puede calcularse a partir del hietograma de precipitación en una o dos formas, dependiendo de si existe o no información de caudales disponibles para la tormenta. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC).

- **Método SCS para abstracciones**

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de

exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P-I_a$. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC).

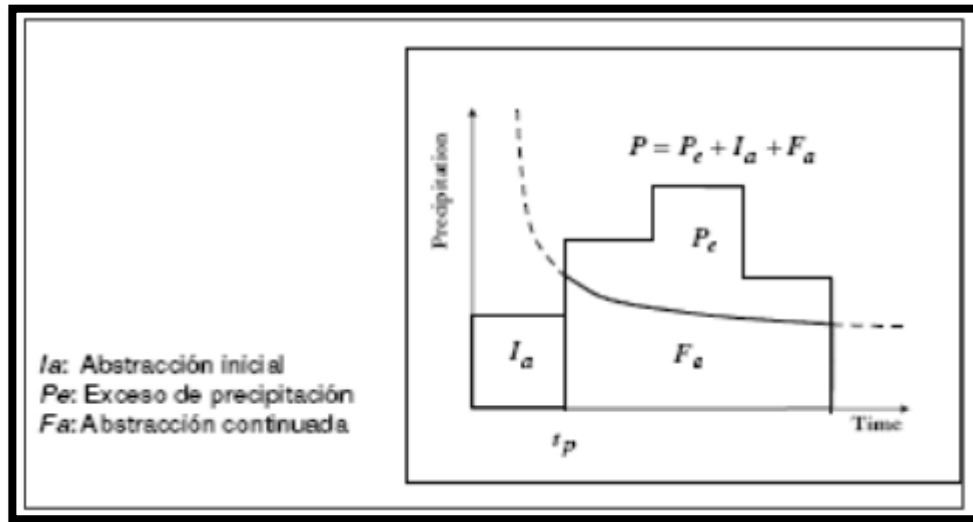


Figura 7: Variables en el método.

(Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC)

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

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \dots [17]$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \dots [18]$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para P_e se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \dots [19]$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS (Ver figura N° 05).

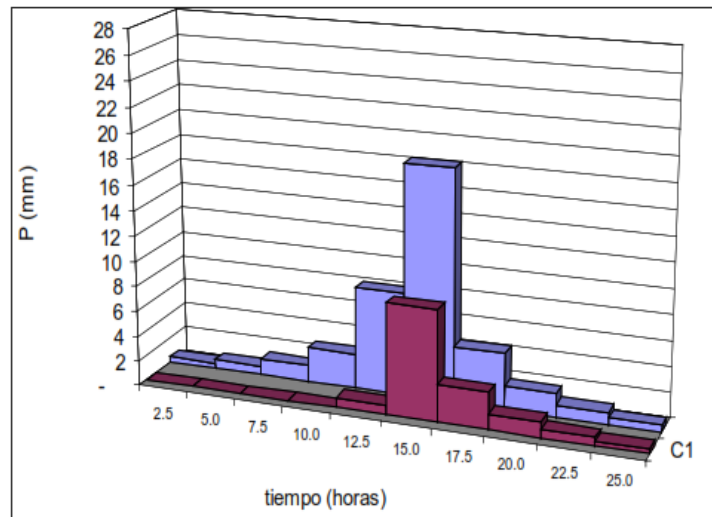


Figura 8: Ejemplo de hietograma de precipitación efectiva.

(Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC)

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica:

$$I_a = 0.2S \dots [20]$$

Con base en esto:

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \dots [21]$$

El uso de esta metodología exige la determinación del valor respectivo del CN (número adimensional de curva o curva número), correspondiente al área específica en estudio, valor que debe ser obtenido mediante procesos de calibración. La calibración del parámetro CN se realiza con información de campo, de algunos eventos en el que se disponga de datos de precipitación y caudales resultantes; luego se corre el modelo hasta ajustar el hidrograma calculado con el observado en el campo. Es un proceso de prueba error en donde se ajusta el parámetro (CN) hasta obtener coincidencias entre ambos hidrogramas. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC).

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

Se define un numero adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua CN=100; para superficies naturales $CN < 100$. El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \dots [22]$$

Donde S está en pulgadas.

Para homogenizar datos provenientes de tablas de umbral de escorrentía P_o y del número de curva CN, la relación entre ambos (P_o en mm y CN) se expresa como:

$$CN = \frac{25400}{254 + \frac{P_o}{0.2}} \dots [23]$$

$$P_o = \frac{5080}{CN} - 50.8 \dots [24]$$

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

$$CN (I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} - 10 \dots [25]$$

$$CN (III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} - 10 \dots [26]$$

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

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

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

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

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

Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto. (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC).

MODELOS HIDROLÓGICOS

- Modelos Probabilísticos utilizados en Hidrología

- Distribuciones teóricas

El hidrólogo generalmente tendrá disponible un registro de datos hidrometeorológico (precipitación, caudales evapotranspiración, temperaturas, etc.), a través de su conocimiento del problema físico, escogerá un modelo probabilístico a usar, que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable.

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

Si el ajuste es bueno, se puede utilizar la distribución elegida, una vez encontrada la ley de distribución que rige las variables aleatorias, además se podrá predecir con determinada probabilidad, la ocurrencia de una determinada magnitud, de un fenómeno hidrometeorológico. También se podrá determinar la magnitud de un fenómeno para un determinado periodo de retorno. (Máximo Villón B., 2011)

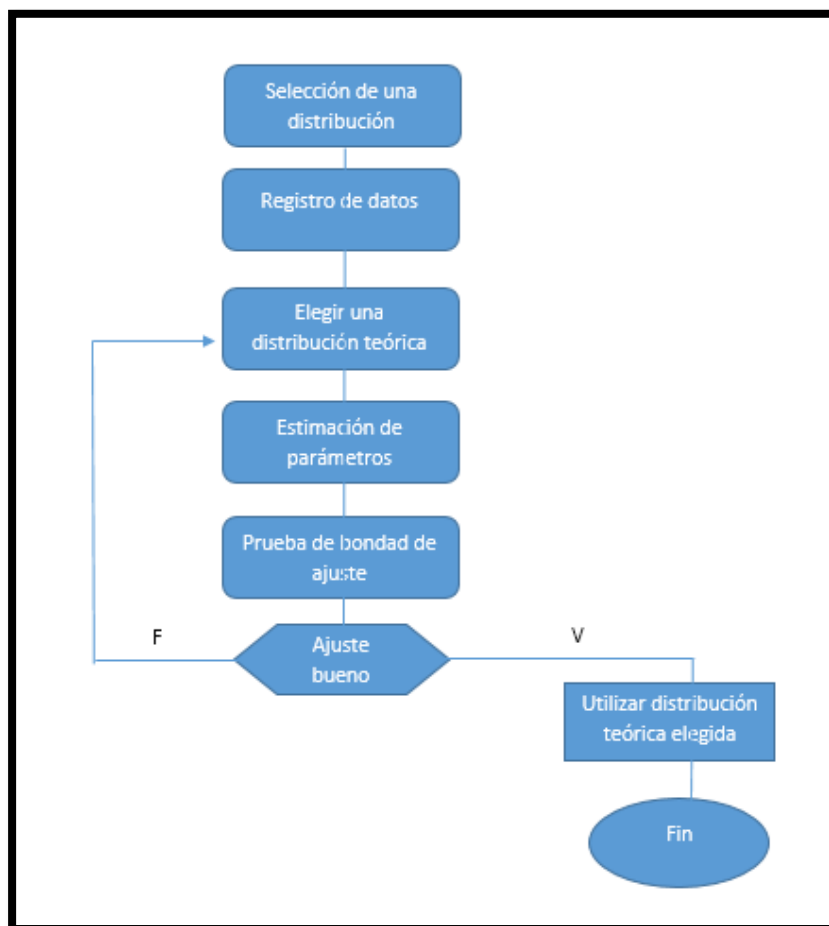


Figura 9: Proceso de selección de una distribución teórica.

(Máximo Villón B., 2011)

Las distribuciones teóricas comúnmente utilizadas en Hidrología, son entre otras:

- **Distribución Gamma**

La distribución gamma juega un papel importante en Hidrología. Su aplicación es tan común, como el uso de la distribución log-normal. (Máximo Villón B., 2011)

La función de distribución acumulada, de la función gamma incompleta de 2 parámetros es (Máximo Villón B., 2011):

$$f(x) = \int_0^x \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^\gamma \tau(\gamma)} dx \dots [27]$$

Si γ es entero, la función de distribución gamma acumulada, según Mood et al (1974), puede calcularse por:

$$F(x) = 1 - e^{-\frac{x}{\beta}} \sum_{j=0}^{\gamma-1} \frac{\left(\frac{x}{\beta}\right)^j}{j!} \dots [28]$$

La variable aleatoria reducida gamma de 2 parámetros, está dada por:

$$\gamma = \frac{x}{\beta} \dots [29]$$

La cual reduce la función de densidad de probabilidad a:

$$g(\gamma) = \frac{y^{\gamma-1} e^{-y}}{\tau(\gamma)} \dots [30]$$

Y la función de distribución acumulada a:

$$G(\gamma) = \int_0^y \frac{y^{\gamma-1} e^{-y}}{\tau(\gamma)} \dots [31]$$

Siendo:

γ = parámetro de forma (+)

β = parámetro de escala (+)

$\tau(\gamma)$ = función gamma completa, definida como:

$$\tau(\gamma) = \int_0^\infty x^\gamma e^{-x} dx \text{ que converge si } \gamma > 0$$

- **Distribución Gumbel**

Se dice que una variable aleatoria X, tiene una distribución Gumbel, si su función de densidad de probabilidad, es (Máximo Villón B., 2011):

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} \dots [32]$$

Para $-\infty < x < \infty$

Donde:

$0 < \alpha < \infty$, es el parámetro de escala

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

La variable aleatoria reducida Gumbel, se define como:

$$y = \frac{x - \mu}{\alpha} \dots [33]$$

Con lo cual, la función densidad reducida Gumbel es:

$$g(y) = e^{-y-e^{-y}} \dots [34]$$

y la función acumulada reducida Gumbel, es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \dots [35]$$

Los valores correspondientes x e y, están relacionados por:

$$F(x)=G(y) \dots [36]$$

y la relación:

$$x = \mu + \alpha y \dots [37]$$

- **Distribución Log Gumbel**

La función de distribución acumulada de la distribución Gumbel, tiene la forma (Máximo Villón B., 2011):

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}} \dots [38]$$

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \dots [39]$$

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

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \dots [40]$$

Donde:

α , es el parámetro de escala

μ , es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda

- **Distribución Log – Normal de 2 parámetros**

Se dice que una variable aleatoria X, tiene una distribución log-normal de 2 parámetros, si su función densidad es (Máximo Villón B., 2011):

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2} \dots [41]$$

Para:

$$0 < x < \infty$$

$$x \sim \text{LogN}(\mu_y, \sigma_y^2)$$

Donde:

μ_y, σ_y , son la media y la desviación estándar de los logaritmos naturales de x, es decir de $\ln x$, y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.

Puesto que:

$$y = \ln x \text{ entonces } dy = \frac{1}{x} dx \dots [42]$$

También, por las distribuciones acumuladas, se tiene:

$$f(y) = f(x) \frac{dx}{dy} \dots [43]$$

Sustituyendo la ecuación [19] y [20] en [21], resulta:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2} \dots [44]$$

Finalmente, reemplazando $y = \ln x$, se tiene:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2} \dots [45]$$

Para:

$$-\infty < x < \infty, y = \ln x$$

$$x \sim N(\mu_y, \sigma_y^2)$$

Siendo:

μ_y , es el parámetro de escala.

σ_y , es el parámetro de forma.

GEOLOGÍA

El yacimiento Cerro Corona es de tipo porfirítico de cobre-oro, roca calzo-alcalina, cuarzo-diorita en un ambiente de margen continental. (Estudio de Impacto Ambiental-Proyecto Cerro Corona).

Las rocas que predominan en el punto de extracción de mineral son de dos tipos: calizas y dioritas, ambas rocas permeables (las cuales han sufrido procesos geológicos que han mineralizado ambos tipos de roca).

TOPOGRAFÍA

- Topografía

Estudia el conjunto de procedimientos para determinar la posición de un punto sobre la superficie terrestre, por medio de medidas según los tres elementos del espacio; dos distancias y una elevación o una distancia, una elevación y una dirección. (S. NAVARRO HUDIEL, 2008)

- Levantamiento

Es un conjunto de operaciones que determinan las posiciones de puntos, la mayoría calcula superficies y volúmenes y la representación de medidas tomadas en el campo mediante perfiles y planos entonces son topográficos.

Los levantamientos topográficos tienen por objeto tomar suficientes datos de campo para confeccionar planos y mapas en el que figura el relieve y la localización de puntos o detalles naturales o artificiales y tiene como finalidad (S. NAVARRO HUDIEL, 2008):

- La determinación y fijación tenderos de terrenos.
- Servir de base para ciertos proyectos en la ejecución de obras públicas o privadas.
- Servir para la determinación de figuras de terrenos y masas de agua.
- Servir en toda obra vertical u horizontal.

- **Levantamientos de minas**

Estos levantamientos tienen por objetivo fijar y controlar la posición de los trabajos subterráneos requeridos para la explotación de minas de materiales minerales y relacionarlos con las obras superficiales. Las operaciones corresponden a las siguientes (S. NAVARRO HUDIEL, 2008):

- Determinación en la superficie del terreno de los límites legales de la concesión y amojonamiento de los mismos.
- Levantamiento topográfico completo del terreno ocupado por la concesión y confeccionamiento del plano o dibujo topográfico correspondiente.
- Localización en la superficie de los pozos, excavaciones, perforaciones para las exploraciones, las vías férreas, las plantas de trituración de agregados y minerales y demás detalles característicos de estas explotaciones.
- Levantamientos subterráneos necesarios para la localización de todas las galerías o túneles de la misma.
- Dibujo de los planos de las partes componentes de la explotación, donde figuren las galerías, tanto en sección longitudinal como transversal.
- Dibujo del plano geológico, donde se indiquen las formaciones rocosas y accidentes geológicos.
- Cubicación de tierras y minerales extraídos de la excavación en la mina.

MODELAMIENTO HIDRÁULICO COMPUTACIONAL

- **Modelo IBER**

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no- permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos, y el flujo de marea en estuarios.

El modelo Iber consta actualmente de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros. En el módulo hidrodinámico, que

constituye la base de Iber, se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D).

Para poder realizar un cálculo con Iber, se deben realizar los siguientes pasos:

- Crear o importar una geometría (topografía del terreno a estudiar).
- Asignar una serie de parámetros de entrada (rugosidad del fondo, modelo de turbulencia, etc.)
- Asignar condiciones de contorno e iniciales.
- Asignar opciones generales de cálculo (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico, activación de módulos adicionales)
- Construir una malla de cálculo
- Lanzar el cálculo.

Las condiciones de contorno e iniciales, así como la mayor parte de parámetros de entrada se pueden asignar tanto sobre la geometría, como sobre la malla. Las condiciones asignadas sobre la geometría se traspasan a la malla al crearla, las condiciones asignadas sobre la malla se pierden al remallar. Para generar una malla se debe tener una geometría formada por superficies.

- **Condiciones hidrodinámicas del software IBER**

Condiciones Iniciales

Se deben asignar a todo el dominio. Se puede escoger entre asignar un calado, o una cota de agua.

Condiciones de contorno o de entrada

Existe la posibilidad de asignar un caudal total, un caudal específico (caudal por unidad de ancho), o una cota de agua. En cada caso se exigirán los parámetros necesarios en función de si el régimen es subcrítico, crítico, o supercrítico.

Condiciones de contorno de salida

En este caso sólo se deben especificar parámetros adicionales si el régimen es subcrítico, en cuyo caso es posible utilizar una condición tipo vertedero, una condición de nivel dado (cota o calado) o una curva de gasto. En caso de régimen supercrítico o crítico no es necesario asignar parámetros adicionales.

Condiciones internas

Con este menú se pueden asignar distintos tipos de condiciones internas en los lados de los elementos. Los tipos de condiciones internas consideradas son: vertedero, compuerta, combinación de vertedero y compuerta, o un coeficiente de pérdidas localizadas. En los primeros tres casos, la longitud del vertedero y el ancho de la compuerta se piden como un porcentaje de longitud del lado, no como longitud absoluta.

- Rugosidad

En Iber la rugosidad se asigna a través de un coeficiente de rugosidad de Manning.

Tabla 6: Coeficientes de rugosidad de Manning para rocas.

Cortes en roca	Coeficiente de rugosidad de Manning		
	Mínimo	Normal	Máximo
Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050

Fuente: Ven Te Chow.

Asignación de usos del suelo

Con el menú “Rugosidad > Usos del suelo” se abre la posibilidad de escoger un uso del suelo y asignarlo a las superficies que forman la geometría (o en su caso a los elementos de la malla). Existen unos valores predeterminados asignados a cada uso del suelo, pero estos pueden cambiarse. También se pueden añadir o eliminar usos del suelo.

- Procesos hidrológicos

En el menú “Datos > Procesos hidrológicos” se puede asignar un hietograma y distintas funciones de pérdidas por infiltración sobre las superficies de la geometría o los elementos de la malla.

Lluvia

La lluvia se asigna en forma de hietograma. Cada instante de tiempo del hietograma indica el inicio de un bloque de precipitación de intensidad constante que se mantiene hasta el próximo instante de tiempo.

El hietograma de diseño se desprende del cálculo de la precipitación efectiva calculada por el método del número de curva del SCS.

- **Visualización de resultados**

Iber dispone de multitud de opciones para visualizar y analizar los resultados, personalizar los colores, las leyendas, mostrar etiquetas de valores, etc. Una opción para visualizar resultados es mediante el menú “Ventana > ver resultados”. La ventana que se abre permite acceder a los distintos grupos de resultados (o Análisis) que se pueden visualizar en cada instante de tiempo, como áreas coloreadas, áreas coloreadas suavizadas, o vectores.

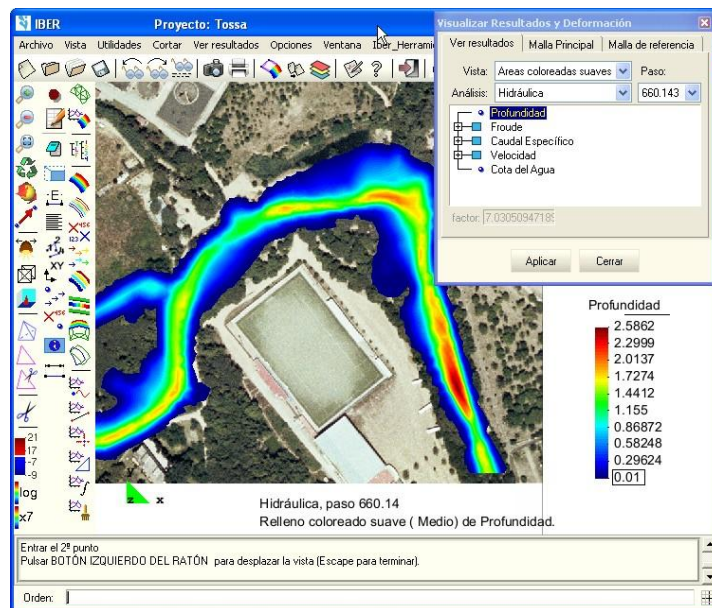


Figura 10: Visualización de resultados tomando como ejemplo el modelamiento de un río.

(Manual básico de usuario – IBER, 2012)

RIESGO DE FALLA

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

La fórmula que liga las probabilidades de no ocurrencia en un año cualquiera p con los periodos de retorno T_r es:

$$p = 1 - \frac{1}{T_r} \dots [46]$$

Asimismo, la probabilidad de ocurrencia J de un evento cualquiera en un periodo de retorno de n años viene dada por la ecuación:

$$J = 1 - p^n \dots [47]$$

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots [48]$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la formula anterior permite calcular periodo de retorno T , fijando el riesgo de falla admisible R , el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.

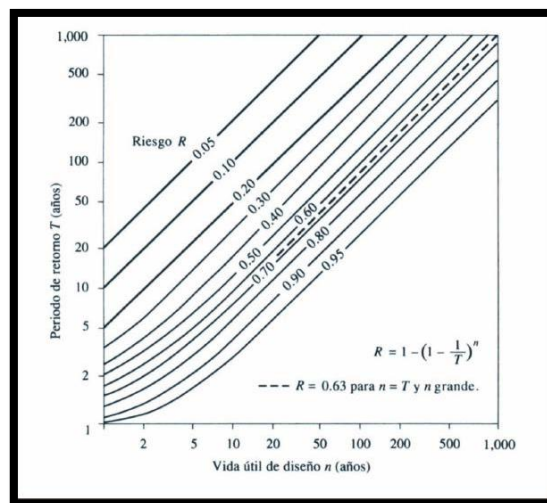


Figura N° 11 Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil (*Manual de hidrología, hidráulica y drenaje-MTC*).

2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

Caudal: Se conoce como caudal, a la cantidad de fluido que circula a través de una sección de un conducto, ya sea tubería, cañería, oleoducto, río, canal, por unidad de tiempo. Se refiere principalmente al volumen hidráulico que se genera debido a un evento de precipitación y que tendrá que ser transportado principalmente por las cunetas, para ser evacuadas en los puntos de salida (denominados pozas colectoras). La unidad principal de medida es m³/seg.

Precipitación: Es la caída de agua desde la atmosfera hacia la superficie terrestre. La precipitación que alcanza la superficie de la tierra puede producirse en muchas formas diferentes, como lluvia, lluvia congelada, llovizna, nieve, aguanieve, granizo.

Infiltración: Es el proceso por el cual el agua en la superficie de la tierra entra en el suelo. La tasa de infiltración, en la ciencia del suelo, es una medida de la tasa a la cual el suelo es capaz de absorber la precipitación o la irrigación. Se mide en pulgadas por hora o milímetros por hora. Si la tasa de precipitación excede la tasa de infiltración, se producirá escorrentía a menos que haya alguna barrera física.

Escorrentía: En hidrología se denomina escorrentía a la lámina de agua que circula sobre la superficie de una cuenca de drenaje. También se puede entender como una corriente de agua que se origina de las precipitaciones que, circula y se extiende sobre el suelo una vez que se ha superado la capacidad de evaporización y de infiltración de la misma.

Umbral de escorrentía: Es la cantidad de precipitación a partir de la cual el terreno no es capaz de infiltrar más agua y ésta fluye sobre la superficie. Este umbral depende de la humedad inicial del suelo, el uso del suelo, el tipo de suelo y la pendiente.

Rugosidad: En hidráulica es un parámetro que determina el grado de resistencia, que ofrecen las paredes y fondo de un canal por ejemplo al paso de un fluido. Mientras más áspera o rugosa sean las paredes y fondo, más dificultad tendrá el agua para desplazarse.

Tajo: Escalón o unidad de explotación sobre la que se desarrolla el trabajo de extracción de mineral en las minas a cielo abierto.

Poza Colectora: Se denomina poza colectora a la estructura destinada a almacenar el agua de eventos de precipitación (lluvia) y que se encuentran distribuidas dentro del tajo para luego ser evacuada.

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Localización y Ubicación del Área de Estudio

El área de estudio se encuentra ubicada en el punto de extracción de mineral denominado Tajo Cerro Corona, ubicado en la unidad minera Gold Fields La Cima S.A., en el distrito de Hualgayoc, provincia de Hualgayoc, departamento de Cajamarca, a 82.5 km al noroeste de la ciudad.

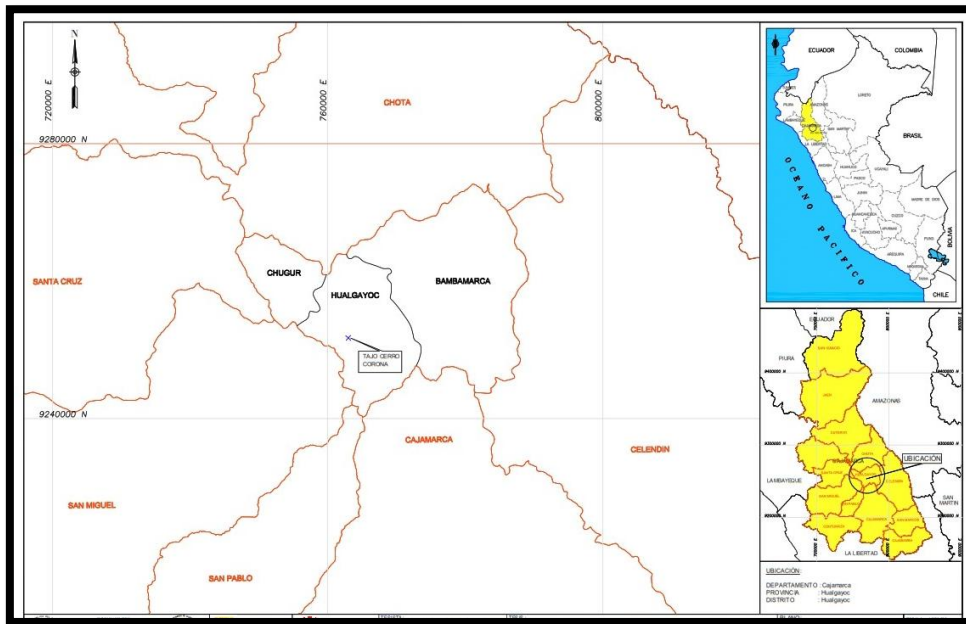


Figura 12: Ubicación Geográfica de la unidad minera Gold Fields La Cima.

El tajo Cerro Corona se encuentra ubicado en las coordenadas 762995.41 m E, 9251741.42 m S, a una altitud que varía desde los 3650 a 4000 msnm.



Figura 13: Vista satelital del Tajo Cerro Corona.

El sistema de drenaje superficial del tajo Cerro Corona está compuesto por:

- a) Pozas Colectoras dentro del tajo: Son estructuras de almacenamiento ubicadas en diferentes zonas dentro del tajo, de tal manera que capten y almacenen el agua producto de eventos de precipitación, para luego ser evacuadas hacia la poza colectora de bombeo.

Durante el tiempo de estudio el tajo Cerro Corona tuvo 4 pozas colectoras principales dentro del tajo la cuales se detallan a continuación:

- Poza Centro: Ubicada en la parte central del tajo, tiene una capacidad hidráulica de almacenamiento de 15000 m³.
 - Poza Norte: Ubicada en la parte norte del tajo, tiene una capacidad hidráulica de almacenamiento de 4000 m³.
 - Poza Sur: Ubicada en la parte sur del tajo, tiene una capacidad hidráulica de almacenamiento de 4000 m³.
 - Poza Este: Ubicada en la parte este del tajo, tiene una capacidad hidráulica de almacenamiento de 4000 m³.
- b) Cunetas ubicadas en las vías de acarreo: Son estructuras de conducción y de drenaje ubicadas en las vías de tránsito dentro del tajo, cuya finalidad es evacuar las aguas producto de las precipitaciones hacia las pozas colectoras dentro del tajo. En la unidad minera Gold Fields La Cima S.A. existe un único diseño de cunetas, la cual debe ser respetada y construida siempre y cuando se requiera, dicho diseño consta de una sección triangular de 1.5 m de ancho y una profundidad de 0.5 m.

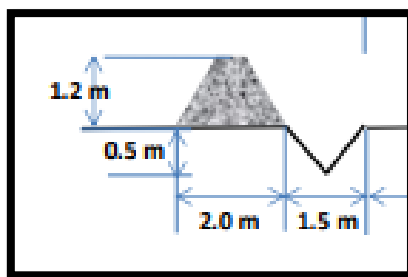


Figura 14: Sección típica de cuneta unidad minera Gold Fields La Cima S.A.

(Gold Fields La Cima S.A., 2019)

3.2 Metodología

3.2.1 Tipo, nivel, diseño y método de investigación.

La metodología de investigación empleada en la realización de la presente tesis es del tipo Aplicada, ya que busca resolver un problema aplicando conocimientos adquiridos en la práctica, como lo es determinar el riesgo de inundación en el tajo Cerro Corona. De nivel predictivo o experimental, por la necesidad de manipular variables independientes (topografía, hidrología, hidráulica) para ver su comportamiento global en el modelamiento del sistema de drenaje pluvial. De diseño Descriptivo, basado en el tratamiento estadístico de datos hidrológicos y la toma y procesamiento de datos topográficos. De método Cuantitativo con la determinación del riesgo de inundación en el tajo Cerro Corona.

3.2.2 Muestra de estudio

Se seleccionó el tajo Cerro Corona para estudiar el riesgo de inundación, a partir de la evaluación del sistema de drenaje pluvial con el que cuenta, de tal forma que se pueda evidenciar en que zonas habrá problemas de acumulación de aguas (inundaciones), para posteriormente evaluar el riesgo en las zonas comprometidas (pozas colectoras).

3.2.3 Unidad de análisis

La unidad de análisis fue la poza colectora que tendrá que almacenar el agua producto del funcionamiento del sistema de drenaje pluvial y de las inundaciones que serán bombeadas hacia ella.

3.2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas: La presente investigación empleó técnicas directas de recopilación de información (topográfica, hidrológica), los cuales permitieron realizar el procesamiento de dicha información para poder obtener el Riesgo de inundación por aguas pluviales en el tajo Cerro Corona.

Instrumentos: La presente investigación utilizó como instrumento el GPS diferencial para la realización del levantamiento topográfico de la zona de estudio, el software HIDROESTA2 como modelo para realizar el ajuste estadístico de los datos de precipitación y calcular las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, el software

IBER para realizar el modelamiento del evento de precipitación en estudio para poder observar las zonas en las que habrá problemas de acumulación de agua.

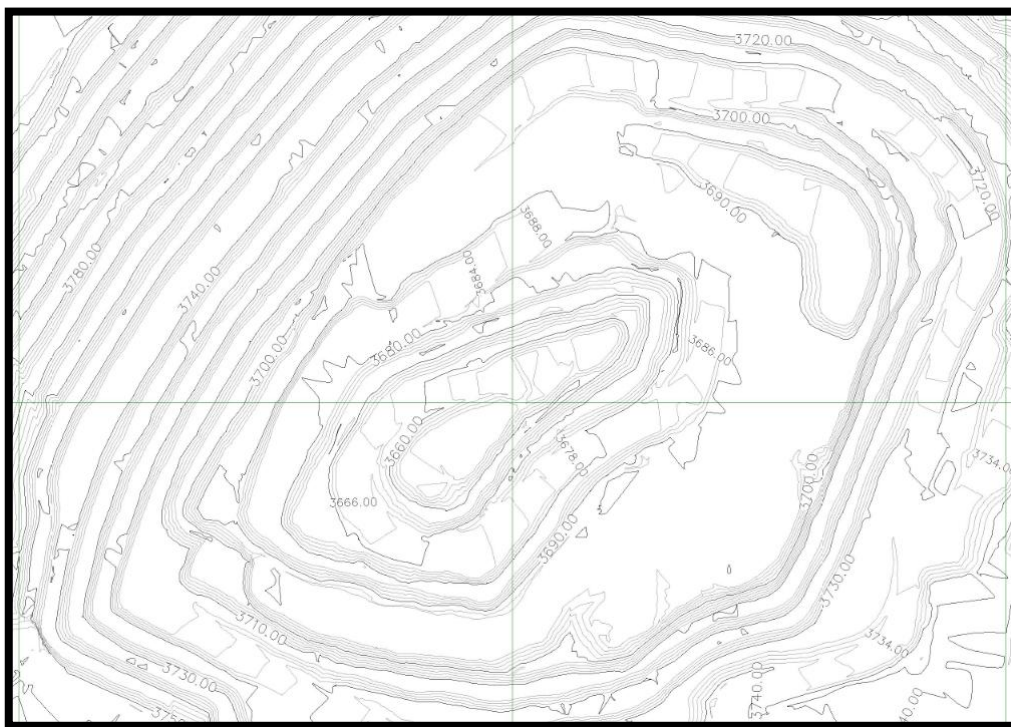
3.3 Procedimiento

3.3.1 Topografía

a) Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó utilizando los recursos de la empresa minera Gold Fields La Cima S.A. a través del área encargada de ejecutar todo lo concerniente a trabajos topográficos. Los levantamientos topográficos en la unidad minera Gold Fields La Cima S.A. son ejecutados utilizando GPS diferencial con un error de 1 cm.

Finalmente, el área de topografía a través del área de Recursos Hídricos de la empresa minera Gold Fields La Cima me hizo llegar el plano topográfico final, para realizar el presente estudio. (Ver plano N° 03).



*Figura 15: Ejemplo de topografía de la parte central del tajo Cerro Corona
(Gold Fields La Cima S.A., 2019)*

b) Visitas y toma de datos de campo

Se realizaron 2 visitas a la unidad minera Gold Fields La Cima S.A. con la finalidad de tomar datos del sistema de drenaje superficial del tajo Cerro Corona, en dichas visitas se inspeccionaron las pozas colectoras, así como el funcionamiento del sistema.

3.3.2 Hidrología

El estudio del riesgo de inundación en el Tajo Cerro Corona se realizó haciendo uso de dos métodos de transformación de lluvia en escorrentía, el primero utilizando el método racional para calcular los caudales y volúmenes máximos de agua esperados para un evento de máxima precipitación, mientras que el segundo haciendo uso de un software de modelación hidráulica computacional denominado IBER, el cual requiere conocer el hietograma de precipitación efectiva.

a) Recopilación de información hidrológica

La información hidrológica (pluviométrica) requerida para la realización del presente estudio fue tomada de la estación Hualgayoc, la cual es de tipo convencional – meteorológica. Se encuentra ubicada en el distrito de Hualgayoc, en los 6° 46' 1" latitud este y los 78° 37' 1" longitud norte, a una altitud de 3815 msnm, contando con un periodo de registro desde el año 1961 al año 1983. Se eligió dicha estación porque es la estación más cercana al área de estudio y la única que cuenta con datos de precipitación máxima en 24 horas.

Tabla 7: Precipitaciones máximas en 24 horas – Estación Hualgayoc.

PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS - ESTACIÓN HUALGAYOC												
AÑO	MES											
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECIEMBRE
	(mm)											
1961							11.5	5.3	7.6	20.4	12.8	22
1962	23.3	32.4	26.4	59.1	7.6	18.5	1.7	3.1	12.2	10.6	33.8	20.4
1963	30.4	29.2	27.4	27.4	25.2	7.3	17.8	10.8	13.8	21.9	25	25.2
1964	15.1	20.8	23.6	28.6	17.6	18.5	11.2	29.2	22.5	21.5	20.6	28.1
1965	14.1	20	33.6	18.5	9.9	3.2	12.6	8.9	SD	9.5	SD	42
1966	10	11	10	10.6	15.1	10.3	SD	SD	15	10	10	9.6
1967	25.9	38.5	30.4	24.5	21.1	8.6	17.6	12.9	12.6	28.4	21	31.8
1968	11.8	17	23.3	15.8	10	15.8	8	21	42	25	24.5	18
1969	29.3	37	22.6	27.5	9.6	30.8	2.5	8.5	12.2	22.9	21.8	24.2
1970	17	27.3	19.1	22.2	SD	26.2	6.4	12.7	16.6	21.5	22.4	40.8
1971	17.3	34.6	27.5	14.7	17	13.8	7.9	6.1	8	24.5	33.2	19
1972	12.8	23.4	36.1	23.9	33.3	12.2	13.7	7	27	33	18.4	20.8
1973	24.2	31.2	21.5	30.2	11.6	19.5	20.5	11.3	28.3	18.9	27.6	26.9
1974	17.3	32.7	25.8	32.5	2	4.3	13.1	8	17.4	55.2	13.9	17.4
1975	22.6	30.2	35.5	41	21.3	12.5	17.4	11.1	24.2	34.7	18.3	sd
1976	32.5	17.6	40.8	29.3	17.3	4	1.3	4.7	9.7	17.9	18.6	20.8
1977	27.6	20	14	24	9.3	17.7	3	5.2	14.3	35.8	23	26
1978	13.5	17.3	14.7	24.3	30	6.5	19	7.6	20.5	10	16	20
1979	18	27	39	21	19.5	0	12	20	28.5	12	17	20
1980	11	16.5	19	24	19.5	6	6	11.5	15	40	36.6	24
1981	19	24.2	40	17.5	30	10	13	11.6	8.2	44.5	26	23
1982	23.5	35	23	30.5	17.2	9.2	17	0	26	28	22	35.5
1983	40	30	30	13	19.5	13	sd	sd	SD	SD	SD	SD

Fuente: SENAMHI

b) Precipitaciones máximas en 24 horas anuales

Luego de haber recopilado la información pluviométrica se procedió a realizar el cálculo para la obtención de las precipitaciones máximas en 24 horas para cada año (desde 1961 hasta 1983). Tomando como precipitación máxima en 24 horas anual el valor máximo desde enero hasta diciembre correspondiente a cada año.

Tabla 8: Precipitaciones máximas en 24 horas anuales – Estación Hualgayoc.

Año	Pmax en 24 Horas (mm)
1961	22
1962	59.1
1963	30.4
1964	29.2
1965	42
1966	15.1
1967	38.5
1968	42
1969	37
1970	40.8
1971	34.6
1972	36.1
1973	31.2
1974	55.2
1975	41
1976	40.8
1977	35.8
1978	30
1979	39
1980	40
1981	44.5
1982	35.5
1983	40

c) Ajuste de los datos de precipitación máxima en 24 horas anuales a un modelo hidrológico

El ajuste de los datos de precipitación máxima en 24 horas anuales a un modelo hidrológico probabilístico se realizó utilizando el software Hidroesta 2. Se realizaron pruebas de bondad de ajuste a la distribución Gamma, distribución Gumbel, distribución Log Gumbel, Log Normal 2 parámetros. Posteriormente se eligió el modelo que mejor se ajustó a los datos de precipitación máxima en 24 horas anuales.

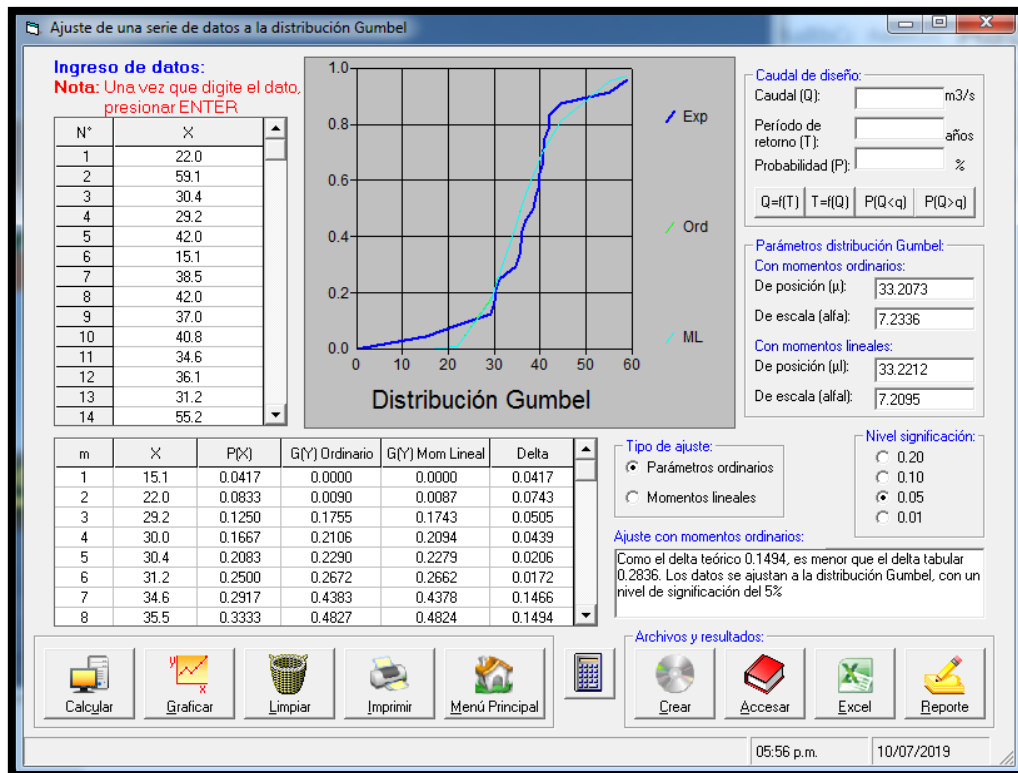


Figura 16: Ajuste de los datos de precipitación máxima en 24 horas anuales al modelo Gumbel.

(Fuente: Elaboración propia, Hidroesta 2)

d) Cálculo de precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno utilizando los datos ajustados a un modelo probabilístico

Luego de haber ajustado los datos a varios modelos hidrológicos probabilísticos, se procedió a elegir el mejor ajuste probabilístico, para de esta manera poder obtener las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno. Dichos datos fueron calculados utilizando el software Hidroesta 2.

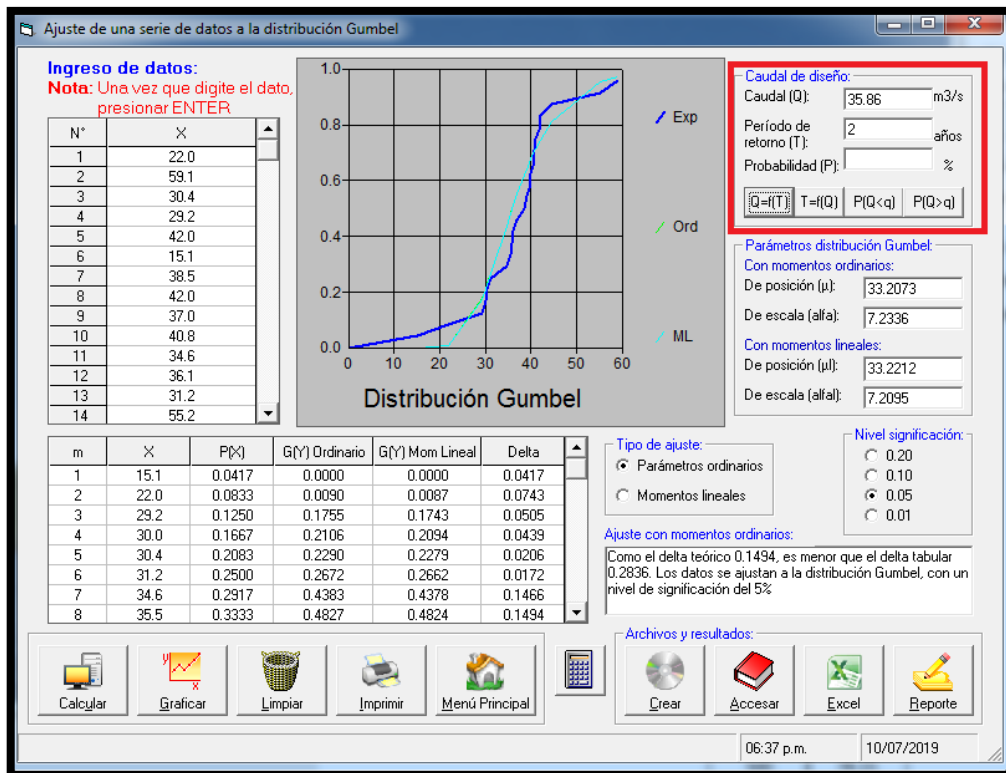


Figura 17: Ejemplo de cálculo de precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 2 años utilizando el modelo Gumbel.

(Fuente: Elaboración propia, Hidroesta 2)

Tabla 9: Precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Hualgayoc ajustadas al modelo Gumbel para diferentes periodos de retorno.

Tiempo de retorno (años)	Pmax 24 Horas probables (mm)	Factor de riesgo (%)
2	35.86	50.00
5	44.06	20.00
10	49.49	10.00
20	54.69	5.00
30	57.69	3.33
50	61.43	2.00
100	66.48	1.00
200	71.52	0.50
500	78.15	0.20

e) Cálculo de precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración a partir de precipitaciones máximas en 24 horas

Teniendo los datos de precipitaciones máximas probables en 24 horas para diferentes periodos de retorno, se procedió a transformar dichas precipitaciones utilizando el criterio de discretización de Grobe o de Dyck y Peschke, aplicando la ecuación [14]. Logrando obtener las precipitaciones máximas para duraciones de 20, 30, 60, 120, 180 y 240 minutos.

Tabla 10: Precipitaciones máximas para diferentes duraciones a partir de precipitaciones máximas en 24 horas.

Tiempo de retorno (Tr) años	Pmax 24 Horas (mm)	Precipitaciones máximas (mm)					
		Duración en minutos					
		20	30	60	120	180	240
2	35.86	12.31	13.62	16.20	19.27	21.32	22.91
5	44.06	15.12	16.74	19.91	23.67	26.20	28.15
10	49.49	16.99	18.80	22.36	26.59	29.42	31.62
20	54.69	18.78	20.78	24.71	29.39	32.52	34.95
30	57.69	19.80	21.92	26.06	30.99	34.30	36.86
50	61.43	21.09	23.34	27.76	33.01	36.53	39.25
100	66.48	22.82	25.26	30.04	35.72	39.53	42.48
200	71.52	24.55	27.17	32.31	38.42	42.52	45.69
500	78.15	26.83	29.69	35.31	41.99	46.47	49.94

f) Cálculo de las intensidades máximas para diferentes tiempos de duración a partir de precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración

Teniendo los datos de precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno, se procedió a transformar dichas precipitaciones en intensidades utilizando la ecuación [15]. Logrando obtener las intensidades máximas para duraciones de 20, 30, 60, 120, 180 y 240 minutos.

Tabla 11: Intensidades máximas para diferentes duraciones a partir de precipitaciones máximas en 24 horas.

Tiempo de retorno (Tr) años	Intensidades máximas (mm/h)					
	Duración en minutos					
	20	30	60	120	180	240
2	36.93	27.25	16.20	9.63	7.11	5.73
5	45.37	33.48	19.91	11.84	8.73	7.04
10	50.96	37.60	22.36	13.29	9.81	7.90
20	56.33	41.56	24.71	14.69	10.84	8.74
30	59.41	43.83	26.06	15.50	11.43	9.21
50	63.27	46.68	27.76	16.50	12.18	9.81
100	68.47	50.52	30.04	17.86	13.18	10.62
200	73.65	54.34	32.31	19.21	14.17	11.42
500	80.49	59.38	35.31	21.00	15.49	12.48

g) Cálculo de las curvas intensidad – duración – periodo de retorno

Luego de haber obtenido las intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno se procedió a ordenar los datos de intensidades máximas para poder calcular la ecuación general de las curvas intensidad – duración – periodo de retorno, utilizando el software Hidroesta 2.

Tabla 12: Intensidades máximas ordenadas para diferentes duraciones y periodos de retorno.

Tr	D	I _{max}	Tr	D	I _{max}
2	20	36.93	30	120	15.50
2	30	27.25	30	180	11.43
2	60	16.20	30	240	9.21
2	120	9.63	50	20	63.27
2	180	7.11	50	30	46.68
2	240	5.73	50	60	27.76
5	20	45.37	50	120	16.50
5	30	33.48	50	180	12.18
5	60	19.91	50	240	9.81
5	120	11.84	100	20	68.47
5	180	8.73	100	30	50.52
5	240	7.04	100	60	30.04
10	20	50.96	100	120	17.86
10	30	37.60	100	180	13.18
10	60	22.36	100	240	10.62
10	120	13.29	200	20	73.65
10	180	9.81	200	30	54.34
10	240	7.90	200	60	32.31
20	20	56.33	200	120	19.21
20	30	41.56	200	180	14.17
20	60	24.71	200	240	11.42
20	120	14.69	500	20	80.49
20	180	10.84	500	30	59.38
20	240	8.74	500	60	35.31
30	20	59.41	500	120	21.00
30	30	43.83	500	180	15.49
30	60	26.06	500	240	12.48

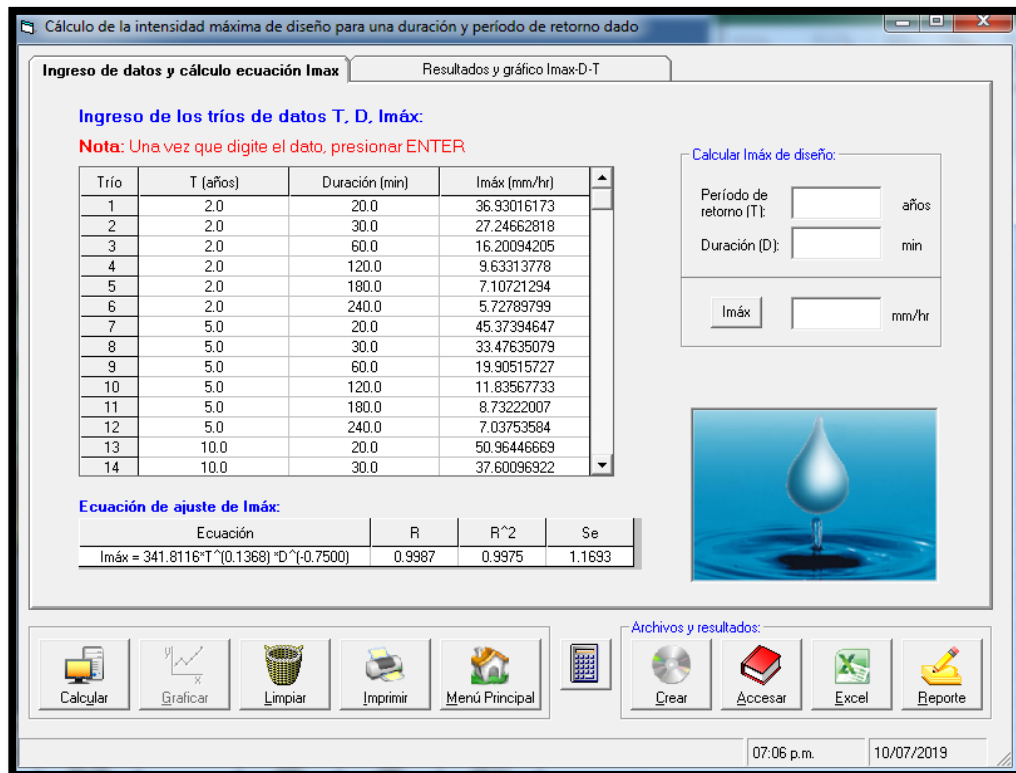


Figura 18: Obtención de la ecuación general de las curvas intensidad – duración – periodo de retorno.

A partir de la ecuación general se pudo obtener la intensidad máxima de diseño para una duración determinada (la cual saldrá del cálculo de tiempo de concentración de las sub áreas de drenaje) y un periodo de retorno de 10 años (el cual nos brindará un panorama de cómo será el comportamiento del sistema de drenaje pluvial dentro del Tajo Cerro Corona, permitiéndonos a partir de los caudales generados; encontrar el riesgo de falla asociado a la capacidad total de almacenamiento de las pozas colectoras). La cual fue aplicada en el cálculo de caudales máximos esperados utilizando el método racional.

h) Cálculo del hietograma de precipitación efectiva

Este cálculo fue necesario para poder realizar la evaluación utilizando el software de modelación hidráulica IBER, para ello es necesario conocer del método racional la intensidad máxima de diseño, así como la duración de la lluvia. Conocidos estos datos se procedió a utilizar el método de bloques de alternos para realizar el cálculo del hietograma

de precipitación, luego utilizando el método de abstracciones del SCS se calculó el hietograma de precipitación efectiva.

Tabla 13: Hietograma para una intensidad de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años.

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 10 AÑOS					
Duración de la tormenta (h)		0.16666667		10 min	
Intesidad de lluvia (mm/h)		83.29			
Precipitación en 24 horas (mm)		13.88			
Intervalos de tiempo (min)		0.50			
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)
0.5	787.70	6.56	6.56	787.70	0.18
1.0	468.37	7.81	1.24	149.04	0.20
1.5	345.56	8.64	0.83	99.93	0.22
2.0	278.49	9.28	0.64	77.30	0.25
2.5	235.58	9.82	0.53	63.91	0.28
3.0	205.47	10.27	0.46	54.93	0.33
3.5	183.04	10.68	0.40	48.44	0.40
4.0	165.59	11.04	0.36	43.49	0.53
4.5	151.59	11.37	0.33	39.59	0.83
5.0	140.07	11.67	0.30	36.41	6.56
5.5	130.41	11.95	0.28	33.78	1.24
6.0	122.17	12.22	0.26	31.55	0.64
6.5	115.05	12.46	0.25	29.63	0.46
7.0	108.83	12.70	0.23	27.97	0.36
7.5	103.35	12.92	0.22	26.51	0.30
8.0	98.46	13.13	0.21	25.21	0.26
8.5	94.09	13.33	0.20	24.06	0.23
9.0	90.14	13.52	0.19	23.02	0.21
9.5	86.56	13.70	0.18	22.08	0.19
10.0	83.29	13.88	0.18	21.22	0.18

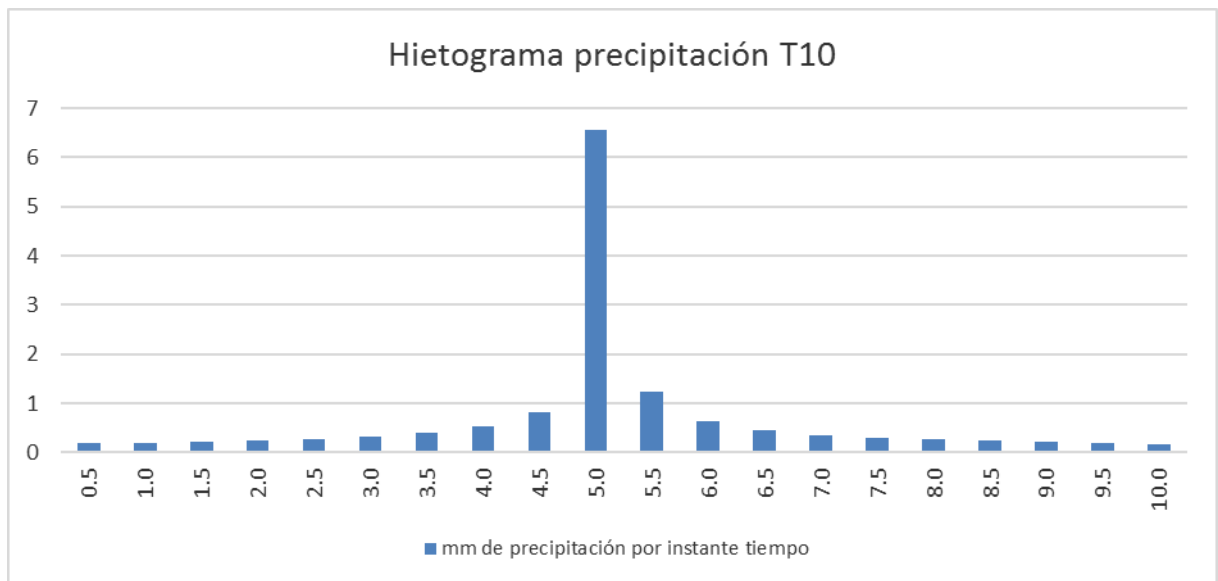


Figura 19: Hietograma para una intensidad de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años.

Tabla 14: Abstracciones para calcular la precipitación efectiva o neta para una lluvia de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años y un umbral de precipitación de 3 mm.

Po= 3 mm							
t (mín)	P total	Σ P total	Σ Pneta	P neta	% P neta	Abstracciones	
0.5	0.18	0.184	0.00	0.00	0.0	0.2	
1.0	0.20	0.38449	0.00	0.00	0.0	0.2	
1.5	0.22	0.60539	0.00	0.00	0.0	0.2	
2.0	0.25	0.85233	0.00	0.00	0.0	0.2	
2.5	0.28	1.1338	0.00	0.00	0.0	0.3	
3.0	0.33	1.46371	0.00	0.00	0.0	0.3	
3.5	0.40	1.86735	0.00	0.00	0.0	0.4	
4.0	0.53	2.39993	0.00	0.00	0.0	0.5	
4.5	0.83	3.2327	0.00	0.00	0.4	0.8	
5.0	6.56	9.79685	2.12	2.12	32.2	4.4	
5.5	1.24	11.0388	2.80	0.69	55.2	0.6	
6.0	0.64	11.683	3.18	0.38	58.8	0.3	
6.5	0.46	12.1408	3.46	0.28	60.6	0.2	
7.0	0.36	12.5032	3.69	0.22	62.0	0.1	
7.5	0.30	12.8067	3.88	0.19	63.0	0.1	
8.0	0.26	13.0696	4.04	0.17	63.8	0.1	
8.5	0.23	13.3027	4.20	0.15	64.5	0.1	
9.0	0.21	13.5128	4.33	0.14	65.1	0.1	
9.5	0.19	13.7046	4.46	0.13	65.7	0.1	
10.0	0.18	13.8815	4.57	0.12	66.2	0.1	

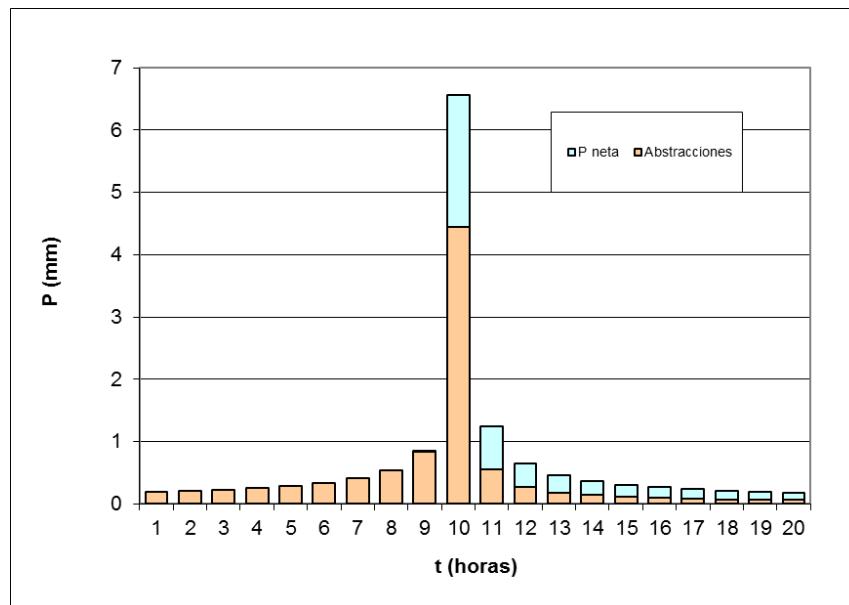


Figura 20: Precipitación neta para una lluvia de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años con un umbral de precipitación de 3 mm.

Teniendo el hietograma de precipitación neta, se calculó el hietograma de intensidades de precipitación neta para una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años, el cuál sirvió para realizar el modelamiento en el software IBER.

Tabla 15: Intensidades máximas de precipitación neta para una lluvia de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años y un umbral de precipitación de 3 mm.

TR = 10 AÑOS			
Duración en minutos	Duración en segundos	Precipitación efectiva en mm	Intensidad en mm/h
0.5	30	0.00	0.00
1.0	60	0.00	0.00
1.5	90	0.00	0.00
2.0	120	0.00	0.00
2.5	150	0.00	0.00
3.0	180	0.00	0.00
3.5	210	0.00	0.00
4.0	240	0.00	0.00
4.5	270	0.00	0.43
5.0	300	2.12	253.91
5.5	330	0.69	82.26
6.0	360	0.38	45.43
6.5	390	0.28	33.31
7.0	420	0.22	26.95
7.5	450	0.19	22.94
8.0	480	0.17	20.13
8.5	510	0.15	18.05
9.0	540	0.14	16.43
9.5	570	0.13	15.12
10.0	600	0.12	14.05

3.3.3 Hidráulica

Para lograr verificar la capacidad hidráulica del sistema de drenaje superficial del tajo Cerro Corona y por ende estudiar el riesgo de inundación del mismo, fue necesario aplicar el método racional para de esta manera poder obtener los caudales máximos esperados ocasionados por un evento de precipitación máxima.

a) Periodo de retorno

El periodo de retorno a estudiar se consideró 10 años puesto que es recomendable diseñar las pozas colectoras para dicho periodo, esto debido a que la topografía dentro del tajo es cambiante y por ende dichas estructuras cambiaran de posición a lo largo de la vida útil de la mina (Luis Enrique Sánchez, 2000).

b) Áreas de aporte

El sistema de drenaje superficial del tajo Cerro Corona está constituido por pozas colectoras ubicadas dentro del tajo, las cuales cumplen la función de almacenar el agua producida por un evento de precipitación. Como primer paso se procedió a estudiar y delimitar las áreas de aporte hidráulico, utilizando los criterios delimitación de cuencas para cada poza colectora, así como para zonas que no tienen un punto de drenaje.

Posteriormente delimitadas las áreas de drenaje generales de cada poza colectora, se realizó una delimitación más a detalle, subdividiendo cada área de aporte general en sub áreas que nos ayudaron a estudiar de manera precisa el comportamiento de cada zona de drenaje. (Ver planos N° 04 - N° 05 - N° 06 - N° 07 - N° 08 - N° 09 - N° 10).

Tabla 16: Áreas de aporte generales del sistema de drenaje superficial – Tajo Cerro Corona.

TABLA DE ÁREAS DE APORTE GENERALES			
ÁREA DE APORTE N°	m2	Km2	Ha
1 (SIN POZA A LA CUAL DRENAR)	368954.985	0.36895	36.895
2 (POZA CENTRO)	272656.483	0.27266	27.266
3 (POZA ESTE)	108766.367	0.10877	10.877
4 (POZA SUR)	15957.171	0.01596	1.596
5 (POZA NORTE)	12195.703	0.01220	1.220

Tabla 17: Sub áreas de aporte para cada poza de drenaje y para la zona que no cuenta con un punto de drenaje.

TABLA DE ÁREAS DE APORTE PARCIALES ZONA SIN POZA PARA DRENAJE			
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha
SIN POZA 01	71796.731	0.07180	7.180
SIN POZA 02	102006.52	0.10201	10.201
SIN POZA 03	43500.742	0.04350	4.350
SIN POZA 04	151650.992	0.15165	15.165
TOTAL	368954.985	0.36895	36.895

TABLA DE ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA CENTRO			
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha
CUNETAS N° 01	7098.823	0.00710	0.710
CUNETAS N° 02	9146.05	0.00915	0.915
CUNETAS N° 03	8657.551	0.00866	0.866
CUNETAS N° 04	2560.864	0.00256	0.256
CUNETAS N° 13	5180.504	0.00518	0.518
CUNETAS N° 14	5316.843	0.00532	0.532
CUNETAS N° 15	65490.982	0.06549	6.549
CUNETAS N° 16	5309.849	0.00531	0.531
INTERCUENCA POZA CENTRO	163895.017	0.16390	16.390
TOTAL	272656.483	0.27266	27.266

TABLA DE ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA ESTE			
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha
CUNETAS N° 07	19150.148	0.01915	1.915
CUNETAS N° 08	4603.14	0.00460	0.460
CUNETAS N° 09	30245.607	0.03025	3.025
CUNETAS N° 10	11459.183	0.01146	1.146
CUNETAS N° 11	7575.135	0.00758	0.758
INTERCUENCA POZA ESTE	32154.748	0.03215	3.215
INTERCUENCA POZA ESTE 02	3578.406	0.00358	0.358
TOTAL	108766.367	0.10877	10.877

TABLA DE ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA SUR			
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha
CUNETAS N° 12	6060.326	0.00606	0.606
INTERCUENCA POZA SUR	9896.845	0.00990	0.990
TOTAL	15957.171	0.01596	1.596

TABLA DE ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA NORTE			
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha
TOTAL	12195.703	0.01220	1.220

c) Tiempo de concentración

Luego de haber delimitado las áreas de aporte, se procedió a calcular los tiempos de concentración para cada sub área de drenaje, tomando el siguiente criterio para realizar el cálculo: primero ubicamos el punto más alto de cada sub área de drenaje para luego trazar

una línea recta hacia el punto de descarga de cada sub área de drenaje, posteriormente se aplicaron las formulas [2], [3], [4], [5], [6] para obtener el valor del tiempo de concentración en cada sub área de drenaje.

El valor del tiempo concentración para cada sub área de drenaje resultó de obtener el promedio de los valores encontrados por las ecuaciones [2], [3], [4], [5], [6] respectivamente. Además de que no se tomó ningún tiempo de concentración inferior a 10 minutos. (Ver planos N°06 - N°07 - N° 08 - N°09 - N° 10).

Tabla 18: Tiempos de concentración para cada sub área de drenaje.

TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN ZONA SIN POZA PARA DRENAJE						
ÁREA DE APORTE	Área en Kilometros cuadrados	Longitud(L) en metros	Cota Inicial (Ci) en metros	Cota final (Cf) en metros	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos
SIN POZA 01	0.07180	217.900	3996.45	3850.00	3.723	10
SIN POZA 02	0.10201	432.641	3995.00	3772.00	5.738	10
SIN POZA 03	0.04350	196.652	3809.99	3742.00	4.255	10
SIN POZA 04	0.15165	272.279	3922.00	3742.00	4.543	10

TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN ÁREAS PARCIALES POZA CENTRO						
ÁREA DE APORTE	Área en Kilometros cuadrados	Longitud(L) en metros	Cota Inicial (Ci) en metros	Cota final (Cf) en metros	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos
CUNETAS N° 01	0.00710	195.20800	3889.99	3853.37	4.336	10
CUNETAS N° 02	0.00915	671.289	3873.07	3791.00	11.362	10
CUNETAS N° 03	0.00866	246.796	3877.00	3831.41	5.038	10
CUNETAS N° 04	0.00256	222.496	3849.11	3831.00	5.936	10
CUNETAS N° 13	0.00518	286.026	3740.02	3711.00	6.602	10
CUNETAS N° 14	0.00532	113.126	3740.76	3731.00	4.355	10
CUNETAS N° 15	0.06549	226.415	3804.00	3691.00	4.149	10
CUNETAS N° 16	0.00531	268.705	3729.22	3691.00	5.680	10
INTERCUENCA POZA CENTRO	0.16390	346.772	3838.01	3655.00	5.422	10

TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN ÁREAS PARCIALES POZA ESTE						
ÁREA DE APOORTE	Área en Kilometros cuadrados	Longitud(L) en metros	Cota Inicial (Ci) en metros	Cota final (Cf) en metros	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos
CUNETA N° 07	0.01915	167.020	3860.00	3761.11	2.944	10
CUNETA N° 08	0.00460	303.632	3790.87	3761.99	6.992	10
CUNETA N° 09	0.03025	213.359	3889.20	3760.96	3.435	10
CUNETA N° 10	0.01146	69.735	3780.01	3740.42	2.110	10
CUNETA N° 11	0.00758	79.402	3779.00	3741.01	2.135	10
INTERCUENCA POZA ESTE 01	0.03215	196.694	3866.02	3740.00	3.263	10
INTERCUENCA POZA ESTE 02	0.00358	191.302	3881.02	3761.96	2.814	10

TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN ÁREAS PARCIALES POZA SUR						
ÁREA DE APOORTE	Área en Kilometros cuadrados	Longitud(L) en metros	Cota Inicial (Ci) en metros	Cota final (Cf) en metros	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos
CUNETA N° 12	0.00606	200.067	3749.98	3720.00	4.701	10
INTERCUENCA POZA SUR	0.00990	45.026	3750.00	3719.00	1.806	10

TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN POZA NORTE						
ÁREA DE APOORTE	Área en Kilometros cuadrados	Longitud(L) en metros	Cota Inicial (Ci) en metros	Cota final (Cf) en metros	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos
ÁREA DE APOORTE	0.01220	42.625	3726.00	3682.24	1.619	10

d) Coeficientes de escorrentía

Conocidos los tiempos de concentración para cada sub área de drenaje se procedió a calcular los coeficientes de escorrentía utilizando la fórmula [8]. Es importante mencionar que dicha fórmula requiere conocer la intensidad máxima de diseño (la cual es función del periodo de retorno a estudiar y de la duración de la lluvia), pendiente del terreno y el tipo de terreno a estudiar. En nuestro caso el tipo de terreno encontrado fue netamente roca (ver plano N° 02), por lo que utilizaremos la tabla 1, y conocido el tiempo de concentración pudimos obtener la intensidad máxima de diseño tomando como criterio el supuesto del método racional, en el cual nos describe que la intensidad máxima se producirá cuando el tiempo de concentración es igual a la duración de la lluvia.

Tabla 19: Coeficientes de escorrentía para cada sub área de drenaje – periodo de retorno de 10 años.

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA - ÁREAS DE APORTE PARCIALES ZONA SIN POZA PARA DRENAJE												
ÁREA DE APORTE	Km2	Ha	Tipo de roca	Pendiente	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos	Periodo de retorno en años	I _{max} en mm/h	Precipitación de diseño (P)	Po en mm	Coefficiente de escorrentia	Coefficiente de ponderado
SIN POZA 01	0.07180	7.180	permeable	≥ 3	3.723	10.000	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
SIN POZA 02	0.10201	10.201	permeable	≥ 3	5.738	10.000	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
SIN POZA 03	0.04350	4.350	Combinada	≥ 3	4.255	10.000	10	83.289	-	-	0.413	0.413
SUB ÁREAS - SIN POZA 03	0.04269	4.269	permeable	≥ 3	4.255	10.000	10	83.289	13.88	3	0.410	
	0.00035	0.035	impermeable	≥ 3	4.255	10.000	10	83.289	13.88	2	0.553	
SIN POZA 04	0.00046	0.046	impermeable	≥ 3	4.255	10.000	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.15165	15.165	Combinada	≥ 3	4.543	10.000	10	83.289	13.88	3	0.420	0.420
SUB ÁREAS - SIN POZA 04	0.00433	0.433	impermeable	≥ 3	4.543	10.000	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.00237	0.237	impermeable	≥ 3	4.543	10.000	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.00393	0.393	impermeable	≥ 3	4.543	10.000	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.14102	14.102	permeable	≥ 3	4.543	10.000	10	83.289	13.88	3	0.410	

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA - ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA CENTRO												
ÁREA DE APORTE	Km2	Ha	Tipo de roca	Pendiente	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración promedio en minutos	Periodo de retorno en años	I _{max} en mm/h	Precipitación de diseño	Po en mm	Coefficiente de escorrentia	Coefficiente de ponderado
CUNETAS N° 01	0.00710	0.710	permeable	≥ 3	4.336485655	10	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
CUNETAS N° 02	0.00915	0.915	permeable	≥ 3	11.3616514	10	10	83.289	13.88	2	0.553	0.553
CUNETAS N° 03	0.00866	0.866	permeable	≥ 3	5.037703779	10	10	83.289	13.88	2	0.553	0.553
CUNETAS N° 04	0.00256	0.256	permeable	≥ 3	5.935512426	10	10	83.289	13.88	2	0.553	0.553
CUNETAS N° 13	0.00518	0.518	Combinada	≥ 3	6.602089941	10	10	83.289	-	-	0.414	0.414
SUB ÁREAS - CUNETAS N° 13	0.00014	0.014	impermeable	≥ 3	6.602089941	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
CUNETAS N° 13	0.00504	0.504	permeable	≥ 3	6.602089941	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
CUNETAS N° 14	0.00532	0.532	permeable	≥ 3	4.355484422	10	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
CUNETAS N° 15	0.06549	6.549	Combinada	≥ 3	4.149433888	10	10	83.289			0.411	0.411
SUB ÁREAS - CUNETAS N° 13	0.00043	0.043	impermeable	≥ 3	4.149433888	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.00010	0.010	impermeable	≥ 4	4.149433888	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
CUNETAS N° 16	0.06506	6.506	permeable	≥ 3	4.149433888	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
INTERCUENCA POZA CENTRO	0.00531	0.531	permeable	≥ 3	5.680106565	10	10	83.289	13.88	2	0.553	0.553
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA CENTRO	0.16390	16.390	Combinada	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	-	-	0.414	0.414
	0.00093	0.093	impermeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.00030	0.030	impermeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.00033	0.033	impermeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.00022	0.022	impermeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.00216	0.216	impermeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.15994	15.994	permeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	3	0.410	

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA - ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA ESTE												
ÁREA DE APORTE	Km2	Ha	Tipo de roca	Pendiente	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración promedio en minutos	Periodo de retorno en años	I _{max} en mm/h	Precipitación de diseño	Po en mm	Coefficiente de escorrentia	Coefficiente de ponderado
CUNETAS N° 07	0.01915	1.915	permeable	≥ 3	2.943827528	10	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
CUNETAS N° 08	0.00460	0.460	permeable	≥ 3	6.991953787	10	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
CUNETAS N° 09	0.03025	3.025	Combinada	≥ 3	3.435433672	10	10		-	-	0.418	0.418
SUB ÁREAS - CUNETAS N° 09	0.00157	0.157	impermeable	≥ 3	3.435433672	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
CUNETAS N° 09	0.02868	2.868	permeable	≥ 3	3.435433672	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
CUNETAS N° 10	0.01146	1.146	Combinada	≥ 3	2.109525551	10	10	83.2888369	-	-	0.411	0.411
SUB ÁREAS - CUNETAS N° 10	0.00003	0.003	impermeable	≥ 3	2.109525551	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
CUNETAS N° 10	0.01143	1.143	permeable	≥ 3	2.109525551	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
CUNETAS N° 11	0.00758	0.758	Combinada	≥ 3	2.135198164	10	10	83.2888369	-	-	0.450	0.450
SUB ÁREAS - CUNETAS N° 11	0.00164	0.164	impermeable	≥ 3	2.135198164	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - CUNETAS N° 11	0.00045	0.045	impermeable	≥ 3	2.135198164	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.00002	0.002	impermeable	≥ 3	2.135198164	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
INTERCUENCA POZA ESTE N° 01	0.00549	0.549	permeable	≥ 3	2.135198164	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA ESTE N° 01	0.03215	3.215	Combinada	≥ 3	3.263479066	10	10	83.2888369	-	-	0.412	0.412
INTERCUENCA POZA ESTE N° 02	0.00037	0.037	impermeable	≥ 3	3.263479066	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA ESTE N° 02	0.03178	3.178	permeable	≥ 3	3.263479066	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
INTERCUENCA POZA ESTE N° 02	0.00358	0.358	permeable	≥ 3	2.814323745	10	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA - ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA SUR												
ÁREA DE APORTE	Km2	Ha	Tipo de roca	Pendiente	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración promedio en minutos	Periodo de retorno en años	I _{max} en mm/h	Precipitación de diseño	Po en mm	Coefficiente de escorrentia	Coefficiente de ponderado
CUNETAS N° 12	0.00606	0.606	Combinada		4.700502712	10	10				0.426	0.426
SUB ÁREAS - CUNETAS N° 12	0.00067	0.067	impermeable	≥ 3	4.700502712	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
INTERCUENCA POZA SUR	0.00539	0.539	permeable	≥ 3	4.700502712	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA SUR	0.00990	0.990	Combinada		1.806138647	10	10				0.416	0.416
INTERCUENCA POZA SUR	0.00040	0.040	impermeable	≥ 3	1.806138647	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA SUR	0.00949	0.949	permeable	≥ 3	1.806138647	10	10	83.289	13.88	3	0.410	

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA - ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA NORTE												
ÁREA DE APORTE	Km2	Ha	Tipo de roca	Pendiente	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración promedio en minutos	Periodo de retorno en años	I _{max} en mm/h	Precipitación de diseño	Po en mm	Coefficiente de escorrentia	Coefficiente de ponderado
INTERCUENCA POZA NORTE	0.01220	1.220	Combinada		1.618968585	10	10				0.414	0.414
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA NORTE	0.00035	0.035	impermeable	≥ 3	1.618968585	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
INTERCUENCA POZA NORTE	0.01185	1.185	permeable	≥ 3	1.618968585	10	10	83.289	13.88	3	0.410	

e) Caudales máximos

Conocidas las sub áreas de aporte, los coeficientes de escorrentía y las intensidades máximas, se calculó los caudales máximos utilizando la fórmula [1], haciendo uso del método racional. El caudal máximo soportado por cada área general de drenaje resulta de la sumatoria de los caudales parciales de cada sub área de drenaje.

Tabla 20: Caudales máximos esperados para un periodo de retorno de 10 años.

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS ZONA SIN POZA								
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha	Coefficiente de escorrentia	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m3/s
SIN POZA 01	71796.731	0.07180	7.180	0.410	10.000	10	83.289	0.68160
SIN POZA 02	102006.52	0.10201	10.201	0.410	10.000	10	83.289	0.96840
SIN POZA 03	43500.742	0.04350	4.350	0.413	10.000	10	83.289	0.41564
TOTAL								2.06565

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS ZONA SIN POZA								
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha	Coefficiente de escorrentia	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m3/s
SIN POZA 04	151650.992	0.15165	15.165	0.420	10.000	10	83.289	1.47470
TOTAL								1.47470

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS POZA CENTRO								
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha	Coefficiente de escorrentia	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m3/s
CUNETAS N° 01	7098.823	0.00710	0.710	0.410	10.000	10	83.289	0.06739
CUNETAS N° 02	9146.05	0.00915	0.915	0.553	10.000	10	83.289	0.11693
CUNETAS N° 03	8657.551	0.00866	0.866	0.553	10.000	10	83.289	0.11069
CUNETAS N° 04	2560.864	0.00256	0.256	0.553	10.000	10	83.289	0.03274
CUNETAS N° 13	5180.504	0.00518	0.518	0.414	10.000	10	83.289	0.04963
CUNETAS N° 14	5316.843	0.00532	0.532	0.410	10.000	10	83.289	0.05048
CUNETAS N° 15	65490.982	0.06549	6.549	0.411	10.000	10	83.289	0.62350
CUNETAS N° 16	5309.849	0.00531	0.531	0.553	10.000	10	83.289	0.06789
INTERCUENCA POZA CENTRO	163895.017	0.16390	16.390	0.414	10.000	10	83.289	1.56894
TOTAL								2.68819

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS POZA ESTE								
ÁREA DE APORTE	m ²	Km ²	Ha	Coefficiente de escorrentía	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m ³ /s
CUNETAS N° 07	19150.148	0.01915	1.915	0.410	10.000	10	83.289	0.18180
CUNETAS N° 08	4603.14	0.00460	0.460	0.410	10.000	10	83.289	0.04370
CUNETAS N° 09	30245.607	0.03025	3.025	0.418	10.000	10	83.289	0.29229
CUNETAS N° 10	11459.183	0.01146	1.146	0.411	10.000	10	83.289	0.10887
CUNETAS N° 11	7575.135	0.00758	0.758	0.450	10.000	10	83.289	0.07883
INTERCUENCA POZA ESTE N° 01	32154.748	0.03215	3.215	0.412	10.000	10	83.289	0.30648
INTERCUENCA POZA ESTE N° 02	3578.406	0.00358	0.358	0.410	10.000	10	83.289	0.03397
TOTAL								1.04595

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS POZA SUR								
ÁREA DE APORTE	m ²	Km ²	Ha	Coefficiente de escorrentía	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m ³ /s
CUNETAS N° 12	6060.326	0.00606	0.606	0.426	10.000	10	83.289	0.0597
INTERCUENCA POZA SUR	9896.845	0.00990	0.990	0.416	10.000	10	83.289	0.0953
TOTAL								0.15501

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS POZA NORTE								
ÁREA DE APORTE	m ²	Km ²	Ha	Coefficiente de escorrentía	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m ³ /s
INTERCUENCA POZA NORTE	12195.703	0.01220	1.220	0.414	10	10	83.289	0.1169
TOTAL								0.1169

f) Volúmenes máximos de agua esperados

Luego de conocer los caudales máximos de diseño se calculó los volúmenes de agua generados, esto con la finalidad de evaluar si es que las pozas colectoras ubicadas dentro del tajo son capaces de soportar el evento de precipitación estudiado o si en su defecto rebalsaran y producirán inundaciones dentro de los puntos de extracción de mineral. Para ello se utilizó el criterio del hidrograma del método racional (el cual es de forma triangular con una base igual a 2 veces el tiempo de concentración estudiado).

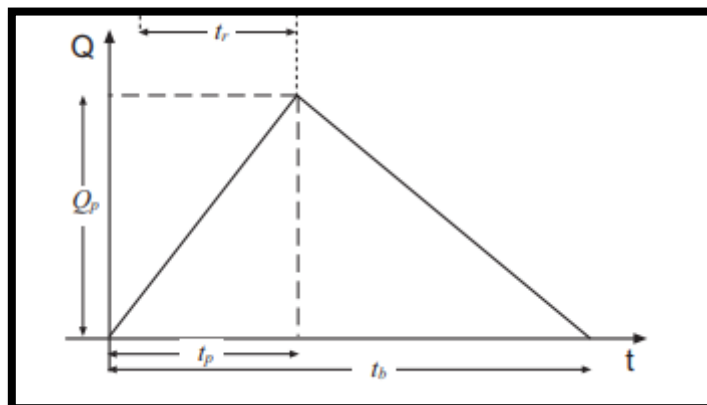


Figura 21: Hidrograma del método racional.

(Fuente: Universidad de Salamanca)

Tabla 21: Volúmenes máximos esperados para un periodo de retorno de 10 años.

TABLA DE VOLUMENES MÁXIMOS			
ÁREA DE APORTE	Duración = Tiempo de concentraci ón en minutos	Caudal máximo en m3/s	Volumenes máximos en m3
ZONA SIN POZA DE DRENAJE - A	10	2.0656	1239.389
ZONA SIN POZA DE DRENAJE - B	10	1.4747	884.817
POZA CENTRO	10	2.6882	1612.914
POZA ESTE	10	1.0459	627.567
POZA SUR	10	0.1550	93.005
POZA NORTE	10	0.1169	70.156

g) Verificación del riesgo de inundación

Finalmente, conocidos los volúmenes máximos de agua esperados, estos se compararon con los volúmenes reales que tiene cada poza construida dentro del tajo para evaluar si es que dicha estructura es capaz de soportar los volúmenes generados por el evento de máxima precipitación estudiado, o si en su defecto las pozas rebalsaran y ocasionaran inundaciones.

3.3.4 Modelación hidráulica computacional

Se realizó el modelo computacional haciendo uso del software de modelación hidráulica IBER, logrando de esta manera obtener un nuevo punto de estudio, puesto que el software mencionado no trabaja haciendo uso del método racional, sino hace uso del método SCS para calcular los caudales máximos esperados. El software requiere de datos de entrada como: modelo del terreno a estudiar en formato ASCII, hietograma de precipitación efectiva, rugosidad.

a) Modelo de terreno (formato ASCII)

Se introdujo el modelo del terreno al software IBER en formato ASCII, pero antes se tuvo que partir de la topografía entregada por la empresa minera Gold Fields La Cima S.A., exportando la topografía del software AUTOCAD CIVIL 3D a un formato DEM.



Figura 22: Topografía del tajo Cerro Corona a exportar en formato DEM.

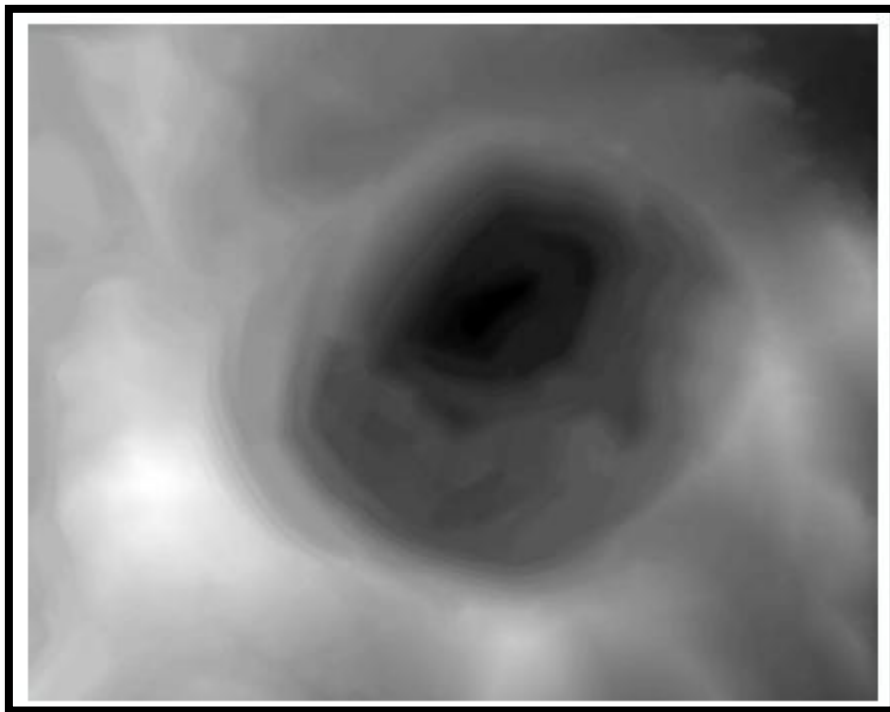


Figura 23: DEM del tajo Cerro Corona generado luego de ser exportarlo del software CIVIL 3D.

Luego de haber generado el archivo DEM con ayuda del software QGIS Desktop 3.8.0 (a través de su herramienta de conversión de formato DEM a ASCII) se convirtió el archivo para poder utilizarlo en el software IBER

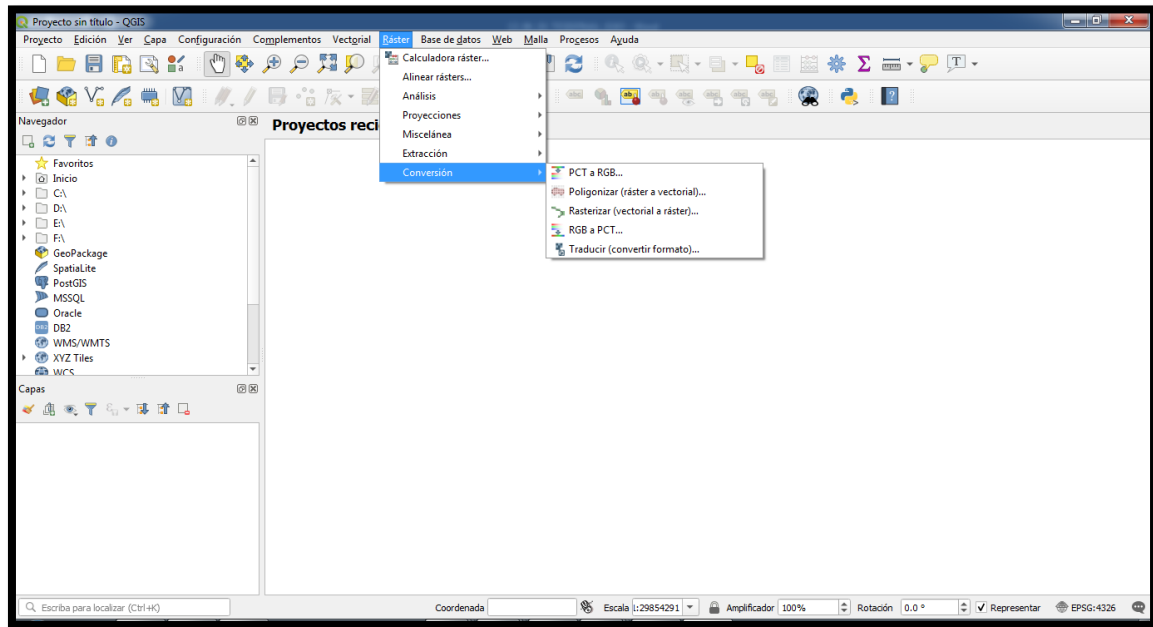


Figura 24: Conversión de formato DEM a ASCII utilizando QGIS 3.8.0.

b) Hietograma de precipitación neta o efectiva

El hietograma de precipitación efectiva fue calculado a partir de la máxima intensidad producida para un periodo de retorno de 10 años con una duración de 10 minutos (ver ítem 3.3.2).

c) Rugosidad

Finalmente, para realizar el modelamiento fue necesario introducir el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, para ello se utilizó la tabla 6. Usando un valor de 0.040 para rocas afiladas e irregulares.

Tabla 22: Coeficientes de rugosidad de Manning para rocas.

Cortes en roca	Coeficiente de rugosidad de Manning		
	Mínimo	Normal	Máximo
Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050

Fuente: Ven Te Chow.

d) Modelamiento hidráulico (utilizando el software IBER)

Luego de tener los datos de terreno en formato ASCII, hietograma de precipitación neta, rugosidad, se procedió a introducir los datos en el software IBER. Comenzando con la importación de cada de área de aporte a estudiar en formato shp.

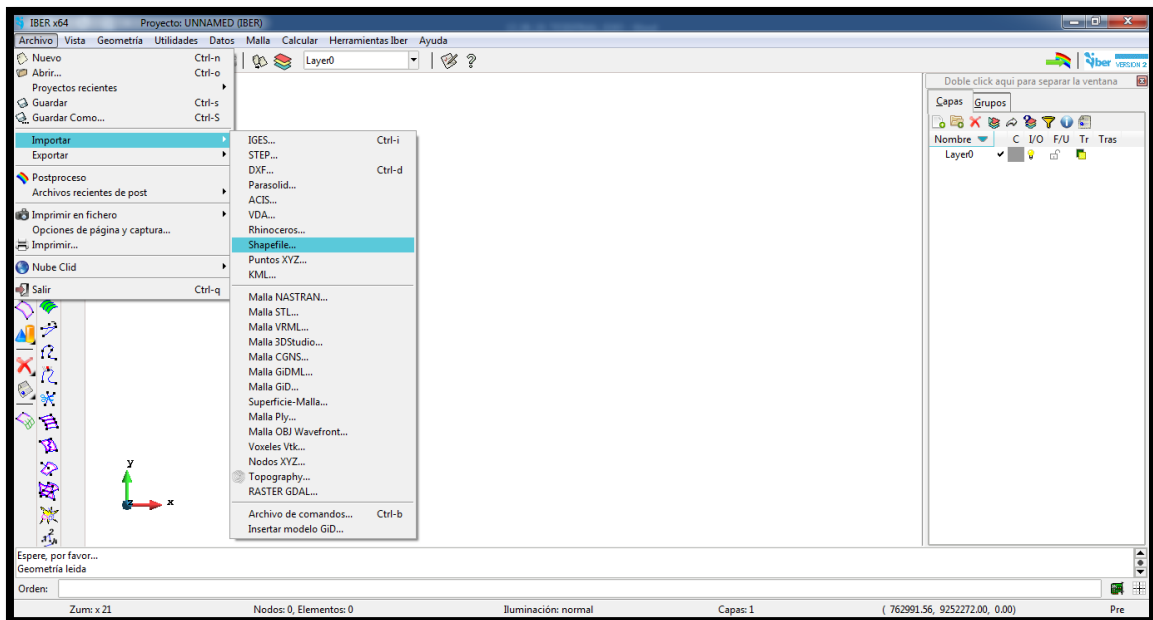


Figura 25: Proceso de importación de cada área de aporte en formato shp.

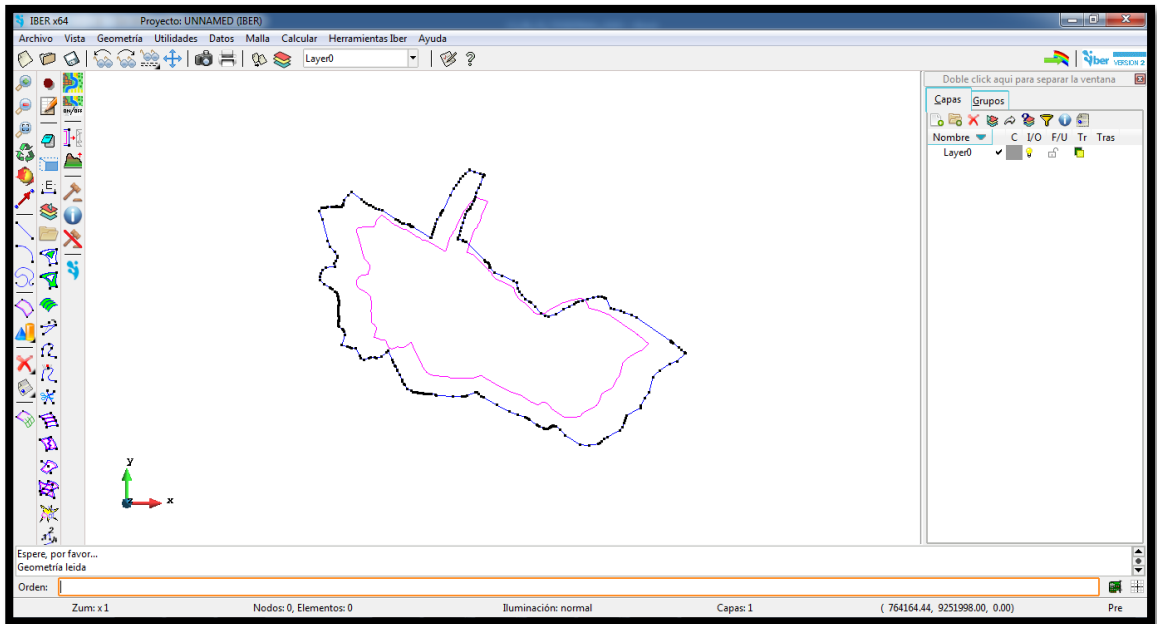


Figura 26: Ejemplo de importación del área sin poza de drenaje al software IBER.

Teniendo ya el área de aporte se procedió a configurar la malla (tamaño de cada triángulo) que conformará el terreno.

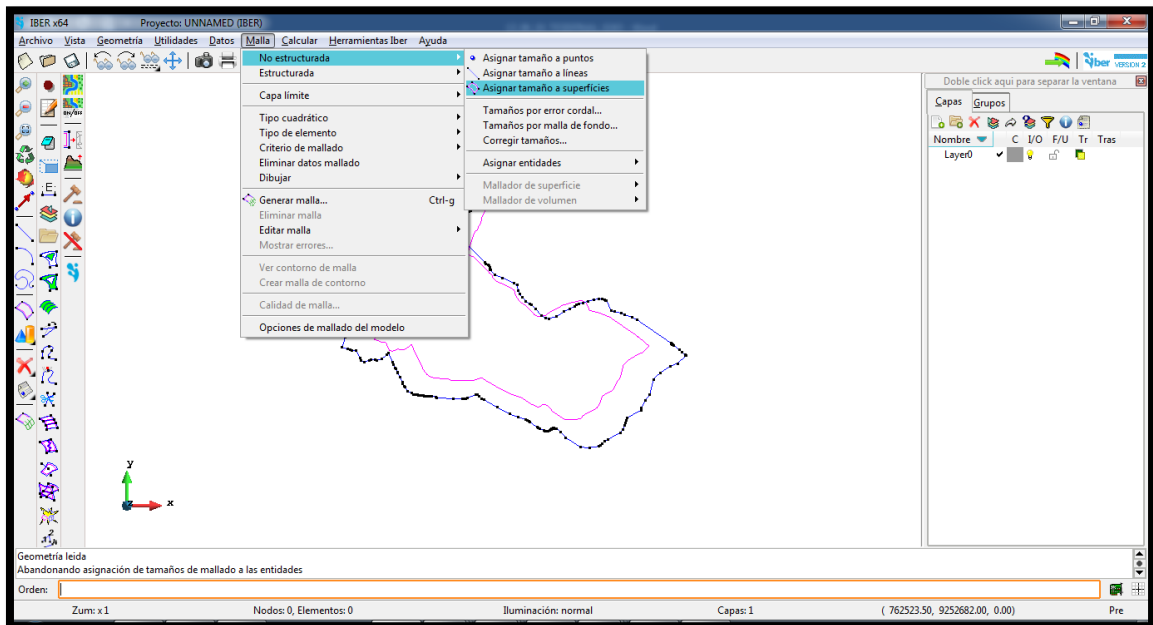


Figura 27: Proceso para asignar el tamaño de malla.

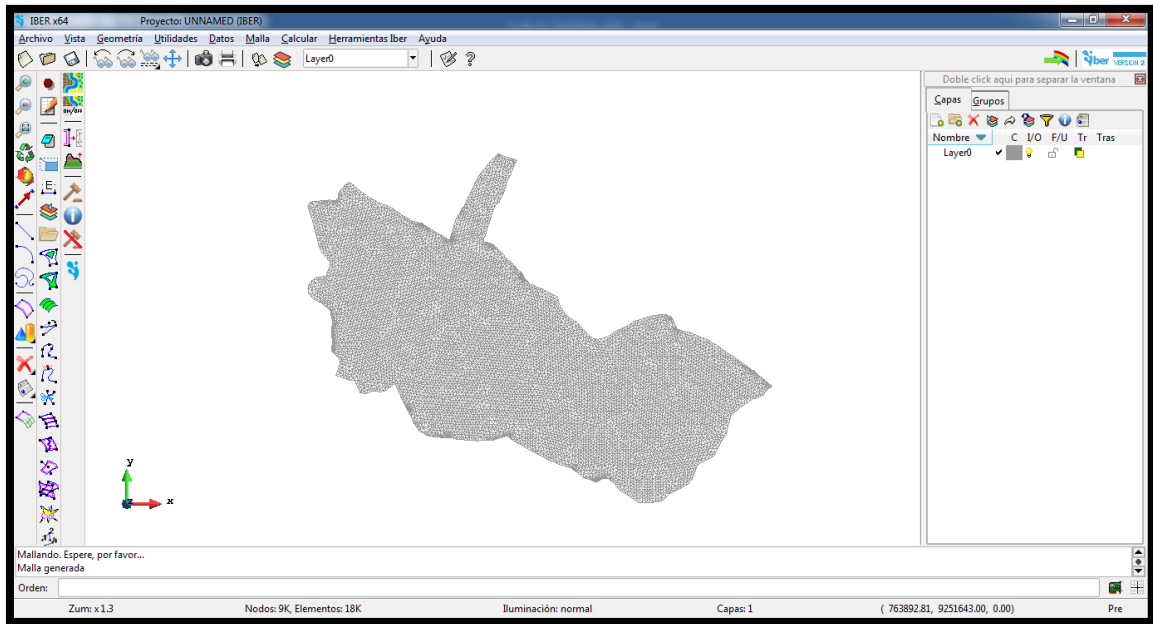


Figura 28: Ejemplo de malla creada para la zona de estudio.

Una vez creada la malla se procedió a asignarle las elevaciones correspondientes, usando el archivo de modelo de terreno en formato ASCII.

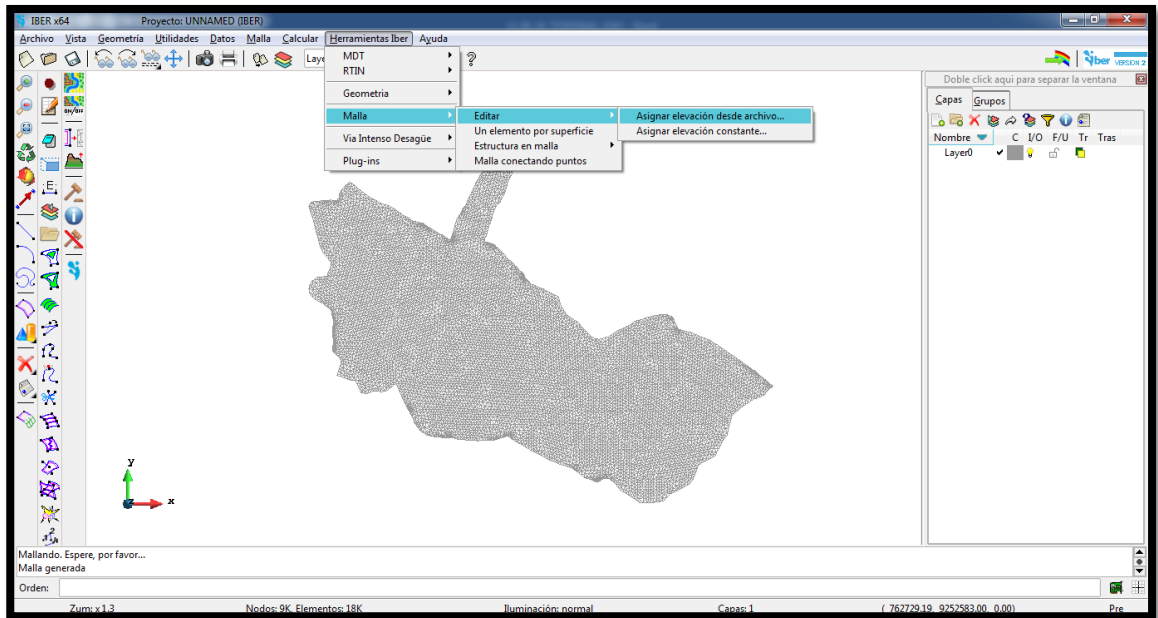


Figura 29: Proceso para asignar las elevaciones correspondientes.

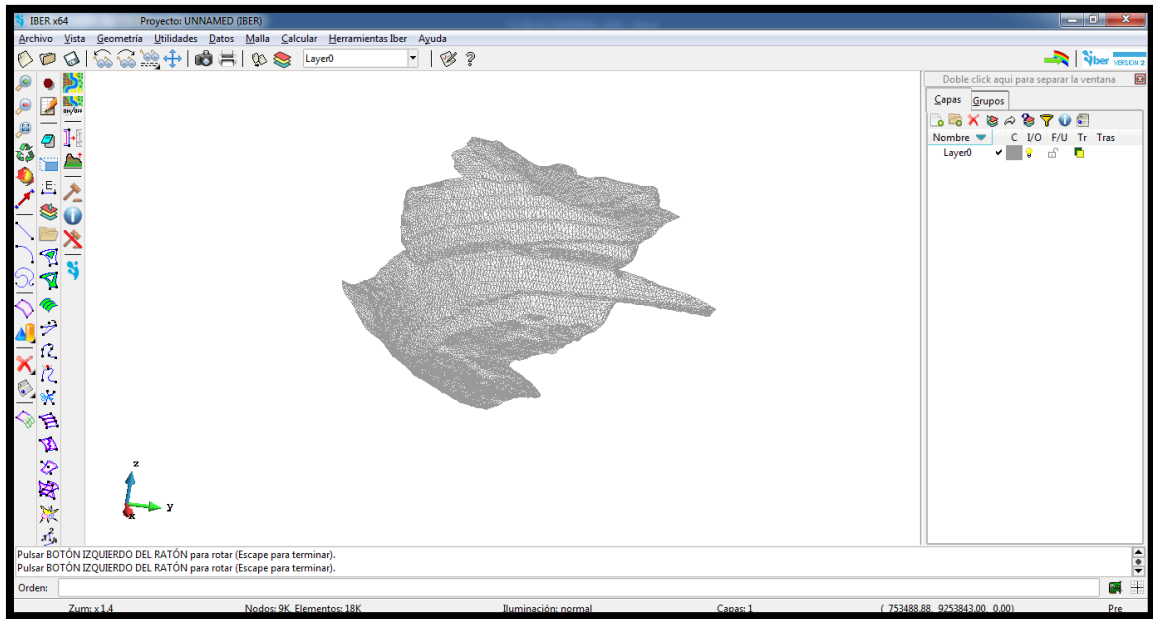


Figura 30: Vista en 3D de la topografía correspondiente a la zona de estudio.

Como siguiente paso, se procedió a introducir los datos de rugosidad.

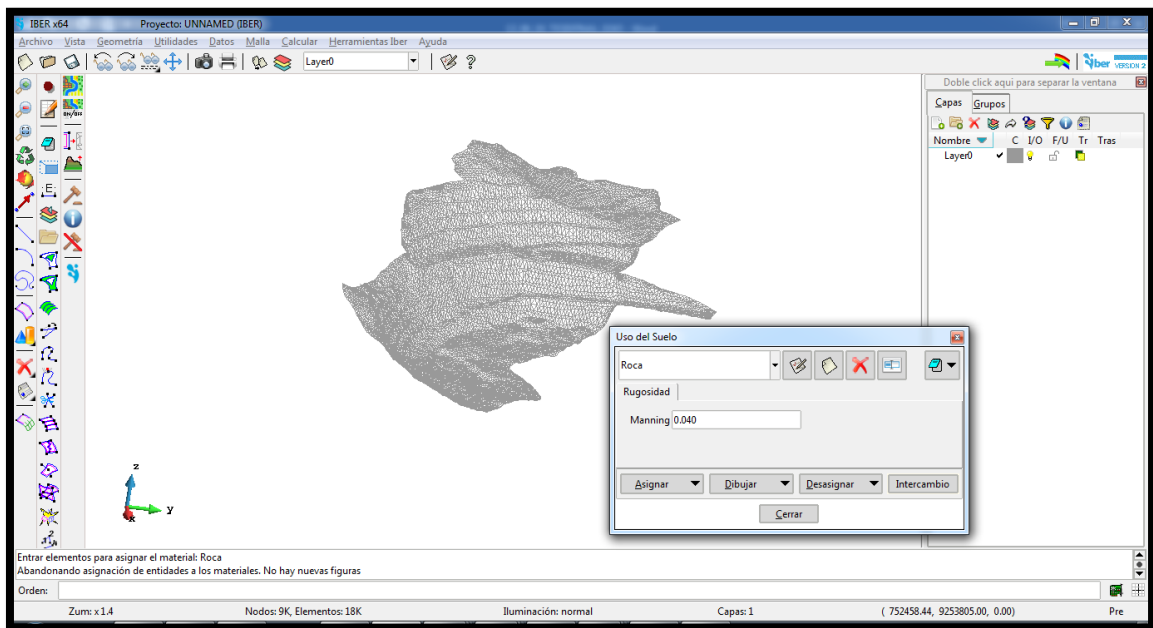


Figura 31: Ejemplo de asignación de rugosidad a la zona de estudio.

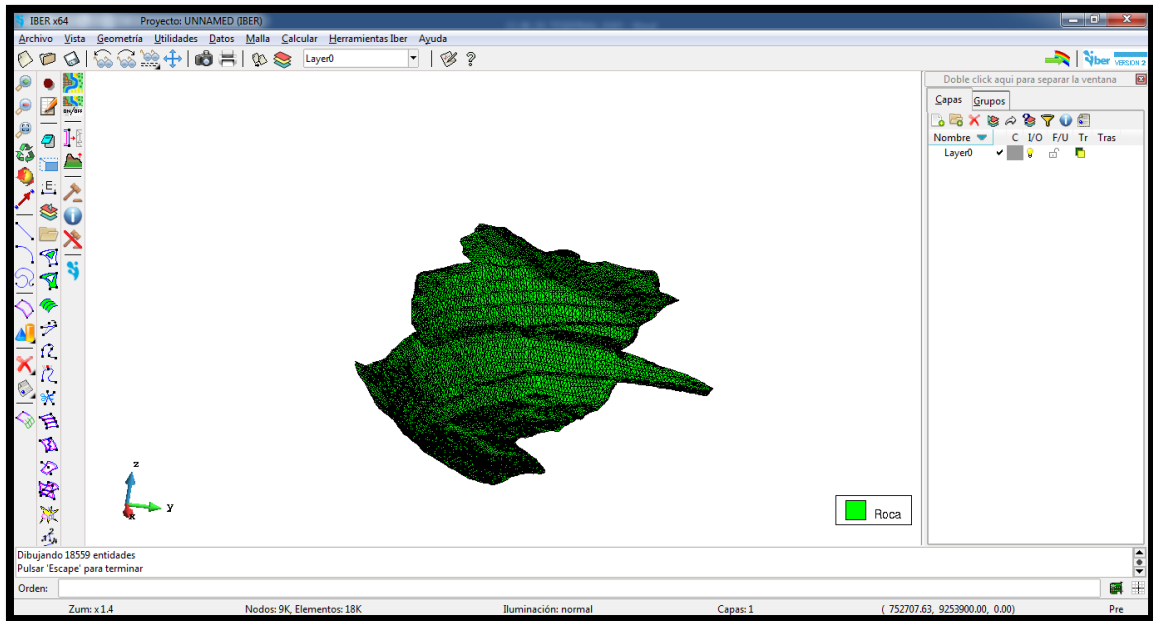


Figura 32: Ejemplo de rugosidad asignada a la zona de estudio.

Posteriormente se procedió a introducir los datos de precipitación neta a través del hietograma calculado en el ítem 3.3.2.

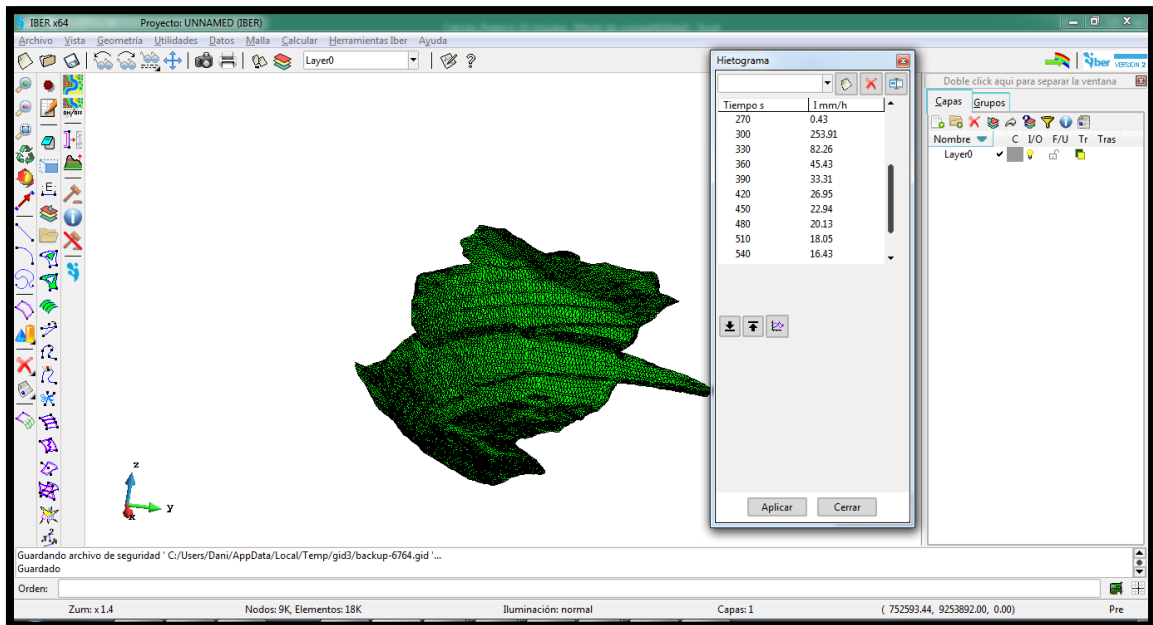


Figura 33: Ejemplo de introducción de datos de precipitación efectiva a la zona de estudio.

Luego de haber introducido los datos de precipitación efectiva, se procedió a asignar dichos datos a la zona de estudio.

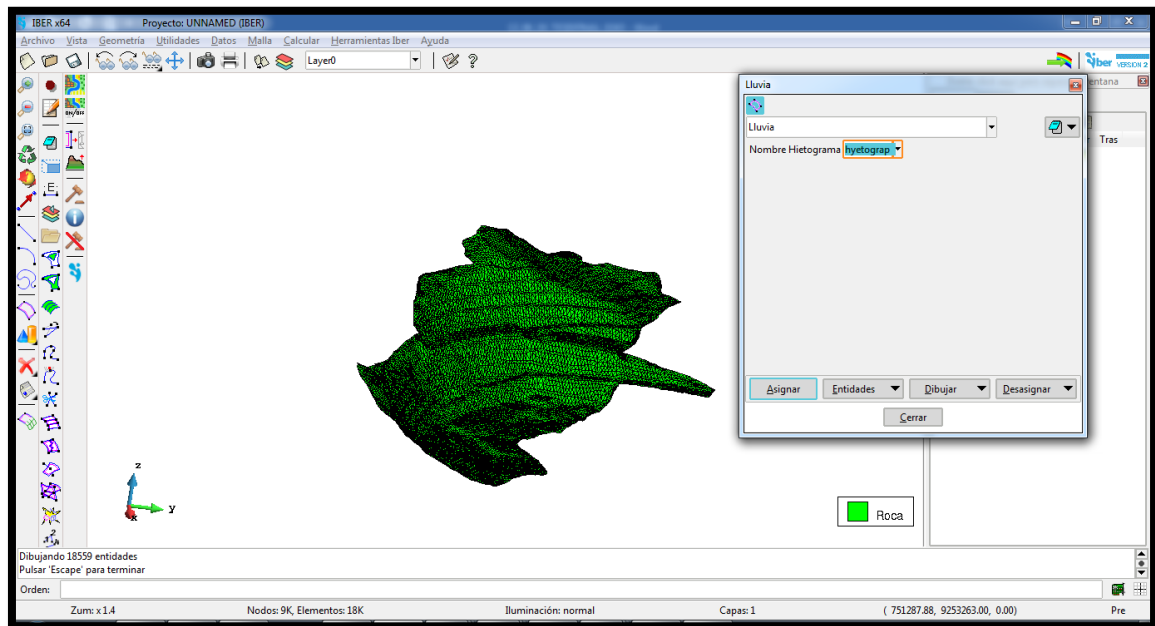


Figura 34: Ejemplo de asignación de datos de precipitación efectiva a la zona de estudio.

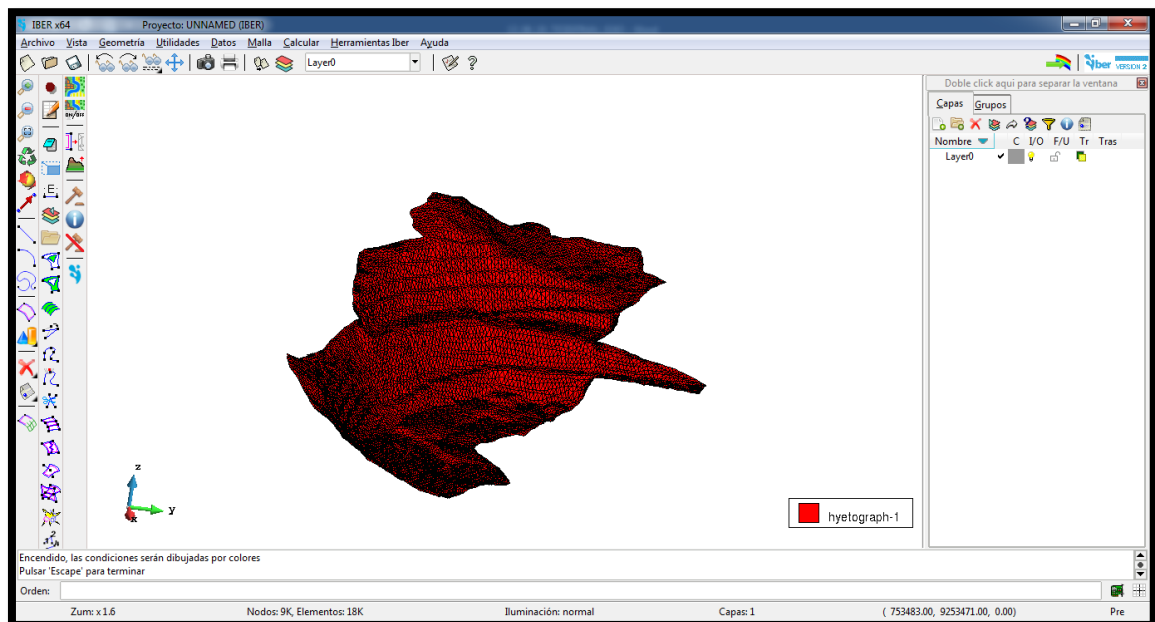


Figura 35: Ejemplo de topografía asignada con datos de precipitación efectiva.

Posteriormente se procedió a asignar los puntos de salida (pozas colectoras o depresiones en la topografía), que son los lugares en los cuales se almacenará el agua.

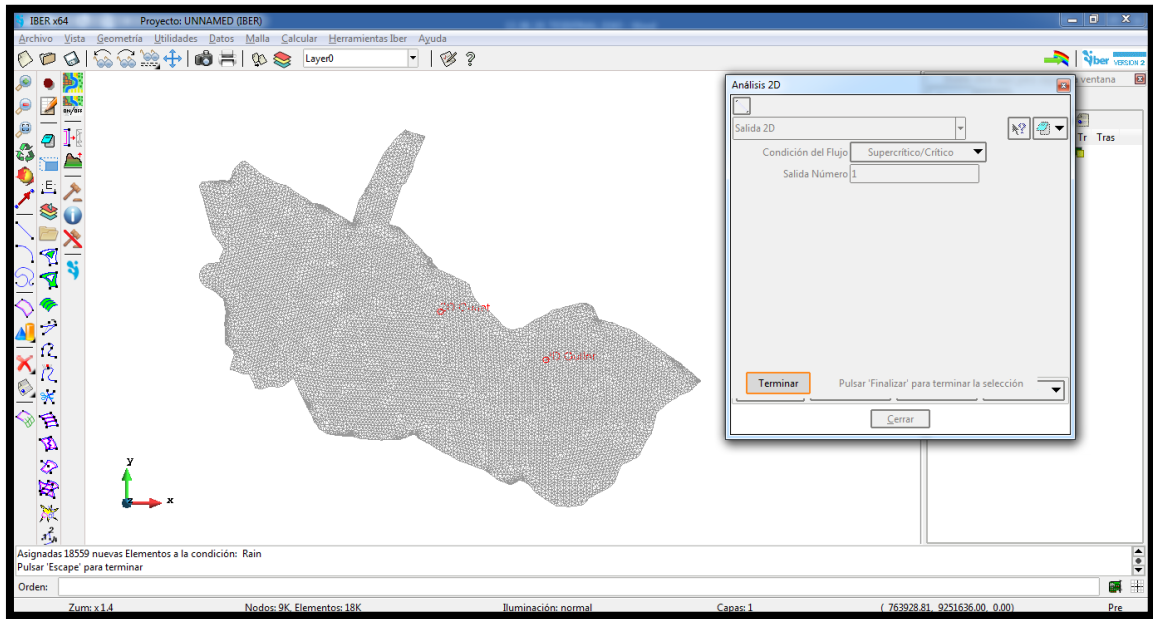


Figura 36: Ejemplo de asignación de salidas en la zona de estudio.

Como penúltimo paso se configuró los parámetros de cálculo como son: tiempo máximo de simulación, intervalo de resultados.

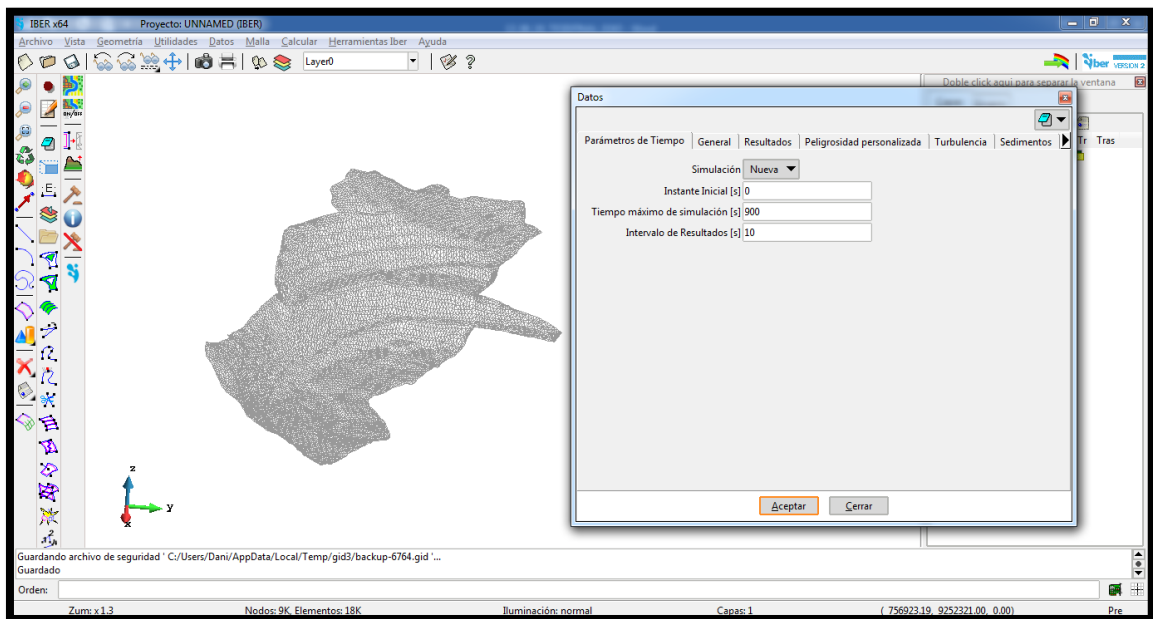


Figura 37: Ejemplo de configuración de parámetros de cálculo para la zona de estudio.

Finalmente se calculó y se visualizaron los resultados.

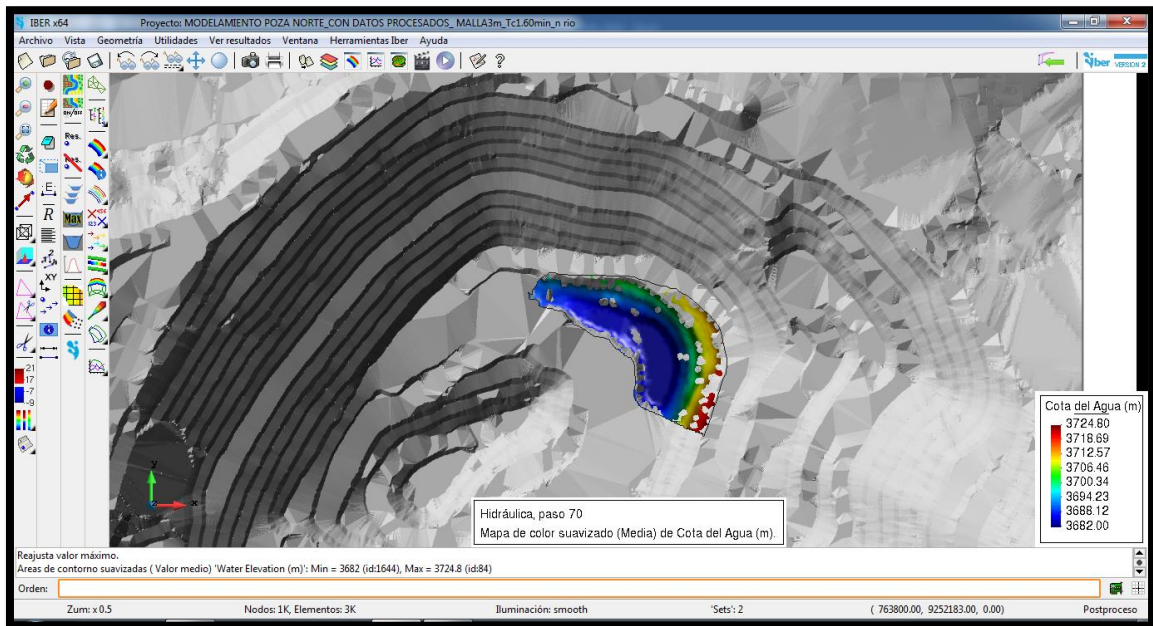


Figura 38: Ejemplo de visualización de resultados, modelo de lluvia sobre el área correspondiente a la poza norte.

El proceso anteriormente mencionado se realizó para cada una de las zonas de estudio (zona sin poza de drenaje, poza centro, poza este, poza sur, poza norte).

e) Verificación del riesgo de inundación a través del modelo hidráulico computacional

Finalmente, luego de haber realizado la modelación para cada zona de estudio se verificó a través del software la cota final que alcanza el agua, evidenciando de esta manera si es que se produjo un desborde de cada poza colectora, así como si existió inundación en la zona donde no existe una poza para drenaje.

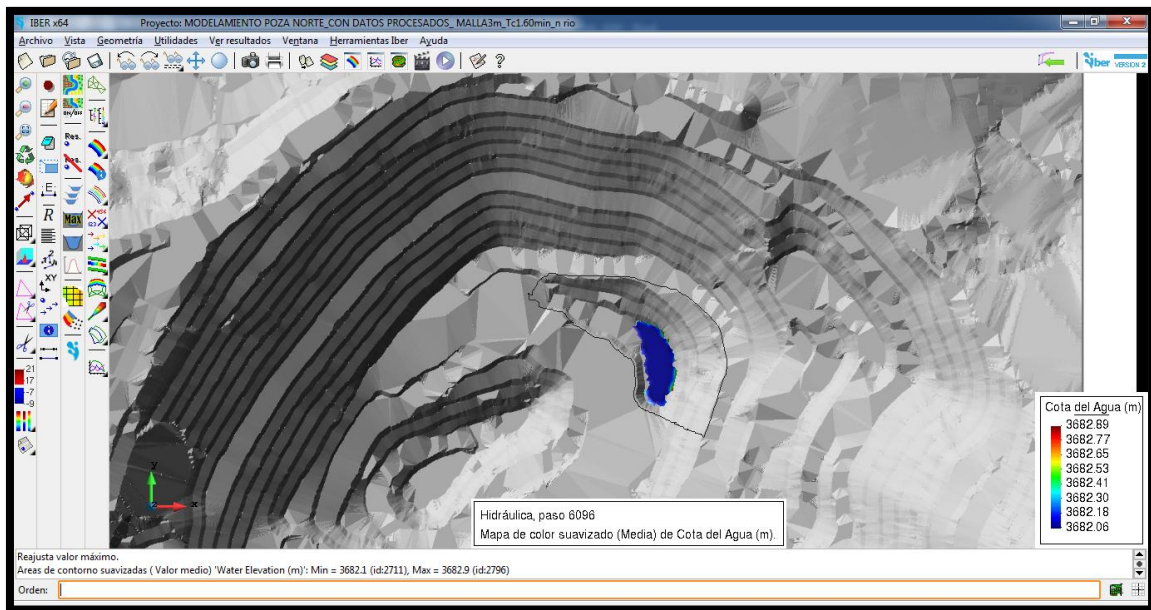


Figura 39: Ejemplo de altura máxima de agua producida por un evento de precipitación extraordinaria en la poza colectora norte.

3.3.5 Verificación de la capacidad hidráulica de cunetas

La verificación de la capacidad hidráulica de cunetas se verificó haciendo uso de la ecuación [10], en el cual se utilizó el principio de flujo en canales abiertos excavados en rocas, utilizando un valor de rugosidad de Manning correspondiente a 0.040 (extraído de la tabla 3: valores de coeficiente de rugosidad de Manning) y de la información topográfica de cada cuneta (ver plano de cunetas dentro del tajo Cerro Corona).

Tabla 23: Caudales máximos soportados por cada cuneta.

CUNETA N°	Longitud (m)	Cota inicial (m)	Cota final (m)	Pendiente (S)	Coefficiente de rugosidad (n)	Tirante (y)	Talud (z)	Área Hidráulica (A)	Radio Hidráulico (R)	Caudal Máximo soportado Q _{máx} (m ³ /s)
CUNETA N° 01	157.692	3873.00	3853.37	0.1245	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.394
CUNETA N° 02	665.914	3852.10	3791.00	0.0918	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.338
CUNETA N° 03	232.238	3849.00	3831.41	0.0757	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.307
CUNETA N° 04	221.598	3849.00	3831.00	0.0812	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.318
CUNETA N° 07	321.322	3789.00	3761.11	0.0868	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.329
CUNETA N° 08	305.279	3789.00	3761.99	0.0885	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.332
CUNETA N° 09	226.239	3780.00	3760.96	0.0842	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.324
CUNETA N° 10	443.572	3780.00	3740.42	0.0892	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.333
CUNETA N° 11	157.431	3750.00	3740.04	0.0633	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.281
CUNETA N° 12	395.999	3750.02	3719.58	0.0769	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.310
CUNETA N° 13	297.429	3740.00	3710.00	0.1009	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.355
CUNETA N° 14	109.13	3739.00	3731.72	0.0667	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.288
CUNETA N° 15	448.925	3729.00	3691.00	0.0846	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.325
CUNETA N° 16	401.779	3729.00	3691.00	0.0946	0.040	0.5	0.67	0.1667	0.1387	0.343

Finalmente se comparó el caudal máximo soportado con el caudal máximo generado por un evento de precipitación de 10 años de periodo de retorno y duración igual a 10 minutos (calculado por el método racional y descrito en el ítem 3.3.3) para de esta verificar si las cunetas fueron capaces de soportar dicho caudal.

Tabla 24: Ejemplo de comparación entre los caudales máximos soportados por la cuneta N° 01 y el caudal generado por una lluvia de 10 años de periodo de retorno y duración igual a 10 minutos.

CUNETA N°	Caudal Máximo soportado $Q_{\text{máx}}$ (m ³ /s)	Caudal a transportar (m ³ /s) (Método Racional)
CUNETA N° 01	0.394	0.067

3.3.6 Alternativas de solución

Luego de haber realizado los modelamientos haciendo uso del método racional y del modelo hidráulico computacional se verificó la capacidad hidráulica de cada poza colectora, con la finalidad de evaluar si existió desborde y por ende inundaciones. Teniendo como única zona con problemas el área en donde no existe una poza de drenaje, en consecuencia, se procedió a plantear dos alternativas de solución para el área mencionada, la primera planteando una zanja de drenaje que derivara sus aguas hacia la poza centro (evitando así la acumulación de agua en el área mencionada) y la segunda instalar en el punto electrobombas que ayuden a deprimir los niveles de agua (para poder secar las zonas de acumulación de agua).

3.3.7 Estudio del riesgo

El procedimiento anteriormente mencionado fue desarrollado para un evento de precipitación de 83.29 mm/h con duración igual a 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años. Pero también es aplicable a cualquier a cualquier intensidad de diseño con la duración requerida y el tiempo de retorno deseado. A partir de los datos obtenidos se evaluará el riesgo en las zonas comprometidas por problemas de acumulación de aguas, estudiando el riesgo de falla en función de la capacidad de almacenamiento que tiene la poza colectora más próxima a la zona de donde habrá acumulación de agua.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La presente investigación tuvo la finalidad de estudiar si existe riesgo de inundación debido a eventos de precipitación extraordinaria en el tajo Cerro Corona (lugar donde se extrae el mineral de la unidad minera Gold Fields La Cima S.A.); verificando la capacidad hidráulica del sistema actual, y si así fuera plantear las alternativas de solución necesarias para afrontar este problema, para ello a continuación se presentan los resultados obtenidos en función a los objetivos planteados y acorde a la metodología utilizada.

4.1. Topografía de la zona de estudio

Se observó que la zona de estudio se encuentra ubicada entre las coordenadas 762500-763750 Este y 9251750 – 9252750 Norte, a una altitud que varía desde los 3650 hasta los 4000 msnm. (Ver plano N°-05).

Se observó que el tajo Cerro Corona abarca un área de explotación de mineral de 77.853 Ha. (Ver plano N°-05).



Figura 40: Vista principal del fondo del Tajo Cerro Corona – Gold Fields La Cima S.A., 2019.

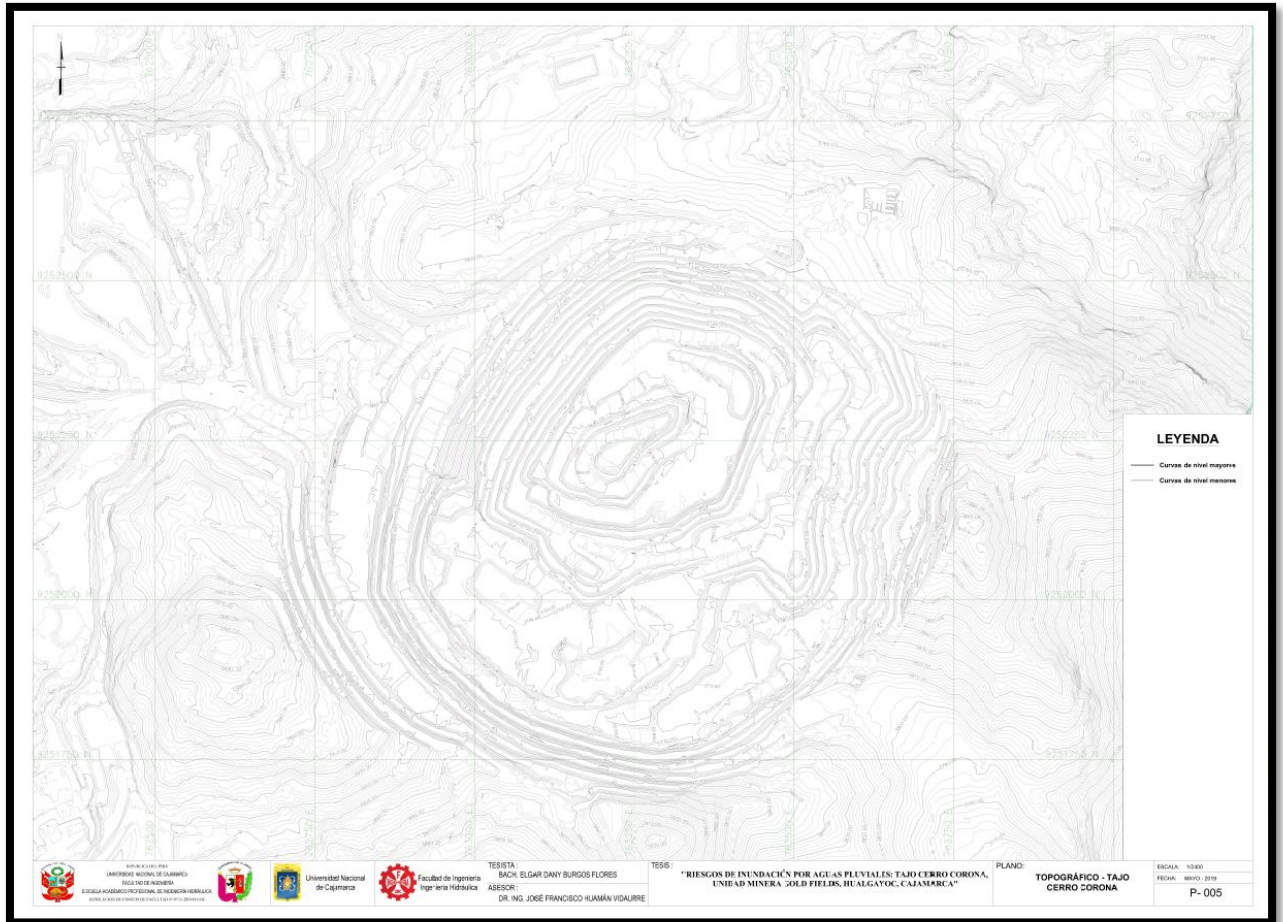


Figura 41: Topografía completa del Tajo Cerro Corona – Gold Fields La Cima S.A., 2019 (realizada con GPS diferencial).

4.2. Hidrología de la zona de estudio

Luego de recopilar y procesar la información hidrológica obtenida de la estación Hualgayoc se observó que los datos de precipitación máxima en 24 horas anuales se ajustaban mejor al **modelo Gumbel**. (Ver Anexo 2).

Además se obtuvo la ecuación general de las curvas intensidad – duración – periodo de retorno: $I_{\text{máx}} = 341.8116 * T^{(0.1368)} * D^{(-0.7500)}$. Ecuación con la cual se pudo obtener la intensidad máxima de diseño con la cual se verificó la capacidad hidráulica del sistema de drenaje del tajo Cerro Corona.

Tabla 25: Intensidades máximas obtenidas a partir de la ecuación general de las curvas intensidad – duración – periodo de retorno.

Duración (minutos)	Intensidades máximas (mm/h)								
	Tiempo de retorno (años)								
	2	5	10	20	30	50	100	250	500
10	66.83	75.75	83.29	91.57	96.80	103.80	114.13	129.37	142.23
20	39.74	45.04	49.52	54.45	57.56	61.72	67.86	76.92	84.57
30	29.32	33.23	36.54	40.17	42.46	45.54	50.07	56.75	62.40
40	23.63	26.78	29.45	32.38	34.22	36.70	40.35	45.74	50.29
50	19.99	22.66	24.91	27.39	28.95	31.04	34.13	38.69	42.54
60	17.43	19.76	21.73	23.89	25.25	27.08	29.77	33.75	37.10
70	15.53	17.60	19.35	21.28	22.49	24.12	26.52	30.06	33.05
80	14.05	15.93	17.51	19.25	20.35	21.82	23.99	27.20	29.90
90	12.86	14.58	16.03	17.62	18.63	19.98	21.96	24.90	27.37
100	11.88	13.47	14.81	16.28	17.21	18.46	20.29	23.01	25.29
110	11.06	12.54	13.79	15.16	16.03	17.19	18.89	21.42	23.55
120	10.37	11.75	12.92	14.20	15.01	16.10	17.70	20.06	22.06

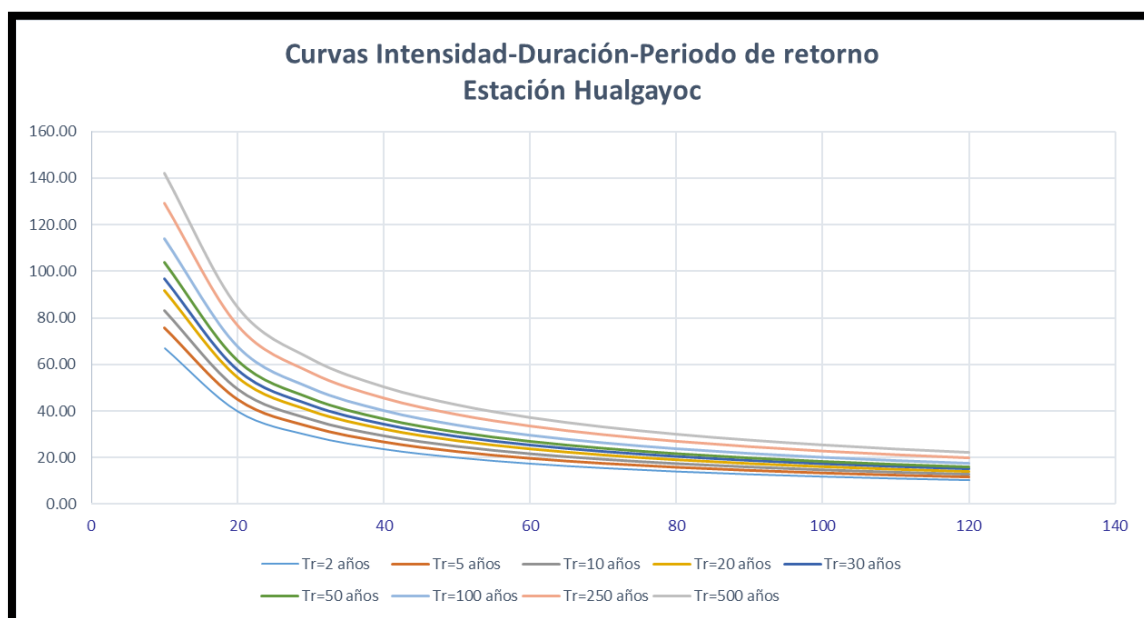


Figura 42: Curvas intensidad – duración – periodo de retorno para la estación Hualgayoc.

La intensidad máxima de diseño obtenida fue de **83.29 mm/h**, correspondiente a una duración (igual al tiempo de concentración de cada sub área de drenaje – ver ítem 4.3) de **10 minutos** y un **periodo de retorno de 10 años** (Ver ítem 3.3.3). Valor con el cual se realizó el modelamiento hidráulico aplicando el método racional y utilizando el software IBER para verificar la capacidad hidráulica del sistema de drenaje del tajo Cerro Corona.

En la actualidad se encontró que dichas pozas colectoras cuentan con las siguientes capacidades y características:

Tabla 26: Capacidad real de cada poza coollectora ubicada dentro del tajo Cerro Corona.

POZA COLECTORA	COTA DE FONDO (msnm)	COTA DE TERRENO (msnm)	CAPACIDAD (m3)
NORTE	3682	3684	4000
SUR	3712	3718	4000
ESTE	3732	3740	4000
CENTRO	3652	3658	15000

a) Áreas de aporte

Luego de haber obtenido la información topográfica y de haber realizado la delimitación de áreas de aporte para cada poza, se encontró que en el tajo Cerro Corona se encuentran **5 zonas bien diferenciadas de drenaje: la primera una zona en la cual no existe una poza coollectora y por ende no tiene drenaje, la segunda la zona correspondiente a la poza coollectora centro, la tercera correspondiente a la poza coollectora este, la cuarta correspondiente a la poza coollectora sur, la quinta correspondiente a la poza coollectora norte.** (Ver plano N°-05).

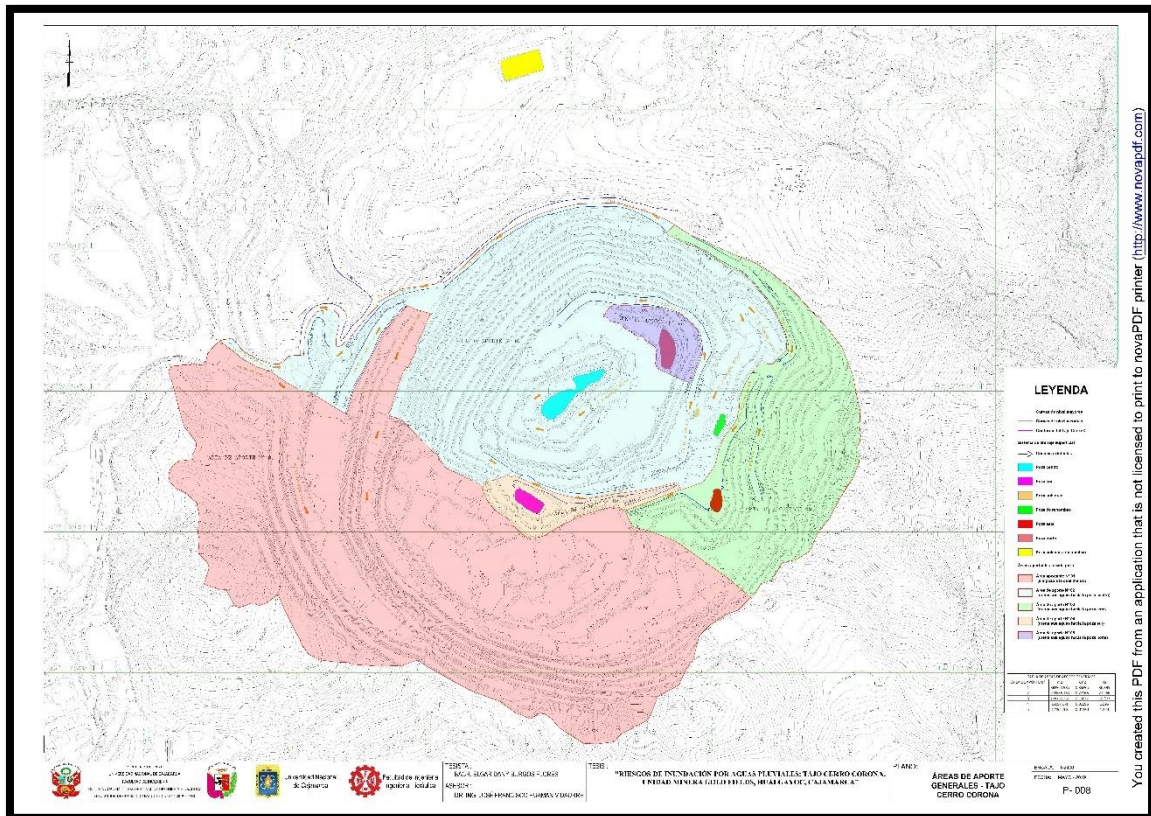


Figura 44: Áreas de aporte hidráulico generales del tajo Cerro Corona.

Tabla 27: Valores de área para cada área de aporte generales del sistema de drenaje superficial – Tajo Cerro Corona.

TABLA DE ÁREAS DE APORTE GENERALES			
ÁREA DE APORTE N°	m2	Km2	Ha
1 (SIN POZA A LA CUAL DRENAR)	368954.985	0.36895	36.895
2 (POZA CENTRO)	272656.483	0.27266	27.266
3 (POZA ESTE)	108766.367	0.10877	10.877
4 (POZA SUR)	15957.171	0.01596	1.596
5 (POZA NORTE)	12195.703	0.01220	1.220

Posteriormente para realizar un mejor cálculo se subdividió cada área de aporte general en sub áreas de drenaje. Obteniéndose los siguientes valores por cada zona de drenaje (Ver planos N°- 06, N°-07, N°-08, N°-09, N°-10)

- Zona sin poza de drenaje:

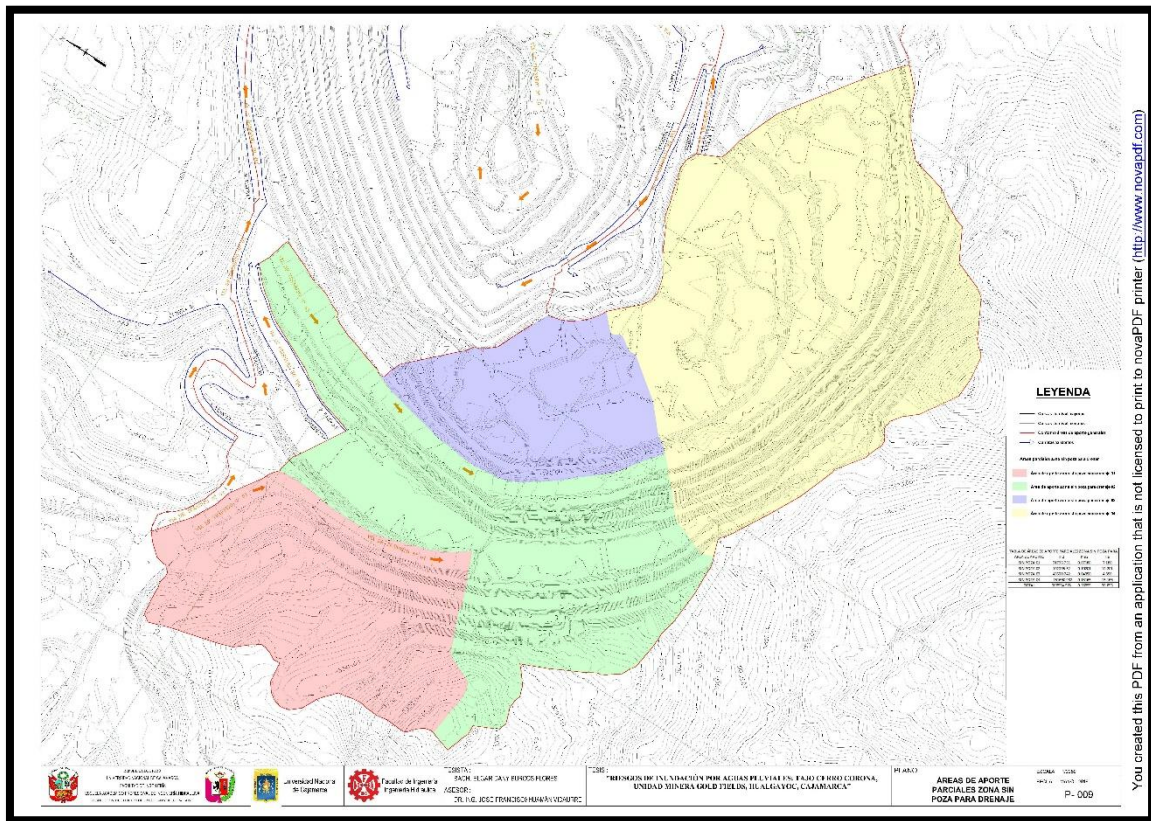


Figura 45: Sub área de aporte – zona sin poza colectora de drenaje.

Tabla 28: Valores de área para cada sub área de aporte – zona sin poza de drenaje.

TABLA DE ÁREAS DE APOORTE PARCIALES ZONA SIN POZA PARA DRENAJE			
ÁREA DE APOORTE	m2	Km2	Ha
SIN POZA 01	71796.731	0.07180	7.180
SIN POZA 02	102006.52	0.10201	10.201
SIN POZA 03	43500.742	0.04350	4.350
SIN POZA 04	151650.992	0.15165	15.165
TOTAL	368954.985	0.36895	36.895

Es importante mencionar que esta zona se dividió en dos partes, la primera compuesta por las sub áreas (sin poza 01, sin poza 02, sin poza 03), denominada zona sin poza de drenaje-A. Y la segunda compuesta por la sub área (sin poza 04), denominada zona sin poza de drenaje-B.

- Zona poza colectora centro:

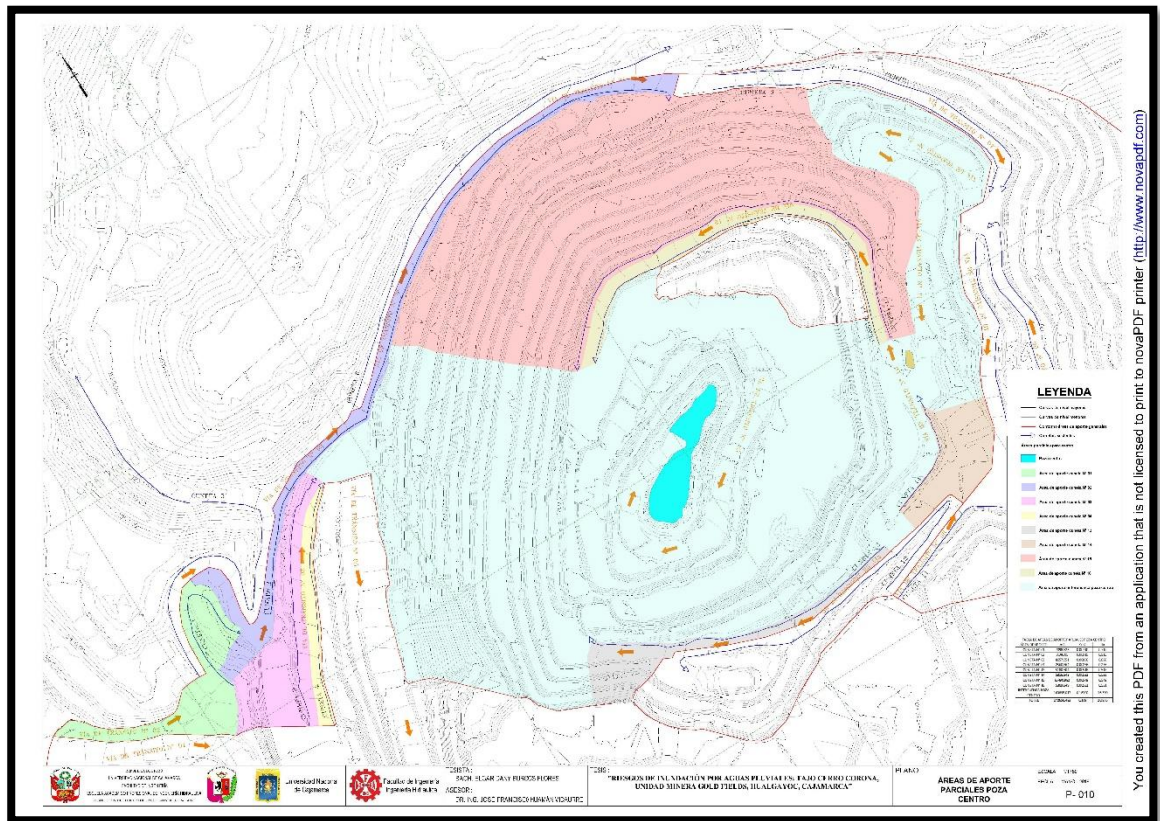


Figura 46: Sub áreas de aporte – poza colectora centro.

Tabla 29: Valores de área para cada sub área de aporte – poza colectora centro.

TABLA DE ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA CENTRO			
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha
CUNETAS N° 01	7098.823	0.00710	0.710
CUNETAS N° 02	9146.05	0.00915	0.915
CUNETAS N° 03	8657.551	0.00866	0.866
CUNETAS N° 04	2560.864	0.00256	0.256
CUNETAS N° 13	5180.504	0.00518	0.518
CUNETAS N° 14	5316.843	0.00532	0.532
CUNETAS N° 15	65490.982	0.06549	6.549
CUNETAS N° 16	5309.849	0.00531	0.531
INTERCUENCA POZA CENTRO	163895.017	0.16390	16.390
TOTAL	272656.483	0.27266	27.266

- Zona poza colectora este:

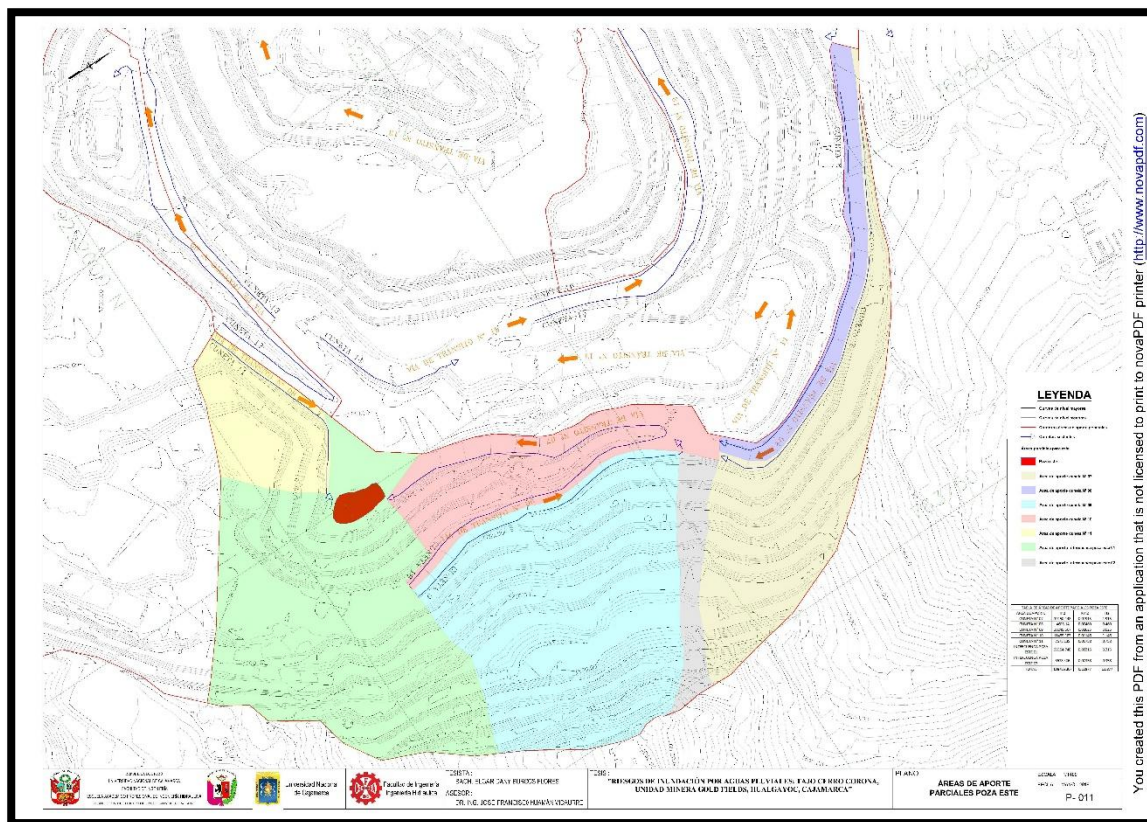


Figura 47: Sub áreas de aporte – poza colectora este.

Tabla 30: Valores de área para cada sub área de aporte – poza colectora este.

TABLA DE ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA ESTE			
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha
CUNETAS N° 07	19150.148	0.01915	1.915
CUNETAS N° 08	4603.14	0.00460	0.460
CUNETAS N° 09	30245.607	0.03025	3.025
CUNETAS N° 10	11459.183	0.01146	1.146
CUNETAS N° 11	7575.135	0.00758	0.758
INTERCUENCA POZA ESTE	32154.748	0.03215	3.215
INTERCUENCA POZA ESTE 02	3578.406	0.00358	0.358
TOTAL	108766.367	0.10877	10.877

- Zona poza colectora sur:

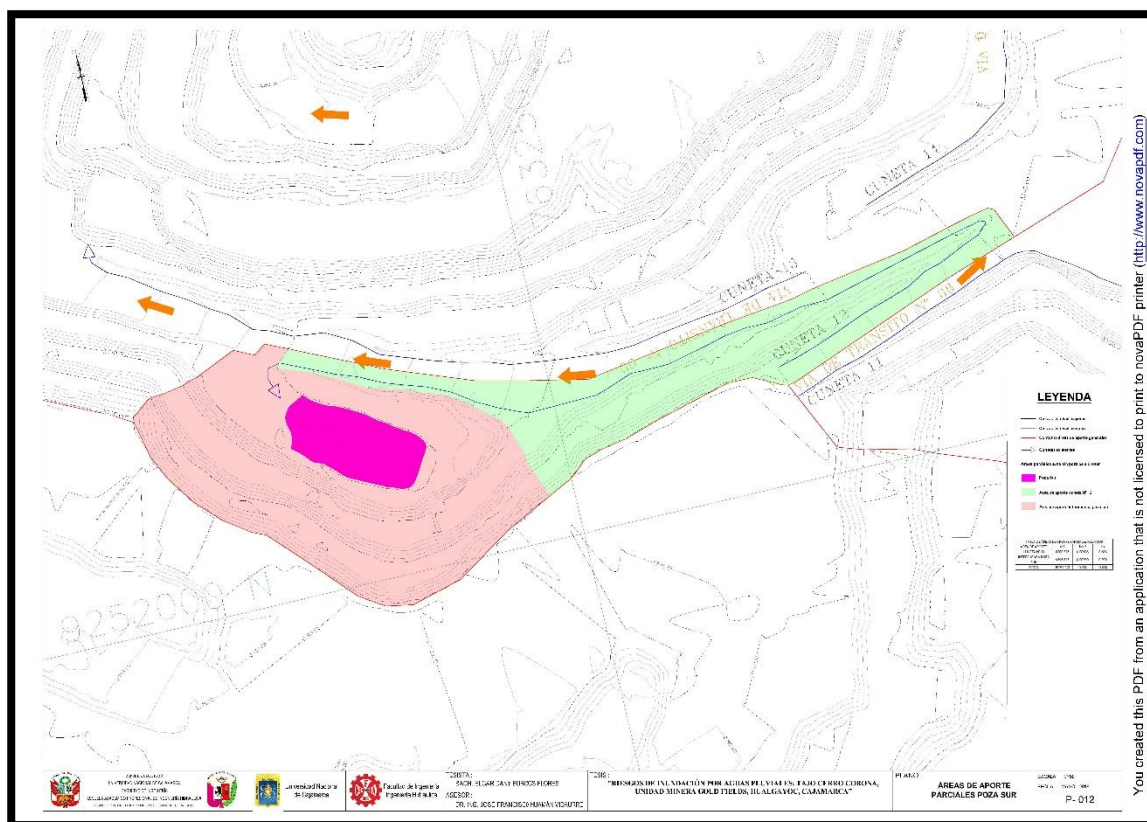


Figura 48: Sub áreas de aporte – poza colectora sur.

Tabla 31: Valores de área para cada sub área de aporte – poza colectora sur.

TABLA DE ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA SUR			
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha
CUNETAS N° 12	6060.326	0.00606	0.606
INTERCUENCIA POZA SUR	9896.845	0.00990	0.990
TOTAL	15957.171	0.01596	1.596

- Zona poza colectora norte:

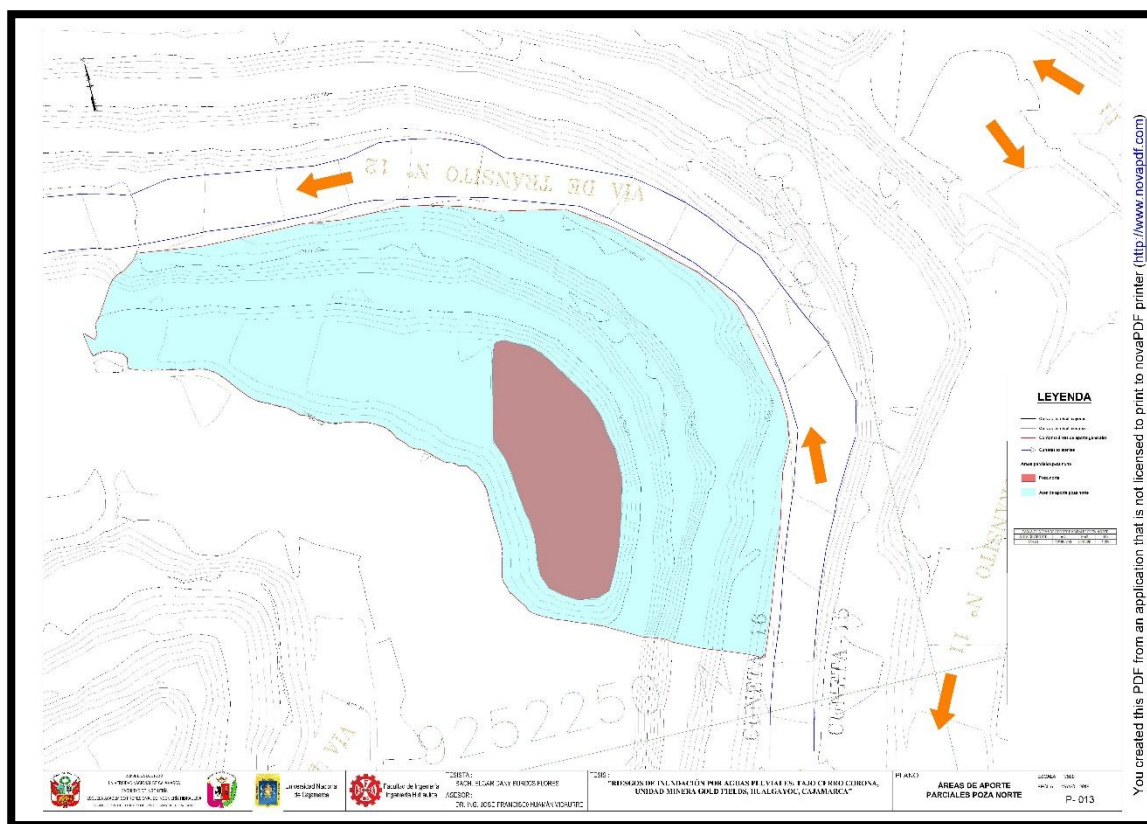


Figura 49: Sub áreas de aporte – poza colectora norte.

Tabla 32: Valores de área para cada sub área de aporte – poza colectora norte.

TABLA DE ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA NORTE			
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha
TOTAL	12195.703	0.01220	1.220

b) Tiempos de Concentración

Teniendo ya cada sub área de aporte correctamente delimitada se obtuvo los valores de tiempo de concentración de cada sub área (Ver planos N°- 06, N°-07, N°-08, N°-09, N°-10), pero todos los valores fueron menores a 10 minutos. **Es por ello que siguiendo los lineamientos del RNE se decidió utilizar un tiempo de concentración igual a 10 minutos para ser utilizado en el cálculo de caudales por el método racional.**

Tabla 33: Tiempos de concentración obtenidos - zona sin poza de drenaje.

TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN ZONA SIN POZA PARA DRENAJE						
ÁREA DE APORTE	Área en Kilometros cuadrados	Longitud(L) en metros	Cota Inicial (Ci) en metros	Cota final (Cf) en metros	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos
SIN POZA 01	0.07180	217.900	3996.45	3850.00	3.723	10
SIN POZA 02	0.10201	432.641	3995.00	3772.00	5.738	10
SIN POZA 03	0.04350	196.652	3809.99	3742.00	4.255	10
SIN POZA 04	0.15165	272.279	3922.00	3742.00	4.543	10

Tabla 34: Tiempos de concentración obtenidos – poza colectora centro.

TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN ÁREAS PARCIALES POZA CENTRO						
ÁREA DE APORTE	Área en Kilometros cuadrados	Longitud(L) en metros	Cota Inicial (Ci) en metros	Cota final (Cf) en metros	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos
CUNETAS N° 01	0.00710	195.20800	3889.99	3853.37	4.336	10
CUNETAS N° 02	0.00915	671.289	3873.07	3791.00	11.362	10
CUNETAS N° 03	0.00866	246.796	3877.00	3831.41	5.038	10
CUNETAS N° 04	0.00256	222.496	3849.11	3831.00	5.936	10
CUNETAS N° 13	0.00518	286.026	3740.02	3711.00	6.602	10
CUNETAS N° 14	0.00532	113.126	3740.76	3731.00	4.355	10
CUNETAS N° 15	0.06549	226.415	3804.00	3691.00	4.149	10
CUNETAS N° 16	0.00531	268.705	3729.22	3691.00	5.680	10
INTERCUENCA POZA CENTRO	0.16390	346.772	3838.01	3655.00	5.422	10

Tabla 35: Tiempos de concentración obtenidos – poza colectora este.

TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN ÁREAS PARCIALES POZA ESTE						
ÁREA DE APORTE	Área en Kilometros cuadrados	Longitud(L) en metros	Cota Inicial (Ci) en metros	Cota final (Cf) en metros	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos
CUNETAS N° 07	0.01915	167.020	3860.00	3761.11	2.944	10
CUNETAS N° 08	0.00460	303.632	3790.87	3761.99	6.992	10
CUNETAS N° 09	0.03025	213.359	3889.20	3760.96	3.435	10
CUNETAS N° 10	0.01146	69.735	3780.01	3740.42	2.110	10
CUNETAS N° 11	0.00758	79.402	3779.00	3741.01	2.135	10
INTERCUENCA POZA ESTE 01	0.03215	196.694	3866.02	3740.00	3.263	10
INTERCUENCA POZA ESTE 02	0.00358	191.302	3881.02	3761.96	2.814	10

Tabla 36: Tiempos de concentración obtenidos – poza colectora sur.

TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN ÁREAS PARCIALES POZA SUR						
ÁREA DE APORTE	Área en Kilometros cuadrados	Longitud(L) en metros	Cota Inicial (Ci) en metros	Cota final (Cf) en metros	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos
CUNETAS N° 12	0.00606	200.067	3749.98	3720.00	4.701	10
INTERCUENCA POZA SUR	0.00990	45.026	3750.00	3719.00	1.806	10

Tabla 37: Tiempos de concentración obtenidos – poza colectora norte.

TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN POZA NORTE						
ÁREA DE APORTE	Área en Kilometros cuadrados	Longitud(L) en metros	Cota Inicial (Ci) en metros	Cota final (Cf) en metros	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos
ÁREA DE APORTE	0.01220	42.625	3726.00	3682.24	1.619	10

c) Coeficientes de escorrentía

Se obtuvieron diferentes valores de coeficiente de escorrentía, esto en función a la metodología usada (MOPU), en la cual el coeficiente de escorrentía es función de la precipitación de diseño y un umbral de precipitación, que para nuestro caso por ser el terreno rocas (Ver plano N°-02) es igual a 3mm cuando la roca es permeable y 2mm cuando la roca es impermeable.

Para obtener los valores finales de coeficiente de escorrentía para cada sub área de drenaje se realizó un promedio respecto a cada sub área de drenaje.

Tabla 38: Coeficientes de escorrentía– zona sin poza de drenaje.

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA - ÁREAS DE APORTE PARCIALES ZONA SIN POZA PARA DRENAJE												
ÁREA DE APORTE	Km2	Ha	Tipo de roca	Pendiente	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración a utilizar en minutos	Periodo de retorno en años	Imax en mm/h	Precipitación de diseño (P)	Po en mm	Coefficiente de escorrentia	Coefficiente de ponderado
SIN POZA 01	0.07180	7.180	permeable	≥ 3	3.723	10.000	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
SIN POZA 02	0.10201	10.201	permeable	≥ 3	5.738	10.000	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
SIN POZA 03	0.04350	4.350	Combinada	≥ 3	4.255	10.000	10	83.289	-	-	0.413	0.413
SUB ÁREAS - SIN POZA 03	0.04269	4.269	permeable	≥ 3	4.255	10.000	10	83.289	13.88	3	0.410	
	0.00035	0.035	impermeable	≥ 3	4.255	10.000	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.00046	0.046	impermeable	≥ 3	4.255	10.000	10	83.289	13.88	2	0.553	
SIN POZA 04	0.15165	15.165	Combinada	≥ 3	4.543	10.000	10	83.289	13.88	3	0.420	0.420
	0.00433	0.433	impermeable	≥ 3	4.543	10.000	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.00237	0.237	impermeable	≥ 3	4.543	10.000	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - SIN POZA 04	0.00393	0.393	impermeable	≥ 3	4.543	10.000	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.14102	14.102	permeable	≥ 3	4.543	10.000	10	83.289	13.88	3	0.410	

Tabla 39: Coeficientes de escorrentía–poza colectora centro.

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA - ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA CENTRO												
ÁREA DE APORTE	Km2	Ha	Tipo de roca	Pendiente	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración promedio en minutos	Periodo de retorno en años	Imax en mm/h	Precipitación de diseño	Po en mm	Coefficiente de escorrentia	Coefficiente de ponderado
CUNETA N° 01	0.00710	0.710	permeable	≥ 3	4.336485655	10	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
CUNETA N° 02	0.00915	0.915	permeable	≥ 3	11.3616514	10	10	83.289	13.88	2	0.553	0.553
CUNETA N° 03	0.00866	0.866	permeable	≥ 3	5.037703779	10	10	83.289	13.88	2	0.553	0.553
CUNETA N° 04	0.00256	0.256	permeable	≥ 3	5.935512426	10	10	83.289	13.88	2	0.553	0.553
CUNETA N° 13	0.00518	0.518	Combinada	≥ 3	6.602089941	10	10	83.289	-	-	0.414	0.414
SUB ÁREAS - CUNETA N° 13	0.00014	0.014	impermeable	≥ 3	6.602089941	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
CUNETA N° 14	0.00504	0.504	permeable	≥ 3	6.602089941	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
CUNETA N° 15	0.00532	0.532	permeable	≥ 3	4.355484422	10	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
CUNETA N° 15	0.06549	6.549	Combinada	≥ 3	4.149433888	10	10	83.289	-	-	0.411	0.411
SUB ÁREAS - CUNETA N° 13	0.00043	0.043	impermeable	≥ 3	4.149433888	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - CUNETA N° 13	0.00010	0.010	impermeable	≥ 4	4.149433888	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - CUNETA N° 13	0.06506	6.506	permeable	≥ 3	4.149433888	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
CUNETA N° 16	0.00531	0.531	permeable	≥ 3	5.680106565	10	10	83.289	13.88	2	0.553	0.553
INTERCUENCA POZA CENTRO	0.16390	16.390	Combinada	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	-	-	0.414	0.414
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA CENTRO	0.00093	0.093	impermeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA CENTRO	0.00030	0.030	impermeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA CENTRO	0.00033	0.033	impermeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA CENTRO	0.00022	0.022	impermeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA CENTRO	0.00216	0.216	impermeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA CENTRO	0.15994	15.994	permeable	≥ 3	5.42174867	10	10	83.289	13.88	3	0.410	

Tabla 40: Coeficientes de escorrentía–poza colectora este.

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA - ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA ESTE												
ÁREA DE APORTE	Km2	Ha	Tipo de roca	Pendiente	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración promedio en minutos	Periodo de retorno en años	Imax en mm/h	Precipitación de diseño	Po en mm	Coefficiente de escorrentia	Coefficiente de ponderado
CUNETA N° 07	0.01915	1.915	permeable	≥ 3	2.943827528	10	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
CUNETA N° 08	0.00460	0.460	permeable	≥ 3	6.991953787	10	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410
CUNETA N° 09	0.03025	3.025	Combinada	≥ 3	3.435433672	10	10	83.289	-	-	0.418	0.418
SUB ÁREAS - CUNETA N° 09	0.00157	0.157	impermeable	≥ 3	3.435433672	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - CUNETA N° 09	0.02868	2.868	permeable	≥ 3	3.435433672	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
CUNETA N° 10	0.01146	1.146	Combinada	≥ 3	2.109525551	10	10	83.288369	-	-	0.411	0.411
SUB ÁREAS - CUNETA N° 10	0.00003	0.003	impermeable	≥ 3	2.109525551	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - CUNETA N° 10	0.01143	1.143	permeable	≥ 3	2.109525551	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
CUNETA N° 11	0.00758	0.758	Combinada	≥ 3	2.135198164	10	10	83.288369	-	-	0.450	0.450
SUB ÁREAS - CUNETA N° 11	0.00164	0.164	impermeable	≥ 3	2.135198164	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - CUNETA N° 11	0.00045	0.045	impermeable	≥ 3	2.135198164	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - CUNETA N° 11	0.00002	0.002	impermeable	≥ 3	2.135198164	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - CUNETA N° 11	0.00549	0.549	permeable	≥ 3	2.135198164	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
INTERCUENCA POZA ESTE N°01	0.03215	3.215	Combinada	≥ 3	3.263479066	10	10	83.288369	-	-	0.412	0.412
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA ESTE N° 01	0.00037	0.037	impermeable	≥ 3	3.263479066	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA ESTE N° 01	0.03178	3.178	permeable	≥ 3	3.263479066	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
INTERCUENCA POZA ESTE N° 02	0.00358	0.358	permeable	≥ 3	2.814323745	10	10	83.289	13.88	3	0.410	0.410

Tabla 41: Coeficientes de escorrentía–poza colectora sur.

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA - ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA SUR												
ÁREA DE APORTE	Km2	Ha	Tipo de roca	Pendiente	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración promedio en minutos	Periodo de retorno en años	Imax en mm/h	Precipitación de diseño	Po en mm	Coefficiente de escorrentia	Coefficiente de ponderado
CUNETA N° 12	0.00606	0.606	Combinada		4.700502712	10	10				0.426	0.426
SUB ÁREAS - CUNETA N° 12	0.00067	0.067	impermeable	≥ 3	4.700502712	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - CUNETA N° 12	0.00539	0.539	permeable	≥ 3	4.700502712	10	10	83.289	13.88	3	0.410	
INTERCUENCA POZA SUR	0.00990	0.990	Combinada		1.806138647	10	10				0.416	0.416
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA SUR	0.00040	0.040	impermeable	≥ 3	1.806138647	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA SUR	0.00949	0.949	permeable	≥ 3	1.806138647	10	10	83.289	13.88	3	0.410	

Tabla 42: Coeficientes de escorrentía–poza colectora norte.

COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA - ÁREAS DE APORTE PARCIALES POZA NORTE												
ÁREA DE APORTE	Km2	Ha	Tipo de roca	Pendiente	Tiempo de concentración promedio en minutos	Tiempo de concentración promedio en minutos	Periodo de retorno en años	Imax en mm/h	Precipitación de diseño	Po en mm	Coefficiente de escorrentía	Coefficiente de ponderado
INTERCUENCA POZA NORTE	0.01220	1.220	Combinada		1.618968585	10	10				0.414	0.414
SUB ÁREAS - INTERCUENCA POZA NORTE	0.00035	0.035	impermeable	≥ 3	1.618968585	10	10	83.289	13.88	2	0.553	
	0.01185	1.185	permeable	≥ 3	1.618968585	10	10	83.289	13.88	3	0.410	

d) Caudales Máximos utilizando el método racional

Finalmente, obtenidos los valores de área, tiempo de concentración (igual a la duración de lluvia), intensidad máxima de diseño y coeficiente de escorrentía, se obtuvieron los caudales máximos para cada zona de drenaje.

En la zona sin poza de drenaje se obtuvo dos puntos en los cuales el agua se acumulará: el primero que tiene como área de aporte a la zona sin poza 01, 02 y 03. Y el segundo que tiene como área de aporte a la zona si poza 04.

Tabla 43: Caudales máximos– zona sin poza de drenaje punto de acumulación I.

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS ZONA SIN POZA								
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha	Coefficiente de escorrentía	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m3/s
SIN POZA 01	71796.731	0.07180	7.180	0.410	10.000	10	83.289	0.68160
SIN POZA 02	102006.52	0.10201	10.201	0.410	10.000	10	83.289	0.96840
SIN POZA 03	43500.742	0.04350	4.350	0.413	10.000	10	83.289	0.41564
TOTAL								2.06565

Tabla 44: Caudales máximos– zona sin poza de drenaje punto de acumulación

II.

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS ZONA SIN POZA								
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha	Coefficiente de escorrentía	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m3/s
SIN POZA 04	151650.992	0.15165	15.165	0.420	10.000	10	83.289	1.47470
TOTAL								1.47470

En las demás zonas se observó que ninguna tiene problema de drenaje, todas las sub áreas drenaran a las pozas colectoras respectivas.

Tabla 45: Caudales máximos– poza colectora centro.

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS POZA CENTRO								
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha	Coefficiente de escorrentia	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m3/s
CUNETAS N° 01	7098.823	0.00710	0.710	0.410	10.000	10	83.289	0.06739
CUNETAS N° 02	9146.05	0.00915	0.915	0.553	10.000	10	83.289	0.11693
CUNETAS N° 03	8657.551	0.00866	0.866	0.553	10.000	10	83.289	0.11069
CUNETAS N° 04	2560.864	0.00256	0.256	0.553	10.000	10	83.289	0.03274
CUNETAS N° 13	5180.504	0.00518	0.518	0.414	10.000	10	83.289	0.04963
CUNETAS N° 14	5316.843	0.00532	0.532	0.410	10.000	10	83.289	0.05048
CUNETAS N° 15	65490.982	0.06549	6.549	0.411	10.000	10	83.289	0.62350
CUNETAS N° 16	5309.849	0.00531	0.531	0.553	10.000	10	83.289	0.06789
INTERCUENCA POZA CENTRO	163895.017	0.16390	16.390	0.414	10.000	10	83.289	1.56894
TOTAL								2.68819

Tabla 46: Caudales máximos– poza colectora este.

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS POZA ESTE								
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha	Coefficiente de escorrentia	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m3/s
CUNETAS N° 07	19150.148	0.01915	1.915	0.410	10.000	10	83.289	0.18180
CUNETAS N° 08	4603.14	0.00460	0.460	0.410	10.000	10	83.289	0.04370
CUNETAS N° 09	30245.607	0.03025	3.025	0.418	10.000	10	83.289	0.29229
CUNETAS N° 10	11459.183	0.01146	1.146	0.411	10.000	10	83.289	0.10887
CUNETAS N° 11	7575.135	0.00758	0.758	0.450	10.000	10	83.289	0.07883
INTERCUENCA POZA ESTE N° 01	32154.748	0.03215	3.215	0.412	10.000	10	83.289	0.30648
INTERCUENCA POZA ESTE N° 02	3578.406	0.00358	0.358	0.410	10.000	10	83.289	0.03397
TOTAL								1.04595

Tabla 47: Caudales máximos– poza colectora sur.

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS POZA SUR								
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha	Coefficiente de escorrentia	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m3/s
CUNETAS N° 12	6060.326	0.00606	0.606	0.426	10.000	10	83.289	0.0597
INTERCUENCA POZA SUR	9896.845	0.00990	0.990	0.416	10.000	10	83.289	0.0953
TOTAL								0.15501

Tabla 48: Caudales máximos– poza colectora norte.

TABLA DE CAUDALES MÁXIMOS POZA NORTE								
ÁREA DE APORTE	m2	Km2	Ha	Coefficiente de escorrentia	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Periodo de retorno en años	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo en m3/s
INTERCUENCA POZA NORTE	12195.703	0.01220	1.220	0.414	10	10	83.289	0.1169
TOTAL								0.1169

e) Volúmenes máximos de agua esperados

Teniendo los valores de caudales máximos esperados, se procedió a transformar dichos caudales en volúmenes. **Los volúmenes máximos generados por una lluvia de 83.29 mm/h con una duración igual a 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años, obtenidos fueron:**

Tabla 49: Volúmenes máximos generados por una lluvia de 83.29 mm/h con una duración igual a 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años.

TABLA DE VOLUMENES MÁXIMOS			
ÁREA DE APORTE	Duración = Tiempo de concentraci ón en minutos	Caudal máximo en m3/s	Volumenes máximos en m3
ZONA SIN POZA DE DRENAJE - A	10	2.0656	1239.389
ZONA SIN POZA DE DRENAJE - B	10	1.4747	884.817
POZA CENTRO	10	2.6882	1612.914
POZA ESTE	10	1.0459	627.567
POZA SUR	10	0.1550	93.005
POZA NORTE	10	0.1169	70.156

f) Verificación del riesgo de inundación utilizando el método racional

Se verificó el riesgo de inundación utilizando el método racional, realizando la comparación entre los volúmenes máximos generados por el evento de precipitación en estudio y los volúmenes actuales (reales) de cada poza colectora. Logrando de esta manera saber si cada poza será capaz de almacenar el agua generada por el evento de precipitación en estudio.

Tabla 50: Verificación del riesgo de inundación utilizando el método racional.

ÁREA DE ESTUDIO	Volumenes máximos generados (m3)	Capacidad (m3)	Aceptación
POZA COLECTORA CENTRO	1612.914	15000	Sin problema
POZA COLECTORA ESTE	627.567	4000	Sin problema
POZA COLECTORA SUR	93.005	4000	Sin problema
POZA COLECTORA NORTE	70.156	4000	Sin problema
ZONA SIN POZA DE DRENAJE -A	1239.389	0	Habrá problema
ZONA SIN POZA DE DRENAJE -B	884.817	0	Habrá problema

Se observó que la única zona en la que habrá problemas y por ende existe un riesgo de inundación es la zona donde no existe una poza de drenaje. Razón por la cual se tuvo que plantear una alternativa de solución.

4.4. Modelación hidráulica computacional

La modelación hidráulica computacional se realizó utilizando el software IBER.

Previamente fue necesario obtener todos los datos que el software necesita como datos de entrada para realizar la modelación (hietograma de intensidades, rugosidad, topografía del terreno).

a) Hietograma de intensidades máximas para una duración de 10 minutos

El hietograma de intensidades utilizado fue el que se obtuvo a partir del hietograma de precipitación efectiva (Ver ítem 3.3.2-h), el cual se obtuvo a partir de la intensidad máxima de diseño igual a 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos para un periodo de retorno de 10 años.

Tabla 51: Datos de Intensidades máximas de precipitación neta para una lluvia de 83.29 mm/h con una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años para utilizar en el software IBER.

TR = 10 AÑOS			
Duración en minutos	Duración en segundos	Precipitación efectiva en mm	Intensidad en mm/h
0.5	30	0.00	0.00
1.0	60	0.00	0.00
1.5	90	0.00	0.00
2.0	120	0.00	0.00
2.5	150	0.00	0.00
3.0	180	0.00	0.00
3.5	210	0.00	0.00
4.0	240	0.00	0.00
4.5	270	0.00	0.43
5.0	300	2.12	253.91
5.5	330	0.69	82.26
6.0	360	0.38	45.43
6.5	390	0.28	33.31
7.0	420	0.22	26.95
7.5	450	0.19	22.94
8.0	480	0.17	20.13
8.5	510	0.15	18.05
9.0	540	0.14	16.43
9.5	570	0.13	15.12
10.0	600	0.12	14.05

b) Rugosidad

El valor de rugosidad utilizado fue de 0.040 correspondiente a terrenos con rocas afiladas e irregulares. (Ver tabla 6).

c) Modelamiento hidráulico

Siguiendo los pasos descritos en el ítem 3.3.4-d se obtuvo los siguientes resultados para el modelamiento de cada zona de estudio (zona sin poza de drenaje, zona poza colectora centro, zona poza colectora este, zona poza colectora sur, zona poza colectora norte).

- Zona sin poza de drenaje

Se observó que después de realizar la modelación sobre la zona de estudio, el agua se almacena en dos puntos tal como se mencionó anteriormente (punto de acumulación A en rojo y punto de acumulación B – Ver figura 51).

Alcanzando en el punto de acumulación A una cota máxima de altura de agua de 3742.30 msnm (Ver figura 54).

Alcanzando en el punto de acumulación B una cota máxima de altura de agua de 3742.19 msnm (Ver figura 55).

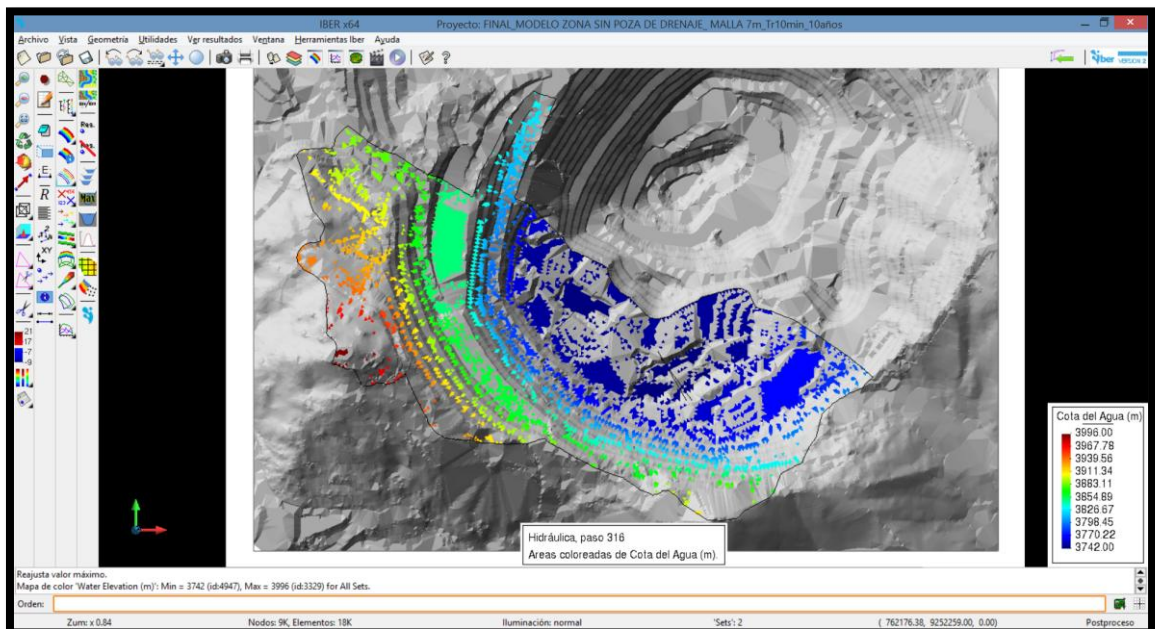


Figura 50: Inicio de lluvia sobre el área denominada sin poza de drenaje.

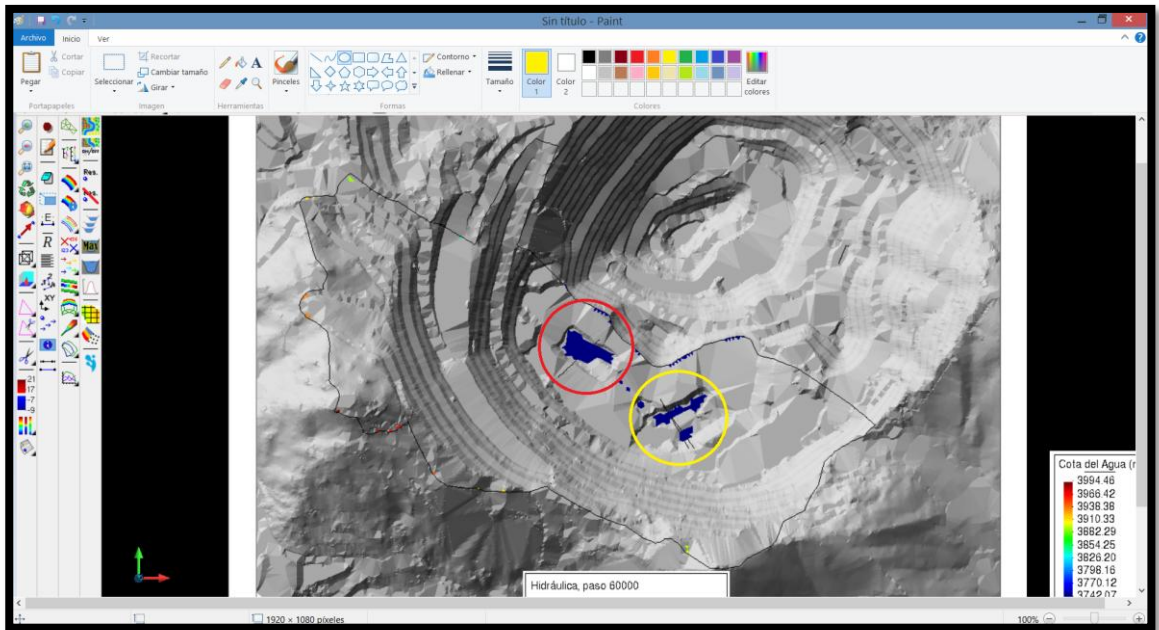


Figura 51: Puntos de acumulación de agua – zona sin poza de drenaje.

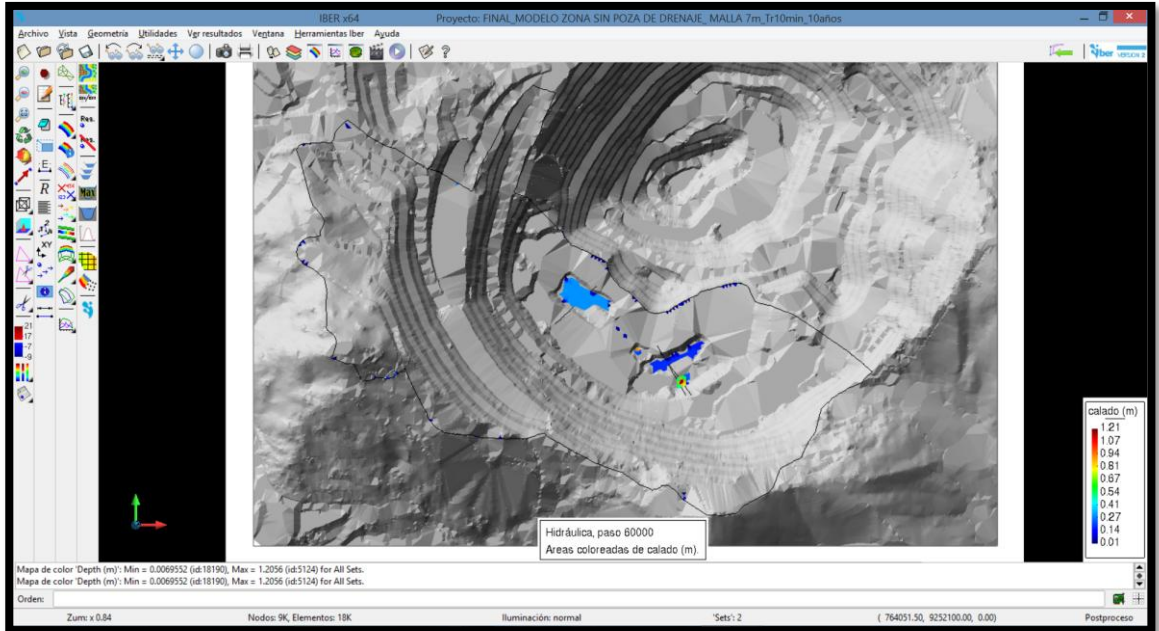


Figura 52: Altura de agua (calado) generado por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – zona sin poza de drenaje.

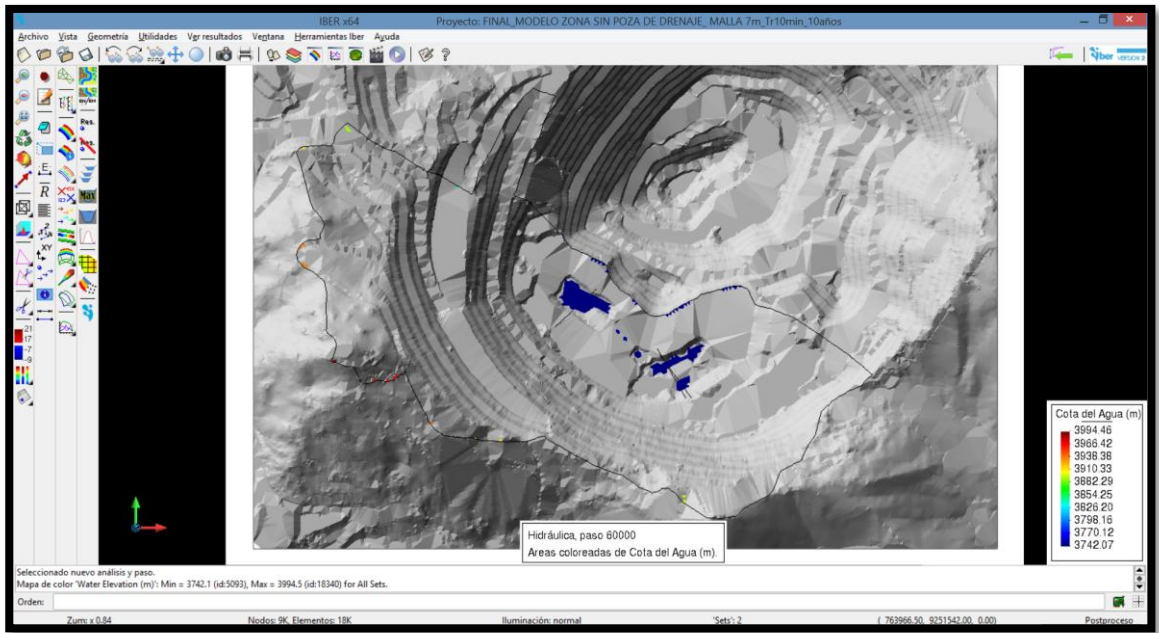


Figura 53: Cota de agua generada por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – zona sin poza de drenaje.

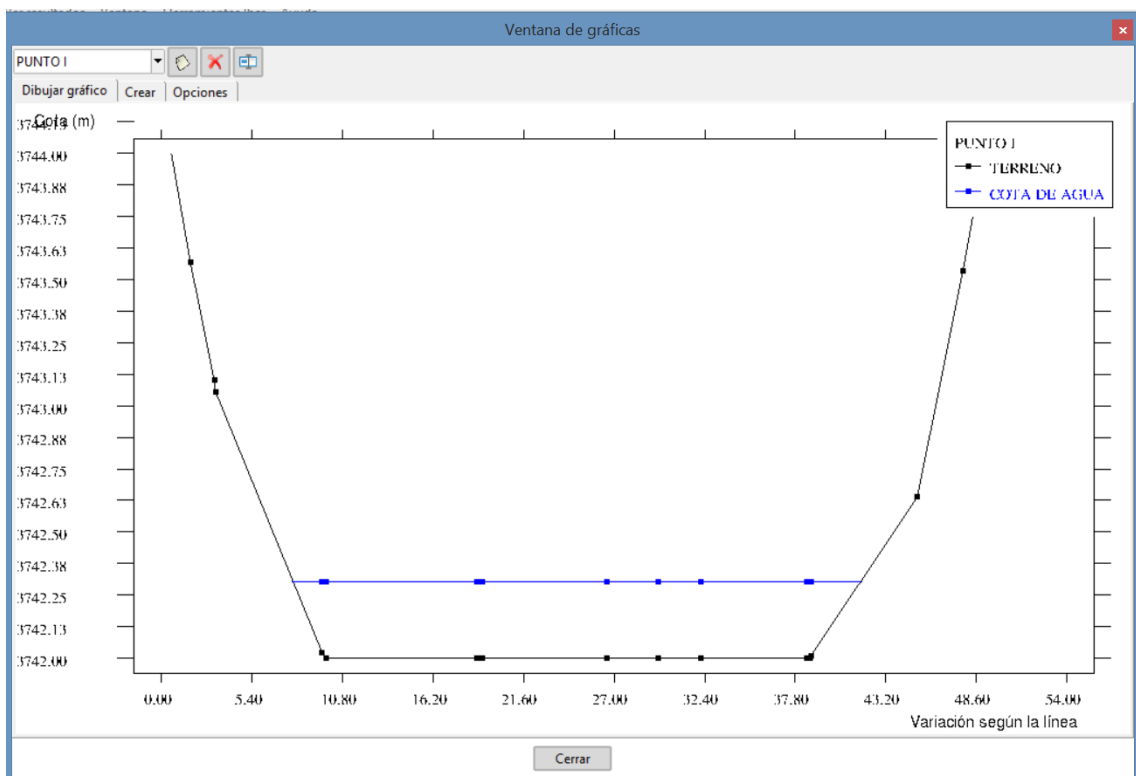


Figura 54: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento – punto de almacenamiento I.

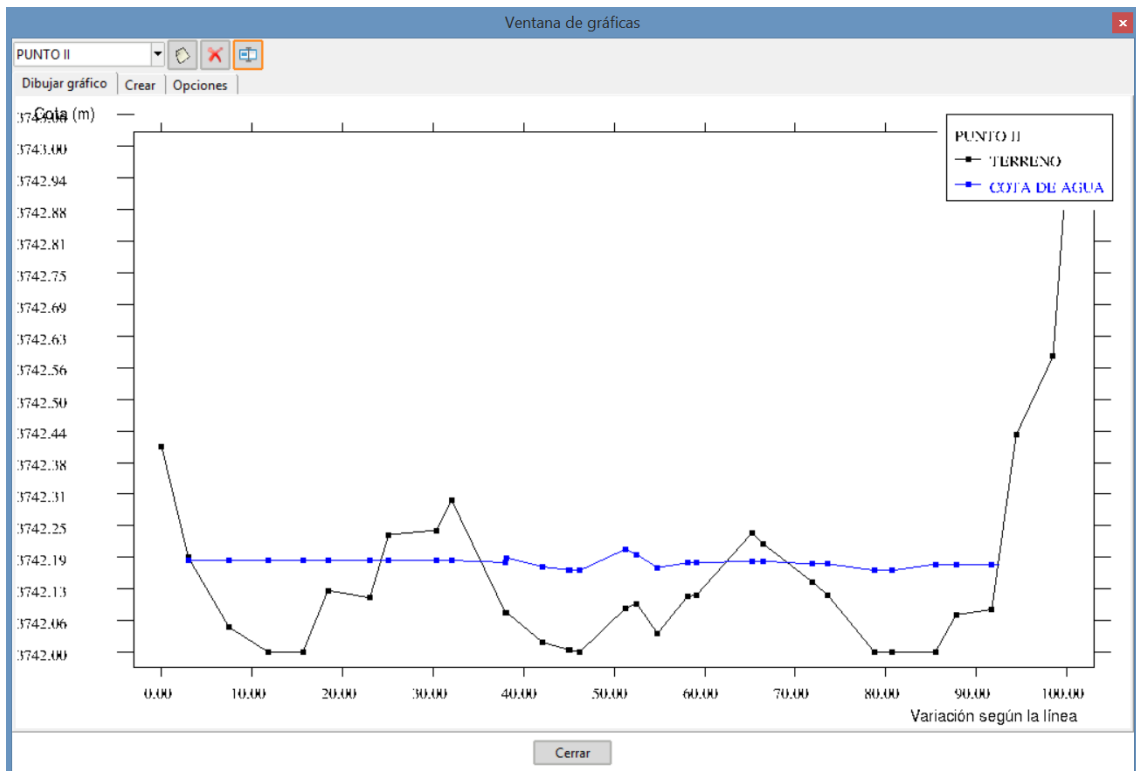


Figura 55: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento zona sin poza de drenaje – punto de almacenamiento II.

Debido a que la zona sin poza de drenaje no cuenta con una poza colectora que almacene el agua producto de eventos de precipitación se tendrá un problema de inundación en los dos puntos anteriormente mencionados. Motivo por el cuál fue necesario plantear una alternativa de solución para dicha zona.

- Zona poza colectora centro

Se observó que después de realizar la modelación del evento de precipitación sobre la zona de estudio, el agua se almacena correctamente en la poza colectora centro; cuyo fondo se encuentra en la cota 3652 msnm.

Luego de realizar la modelación se visualizó que al agua alcanzará una cota máxima de 3652.56 msnm (Ver figura 59). No teniendo de esta manera ningún problema de inundación en la zona de estudio.

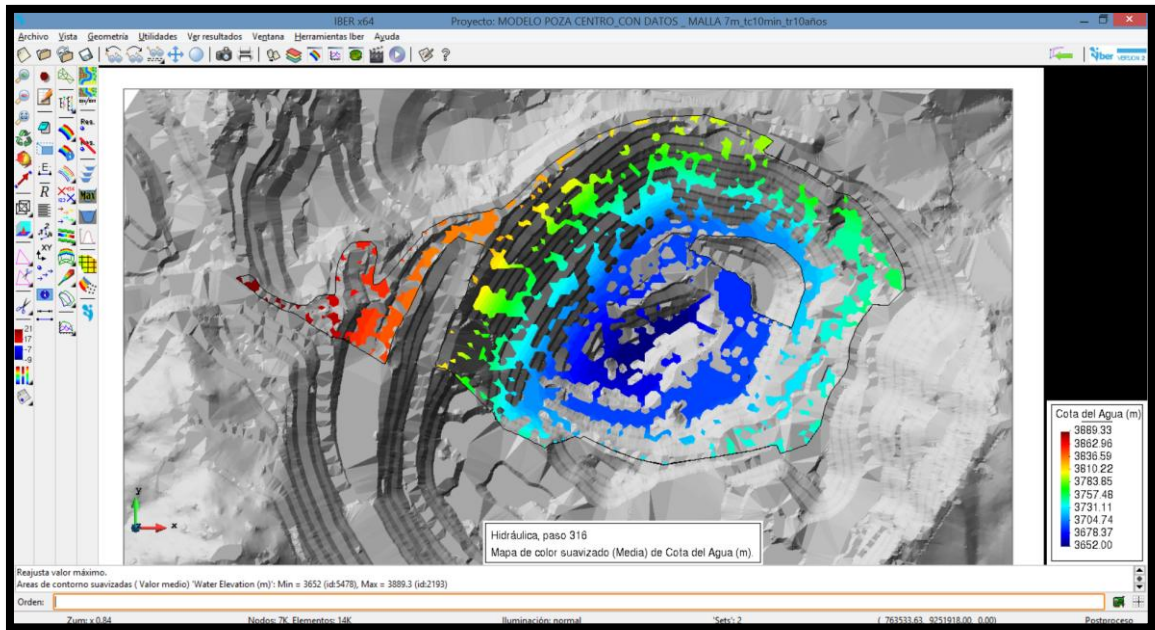


Figura 56: Inicio de lluvia sobre el área de la poza colectora centro.

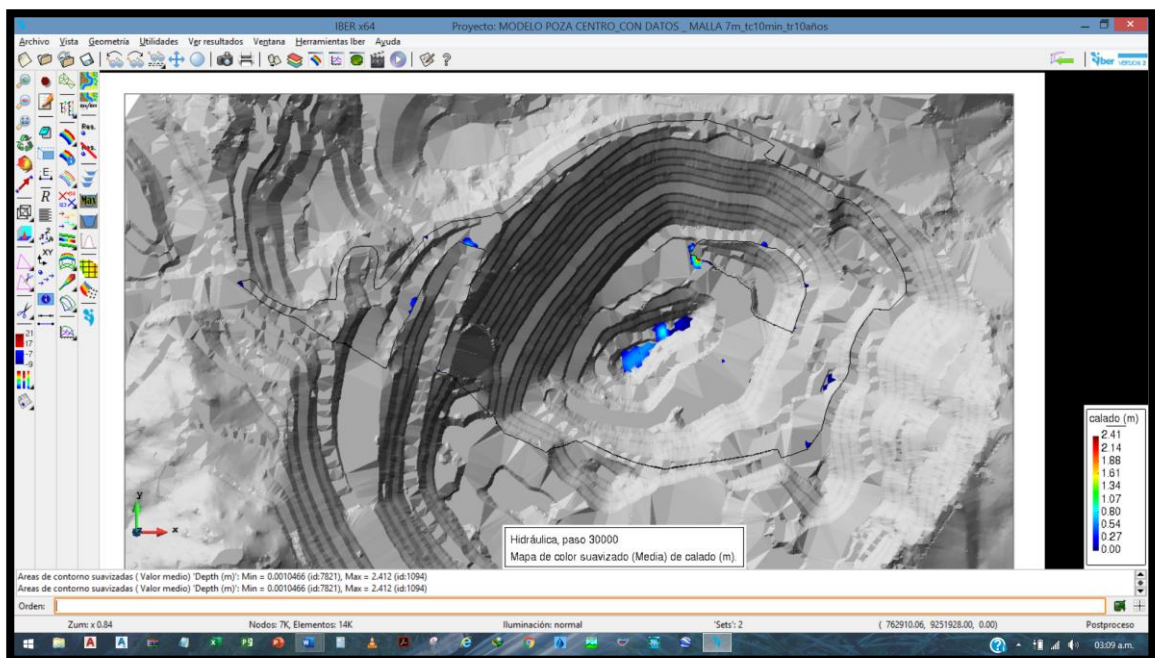


Figura 57: Altura de agua (calado) generado por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora centro.

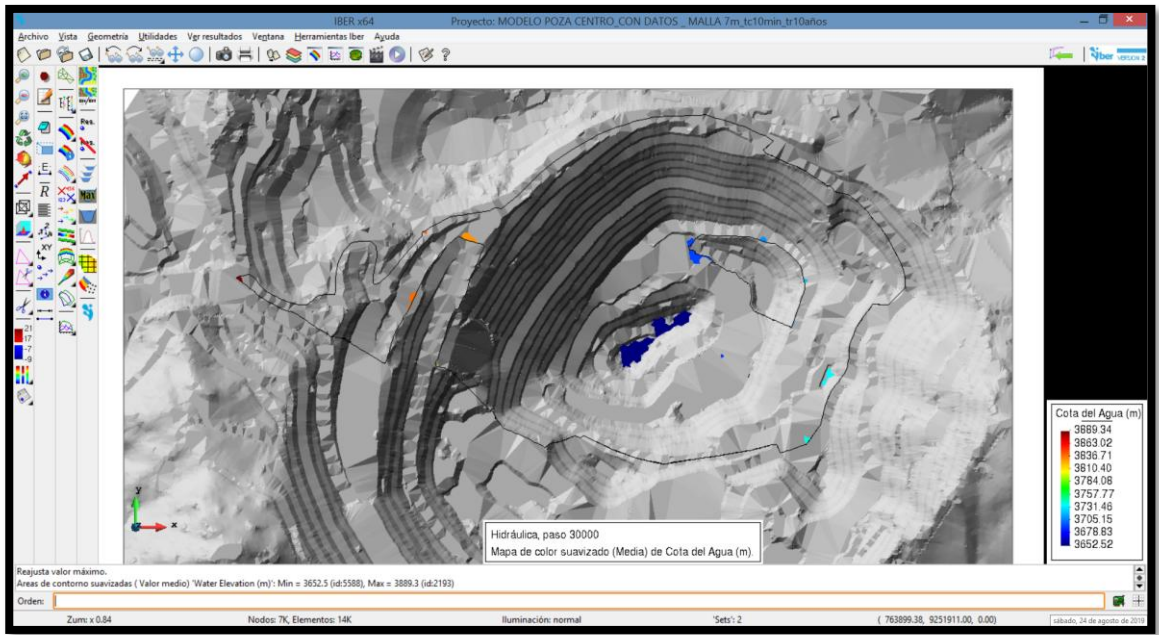


Figura 58: Cota de agua generada por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora centro.

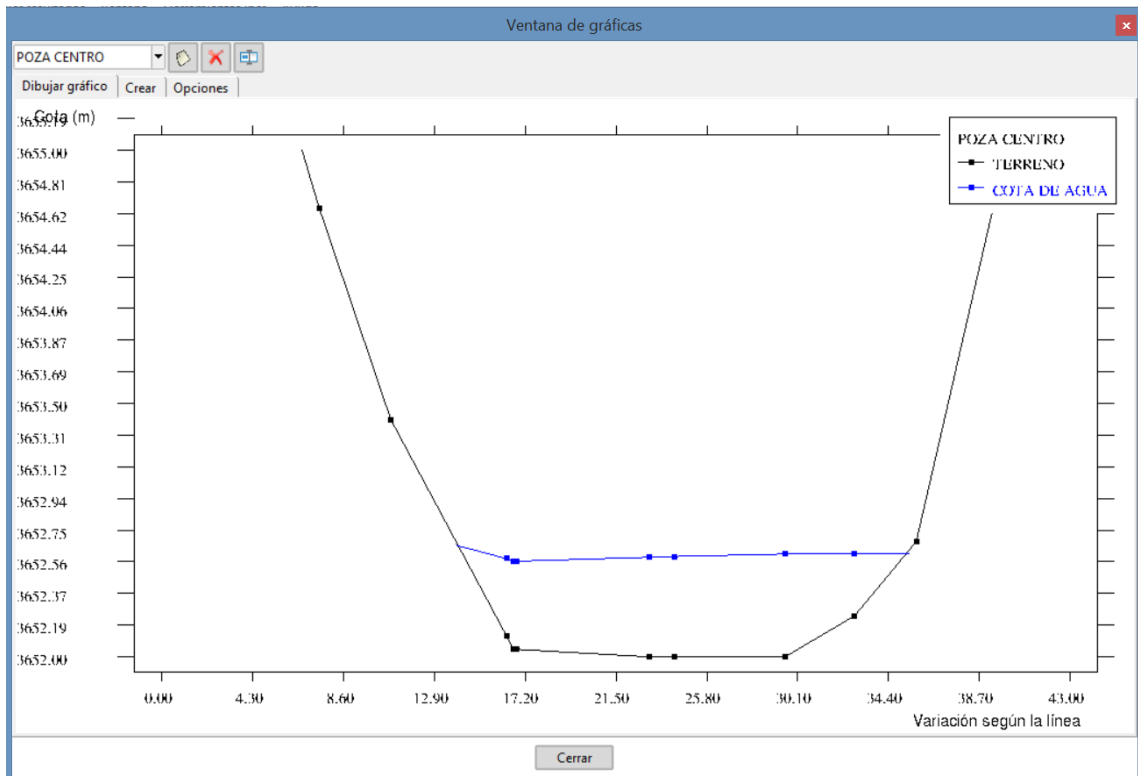
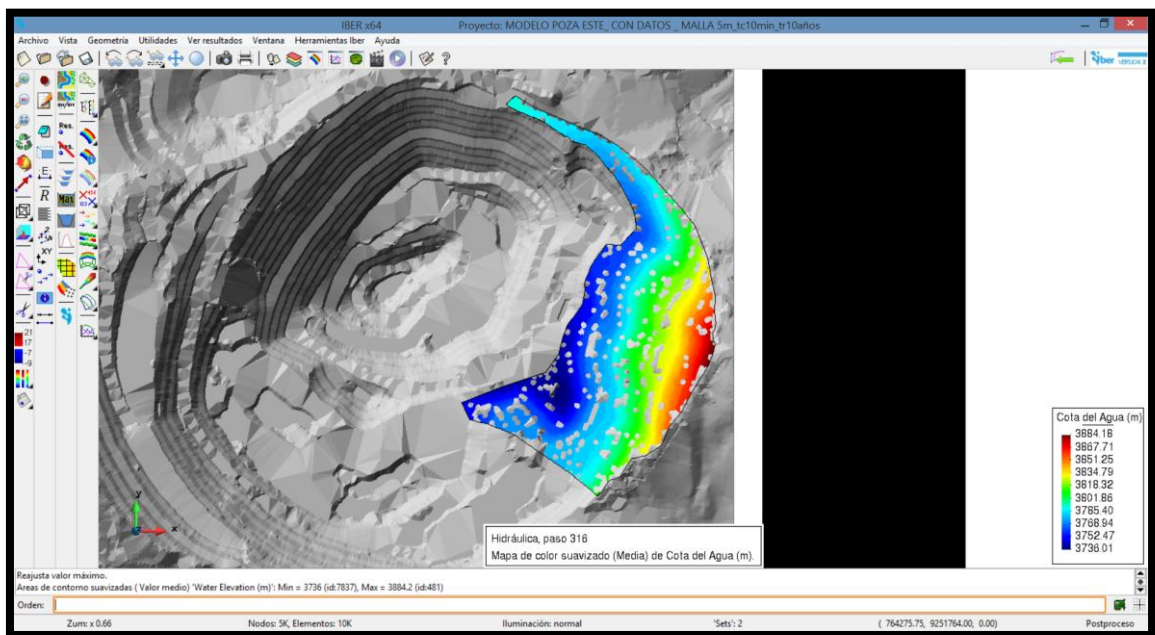


Figura 59: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento - poza colectora centro.

- **Zona poza colectora este**

Se observó que después de realizar la modelación del evento de precipitación sobre la zona de estudio, el agua se almacena correctamente en la poza colectora este; cuyo fondo se encuentra en la cota 3736 msnm.

Luego de realizar la modelación se visualizó que el agua alcanzará una cota máxima de 3738.50 msnm (Ver figura 63). No teniendo de esta manera ningún problema de inundación en la zona de estudio.



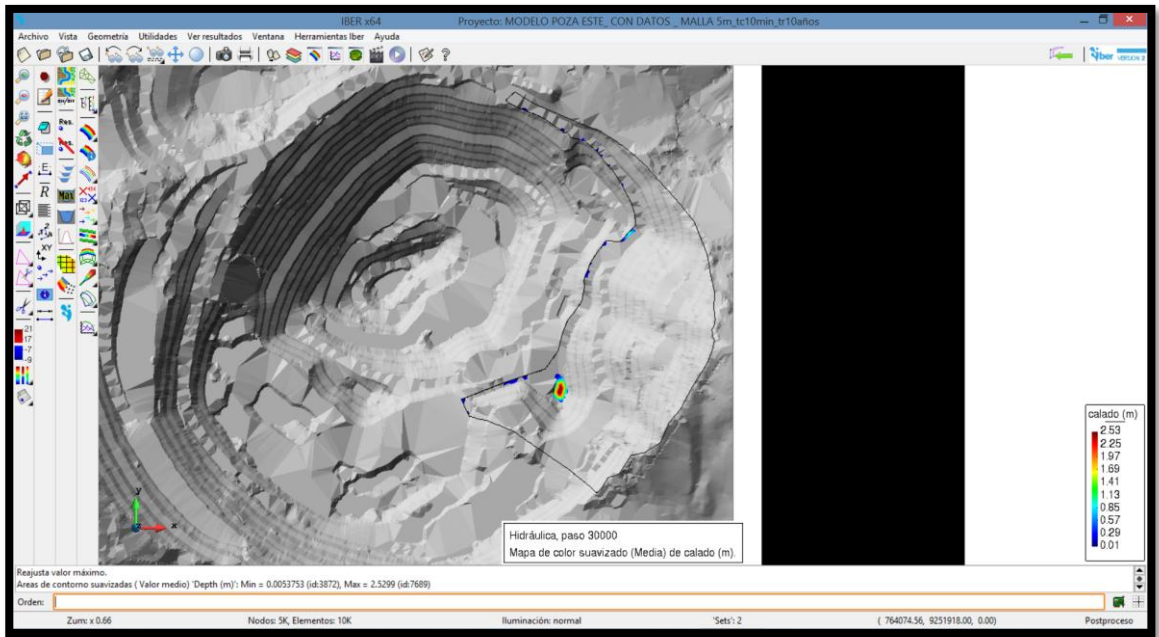


Figura 61: *Altura de agua (calado) generado por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora este.*

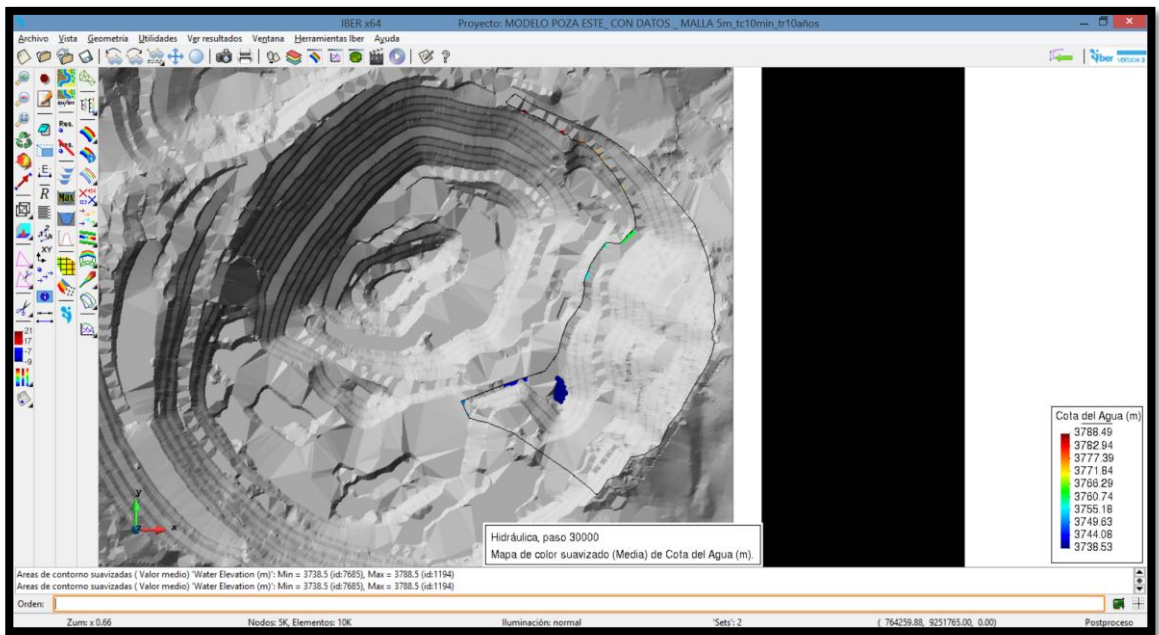


Figura 62: *Cota de agua generada por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora este.*

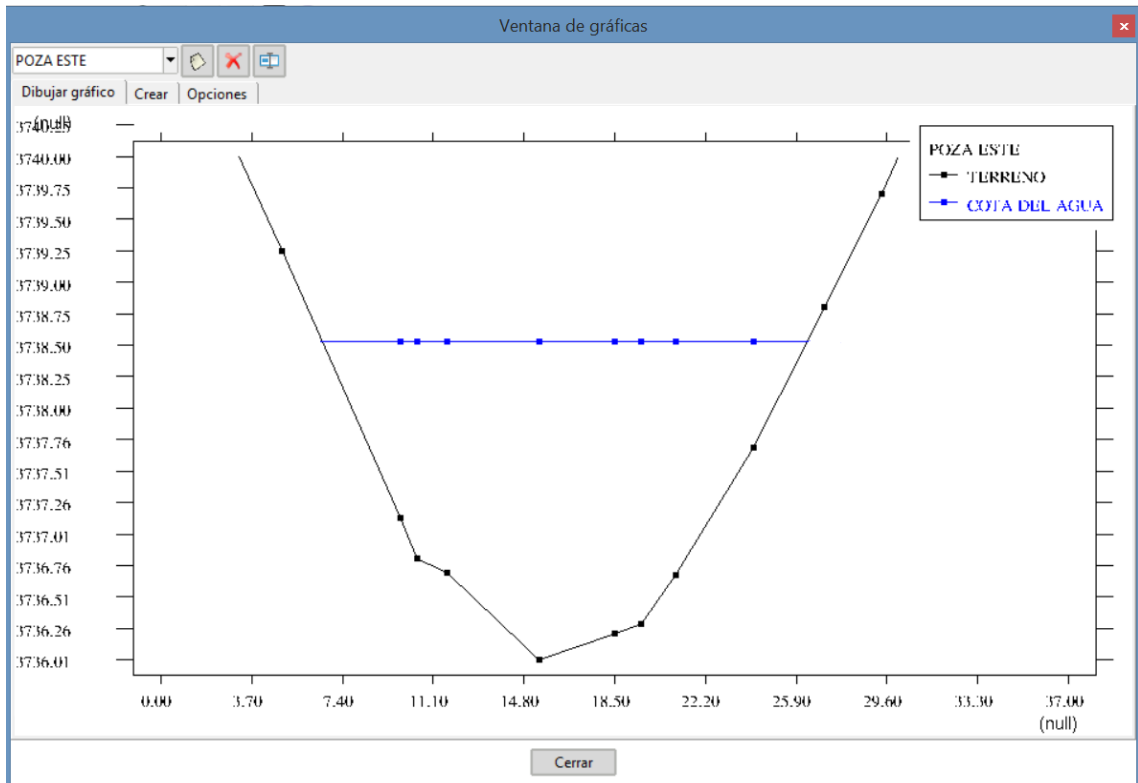


Figura 63: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento - poza colectora este.

- Zona poza colectora sur

Se observó que después de realizar la modelación del evento de precipitación sobre la zona de estudio, el agua se almacena correctamente en la poza colectora sur; cuyo fondo se encuentra en la cota 3712 msnm.

Luego de realizar la modelación se visualizó que al agua alcanzará una cota máxima de 3712.37 msnm (Ver figura 67). No teniendo de esta manera ningún problema de inundación en la zona de estudio.

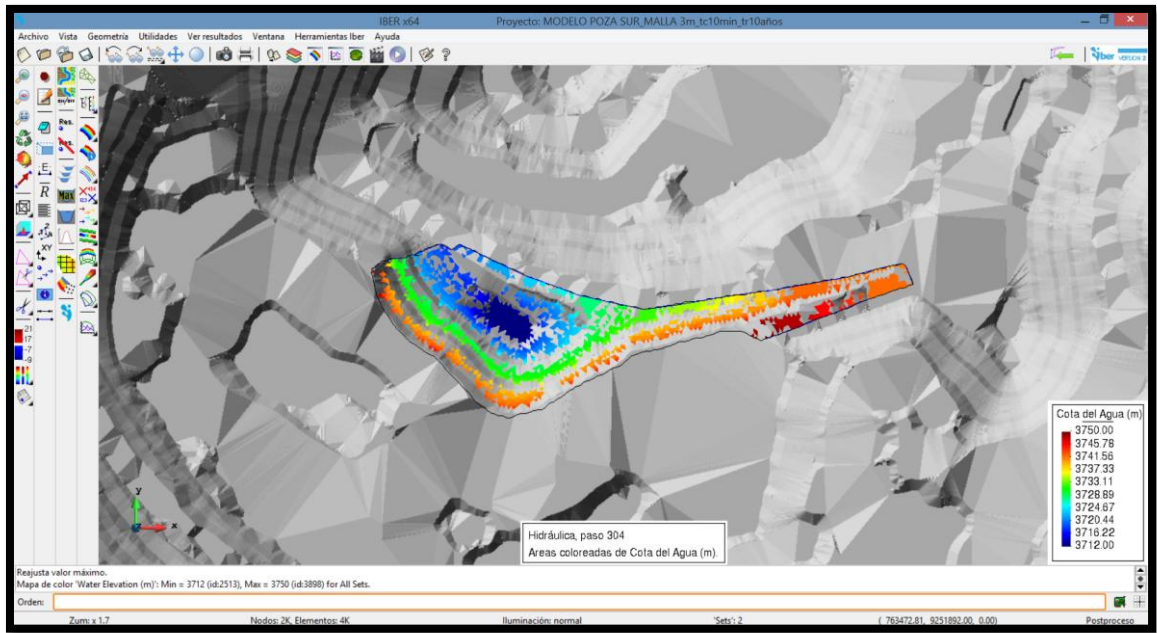


Figura 64: Inicio de lluvia sobre el área de la poza colectora sur.

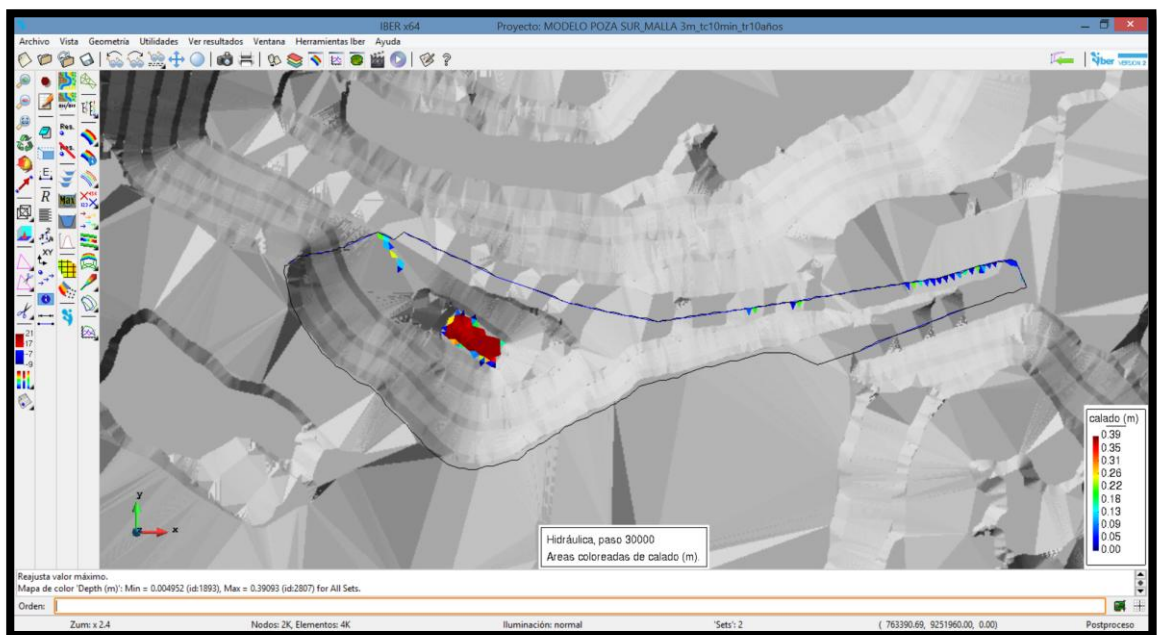


Figura 65: Altura de agua (calado) generado por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora sur.

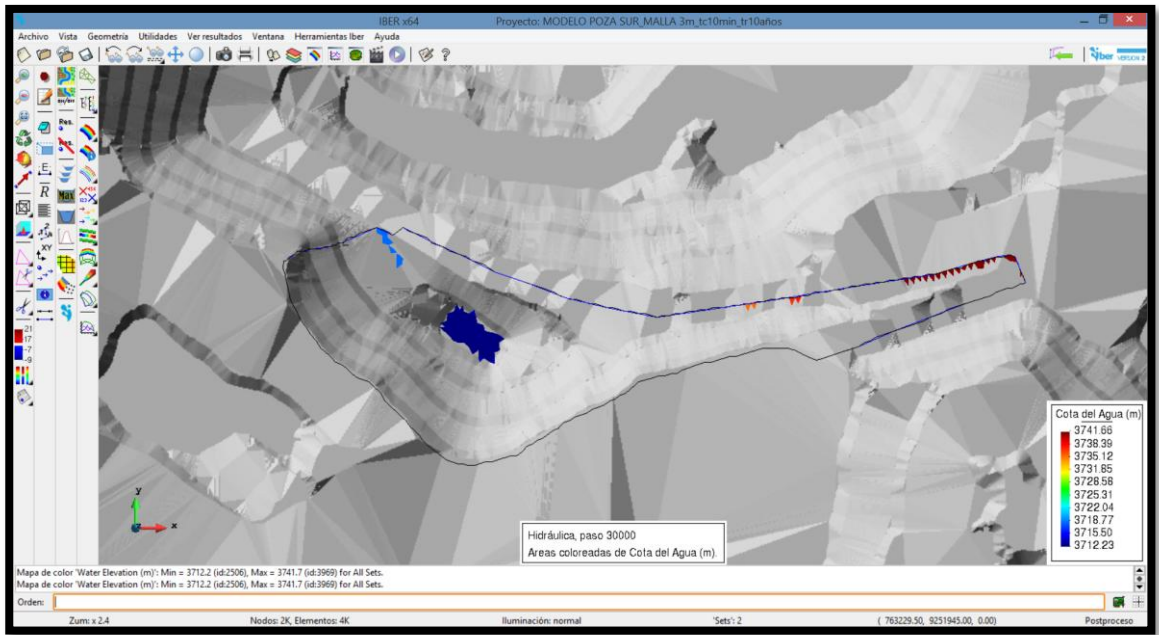


Figura 66: Cota de agua generada por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora sur.

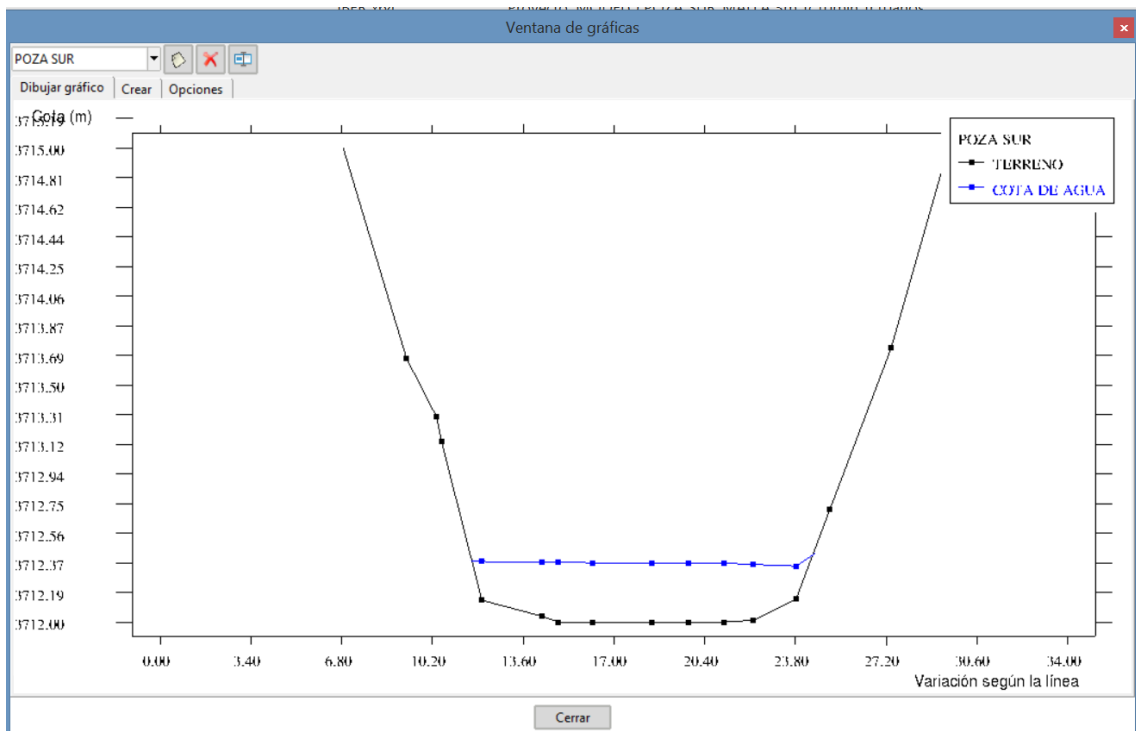


Figura 67: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento - poza colectora sur.

- **Zona poza colectora norte**

Se observó que después de realizar la modelación del evento de precipitación sobre la zona de estudio, el agua se almacena correctamente en la poza colectora norte; cuyo fondo se encuentra en la cota 3682 msnm.

Luego de realizar la modelación se visualizó que al agua alcanzará una cota máxima de 3682.10 msnm (Ver figura 71). No teniendo de esta manera ningún problema de inundación en la zona de estudio.

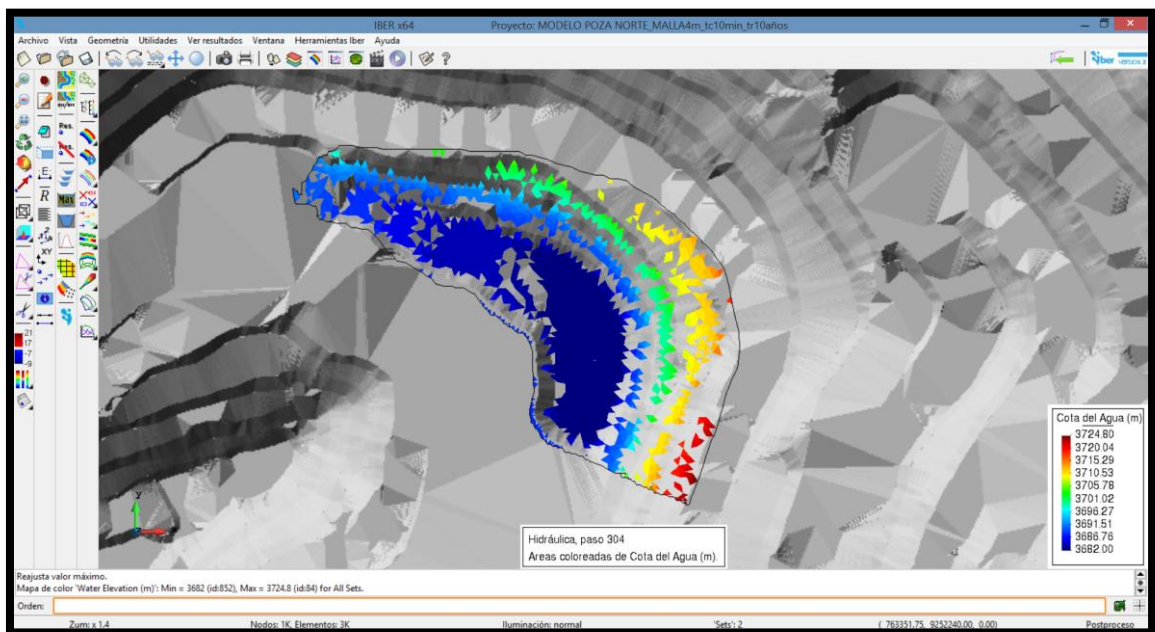


Figura 68: Inicio de lluvia sobre el área de la poza colectora norte.

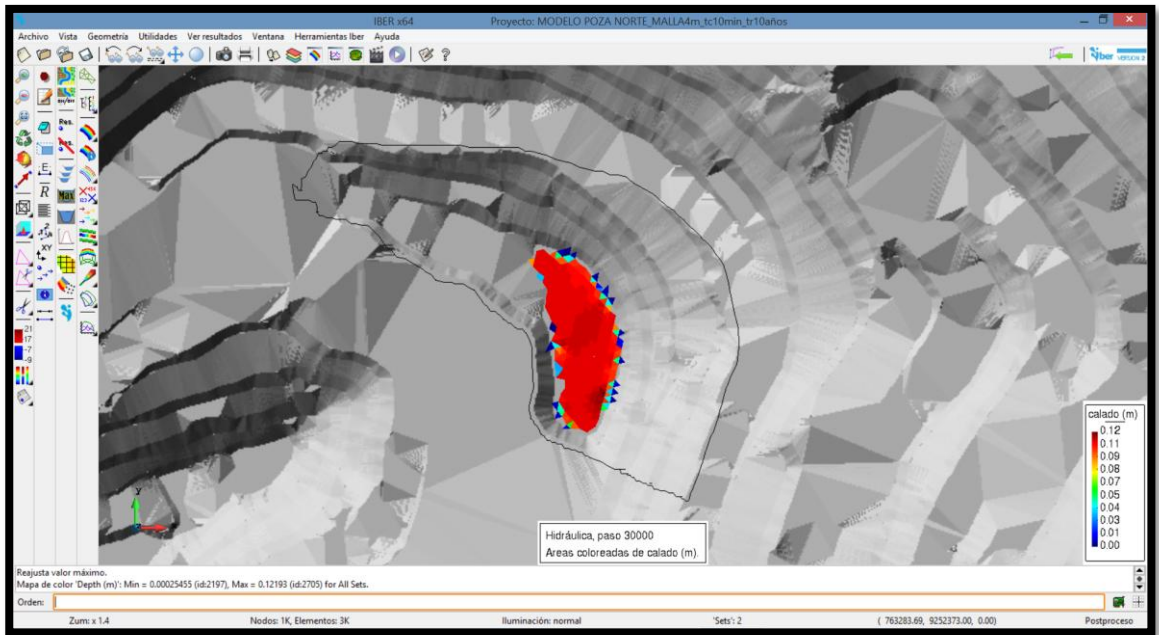


Figura 69: *Altura de agua (calado) generado por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora norte.*

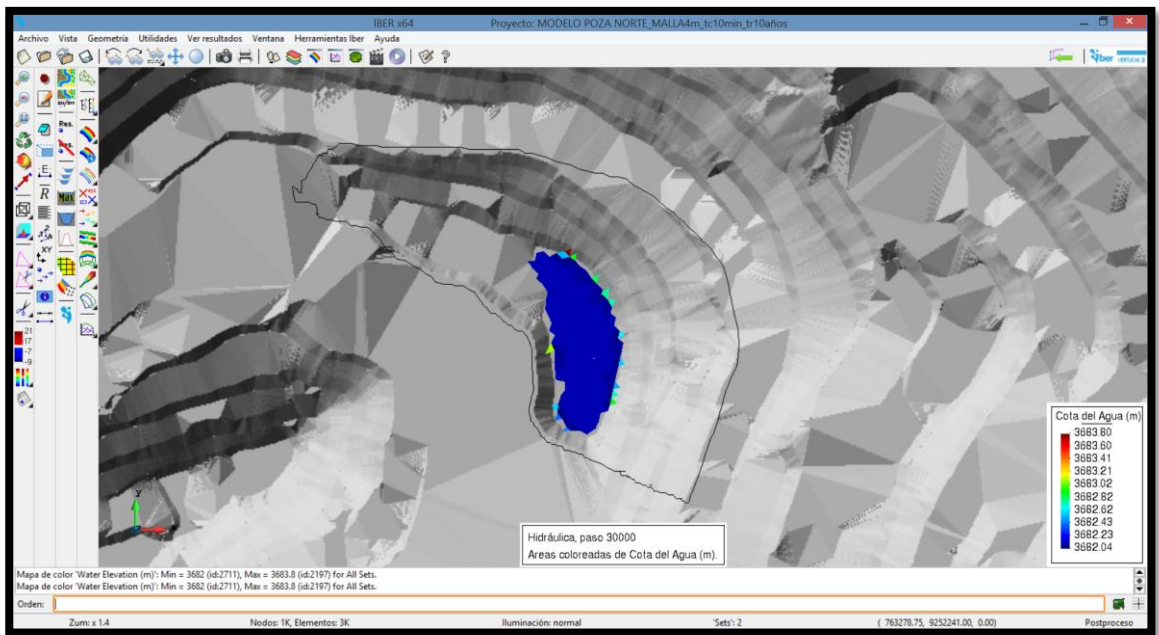


Figura 70: *Cota de agua generada por una lluvia de 83.29 mm/h con duración de 10 minutos y periodo de retorno 10 años – poza colectora norte.*

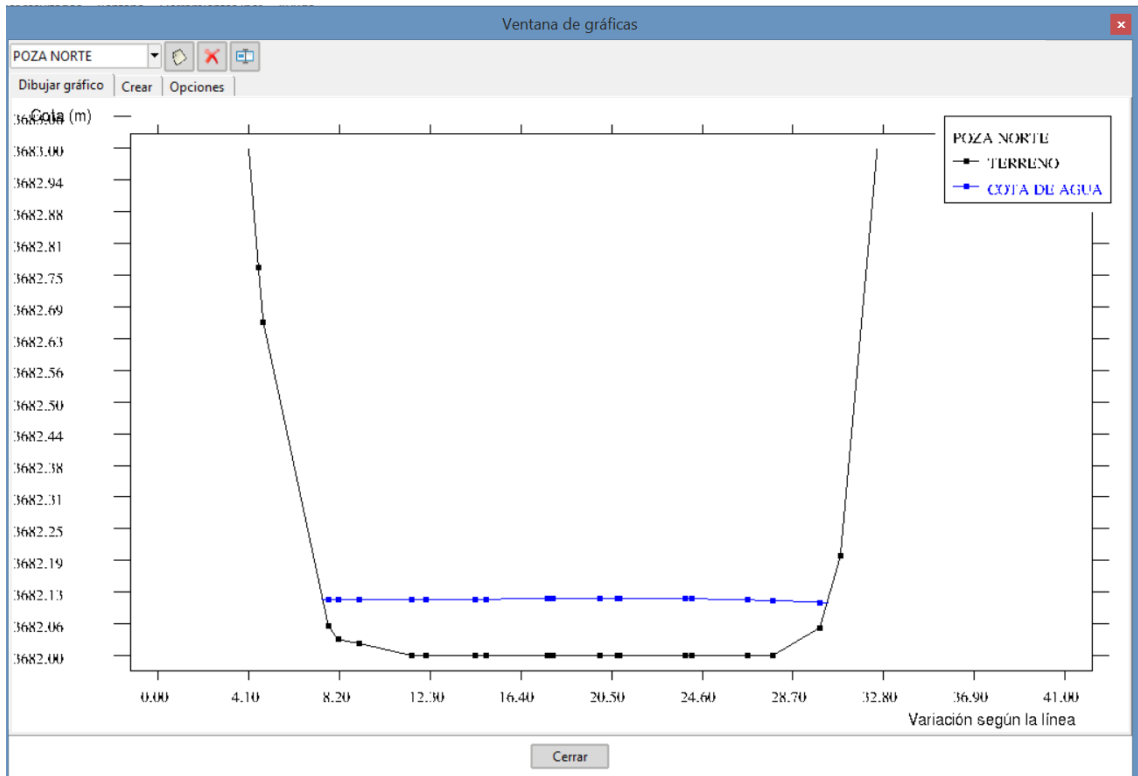


Figura 71: Perfil de altura de agua alcanzada luego del modelamiento - poza colectora norte.

d) Verificación del riesgo de inundación a través del modelo hidráulico computacional

Se verificó el riesgo de inundación utilizando el modelamiento hidráulico con el software IBER, realizando la comparación entre las cotas máximas que alcanza el agua según el modelamiento usando el software y las cotas reales de terreno que tiene cada poza colectora. Logrando de esta manera saber si cada poza será capaz de almacenar el agua generada por el evento de precipitación en estudio.

Tabla 52: Verificación del riesgo de inundación utilizando el modelamiento hidráulico con el software IBER.

ÁREA DE ESTUDIO	Cota de fondo (msnm)	Cota de terreno (msnm)	Cota máxima de altura de agua (msnm)	Aceptación
POZA COLECTORA CENTRO	3652.00	3658.00	3652.56	Sin problema
POZA COLECTORA ESTE	3732.00	3740.00	3738.50	Sin problema
POZA COLECTORA SUR	3712.00	3718.00	3712.37	Sin problema
POZA COLECTORA NORTE	3682.00	3684.00	3682.10	Sin problema
ZONA SIN POZA DE DRENAJE -A	0	0	3742.30	Habrá problema
ZONA SIN POZA DE DRENAJE -B	0	0	3742.19	Habrá problema

Se observó que la única zona en la que habrá problemas y por ende existe un riesgo de inundación es la zona donde no existe una poza de drenaje. Razón por la cual se tuvo que plantear una alternativa de solución.

4.5 Verificación de la capacidad hidráulica de cunetas

Se observó que las cunetas N° 01-03-04-11-12-13-14-16 solamente tendrán que transportar el propio caudal generado por su área de aporte hidráulico, no teniendo que captar agua de otras cunetas.

Se observó que la cuneta N° 02 recibirá el agua de la cuneta N° 01 (Ver plano N°-11) teniendo en total que transportar un caudal de 0.184 m³/s.

Se observó que la cuneta N° 15 recibirá el agua de la cuneta N° 02 (Ver plano N°-11) teniendo en total que transportar un caudal de 0.808 m³/s.

Se observó que las cunetas N° 07-08-09 descargan en la cuneta N° 10, teniendo que transportar esta última un caudal de 0.627 m³/s.

Se observó que hay dos cunetas (la N°10 y la N° 15) que tendrán problemas de desborde, puesto que las capacidades hidráulicas de cada una no son suficientes para transportar los caudales generados por el evento de precipitación en estudio.

Tabla 53: Verificación de la capacidad hidráulica de las cunetas dentro del tajo Cerro Corona.

CUNETA N°	Caudal por cuneta a transportar (m3/s) Método Racional	Caudal final a transportar (m3/s) Método Racional	Caudal Máximo soportado Q _{máx} (m3/s)	Prueba
CUNETA N° 01	0.067	0.067	0.394	Sin Problemas
CUNETA N° 02	0.117	0.184	0.338	Sin Problemas
CUNETA N° 03	0.111	0.111	0.307	Sin Problemas
CUNETA N° 04	0.033	0.033	0.318	Sin Problemas
CUNETA N° 07	0.182	0.182	0.329	Sin Problemas
CUNETA N° 08	0.044	0.044	0.332	Sin Problemas
CUNETA N° 09	0.292	0.292	0.324	Sin Problemas
CUNETA N° 10	0.109	0.627	0.333	Habrà problemas
CUNETA N° 11	0.079	0.079	0.281	Sin Problemas
CUNETA N° 12	0.060	0.060	0.310	Sin Problemas
CUNETA N° 13	0.050	0.050	0.355	Sin Problemas
CUNETA N° 14	0.050	0.050	0.288	Sin Problemas
CUNETA N° 15	0.623	0.808	0.325	Habrà problemas
CUNETA N° 16	0.068	0.068	0.343	Sin Problemas

4.6 Alternativas de solución

a) Zona sin poza de drenaje

Debido a la acumulación de agua en los puntos Ay B (Ver figura 51) en la zona donde no existe una poza de drenaje, se planteó instalar una electrobomba sumergible flygt - 2400 (en cada punto de acumulación) cuya capacidad de bombeo ayudará a deprimir rápidamente el agua acumulada por el evento de precipitación en estudio o por un evento diferente.

Se planteó bombear el agua acumulada hacia la poza colectora sur, debido a que a menor altura de bombeo el rendimiento de la electrobomba será mayor.

Se planteó realizar el bombeo del agua acumulada utilizando tubería HDPE-SDR11 de 8".

Luego de realizar el modelamiento del sistema de bombeo se obtuvo un caudal de evacuación de 63 l/s del punto de acumulación A.

Luego de realizar el modelamiento del sistema de bombeo se obtuvo un caudal de evacuación de 62.5 l/s del punto de acumulación B.

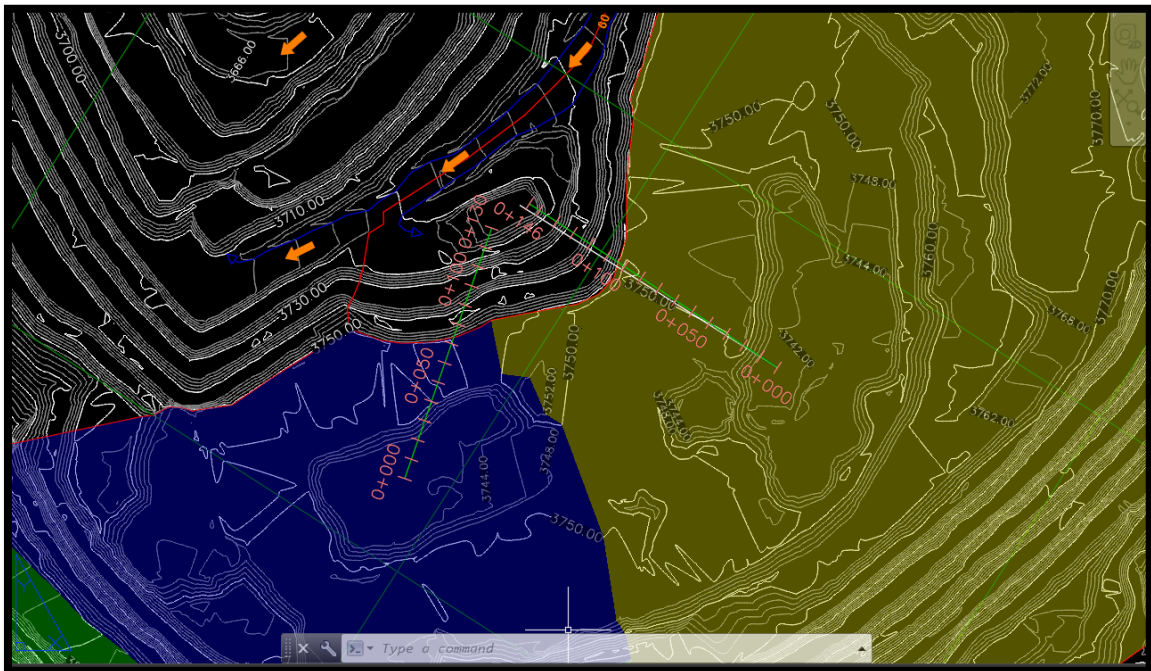


Figura 72: Alineamientos para calcular el sistema de bombeo de los puntos de acumulación A y B – zona sin poza de drenaje.

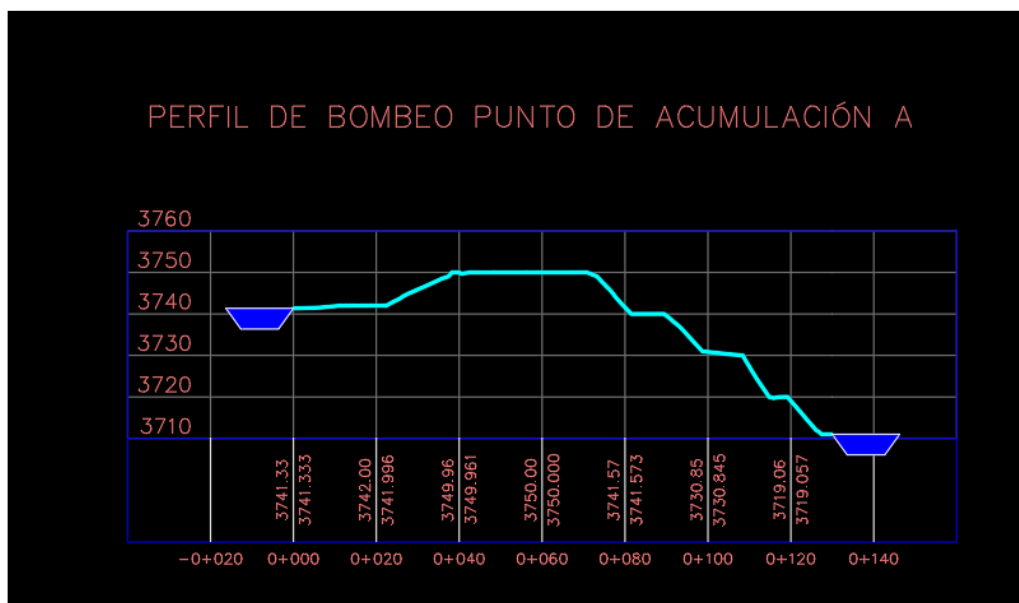


Figura 73: Perfil de bombeo punto de acumulación A.

Tabla 54: Cálculo del sistema de bombeo del punto de acumulación A.

Tramo	Línea de Conducción			Cota Inicial Sistema (msnm)	Cota Final Sistema (msnm)	Altura Estática Inicial (HEI) (m)	Altura Dinámica Total (HDT) (m)	Línea E. Inicial (msnm)	SDR (#)	Diám. Nom. (Dn) (in)	Diám. Int. (Di) (mm)	Caudal (Q) (l/s)	C	Re=V _{Lc} v	Longitud de Tubería Inclinada (m)	Pérdidas (Hf) (m)	Cota Tubo Final Tramo (msnm)	Presión Sobre el Tubo (psi)	Resist. Tubo (psi)	Observaciones	
	Distancia (x) Parcial (m)	Distancia (x) Acuml. (m)	Cota Tubería (msnm)																		
TR-0	0.00	0.00	3.741.53	3,741.53	3,720.26	21.27	25.35	3,766.88	11.0	8	179.25	63.00	HDPE y PVC	294.601	0.00	0.00	3,741.53	36	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-1	20.00	20.00	3.742.20	3,741.53	3,720.26	21.27	25.35	3,766.88	11.0	8	179.25	63.00	HDPE y PVC	294.601	20.01	0.59	3,742.20	34	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-2	20.00	40.00	3.750.16	3,741.53	3,720.26	21.27	25.35	3,766.88	11.0	8	179.25	63.00	HDPE y PVC	294.601	21.53	0.63	3,750.16	22	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-3	20.00	60.00	3.750.20	3,741.53	3,720.26	21.27	25.35	3,766.88	11.0	8	179.25	63.00	HDPE y PVC	294.601	20.00	0.59	3,750.20	21	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-4	10.80	70.80	3.750.20	3,741.53	3,720.26	21.27	25.35	3,766.88	11.0	8	179.25	63.00	HDPE y PVC	294.601	10.80	0.32	3,750.20	20	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-5	29.20	100.00	3.731.05	3,741.53	3,720.26	21.27	25.35	3,766.88	11.0	8	179.25	63.00	HDPE y PVC	294.601	34.92	1.02	3,731.05	46	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-6	30.00	130.00	3.720.26	3,741.53	3,720.26	21.27	25.35	3,766.88	11.0	8	179.25	63.00	HDPE y PVC	294.601	31.88	0.94	3,720.26	60	160	Re=Ok	Tub.=Ok
															139.14	4.08					

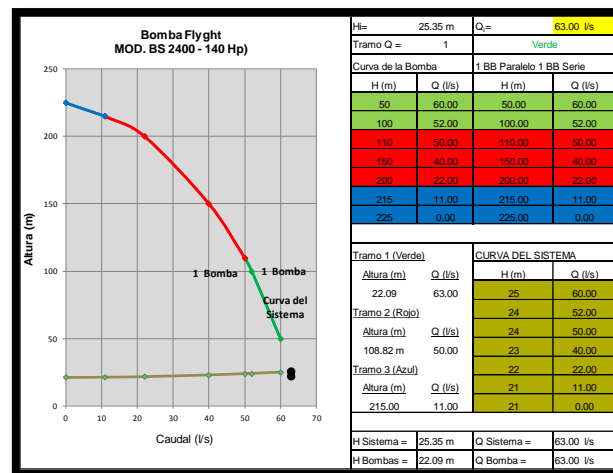


Figura 74: Caudal bombeado desde el punto de acumulación A utilizando una electrobomba flygt 2400.

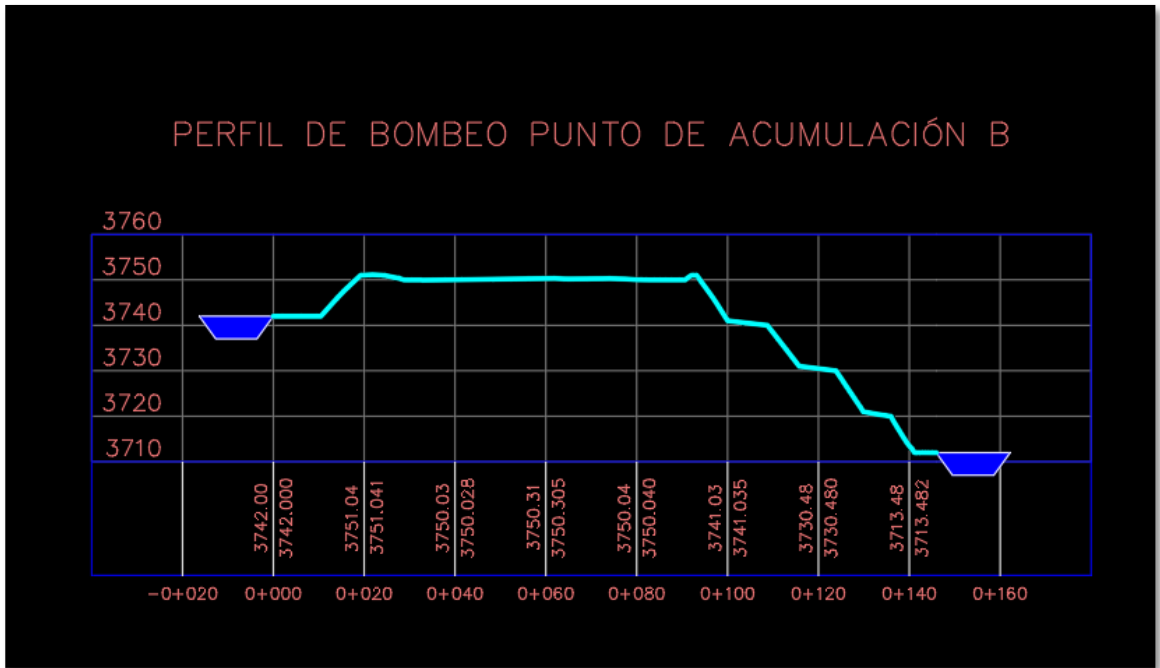


Figura 75: Perfil de bombeo punto de acumulación B.

Tabla 55: Cálculo del sistema de bombeo del punto de acumulación B.

Tramo	Línea de Conducción			Cota Inicial Sistema (msnm)	Cota Final Sistema (msnm)	Altura Estática Inicial (HEI) (m)	Altura Dinámica Total (HDT) (m)	Línea E. Inicial (msnm)	SDR (#)	Diám. Nom. (Dn) (in)	Diám. Int. (Di) (mm)	Caudal (Q) (l/s)	C	Re=V _{Lc} v Lc = di (m) (#)	Longitud de Tubería Inclinada (m)	Pérdidas (Hf) (m)	Cota Tubo Final Tramo (msnm)	Presión Sobre el Tubo (psi)	Resist. Tubo (psi)	Observaciones	
	Distancia (x) Parcial (m)	Distancia (x) Acuml. (m)	Cota Tubería (msnm)																		
TR-0	0.00	0.00	3,742.20	3,742.20	3,715.65	26.55	31.12	3,773.32	11.0	8	179.25	62.50	HDPE y PVC	292,263	0.00	0.00	3,742.20	44	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-1	20.00	20.00	3,751.24	3,742.20	3,715.65	26.55	31.12	3,773.32	11.0	8	179.25	62.50	HDPE y PVC	292,263	21.95	0.63	3,751.24	30	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-2	60.00	80.00	3,750.20	3,742.20	3,715.65	26.55	31.12	3,773.32	11.0	8	179.25	62.50	HDPE y PVC	292,263	60.01	1.73	3,750.20	29	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-3	10.00	90.00	3,750.20	3,742.20	3,715.65	26.55	31.12	3,773.32	11.0	8	179.25	62.50	HDPE y PVC	292,263	10.00	0.29	3,750.20	29	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-4	10.00	100.00	3,741.23	3,742.20	3,715.65	26.55	31.12	3,773.32	11.0	8	179.25	62.50	HDPE y PVC	292,263	13.43	0.39	3,741.23	41	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-5	20.00	120.00	3,730.68	3,742.20	3,715.65	26.55	31.12	3,773.32	11.0	8	179.25	62.50	HDPE y PVC	292,263	22.61	0.65	3,730.68	55	160	Re=Ok	Tub.=Ok
TR-6	26.00	146.00	3,715.65	3,742.20	3,715.65	26.55	31.12	3,773.32	11.0	8	179.25	62.50	HDPE y PVC	292,263	30.03	0.87	3,715.65	75	160	Re=Ok	Tub.=Ok
															158.03	4.57					

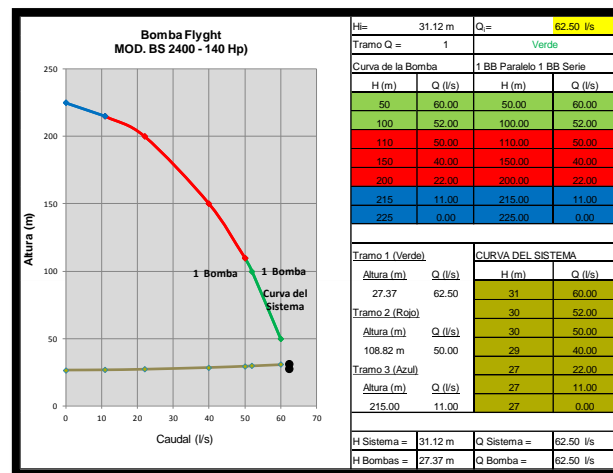


Figura 76: Caudal bombeado desde el punto de acumulación B utilizando una electrobomba flygt 2400.

Finalmente se calculó el tiempo que demoraría la electrobomba en evacuar toda el agua acumulada, obteniendo un valor de 9.40 horas.

Tabla 56: Tiempo que demorará la electrobomba en evacuar el agua la electrobomba de los puntos de acumulación A y B.

ÁREA DE ESTUDIO	Volumenes máximos generados (m3)	Caudal bombeado (l/s)	Tiempo de evacuación (horas)
ZONA SIN POZA DE DRENAJE -A	1239.389	63	5.46
ZONA SIN POZA DE DRENAJE -B	884.817	62.5	3.93
TOTAL			9.40

b) Cunetas N° 10 y N° 15

Tal como se encontró luego de realizar los cálculos de las capacidades hidráulicas de cada cuneta, las cunetas N°10 y N°15 no son capaces de transportar los caudales generados por el evento en estudio; razón por la cual se decidió rediseñar dichas cunetas, manteniendo la misma ubicación dentro del tajo; logrando así plantear una alternativa de solución.

- Cuneta N° 10

Terreno sobre el que se construirá: roca.

Cota inicial: 3780.00 msnm.

Cota final: 3740.42 msnm.

Longitud: 443.572 m.

Pendiente: $0.0892 \approx 0.09$.

Sección: Triangular.

Capacidad actual: 0.333 m³/s.

Caudal que deberá transportar: 0.627 m³/s.

Dimensiones finales

Caudal (Q): 0.627 m³/s.

Ancho de solera (b): 0 m.

Talud (Z): 0.67.

Rugosidad (n): 0.040.

Pendiente (S): 0.09 m/m.

Tirante normal (y): 0.6308 m ≈ 0.70 m.

Área hidráulica (A): 0.2666 m².

Perímetro mojado (p): 1.5187 m.

Radio hidráulico (R): 0.1756 m.

Espejo de agua (T): 0.8453 m.

Velocidad (v): 2.3516 m/s (máxima admisible 3.0 - 4.5 m/s – OK).

Energía específica(E): 0.9127 m-Kg/Kg.

Número de Froude (F): 1.3368.

Tipo de flujo: Supercrítico.

Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: **CUNETA N° 10** Proyecto: **TAJO CERRO CORONA**
Tramo: **-** Revestimiento: **SIN REVESTIMIENTO**

Datos:

Caudal (Q):	0.627	m ³ /s
Ancho de solera (b):	0	m
Talud (Z):	0.67	
Rugosidad (n):	0.040	
Pendiente (S):	0.09	m/m

Resultados:

Tirante normal (y):	0.6308	m	Perímetro (p):	1.5187	m
Área hidráulica (A):	0.2666	m ²	Radio hidráulico (R):	0.1756	m
Espejo de agua (T):	0.8453	m	Velocidad (v):	2.3516	m/s
Número de Froude (F):	1.3368		Energía específica (E):	0.9127	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

Calculador Limpia Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora Reporte

Genera reporte con los datos y resultados 22:33 27/08/2019

Figura 77: Dimensiones arrojadas por Hcanales para la cuneta N° 10.

- **Cuneta N° 15**

Terreno sobre el que se construirá: roca.

Coefficiente de rugosidad de Manning: 0.040.

Cota inicial: 3729.00 msnm.

Cota final: 3691.00 msnm.

Longitud: 448.925 m.

Pendiente: $0.0846 \approx 0.09$.

Sección: Triangular.

Capacidad actual: 0.325 m³/s.

Caudal que deberá transportar: 0.808 m³/s.

Dimensiones finales

Caudal (Q): 0.808 m³/s.

Ancho de solera (b): 0 m.

Talud (Z): 0.67.

Rugosidad (n): 0.040.

Pendiente (S): 0.09 m/m.

Tirante normal (y): 0.6938 m \approx 0.80 m.

Área hidráulica (A): 0.3225 m².

Perímetro mojado (p): 1.6702 m.

Radio hidráulico (R): 0.1931 m.

Espejo de agua (T): 0.9297 m.

Velocidad (v): 2.5055 m/s (máxima admisible 3.0 – 4.5 m³/s).

Energía específica(E): 1.0137 m-Kg/Kg.

Número de Froude (F): 1.3582.

Tipo de flujo: Supercrítico.

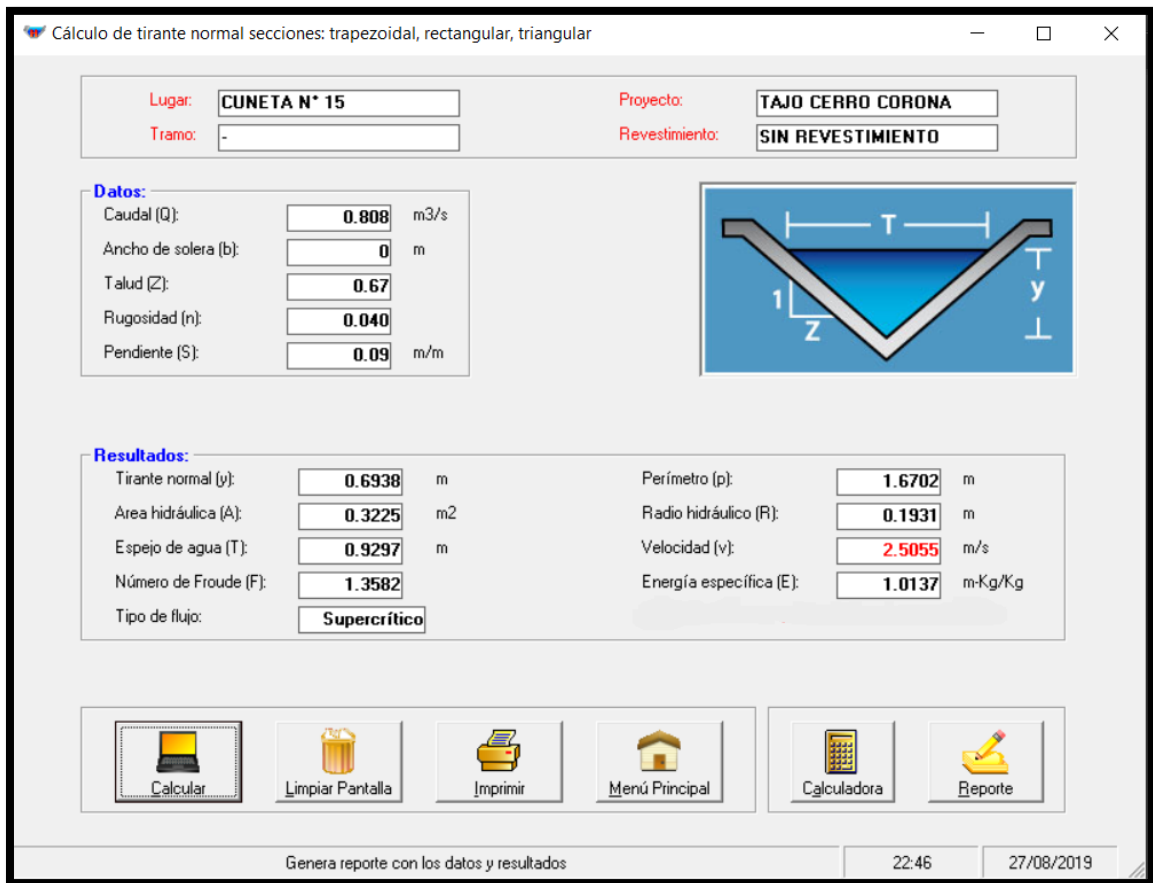


Figura 78: Dimensiones arrojadas por Hcanales para la cuneta N° 15.

Finalmente, luego de haber planteado las alternativas de solución, tanto para la zona sin poza de drenaje como para las cunetas N°10 y N°15 podemos decir que el riesgo de inundación ha sido disminuido considerablemente.

4.7 Evaluación del riesgo

Como se pudo observar las pozas colectoras centro, este, norte, no tienen ningún tipo de problema de acumulación de agua, y son capaces de soportar el evento de precipitación en estudio; razón por la cual no existe riesgo de inundación en las áreas de influencia que comprenden a cada una de ellas.

Como se observó la poza colectora Sur, será la poza que tendrá que almacenar el agua acumulada (inundación) en la zona donde no existe una poza de drenaje, motivo por el cual fue necesario determinar el riesgo de falla asociado a dicha estructura; entendiéndose que, si fallará la estructura de almacenamiento, entonces ocurrirá una inundación en las zonas aledañas. A continuación, se muestra los diferentes Riesgos de falla asociados a la capacidad de almacenamiento de la poza colectora sur para diferentes años de vida útil (n).

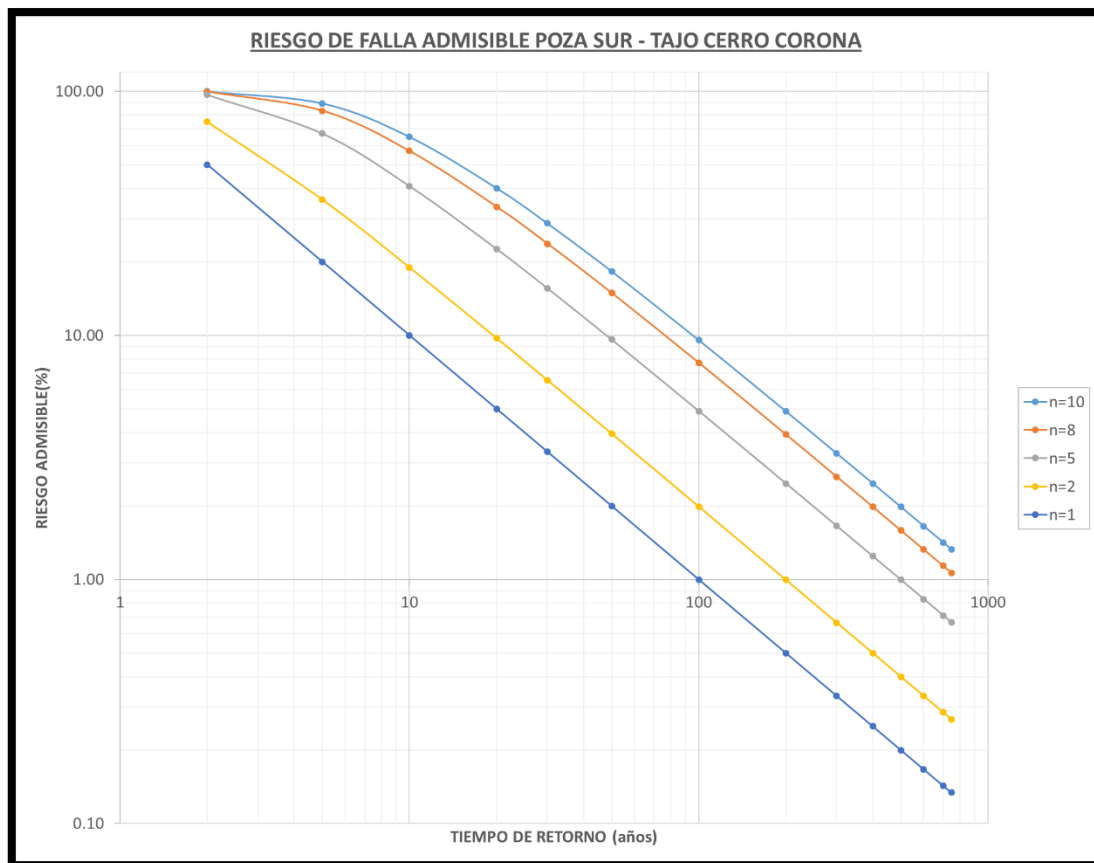


Figura 79: Riesgos de falla poza colectora sur para diferentes años de vida útil.

Tabla 57: Riesgos de falla poza colectora sur para diferentes años de vida útil.

Periodo de retorno en años	Duración = Tiempo de concentración en minutos	Intensidad máxima en mm/h	Caudal máximo zona sin poza de drenaje en m3/s	Caudal máximo poza sur en m3/s	Volumen máximo Total en m3	Probabilidad de ocurrencia en un año cualquiera(%)	Riesgo de falla admisible n=10 (%)	Riesgo de falla admisible n=8 (%)	Riesgo de falla admisible n=5 (%)	Riesgo de falla admisible n=2 (%)	Riesgo de falla admisible n=1 (%)
747	10	150.265	6.387	0.280	4000.000	0.13	1.33	1.07	0.67	0.27	0.13
700	10	148.935	6.331	0.277	3964.756	0.14	1.42	1.14	0.71	0.29	0.14
600	10	145.827	6.199	0.271	3882.023	0.17	1.65	1.33	0.83	0.33	0.17
500	10	142.235	6.046	0.265	3786.397	0.20	1.98	1.59	1.00	0.40	0.20
400	10	137.959	5.864	0.257	3672.560	0.25	2.47	1.98	1.24	0.50	0.25
300	10	132.635	5.638	0.247	3530.833	0.33	3.28	2.64	1.66	0.67	0.33
200	10	125.478	5.334	0.234	3340.319	0.50	4.89	3.93	2.48	1.00	0.50
100	10	114.127	4.851	0.212	3038.135	1.00	9.56	7.73	4.90	1.99	1.00
50	10	103.802	4.412	0.193	2763.288	2.00	18.29	14.92	9.61	3.96	2.00
30	10	96.796	4.114	0.180	2576.779	3.33	28.75	23.75	15.59	6.56	3.33
20	10	91.573	3.892	0.170	2437.743	5.00	40.13	33.66	22.62	9.75	5.00
10	10	83.289	3.540	0.155	2217.211	10.00	65.13	56.95	40.95	19.00	10.00
5	10	75.754	3.220	0.141	2016.630	20.00	89.26	83.22	67.23	36.00	20.00
2	10	66.829	2.841	0.124	1779.049	50.00	99.90	99.61	96.88	75.00	50.00

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Determinar los riesgos de inundación producidos por aguas pluviales en el tajo Cerro Corona, unidad minera Gold Fields, Hualgayoc, Cajamarca.

- Asimismo, se determinó que la única zona que se encuentra en riesgo es la zona correspondiente a la poza colectora sur. Encontrando, que para que la poza colectora sur alcance su máximo almacenamiento, tendría que ocurrir un evento de precipitación de 747 años de periodo de retorno, obteniendo así un riesgo de falla por inundación del 1.33% para una vida útil de la estructura de 10 años.

Realizar el levantamiento topográfico de la zona de estudio

- Se obtuvo un área total de estudio de 77.853 Ha, ubicada a una altitud que varía desde los 3650 hasta los 4000 msnm.
- Se observó que dicha área se subdivide en 05 zonas de drenaje, de las cuales 04 zonas cuentan cada una con un punto de drenaje fijo (poza colectora centro, poza colectora este, poza colectora sur, poza colectora norte), mientras que 01 zona no cuenta con ningún punto de drenaje fijo (zona sin poza de drenaje) y bombeará sus aguas a la poza colectora sur.

Recopilar la información hidrológica de la zona de estudio.

- Se recopiló la información hidrológica de la zona a través del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI), obteniendo así las precipitaciones máximas en 24 horas correspondientes a la estación meteorológica HUAGAYOC.

Procesar la información hidrológica de la zona de estudio.

- Se procesó la información hidrológica de la zona de estudio haciendo uso del software HIDROESTA2, obteniendo que los datos de precipitación máxima en 24 horas de la estación HUALGAYOC se ajustan al modelo probabilístico Gumbel.

Realizar el modelamiento hidrológico.

- Se realizó el modelamiento hidrológico, obteniendo así la intensidad máxima de diseño igual a 83.29 mm/h, correspondiente a una duración de 10 minutos y un periodo de retorno de 10 años; con la que se evaluara el riesgo en la zona de estudio.

Calcular las máximas descargas de escorrentía superficial.

- Se calcularon las máximas descargas de escorrentía superficial utilizando el método racional para obtener los caudales máximos que tendrá que soportar el sistema de drenaje superficial del tajo Cerro Corona.

Realizar el modelamiento hidráulico del sistema de drenaje pluvial.

- Se realizó el modelamiento hidráulico del sistema de drenaje superficial del tajo Cerro Corona, obteniendo los siguientes caudales máximos que tendrá que soportar.
 - 2.688 m³/s para la zona de la poza colectora centro, 1.046 m³/s para la zona de la poza colectora este, 0.155 m³/s para la zona de la poza colectora sur, 0.117 m³/s para la zona de la poza colectora norte y 3.540 m³/s para la zona sin poza de drenaje (2.066 m³/s en el punto de acumulación A y 1.474 m³/s en el punto de acumulación B).
 - 0.067 m³/s para la cuneta N°01, 0.184 m³/s para la cuneta N°02, 0.111 m³/s para la cuneta N°03, 0.033 m³/s para la cuneta N°04, 0.182 m³/s para la cuneta N°07, 0.044 m³/s para la cuneta N°08, 0.292 m³/s para la cuneta N°09, 0.627 m³/s para la cuneta N°10, 0.079 m³/s para la cuneta N°11, 0.060 m³/s para la cuneta N°12, 0.050 m³/s para la cuneta N°13, 0.050 m³/s para la cuneta N°14, 0.808 m³/s para la cuneta N°15, 0.068 m³/s para la cuneta N°16.

Identificar las zonas en las que se producirán problemas de acumulación de agua.

- Se identificó, haciendo uso del modelamiento computacional (software IBER); que las zonas correspondientes a las pozas colectoras: centro, norte, sur y este no tienen problemas de acumulación de agua. Mientras que la zona sin poza de drenaje tiene 02 puntos de acumulación de agua (1239.389 m³ en el punto A y 884.817 m³ en el punto B), los cuales serán bombeados hacia la poza colectora sur.

Estudiar el riesgo de falla.

- Se estudió el riesgo de falla en la poza colectora sur, debido a que dicha estructura almacenará las aguas acumuladas en la zona sin poza de drenaje, entendiéndose que, si la capacidad de la poza colectora es rebasada, entonces habrá problemas de inundación. Los valores del riesgo de falla en función de la capacidad de almacenamiento de la poza colectora se muestran en la tabla N° 57.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda instalar desde el inicio de las operaciones mineras estaciones meteorológicas que almacenen la información climatológica, para posteriormente utilizar dicha información en cualquier estudio de ingeniería que se requiera dentro de la operación.
- Se recomienda realizar estudios de investigación que den como resultado un valor exacto del coeficiente de escorrentía en rocas.
- Se recomienda aplicar con criterio la metodología descrita por el MOPU, para la obtención del coeficiente de escorrentía en áreas de estudio similares a las descritas en la presente investigación.
- En unidades mineras de mayor área de operaciones, es recomendable tener mucho cuidado al momento de delimitar las cuencas que aportaran agua a los puntos de drenaje, puesto que el caudal de diseño final dependerá en gran medida de la correcta delimitación de dichas áreas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDRÉS MARTINEZ DE AZAGRA PAREDES. (2006). Método de los coeficientes de escorrentía. Mauco Generalizado.
- APARICIO F. J. (1996). Fundamentos de Hidrología de Superficie.
- CHOW, VEN TE. (1998). Hidrología Aplicada.
- HUGO MORALES SOSA. (2006). Ingeniería Vial I.
- JUAN HERRERA H. (2009). Introducción al Drenaje de Explotaciones Mineras.
- LUIS ENRIQUE SÁNCHEZ. (2000). Drenaje de minas a cielo abierto.
- MÁXIMO VILLÓN BEJAR. (2012). HIDROESTA2 Cálculos Hidrológicos Manual de Usuario.
- MÁXIMO VILLÓN BEJAR. (2011). Hidrología Estadística.
- MOPU (Ministerio de Obras Publicas de Madrid). (1987). Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales.
- MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú). (2008). Manual de Manual de hidrología, hidráulica y drenaje.
- MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú). (2008). Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito.
- RONALD V. GILES, JACK B. EVETT, LIU CHENG. (1996). Mecánica de fluidos e Hidráulica.
- SERGIO JUNIOR NAVARRO HUDIEL. (2008). Manual de Topografía-Planimetría.
- TÉMEZ J. R. (1991). Extend and improved rational method.
- UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA. INSTITUTO FLUMEN. (2014). Manual básico de usuario-Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas.
- UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA. INSTITUTO FLUMEN. (2014). Manual de referencia hidráulico-Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas.
- VICTOR PONCE. (1999). Sobre el Período de Retorno a ser Usado para el diseño.

ANEXOS

ANEXO 1. DATOS HISTÓRICOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA HUALGAYOC.

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA

ESTACIÓN : HUALGAYOC, IGO-383DRE-02
 DPTO. : CAJAMARCA
 PROV. : HUALGAYOC
 DIST. : HUALGAYOC

LAT. : 05° 48' "S"
 LONG. : 75° 37' "W"
 ALT. : 3510 msnm.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUNI	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1961	---	---	---	---	---	---	11,5	5,3	7,6	20,4	12,8	22,0
1962	23,3	32,4	26,4	89,1	7,6	18,5	1,7	3,1	12,2	10,6	33,8	20,4
1963	30,4	29,2	27,4	27,4	25,2	7,3	17,8	10,8	13,8	21,9	25,0	25,2
1964	15,1	20,8	23,6	29,6	17,6	18,5	11,2	29,2	22,5	21,5	20,6	28,1
1965	14,1	20,0	33,6	18,5	9,9	3,2	12,6	8,9	S/D	9,5	S/D	42,0
1966	10,0	11,0	10,0	10,6	15,1	10,3	S/D	S/D	15,0	10,0	10,0	9,6
1967	25,9	38,5	30,4	24,5	21,1	9,6	17,6	12,9	12,6	28,4	21,0	31,8
1968	11,8	17,0	23,3	15,8	10,0	15,8	8,0	21,0	42,0	25,0	24,5	18,0
1969	29,3	37,0	22,6	27,5	9,6	30,8	2,5	8,5	12,2	22,9	21,8	24,2
1970	17,0	27,3	19,1	22,2	S/D	26,2	6,4	12,7	16,6	21,5	22,4	40,8
1971	17,3	34,0	27,5	14,7	17,0	13,8	7,9	6,1	8,0	24,5	33,2	19,0
1972	12,9	23,4	36,1	23,9	33,3	12,2	13,7	7,0	27,0	33,0	18,4	20,8
1973	24,2	31,2	21,5	30,2	11,6	19,5	20,5	11,3	28,3	18,9	27,6	26,9
1974	17,3	32,7	25,0	32,5	2,0	4,3	13,1	8,0	17,4	55,2	13,9	17,4
1975	22,6	30,2	35,5	41,0	21,3	12,5	17,4	11,1	24,2	34,7	18,3	S/D
1976	32,5	17,8	40,8	29,3	17,3	4,0	1,3	4,7	9,7	17,9	18,6	20,8
1977	27,6	20,0	14,0	24,0	9,3	17,7	3,0	5,2	14,3	35,8	23,0	25,0
1978	3,5	17,3	14,7	24,3	30,0	6,5	19,0	7,6	20,5	10,0	16,0	20,0

INFORMACIÓN PREPARADA PARA CESEL S.A.
LIMA, 05 DE JUNIO DEL 2000

125

PROHIBIDA SU REPRODUCCION PARCIAL O TOTAL

S.L.O.M.F. - I.Y. Nº 23593

SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática



SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA

LOCALIZACIÓN : HUALGAYOC JCO-363/DRE-02
 PAIS : PERU
 CENTRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT. : 08° 46' "S"
 LONG. : 78° 37' "W"
 ALT. : 3510 msnm.

DPTO. : CAJAMARCA
 PROV. : HUALGAYOC
 DIST. : HUALGAYOC



AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1979	18,0	27,0	39,0	21,0	19,5	0,0	12,0	20,0	28,5	12,0	17,0	20,0
1980	11,0	16,5	19,0	24,0	19,5	6,0	8,0	11,5	15,0	40,0	36,8	24,0
1981	19,0	24,2	40,0	17,5	30,0	10,0	13,0	11,8	8,2	44,5	26,0	23,0
1982	23,5	35,0	23,0	30,5	17,2	9,2	17,0	0,0	26,0	28,0	22,0	35,5
1983	40,0	30,0	30,0	13,0	19,5	13,0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D

INFORMACION PREPARADA POR CESEL S.A.
 LIMA, 05 DE JUNIO DEL 2000

SLUM-LEY N° 25888

SU = Sin Datos.
 T = Trazas.

PROHIBIDA SU REPRODUCCION
 PARCIAL O TOTAL



ANEXO 2. AJUSTE DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS ANUALES DE LA ESTACIÓN HUALGAYOC A UN MODELO HIDROLÓGICO UTILIZANDO EL SOFTWARE HIDROESTA2.

- Distribución Gumbel

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal
1	15.1	0.0417	0.0000	0.0417
2	22.0	0.0833	0.0090	0.0087
3	29.2	0.1250	0.1755	0.1743
4	30.0	0.1667	0.2106	0.2094
5	30.4	0.2083	0.2290	0.2279
6	31.2	0.2500	0.2672	0.2662
7	34.6	0.2917	0.4383	0.4378
8	35.5	0.3333	0.4827	0.4824
9	35.8	0.3750	0.4972	0.4969
10	36.1	0.4167	0.5115	0.5113
11	37.0	0.4583	0.5532	0.5532
12	38.5	0.5000	0.6181	0.6183
13	39.0	0.5417	0.6383	0.6385
14	40.0	0.5833	0.6764	0.6767
15	40.0	0.6250	0.6764	0.6767
16	40.8	0.6667	0.7046	0.7050
17	40.8	0.7083	0.7046	0.7050
18	41.0	0.7500	0.7114	0.7118
19	42.0	0.7917	0.7434	0.7438
20	42.0	0.8333	0.7434	0.7438
21	44.5	0.8750	0.8107	0.8112
22	55.2	0.9167	0.9533	0.9537
23	59.1	0.9583	0.9725	0.9728

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1494, es menor que el delta tabular 0.2836. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

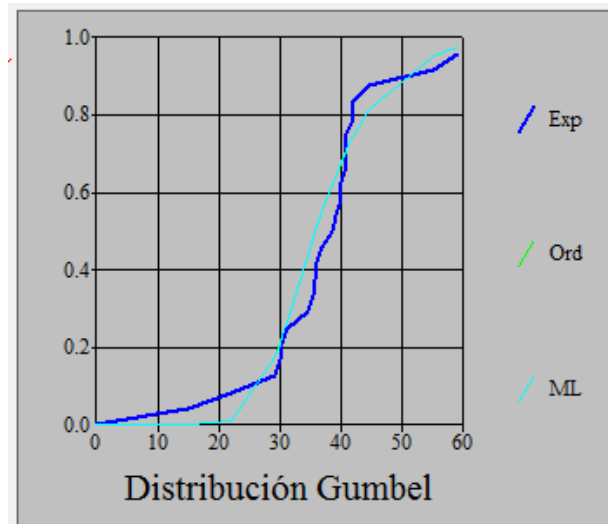
Parámetro de posición (μ)= 33.2073

Parámetro de escala (alfa)= 7.2336

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ_l)= 33.2212

Parámetro de escala (alfal)= 7.2095



- Distribución Gamma

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.1	0.0417	0.0016	0.0120	0.0401
2	22.0	0.0833	0.0366	0.0882	0.0468
3	29.2	0.1250	0.2037	0.2737	0.0787
4	30.0	0.1667	0.2321	0.2993	0.0654
5	30.4	0.2083	0.2469	0.3123	0.0386
6	31.2	0.2500	0.2775	0.3387	0.0275
7	34.6	0.2917	0.4176	0.4529	0.1259
8	35.5	0.3333	0.4558	0.4829	0.1224
9	35.8	0.3750	0.4684	0.4928	0.0934
10	36.1	0.4167	0.4811	0.5027	0.0644
11	37.0	0.4583	0.5187	0.5319	0.0603
12	38.5	0.5000	0.5795	0.5792	0.0795
13	39.0	0.5417	0.5991	0.5945	0.0574
14	40.0	0.5833	0.6370	0.6242	0.0536

15	40.0	0.6250	0.6370	0.6242	0.0120
16	40.8	0.6667	0.6659	0.6471	0.0007
17	40.8	0.7083	0.6659	0.6471	0.0424
18	41.0	0.7500	0.6730	0.6527	0.0770
19	42.0	0.7917	0.7069	0.6800	0.0848
20	42.0	0.8333	0.7069	0.6800	0.1264
21	44.5	0.8750	0.7819	0.7421	0.0931
22	55.2	0.9167	0.9548	0.9135	0.0382
23	59.1	0.9583	0.9772	0.9452	0.0188

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1264, es menor que el delta tabular 0.2836. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Los 2 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios:

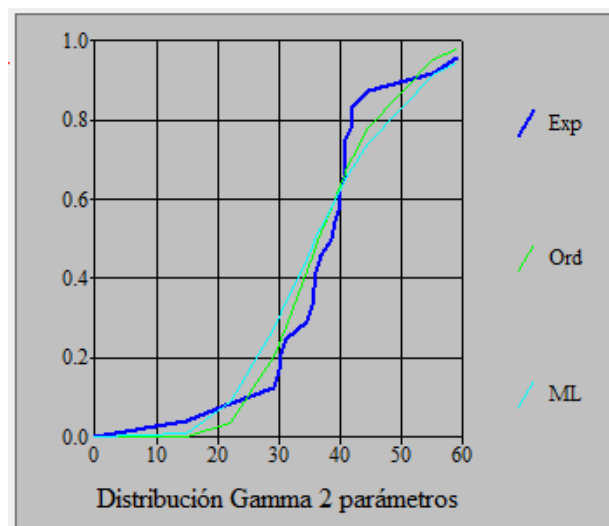
Parámetro de forma (gamma)= 14.9228

Parámetro de escala (beta)= 2.5051

Con momentos lineales:

Parámetro de forma (gammal)= 9.0734

Parámetro de escala (betal)= 4.12



- Distribución Log Gumbel

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.1	0.0417	0.0000	0.0000	0.0417
2	22.0	0.0833	0.0043	0.0023	0.0790
3	29.2	0.1250	0.2256	0.2100	0.1006
4	30.0	0.1667	0.2682	0.2539	0.1016
5	30.4	0.2083	0.2898	0.2762	0.0815
6	31.2	0.2500	0.3330	0.3212	0.0830
7	34.6	0.2917	0.5041	0.5008	0.2124
8	35.5	0.3333	0.5438	0.5426	0.2105
9	35.8	0.3750	0.5565	0.5558	0.1815
10	36.1	0.4167	0.5689	0.5688	0.1522
11	37.0	0.4583	0.6041	0.6057	0.1458
12	38.5	0.5000	0.6569	0.6607	0.1569
13	39.0	0.5417	0.6729	0.6774	0.1313
14	40.0	0.5833	0.7027	0.7082	0.1194
15	40.0	0.6250	0.7027	0.7082	0.0777
16	40.8	0.6667	0.7246	0.7307	0.0579
17	40.8	0.7083	0.7246	0.7307	0.0162
18	41.0	0.7500	0.7297	0.7361	0.0203
19	42.0	0.7917	0.7541	0.7611	0.0375
20	42.0	0.8333	0.7541	0.7611	0.0792
21	44.5	0.8750	0.8053	0.8131	0.0697
22	55.2	0.9167	0.9224	0.9290	0.0057
23	59.1	0.9583	0.9426	0.9483	0.0157

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.2124, es menor que el delta tabular 0.2836. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logGumbel:

Con momentos ordinarios:

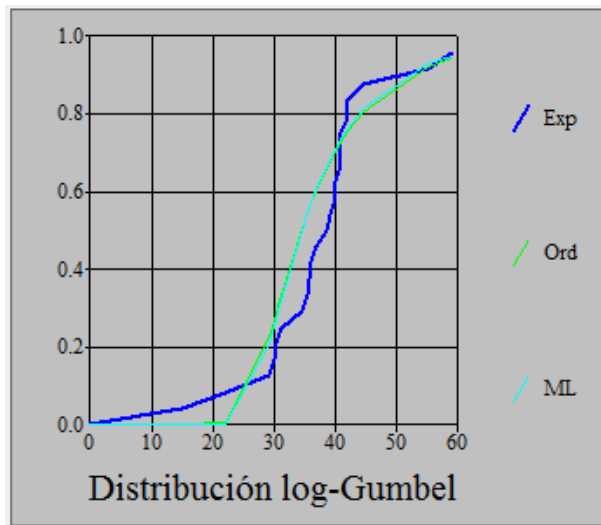
Parámetro de posición (μ)= 3.4612

Parámetro de escala (alfa)= 0.2185

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ)= 3.467

Parámetro de escala (α)= 0.2085



- Distribución Log Normal 2 Parámetros

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal
1	15.1	0.0417	0.0009	0.0407
2	22.0	0.0833	0.0383	0.0450
3	29.2	0.1250	0.2235	0.0985
4	30.0	0.1667	0.2533	0.0866
5	30.4	0.2083	0.2687	0.0603
6	31.2	0.2500	0.3001	0.0501
7	34.6	0.2917	0.4384	0.1467
8	35.5	0.3333	0.4747	0.1414
9	35.8	0.3750	0.4867	0.1117
10	36.1	0.4167	0.4985	0.0819
11	37.0	0.4583	0.5335	0.0752
12	38.5	0.5000	0.5894	0.0894
13	39.0	0.5417	0.6072	0.0655
14	40.0	0.5833	0.6415	0.0581
15	40.0	0.6250	0.6415	0.0165
16	40.8	0.6667	0.6675	0.0008
17	40.8	0.7083	0.6675	0.0408
18	41.0	0.7500	0.6738	0.0762
19	42.0	0.7917	0.7042	0.0875
20	42.0	0.8333	0.7042	0.1292
21	44.5	0.8750	0.7712	0.1038
22	55.2	0.9167	0.9347	0.0180

23 59.1 0.9583 0.9604 0.9726 0.0021

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1467, es menor que el delta tabular 0.2836. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logNormal:

Con momentos ordinarios:

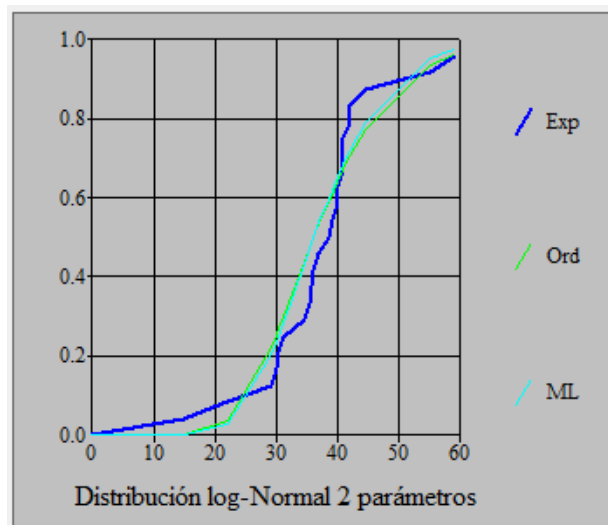
Parámetro de escala (μ_y)= 3.5873

Parámetro de forma (S_y)= 0.2803

Con momentos lineales:

Parámetro de escala (μ_{yl})= 3.5873

Parámetro de forma (S_{yl})= 0.2562



ANEXO 3. PANEL FOTOGRÁFICO

- Visitas generales al Tajo Cerro Corona.



Vista general del tajo Cerro Corona.



Visita al mirador para tener un mejor panorama del sistema de drenaje.



Visita y toma de datos a la poza colectora centro.



Visita y toma de datos a la poza colectora este.



Vista de la poza colectora centro desde el área destinada a las visitas.

ANEXO 4. PLANOS