

“ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA, COMUNA DE ARICA”

CAPITULO 5

ESTUDIO DE DINAMICA FLUVIAL

CONTENIDO

5	ESTUDIO DE DINÁMICA FLUVIAL	5-2
5.1	Estudio de Dinámica Fluvial	5-2
5.1.1	Caracterización del medio fluvial	5-2
5.1.2	Estudio del perfil longitudinal y trazado en planta del cauce	5-9
5.1.3	Evaluación de la evolución de las barras de sedimentación, así como también el área que han ocupado a lo largo del tiempo.....	5-13
5.1.4	Identificación de la tipología y superficie de la vegetación asociada al cauce	5-20
5.1.5	Estudio comparativo de la evolución de los usos del suelo	5-23
5.1.6	Identificación de Intervenciones de Origen Antrópico en el Cauce.....	5-25
5.1.7	Identificación de intervenciones de la infraestructura asociada al espacio fluvial, y su impacto en la morfología del cauce.....	5-29
5.1.8	Proposición de la línea geomorfológica de riberas	5-42
5.1.9	Conclusiones.	5-46

5 ESTUDIO DE DINÁMICA FLUVIAL

5.1 Estudio de Dinámica Fluvial

5.1.1 Caracterización del medio fluvial

La caracterización del medio fluvial se realiza a partir de un análisis geomorfológico del cauce, basado en un análisis multitemporal de imágenes satelitales y aéreas. Para esto se utilizaron distintas fuentes, como son el satélite Sentinel, Google Earth e imágenes obtenidas del vuelo Lidar. Con esto se dispone de una serie de 18 años. Se descartaron otro tipo de imágenes, ya que su resolución es demasiado baja en el sector. Ejemplo de una de las imágenes utilizadas se presenta en la Figura 5-1.

Sobre la base de este análisis, de la recopilación de antecedentes y visitas al sector, se puede decir que desde el punto de vista geomorfológico la quebrada de Acha se puede dividir en tres sectores bien definidos, los cuales se han mantenido inalterados a lo largo de todo el período analizado.

Desde aguas abajo hacia aguas arriba, el Sector 1 (S1) abarca desde la confluencia con el río San José hasta el Poblado de Acha, pasando por el sector de cerro Sombrero. Su disposición espacial se aprecia en la Figura 5-2.

Se caracteriza porque el cauce está inserto en una zona urbana, por lo cual sus riberas están confinadas por construcciones de casas o deslindes de propiedades y su curso es atravesado por obras de arte (cajones) y badenes que forman parte de la red vial. Como defensas ribereñas aparecen enrocados de protección y gaviones. En este sector es donde se concentra por lo tanto las mayores cantidades de intervenciones estructurales en el cauce activo. El ancho del cauce varía entre 15 y 30m aproximadamente. (Figura 5-3)

Un segundo sector (S2) se presenta en la Figura 5-4, donde las condiciones sedimentológicas, hidráulicas y características del lecho del cauce se combinan de manera que el escurrimiento presenta un comportamiento de río trezado, donde numerosos cauces se entrelazan, no pudiéndose definir un claro cauce principal. Para una crecida en particular el cauce que se activará dependerá de las condiciones topográficas que encuentre el flujo en el momento, no pudiéndose a priori determinar un cauce preferente.

Esta planicie de inundación abarca una amplia proporción del ancho de la quebrada donde el escurrimiento divaga. Por lo tanto, no existen riberas fijas en los cauces, sino más bien las riberas pasan hacer las líneas definidas que limitan las planicies de inundación. Por el lado derecho el límite claro y definido lo conforman las cadenas de cerros existentes por el lado norte. Por el sector izquierdo un límite menos definido y por ende más difuso lo conforman los valles que tienden a elevarse primero para enlazarse a la cadena de cerros existentes por el lado sur. El ancho entre riberas en algunos sectores supera los 300m. Las pendientes del talweg varían entre 1.2 y 1.8%.

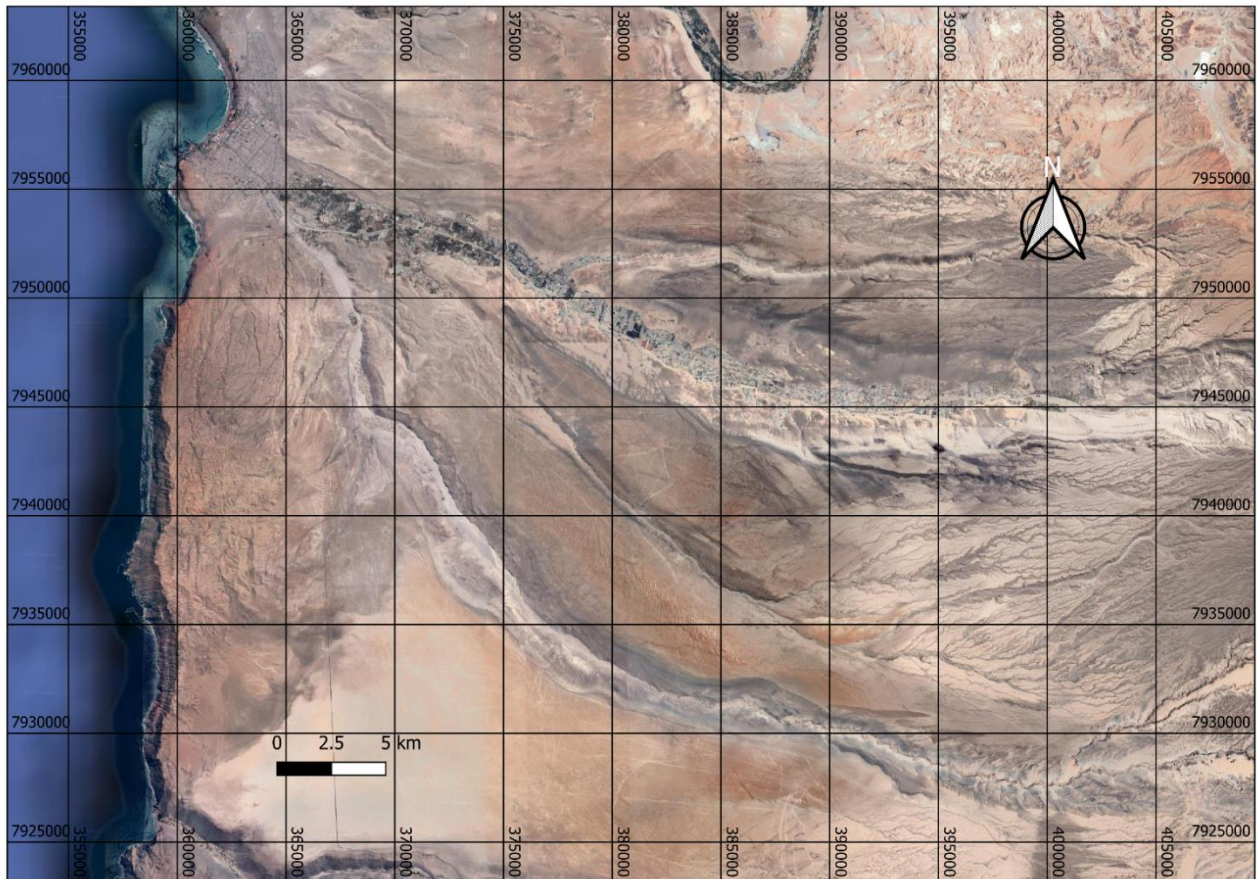
En esta zona se concentran las zonas con mayor disponibilidad de sedimentos a ser movilizado, por lo cual el transporte de sedimentos se traduce en la existencia de numerosas zonas de depositación y erosión.

En este Sector el lecho presenta características de una matriz fundamentalmente arenosa, en algunos sectores en los estratos superficiales se aprecia la existencia de una costra de espesor variable conformada por limo y arcillas, presentes en menor medida. El mecanismo que se observa es que en las zonas donde se produce apozamiento de las aguas, principalmente en cauces secundarios, se produce la sedimentación de este material fino, conformando esta costra superficial dura. Este mecanismo es vestigio de la existencia de una componente detrítica en el flujo en condiciones de crecida.

En el sector S3, Figura 5-5, el cauce se vuelve angosto y profundo, donde las riberas están claramente definidas al ser parte de la cadena de cerros existentes en ambos lados. Por lo cual el cauce en este Sector está bien definido con riberas muy poco erosionables. El ancho del cauce varía entre 20 y 30m. Al igual que en S2 las laderas de los cerros están constituidas principalmente por arenas, y al estar completamente desnudas, sin vegetación, las laderas pasan a ser la principal fuente de sedimentos que a través de la escorrentía llega al cauce. Esto se comprueba porque el lecho del cauce en S3 no tiene una importante disponibilidad del material arenoso que sí se aprecia en el sector S2. Incluso en algunos sectores el lecho se encuentra acorazado por la presencia de sedimento grueso y la poca presencia de sedimento fino. Sobre este lecho sobresale la presencia de bolones, gravas y rocas. En comparación con el sector anterior este tramo presenta mayores pendientes, con un valor mínimo de un 1.8% y un máximo de 3.4%, sin considerar una caída que se presenta más adelante que alcanza un 27%.

Dado que en el Sector S3 no se aprecia una importante disponibilidad de arenas, como se aprecia en S2 y que en el Sector S1 no se aprecian zonas de depositación, se plantea la hipótesis que el sector S2, es decir los tramos trenzados, pasan a ser unidades sedimentológicas cerradas que están en equilibrio sedimentológico, siendo la cantidad de sedimentos que entra de orden de magnitud similar a la que sale. Una evidencia de lo dinámico del transporte de fondo en este sector en la innumerable presencia de zonas socavadas y embancadas.

Figura 5-1. Zona de estudio



Fuente: Elaboración Propia en base a imagen Google Earth 2022

Figura 5-2. Zonas características

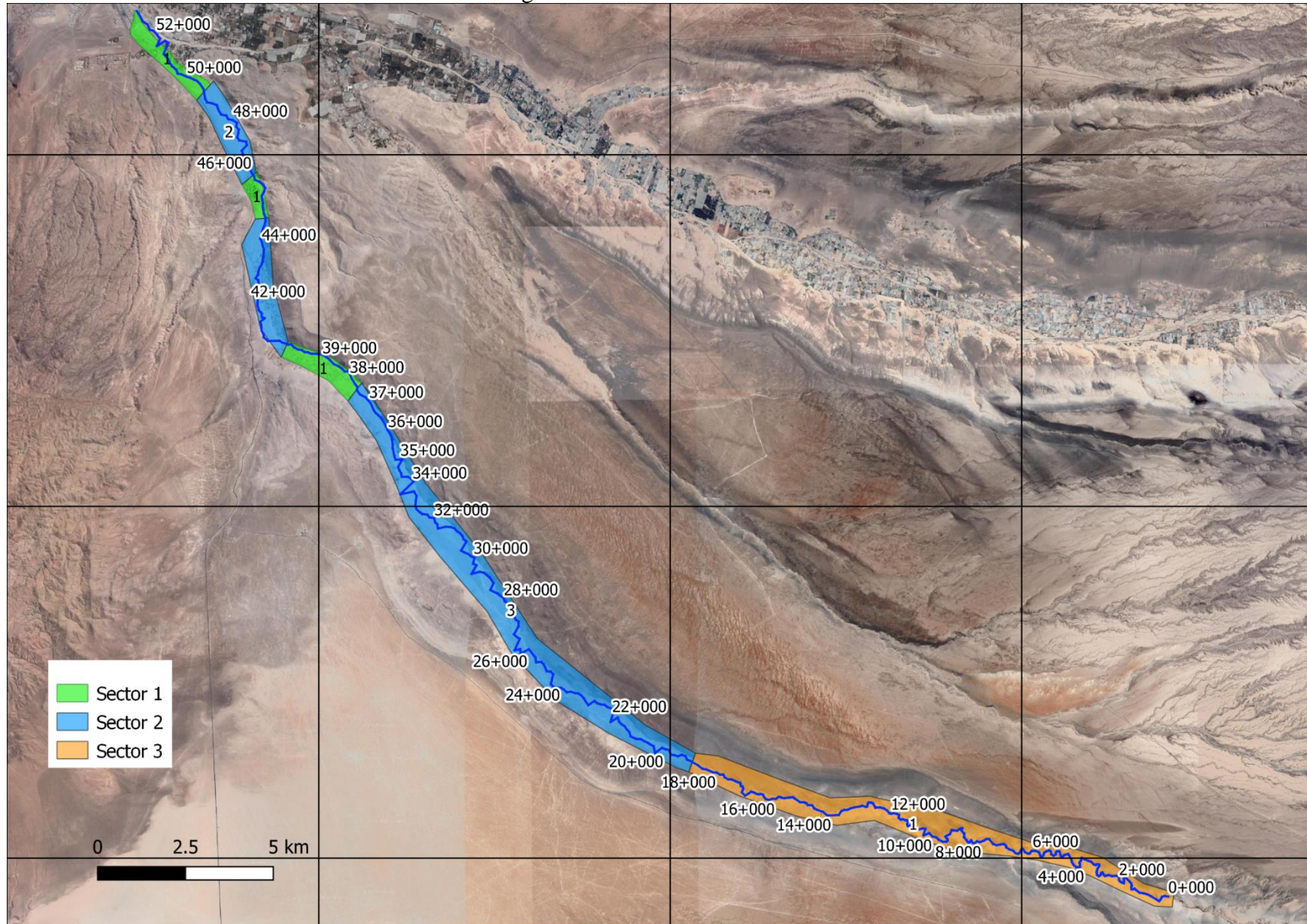


Figura 5-3. Ejemplo de Cauce Sector S1 Ubicación (7953340, 364710)



Ejemplo de Cauce en Sector S1, Sector Poblado de Acha Vista hacia aguas abajo– Ubicación (7952240, 366240)



Figura 5-4. Ejemplo de Cauce Sector S2– Ubicación (7951143, 367276)



Características del Cauce – Ubicación (7936760, 375161) Sector S2



Figura 5-5. Ejemplo de Cauce Sector S3– Ubicación (7933150, 379302)



Características del Cauce – Ubicación (7932935, 379871) Sector S3



5.1.2 Estudio del perfil longitudinal y trazado en planta del cauce

En este acápite se incluye el estudio de la pendiente del cauce por tramos, donde se analizará si las intervenciones del cauce tienen influencia sobre la pendiente.

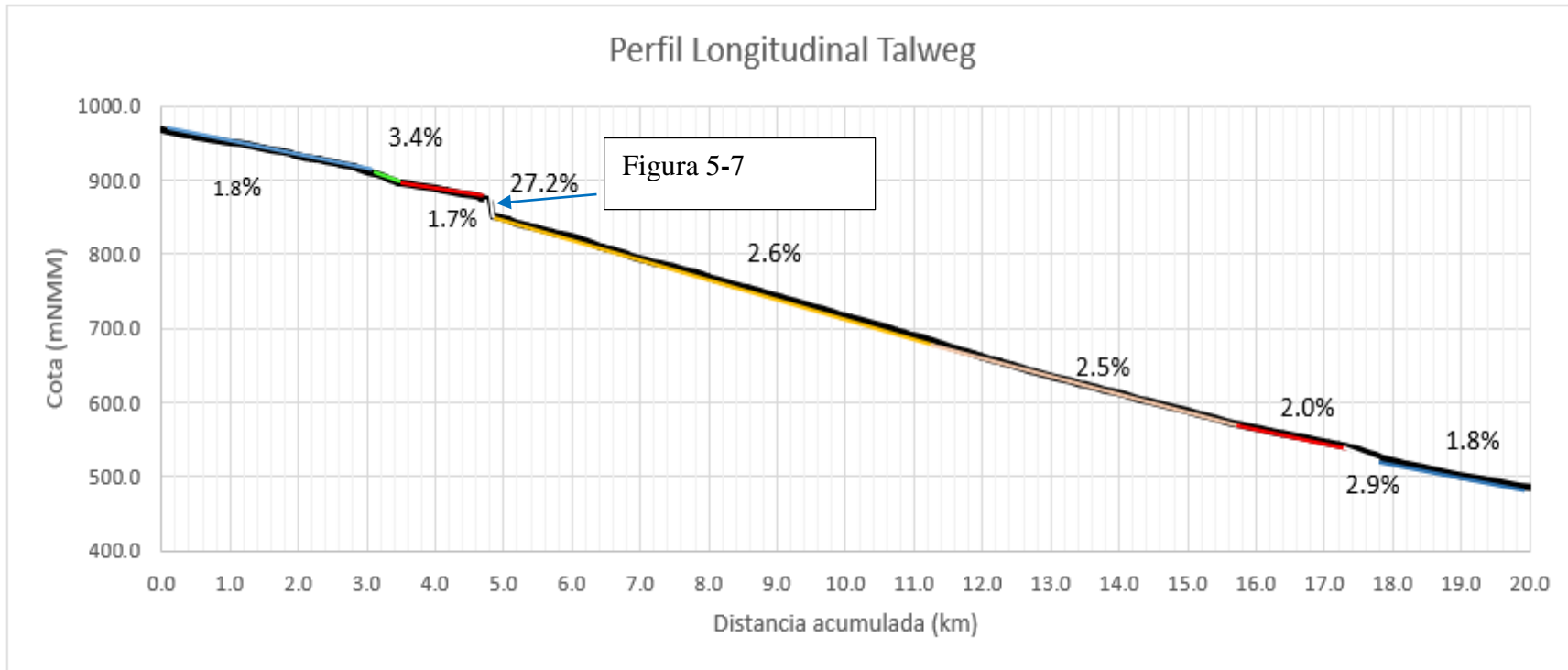
El perfil longitudinal se establece en los planos mediante un eje balizado, construido como la unión de los puntos más bajos, es decir el denominado “talweg”, cuyo origen se encuentra en el extremo aguas arriba del tramo analizado.

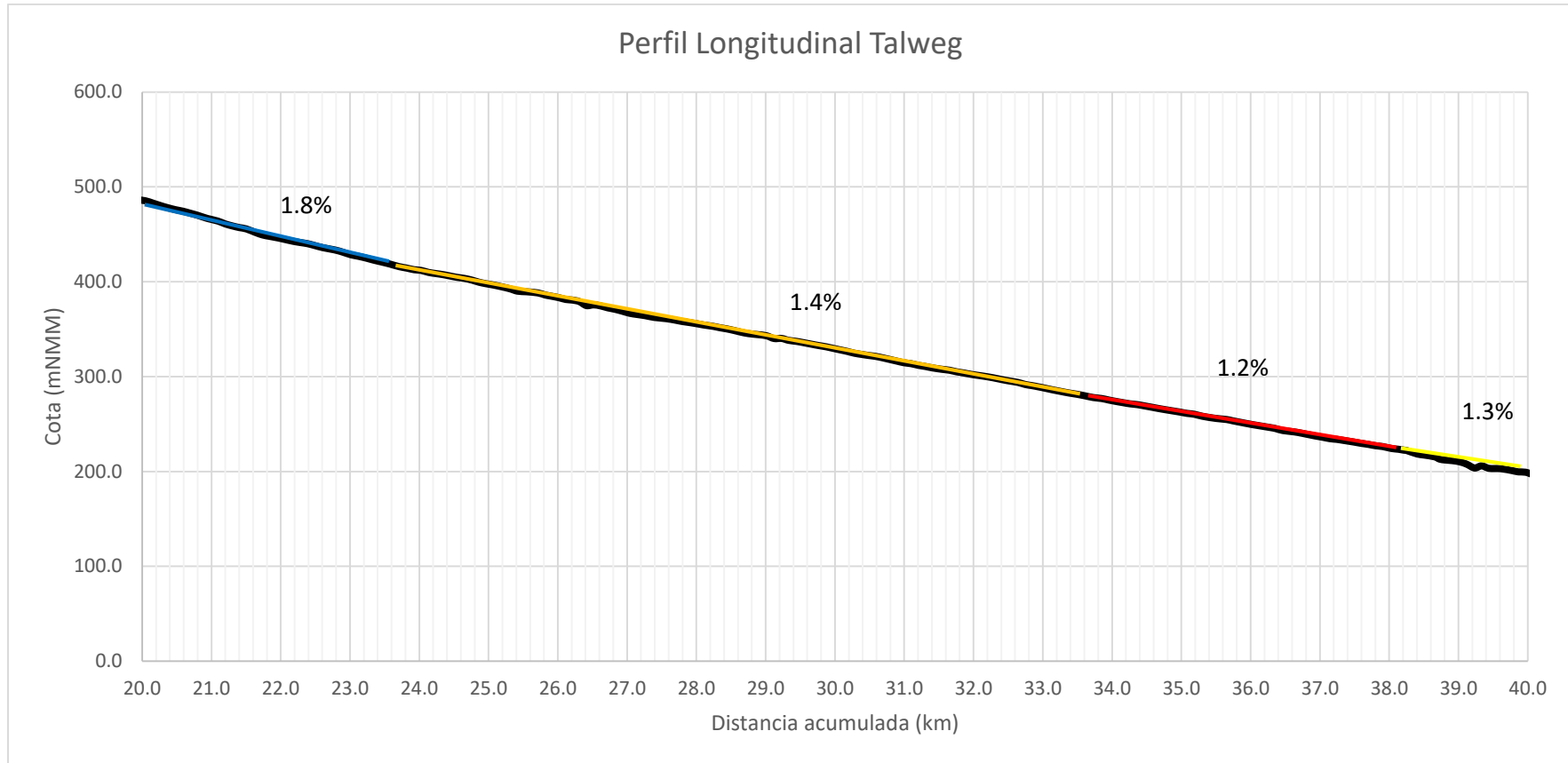
El trazado es desarrollado por medio de un software de diseño de desarrollo Propio, denominado GeneraPerfiles, confeccionado para el manejo de datos generados por Lidar. Dentro de los planos se incorporan los siguientes cuadros, que respaldan el eje balizado propuesto:

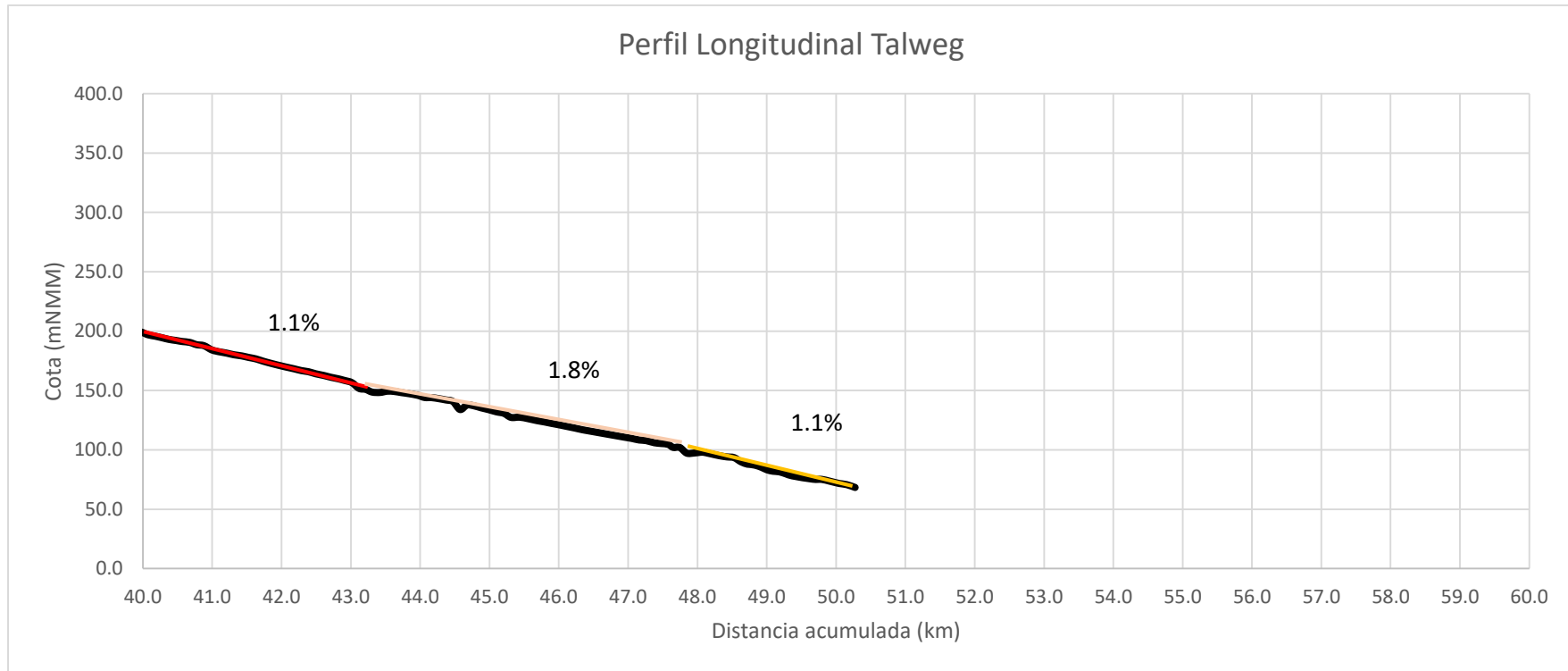
- Plano de planta de ubicación general con el trazado completo del eje balizado por el brazo principal del cauce.
- Cuadros de vértices,
- Cuadros de Rectas y curvas,
- Cuadros de cotas de fondo (rasante).

En la Figura 5-6 se presenta el perfil longitudinal de la quebrada de Acha. Se observa que existen a lo largo del tramo S3 importantes caídas destacando la que existe en torno al kilómetro 5 que es superior al 27%, y que sin duda condiciona el flujo imponiendo una condición de altura crítica en dicho sector.

Figura 5-6. Perfil Longitudinal







Fuente: Elaboración Propia

Figura 5-7. Vista en Planta de Caída existente en el sector S3, km 5.0



Fuente Ortofotografía Lidar 2022

5.1.3 Evaluación de la evolución de las barras de sedimentación, así como también el área que han ocupado a lo largo del tiempo

Las principales conclusiones del estudio de mecánica de suelos atinentes a este acápite son las siguientes:

- En la Quebrada de Acha, las gravas y arenas corresponden a un 46,17 % y 49,43% respectivamente de la matriz de materiales, mientras que los materiales finos componen aproximadamente el 2,17% del total.
- Se aprecia que en la capa superficial del conjunto de calicatas predomina el material gravoso para los primeros 20 kilómetros, y por lo tanto los diámetros característicos son de mayor tamaño en dicho sector respecto del resto del sector en estudio.
- Entre los kilómetros 20 y 50 de la capa superficial predomina el material en matriz arenosa y/o areno-limosa en un cauce principalmente trenzado. Por consiguiente, se obtienen cifras menores para los diámetros característicos.
- En la capa profunda de las calicatas estudiadas, la arena predomina sobre la grava en los primeros 20 kilómetros, mientras que el material fino se mantiene mínimo en comparación con las gravas y arenas a lo largo de todo el lecho.
- Entre los kilómetros 20 y 45 las calicatas en el horizonte más profundos muestran resultados que alternan el predominio entre grava y arena durante el resto del lecho.

Figura 5-8. Variación del d50 y d90 a lo largo del sector en estudio

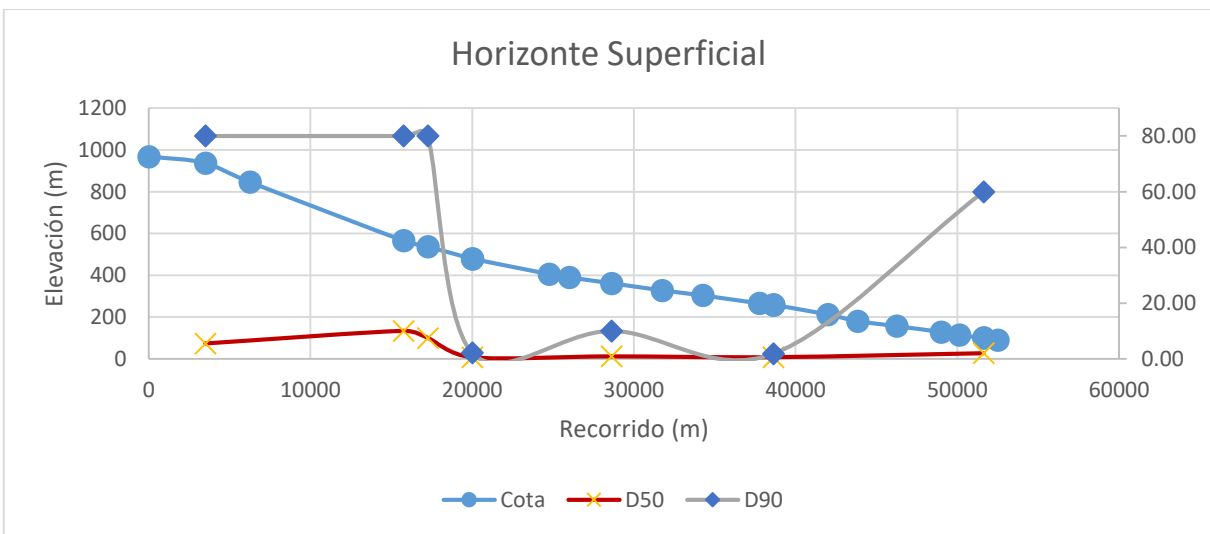
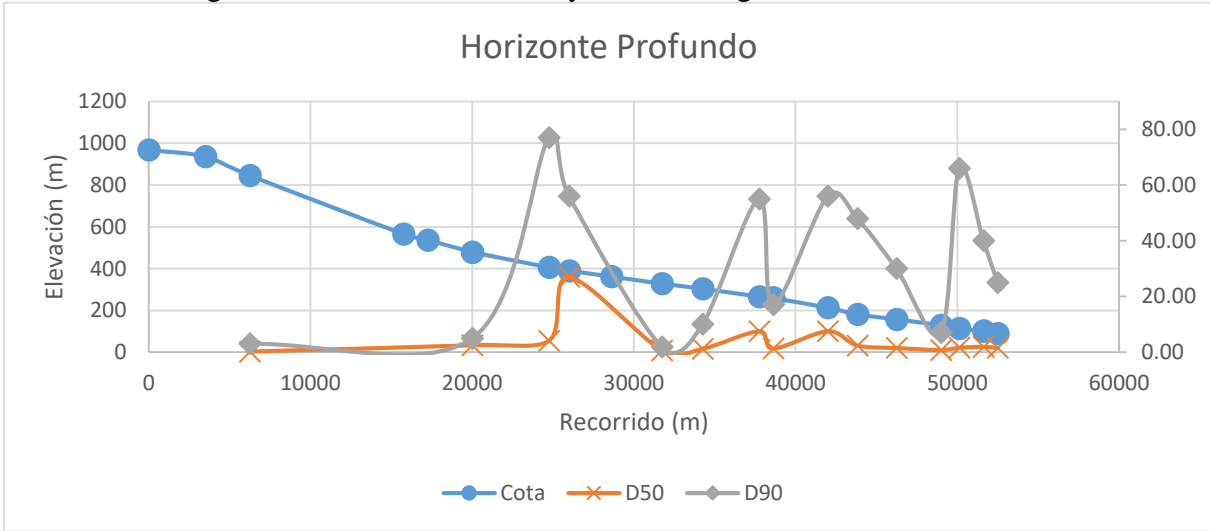
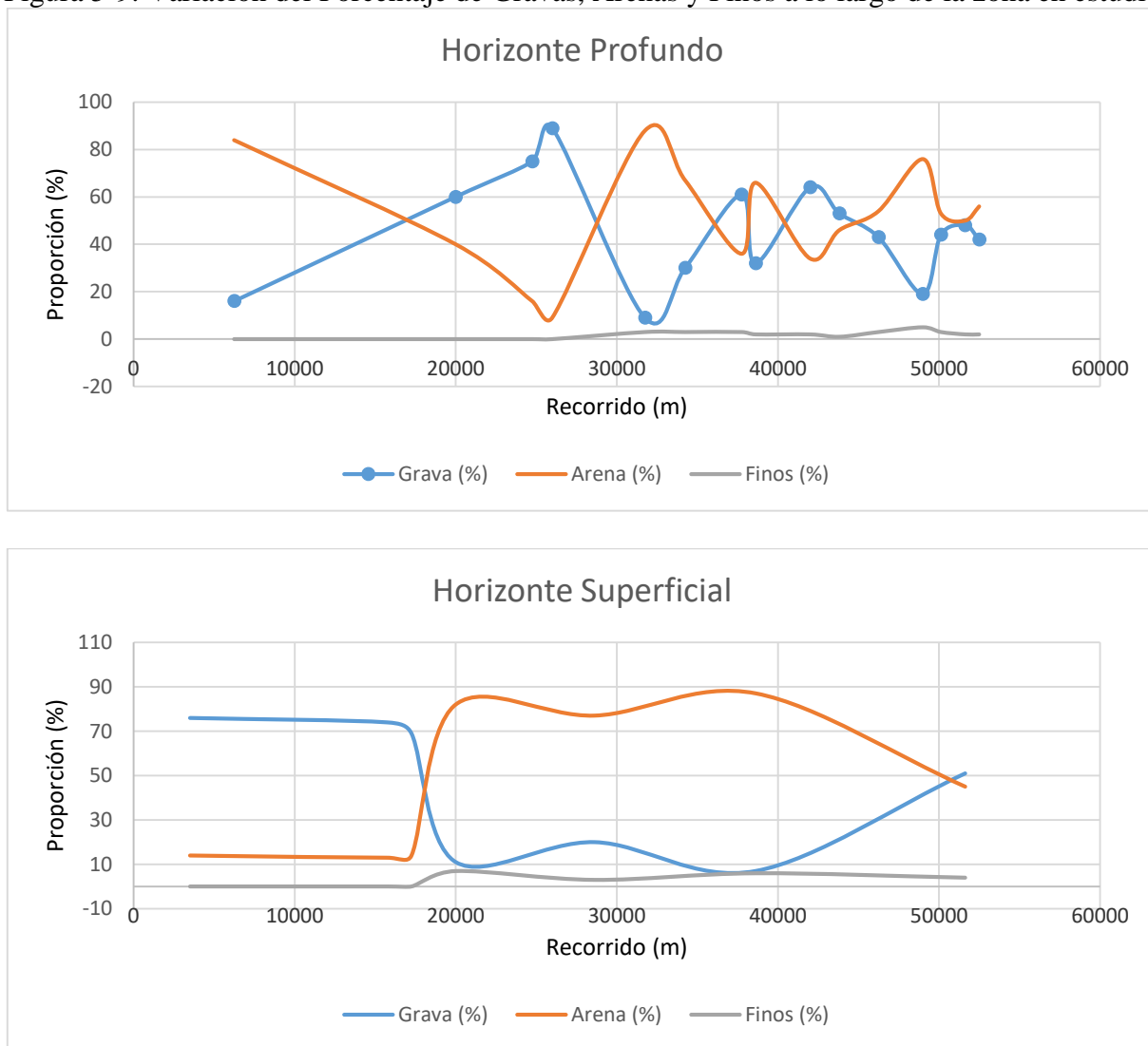


Figura 5-9. Variación del Porcentaje de Gravass, Arenas y Finos a lo largo de la zona en estudio



Respecto a la determinación de la evolución de las barras de sedimentación lo ideal sería realizarlo por medio de las imágenes satelitales utilizadas en la determinación del cauce histórico, lamentablemente la relación del tamaño de las barras con el tamaño de pixel de las imágenes utilizadas no lo permiten, ya que estas muchas veces son menores al tamaño del pixel.

En todo caso se realizó un análisis donde se determinaron las zonas de depositación en escala más global. Este fue realizado sobre la base de la visita de terreno y del análisis de las imágenes satelitales obtenidas del Google Earth de los años 2004, 2011 y 2022. Se pueden distinguir claramente 4 zonas de depósitos de sedimentos que no han cambiado a lo largo del tiempo, que como se ha comentado anteriormente corresponde donde la quebrada de Acha tiene un comportamiento de río trezado, es decir donde el equilibrio hidráulico-sedimentológico y las características del lecho provocan que el flujo se propague por una sección amplia con baja velocidad, por ende se generen una gran acumulación de sedimentos y se formen diversos brazos separados por zonas de embanques, que

hacen que el cauce se vuelva indefinido y difuso. En la Figura 5-10, Imagen a), b) y c) se presenta la evolución en el tiempo de los sectores con depósitos de sedimentos.

En este sector se aprecian algunos vestigios de estratos de material fino muy compacto y consolidado compuesta por una matriz limo-arcillosa que van en concordancia con los resultados obtenidos en el estudio de calicatas, que sugieren que la quebrada presenta un comportamiento semi detrítico, con concentraciones moderadas de finos. Por lo cual se podría pensar que los principales mecanismos de transporte de sedimentos corresponderían a transporte de fondo de material arenoso que corresponde al material que en términos de cantidad se presenta en forma más abundante en el sector S2. (Figura 5-4).

Cabe destacar que, en el caso del año 2004, en el km 52, sector de Coraceros, el cauce se presentaba sin una sección definida producto de la presencia de zonas de depósito. Posteriormente fue rectificadas presentándose actualmente como un cauce único y definido, tal como se mostró en la Figura 5-3.

Figura 5-10. Zonas de Acumulacion de Sedimentos , Imagen 2004 Google Earth

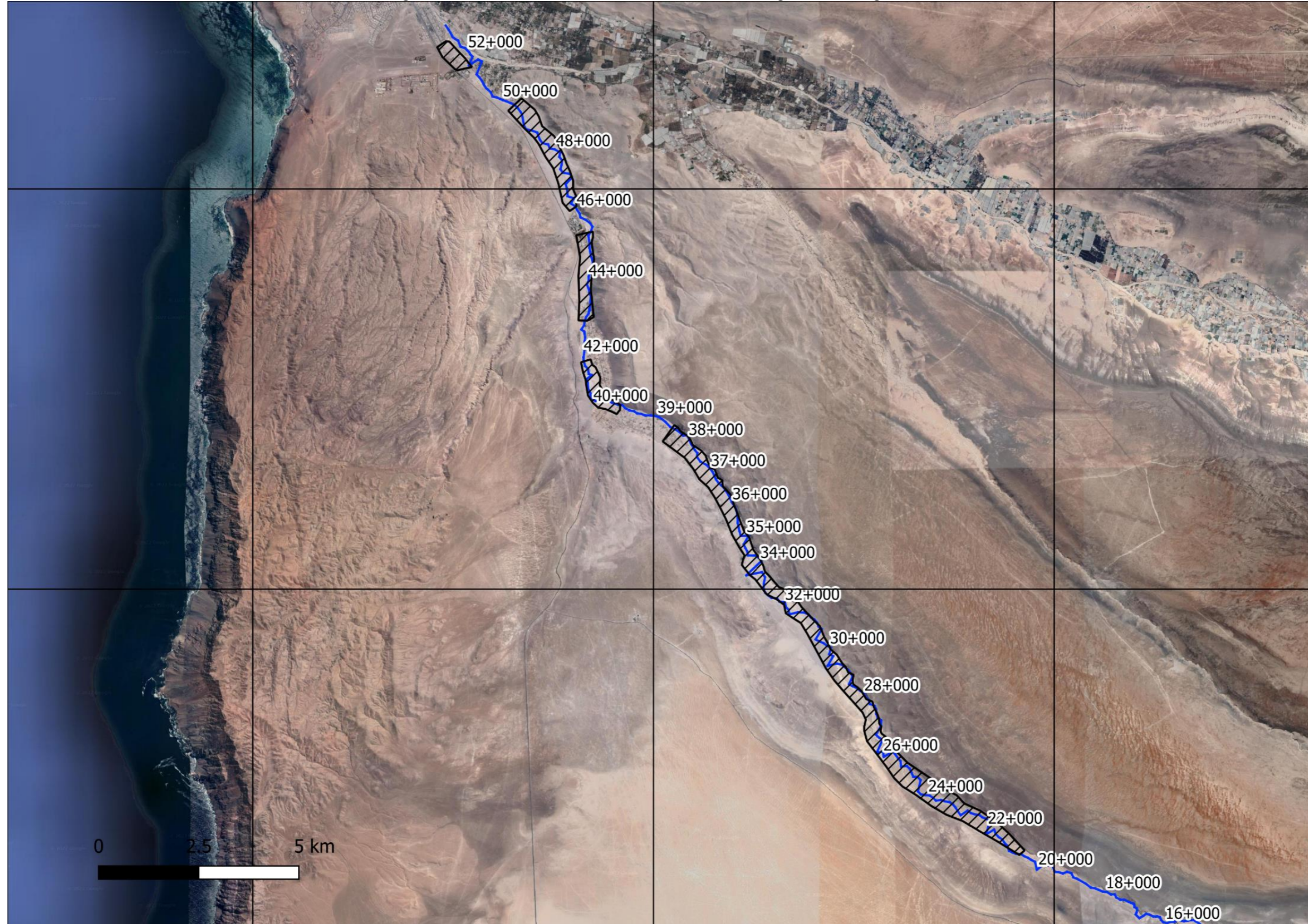


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2004 obtenida del Google Earth

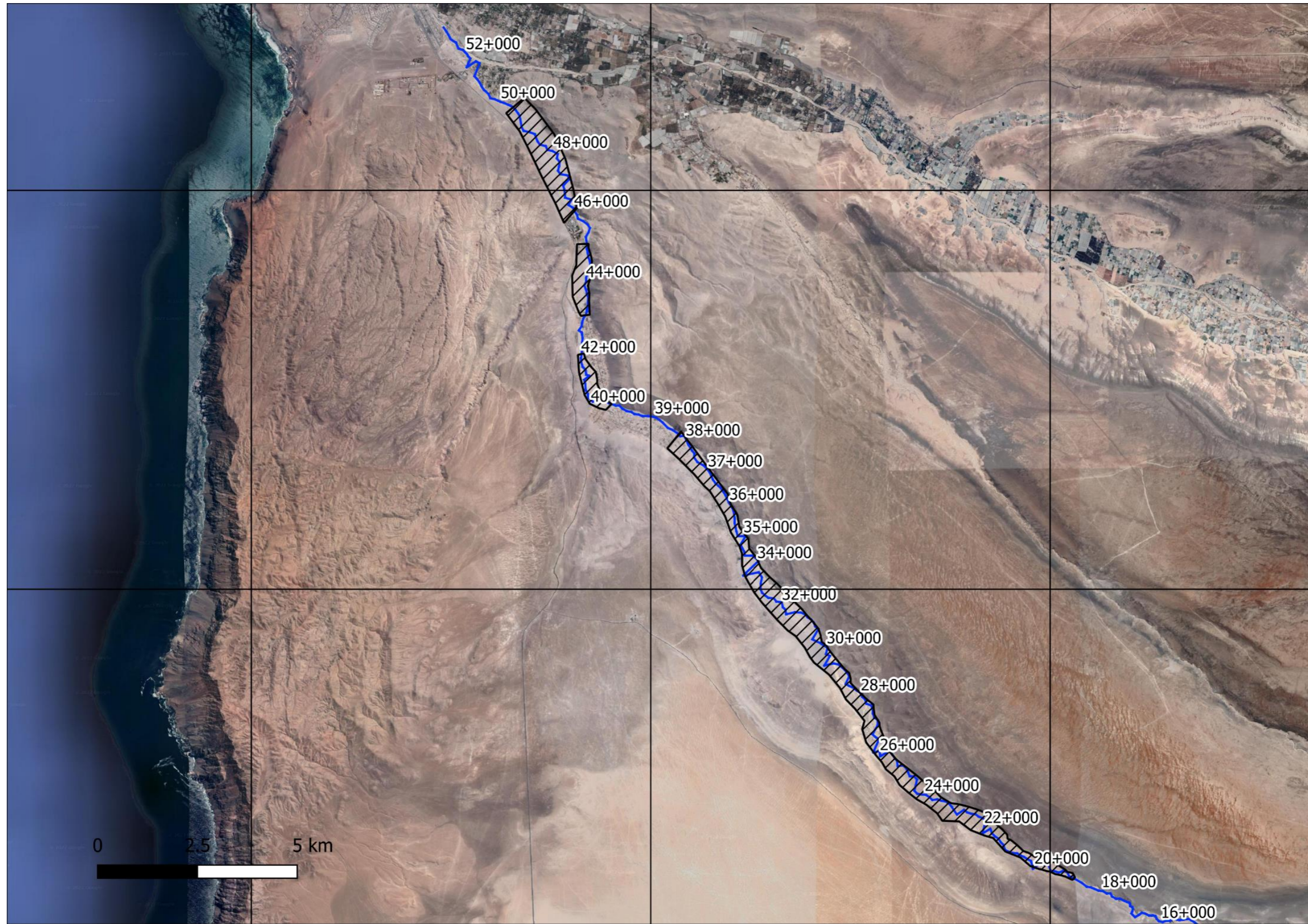


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2011 obtenida del Google Earth

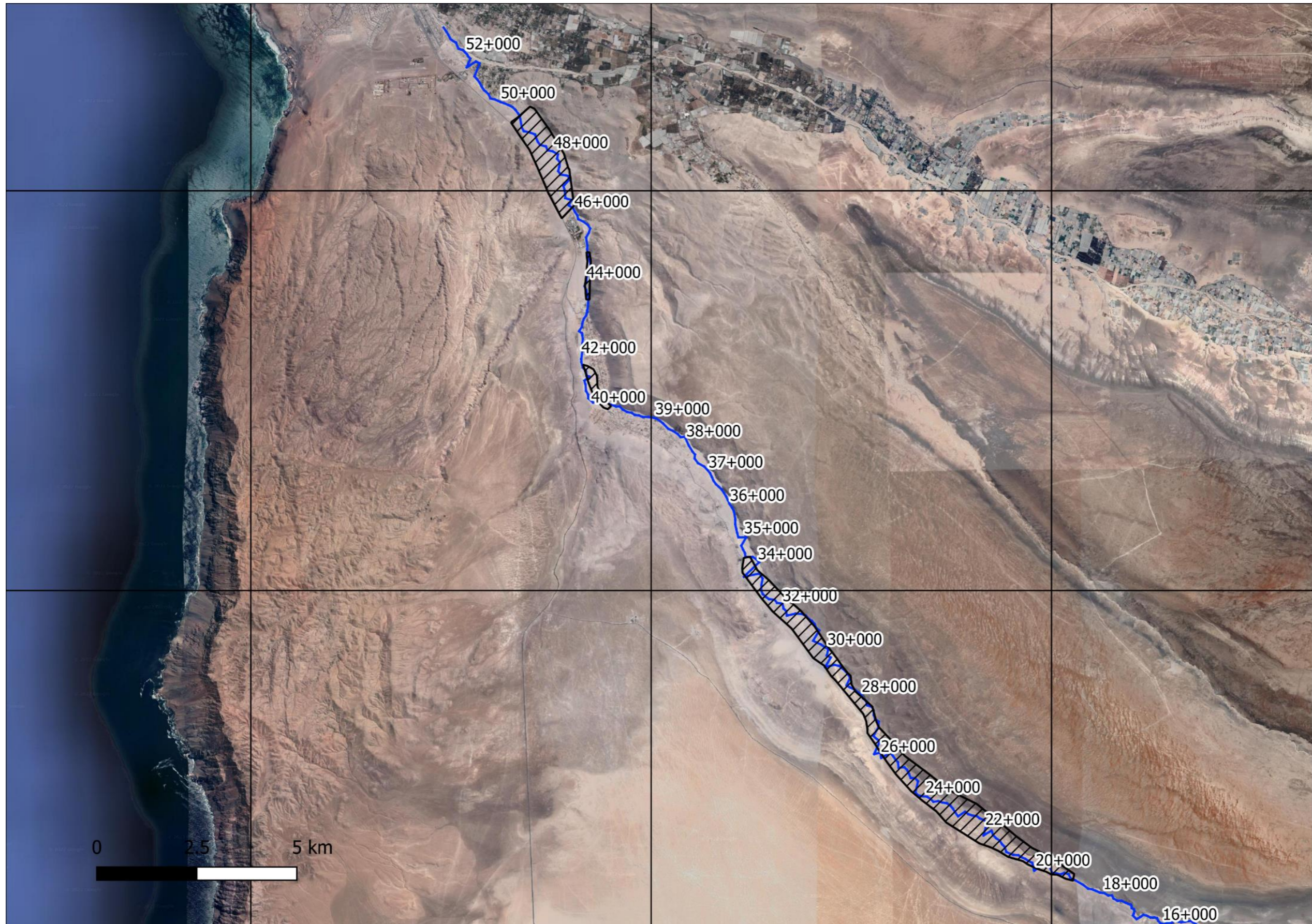


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2022 obtenida del Google Earth

5.1.4 Identificación de la tipología y superficie de la vegetación asociada al cauce

Sobre la base de las visitas de terreno y las imágenes satelitales se realizó un reconocimiento de los tipos de vegetación presentes en el cauce, a fin de poder clasificarlos como unidades. En este reconocimiento se identificaron sectores con cultivos agrícolas que se mezclan con árboles y vegetación natural, así como en otros casos tienen marcada presencia de viviendas que disminuyen la intensidad de la presencia de la vegetación.

En función de estos antecedentes se procedió a realizar un análisis de gabinete en el cual se tuvo en consideración fundamentalmente dos tipologías:

- **Terrenos de Cultivo o Agrícolas:** estas áreas corresponden principalmente a sectores agrícolas pertenecientes a las diferentes comunidades del área de estudio, en los cuales se identifican cultivos en diferente estado de desarrollo, principalmente correspondientes a olivos, maracuyá, papayos y guayabos en distintos estados de crecimiento: Estos sectores además presentan vegetación natural de la zona en los paños que se encuentran sin uso, pero que por contar con suficiente disponibilidad de agua se encuentran en estados avanzados de crecimiento. La presencia de viviendas es escasa.
- **Vegetación natural:** Esta corresponde a los sectores en que se desarrolla la vegetación propia de la zona y descrita como # Matorral desértico tropical interior de *Atriplex atacamensis* y *Tessaria absinthioides*”, pero que dependiendo de la zona en que se encuentra y asociado a la disponibilidad de agua, a la dinámica del cauce y a las intervenciones antrópicas.

La distribución de estas zonificaciones se presenta en la Figura 5-11. No se ha presentado la imagen del año 2004 pues no se encontraron zonas de cultivo ni de vegetación. En el año 2011 se aprecia la aparición de una zona pequeña de cultivo contiguo al Centro Penitenciario, la cual para el año 2022 aumenta su área. Bastante posterior al 2011 (2016) empiezan a aparecer entorno al Poblado de Acha una extensión no menor de terrenos agrícolas que se aprecian en la imagen del año 2022. No se apreciaron sectores de vegetación natural.

Figura 5-11. Zonificación de Vegetación y Terrenos Agrícolas Área de Estudio

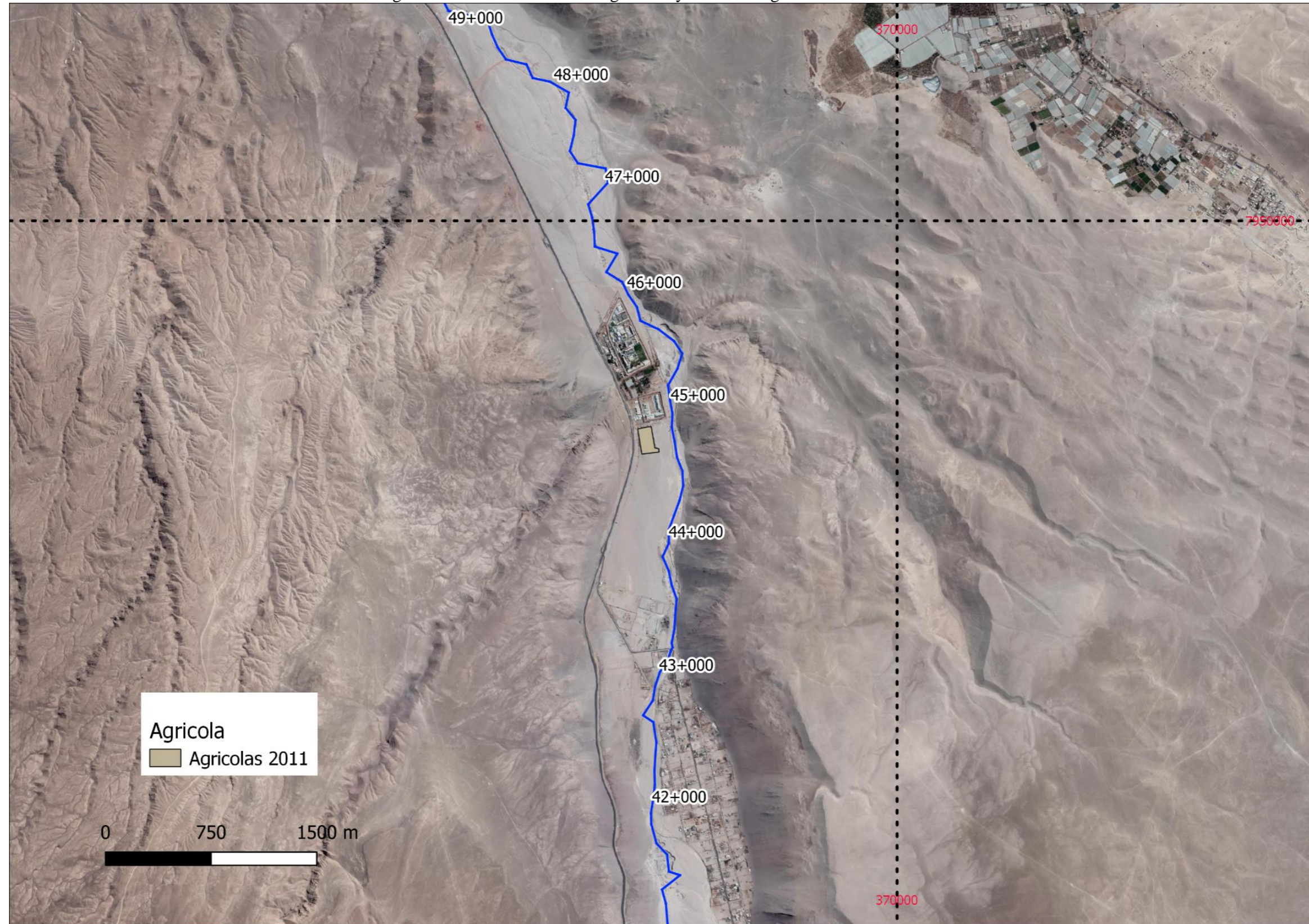


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2011 obtenida del Google Earth

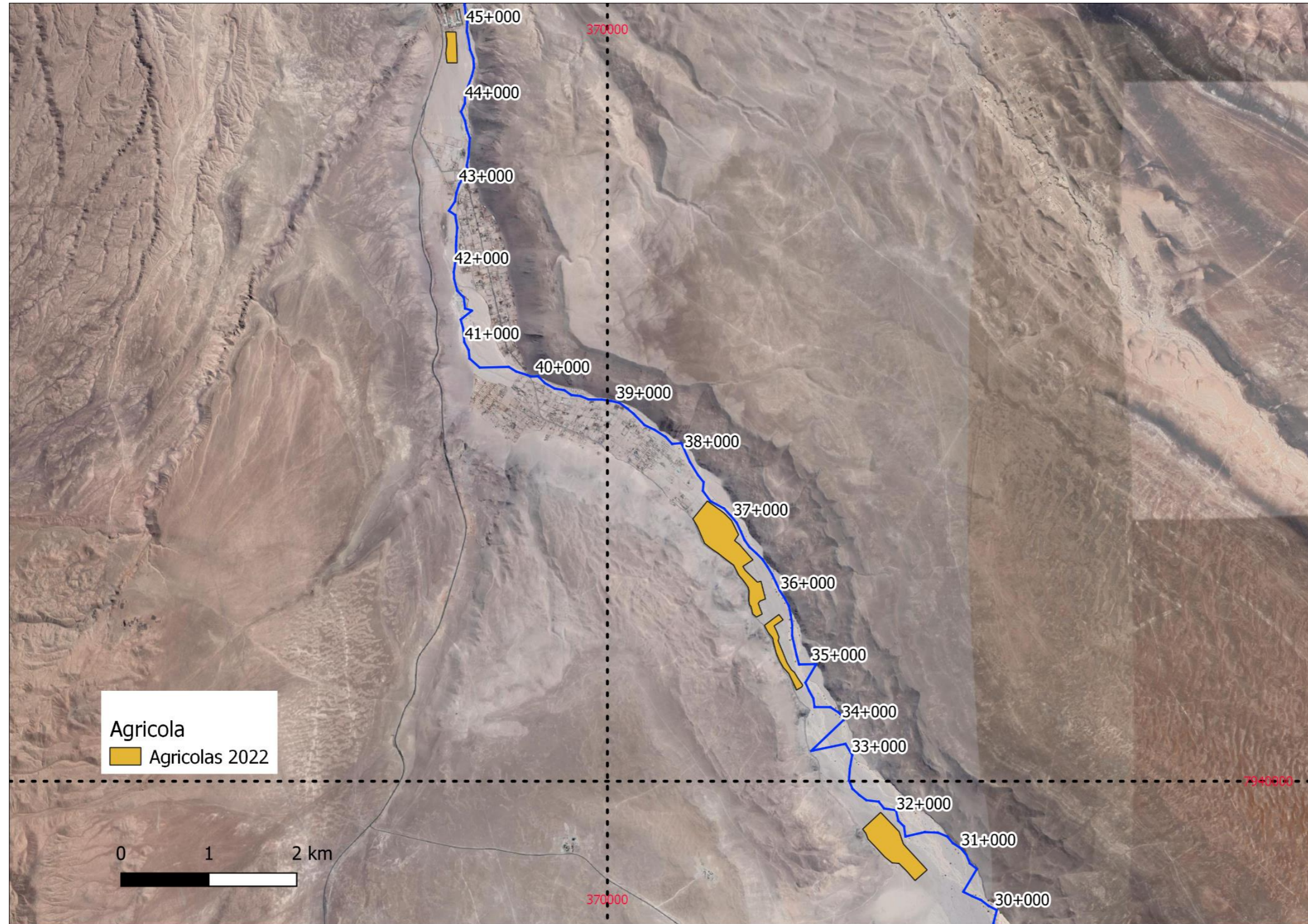


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2022 obtenida del Google Earth

5.1.5 Estudio comparativo de la evolución de los usos del suelo

Para analizar el uso del suelo desde el punto de vista habitacional se ha comparado una situación base, dada por el año 2004 con la obtenida para el año 2022. En la Figura 5-12 se presenta la evolución en el tiempo de los sectores urbanos.

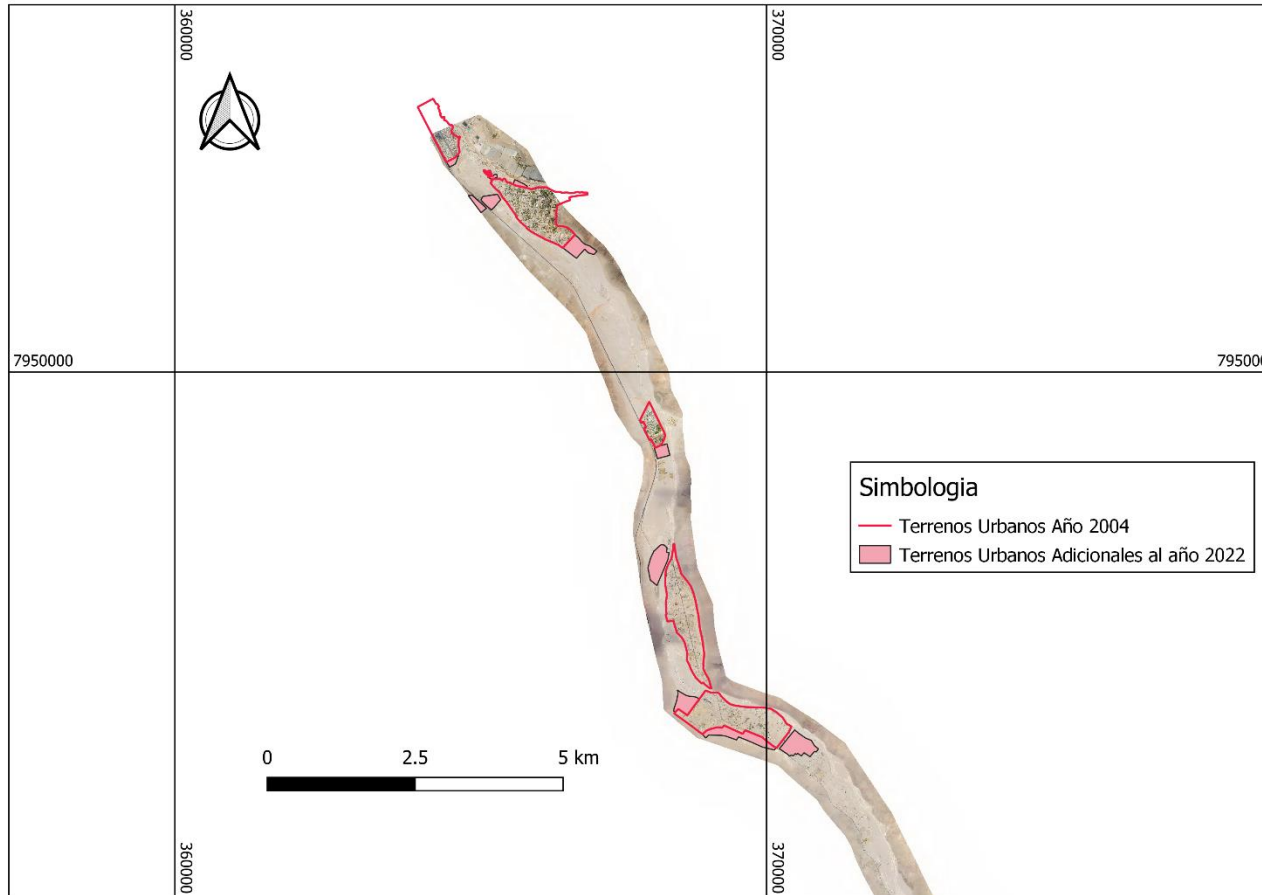
Se aprecia que el área habitacional ha evolucionado de manera considerable en el sector de Cerro Sombrero como en el sector del Poblado de Acha.

El cambio del uso del suelo corresponde principalmente al aumento del uso habitacional en desmedro del uso agrícola y la construcción de caminos en sectores que correspondían a la quebrada. Al realizar la comparación de las imágenes históricas obtenidas se ha podido cuantificar el aumento de la superficie construida en ambos sectores, lo cual se presenta en la siguiente Tabla:

Tabla 5.1. Evolución de la Superficie Construida

Año	Sector Cerro Sombrero Superficie (hectárea)	Sector Poblado de Acha Superficie (hectárea)
2004	78,2	157,3
Incremento al año 2022	16,2	98,3

Figura 5-12. Evolución de Uso de Suelo



Fuente: Elaboración Propia en base a imágenes Google Earth 2004 y Ortofoto del vuelo LIDAR del estudio correspondiente al año 2022.

5.1.6 Identificación de Intervenciones de Origen Antrópico en el Cauce

Se entenderá por intervenciones de origen antrópico en este acápite, aquellas que no impliquen la construcción de infraestructura, ya que estas serán abordadas más adelante en el numeral.

En este caso las intervenciones tratadas corresponderán principalmente a las del tipo agrícola y urbano.

En la Figura 5-13 se presentan los terrenos que presentan un uso principalmente agrícola o habitacional y se acercan de manera tal que pueden interferir el cauce en una condición de crecida. Las implicancias de esta situación son diversas, por un lado, restringe el cauce en forma notoria y por otra influye aumentando las rugosidades lo que implica una mayor pérdida de energía para el escurrimiento. Además, podría agregar elementos que sean arrastrados por la crecida.

Como se puede apreciar a partir del año 2004 ha aumentado la cantidad de intervenciones que se han ido acercando al cauce fundamentalmente en el sector del Poblado de Acha, donde en diversos predios se ha plantado especies agrícolas y en otros los deslindes coinciden con prácticamente las riberas del cauce. Un ejemplo de ello se aprecia en la Figura 5-13, donde el cauce es restringido por la presencia de gaviones que delimita una propiedad por la ribera derecha y un pretil de tierra por el lado izquierdo que marca el límite de un segundo predio.

Figura 5-13. Intervenciones Origen Antrópico



Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2004 obtenida del Google Earth



Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2011 obtenida del Google Earth

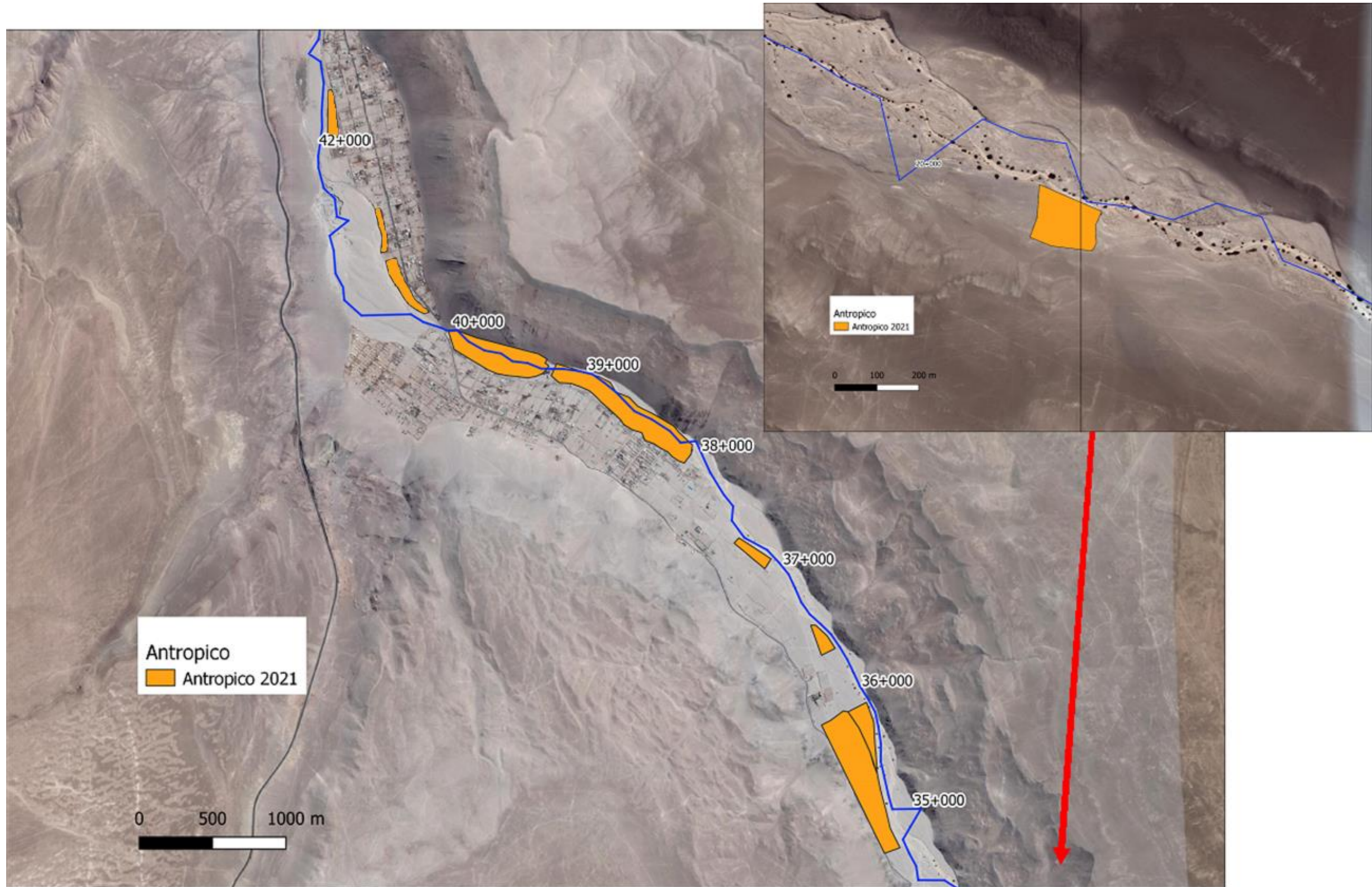


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2021 obtenida del Google Earth

5.1.7 Identificación de intervenciones de la infraestructura asociada al espacio fluvial, y su impacto en la morfología del cauce

Las intervenciones de infraestructura realizados en el espacio fluvial fueron identificadas en las distintas visitas de terreno efectuadas. De igual manera se usaron fotografías históricas para comparar su evolución en el tiempo a partir del año 2004. (Figura 5-14)

Como se puede apreciar en el año 2004 las principales intervenciones correspondían a badenes que estaban emplazados en diversos sectores a lo largo del cauce como parte de una red vial provisoria. La única excepción correspondía a la presencia de una obra de arte en el kilómetro 51+150 en base a cajones en la intersección de la calle Santiago Flores con el cauce de la quebrada. (Figura 5-15). Esta estructura está construido en base a 4 cajones con protección de enrocado en ambas riberas y en el lecho del cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo. La presencia de dicha estructura restringe en forma notoria el cauce, fundamentalmente porque se aprecia que no cumple con los criterios de Revancha establecidos en lo normativa vigente.

Desde el punto de vista de la cantidad de badenes el año 2011 no se aprecia un cambio en la cantidad, salvo que uno de ellos ubicado en el Poblado de Acha, Ruta A-301, fue reemplazado por una importante obra de arte, el cual en sus condiciones actuales se presenta en la Figura 5-16. Esta estructura ubicada en las coordenadas UTM(m): 7946956, 368359, kilómetro 43+200, está construido en base a 12 cajones de hormigón de 2m de alto y 2m de ancho, con una luz de 30m de largo, con enrocados de protección en ambas riberas, tanto aguas abajo como aguas arriba. La estructura se encuentra a la salida de una curva a la derecha. El cauce se encuentra rectificado en todo el tramo con una amplia sección trapecial, que ayuda a disminuir la incidencia de la estructura sobre el escurrimiento.

En el año 2022 no se aprecia un aumento en cantidad de obras de arte ni badenes, lo que sí se aprecia es la implementación en diversos sectores del cauce de obras de encauzamiento y de defensas ribereñas, tales como enrocados y gaviones. Un ejemplo de esta situación se presenta en la Figura 5-17.

Otras intervenciones dignas de mencionar en la actualidad son las siguientes:

En el sector de Cerro Sombrero (52+250 km) el cauce se encuentra rectificado recientemente y no se aprecian vestigios del paso del agua en el cauce, apreciándose su sección trapecial perfectamente, por lo cual se puede especular que su construcción fue posterior a la crecida de 2019. (Figura 5-3).

En el kilómetro 51+250 se aprecia la presencia de gaviones por la ribera derecha conformado por dos unidades, en buenas condiciones que defiende sectores ribereños ocupados por propiedades privadas. Se puede entender que la presencia de esta defensa no tiene impacto significativo sobre el cauce ya que el cauce se presenta suficientemente ancho y con un margen izquierdo no defendido, bajo y erosionable.

En el kilómetro 48+400 se aprecia la presencia de un badén de tierra bastante consolidado por su uso. (Figura 5-18).

Una intervención particular que genera impacto sobre el entorno fluvial y que de acuerdo a los antecedentes recopilados tuvo una incidencia directa sobre el comportamiento de la última crecida ocurrida el año 2019, corresponde a una importante excavación que al parecer se generó a partir de faenas de extracción de áridos existentes antes del año 2004, ubicadas frente al Centro Penitenciario, kilómetro 45+500, que actualmente alcanza una superficie superior a los 3,5 ha y profundidades que alcanzan en su parte más profunda alturas de 9m (Figura 5-19). En el año 2019 esta hondonada actuó como amortiguador del peak de la crecida acumulando parte del volumen del flujo y por ende teniendo un efecto de atenuar en una medida incierta las inundaciones hacia aguas abajo.

Además, en el sector de la Cárcel Pública kilómetro 45+000 se aprecian también defensas ribereñas en base a enrocados por el lado izquierdo. Se aprecia que en una esquina formada por el tramo paralelo al cauce y el perpendicular se provoca un estrechamiento en el cauce, alcanzando solo 30m de ancho, por lo que ese punto en particular se estima será muy solicitado en condiciones de crecida. (Figura 5-20).

En la ubicación UTM (m): 7944583, 369115 o kilómetro 40+000 se encuentra un importante badén perteneciente a la Ruta A-301 a la altura de la localidad de Acha, muy consolidado dado que se encuentra pavimentado, su altura respeta la profundidad del lecho por lo cual su interferencia disminuye. Se aprecian vestigios de pretiles de tierra hacia aguas arriba construidos clandestinamente que sin duda obstaculizan el cauce. (Figura 5-21).

En los sectores donde la quebrada presenta importantes sectores de acumulación de sedimentos se aprecia la presencia de dos plantas de tratamiento de áridos, ubicados en las planicies de inundación, kilómetros 41+750 y 33+000. Dada el importante volumen de sedimentos su impacto en el transporte de sedimentos se estima menor en el corto plazo. (Figura 5-22 y Figura 5-23).

Figura 5-14. Intervenciones, construída sobre la base de una imagen obtenida del Google Earth en el Año 2004

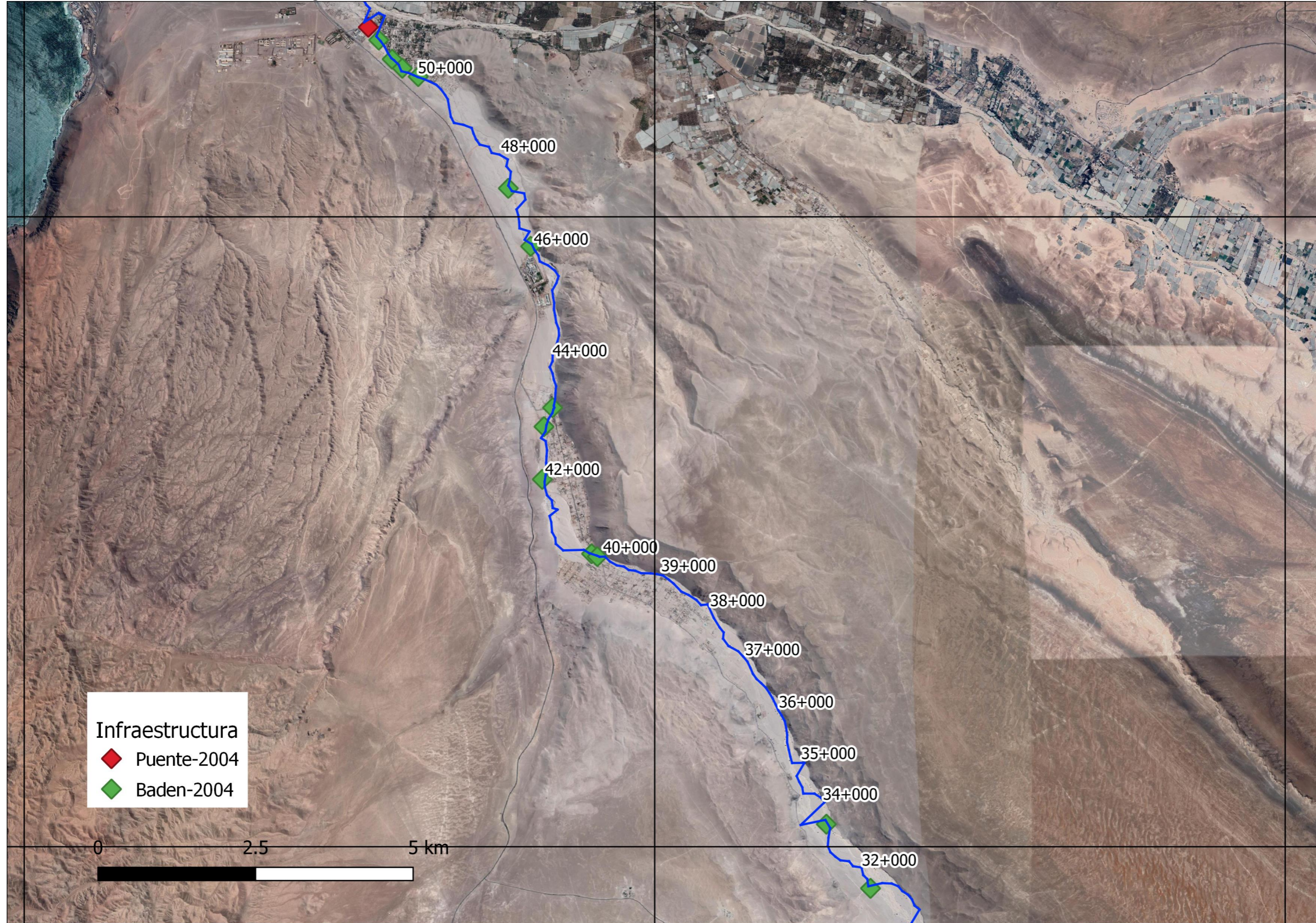


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2004 obtenida del Google Earth

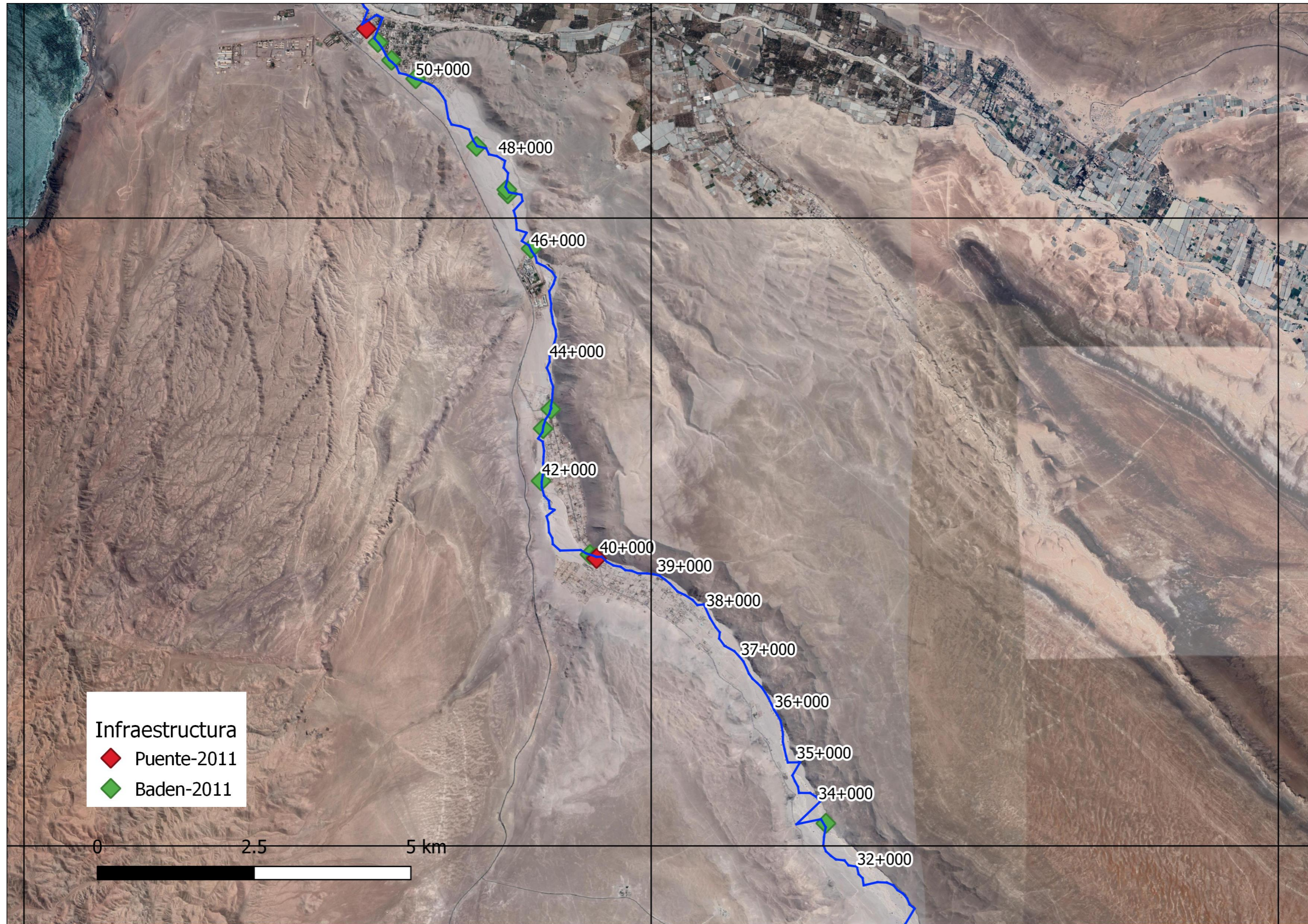


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2011 obtenida del Google Earth

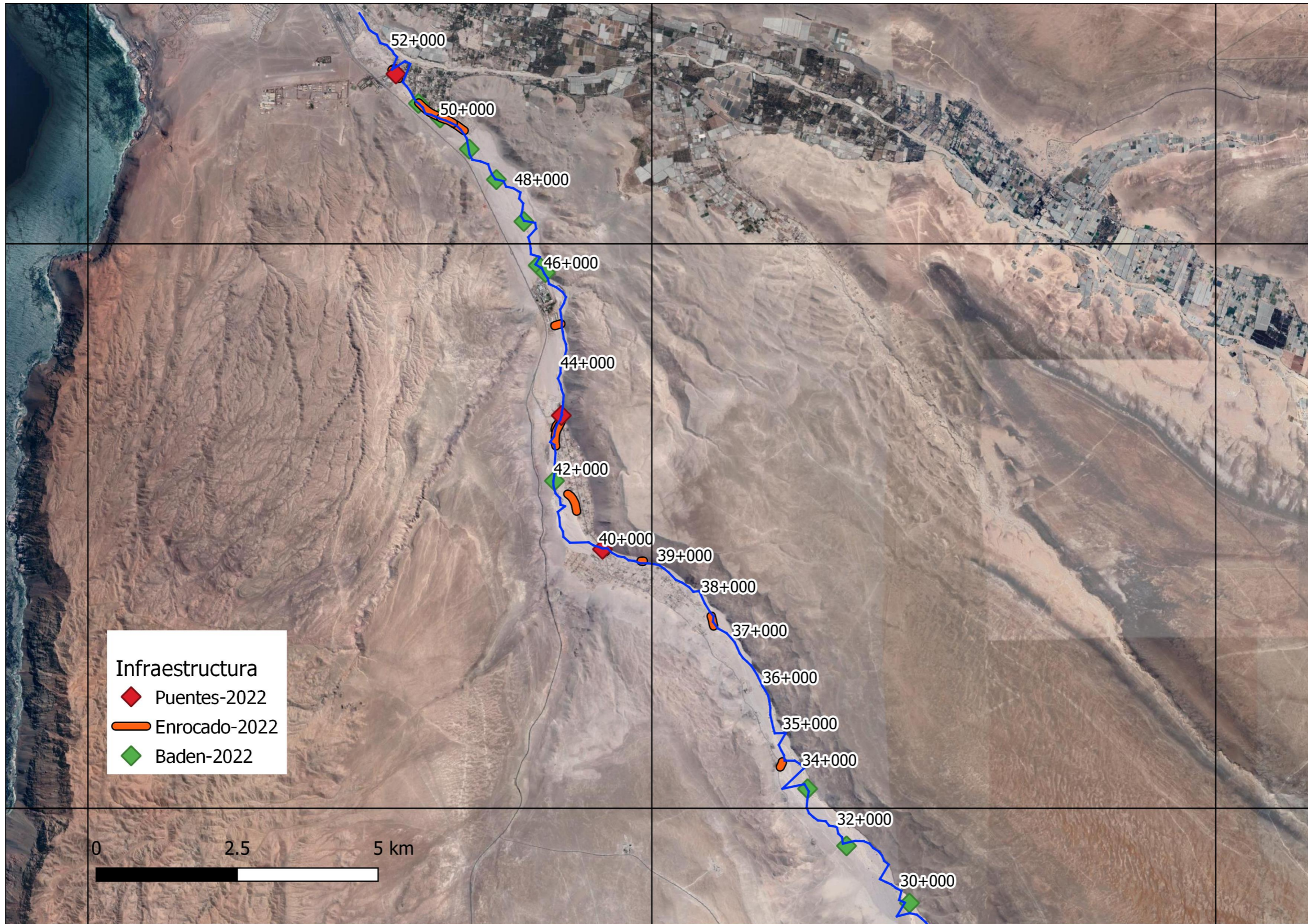


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2022 obtenida del Google Earth

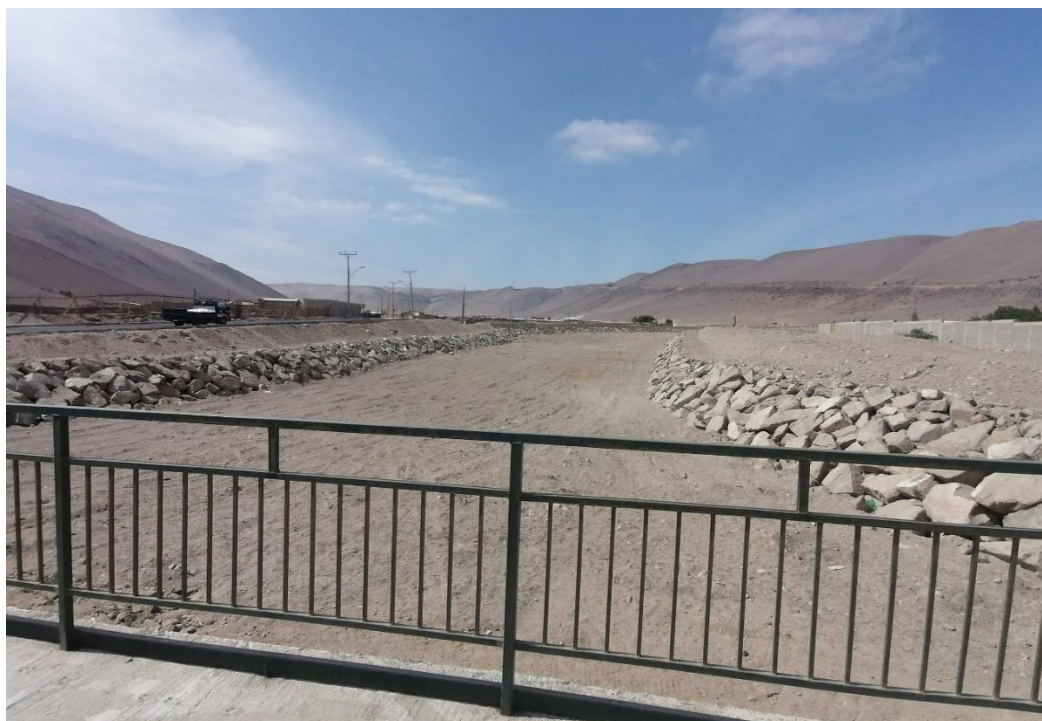
Figura 5-15. Obra de Arte Cerro Sombrero Vista hacia Aguas Abajo – Ubicación (7953027, 365468)



Obra de arte en calle Santiago Flores Vista hacia Aguas Arriba – Ubicación (7953027, 365468)



Figura 5-16. Obra de arte Ruta A-301 entrada a pueblo de Acha Vista hacia Aguas Abajo –
Ubicación (7946956, 368359)



Vista hacia aguas arriba

Figura 5-17. Vista de enrocado aguas abajo de obra de arte ubicada en Ruta A-301 (entrada Pueblo de Acha)



Figura 5-18. Badén – Ubicación (7951143, 367276)



Figura 5-19. Zona de extracción de áridos frente a Centro Penitenciario



Google Earth Año 2004



Google Earth Año 2011



Google Earth Año 2022

Figura 5-20. Defensa ribereña en el sector de la Carcel Publica, km 45+000

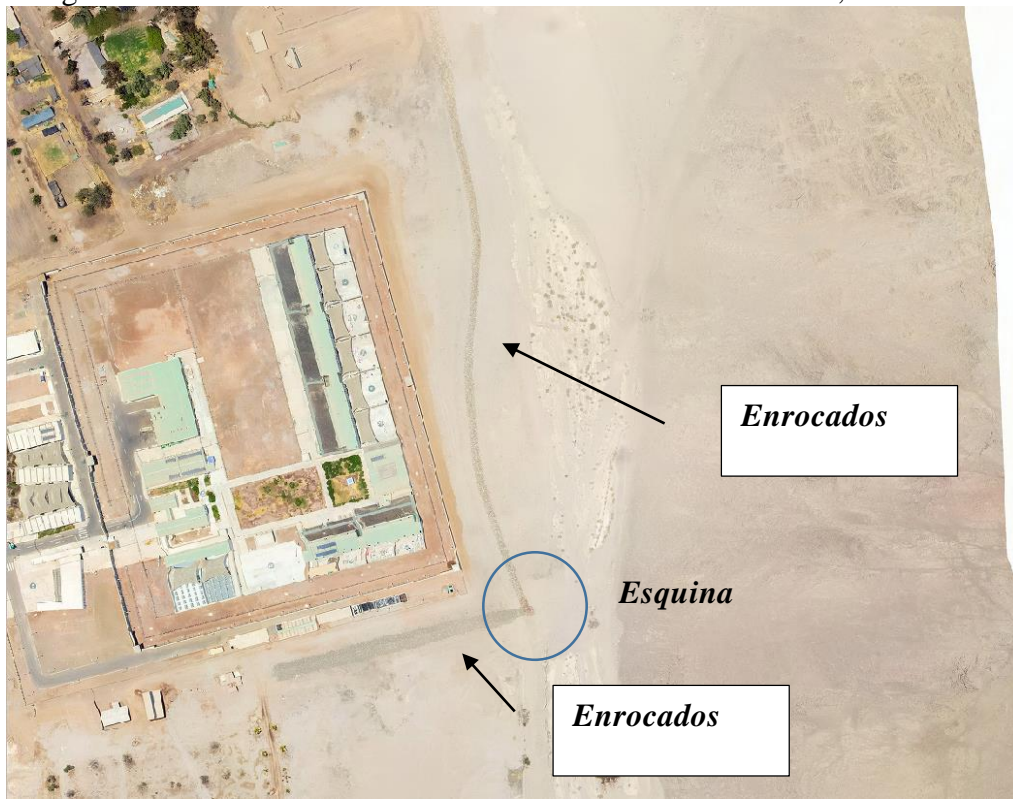


Figura 5-21. Badén Ruta A-301 – Ubicación (7944583, 369115)



Figura 5-22. Planta de Extracción de Áridos – Ubicación (7945583, 368498), km 41+750



Figura 5-23. Planta de Extracción de Áridos – Ubicación (7940318, 372729) km 33+000



5.1.8 Proposición de la línea geomorfológica de riberas

Se entenderá como línea geomorfológica de la ribera, la zona límite del sector aledaño al río, que no se ve afectada por el escurrimiento para ninguna crecida dentro de los registros que se dispongan.

En la Figura 5-24 se presentan las líneas históricas de las riberas trazadas para los años 2004, 2011 y 2022. Cabe recordar que la comparación de imágenes históricas reviste una cierta aproximación, dado que las variaciones del datum de las fotos provocan corrimientos que no son reales.

En el presente caso comparativamente no se aprecian variaciones notorias en los cauces principales. Específicamente en el denominado sector S3 que corresponde al sector de cauce ubicado aguas arriba del kilómetro 18+750, no se aprecia variación alguna del cauce, lo que es explicado por el hecho que el cauce está encajonado por la presencia de cerros con laderas poco erosionables, por lo que no existen posibilidades que se produzcan variaciones en planta laterales del curso de la quebrada.

Aguas abajo de dicho punto el curso se presenta trezado, con un valle amplio donde la quebrada puede generar diversos brazos entrelazados. Por los vestigios de estos cauces históricos el flujo tiende a cargarse hacia el borde derecho, donde el límite esta dado por la presencia de la cadena de cerros existentes por el lado norte, definiéndose como una “Ribera Definida”. Por el lado izquierdo producto de la existencia de terrazas de altura media el cauce no se acerca a la ladera de cerros existentes por el sur, pero este límite no es claro no definido, por lo cual se ha catalogado como “Riberas No Definidas”. Esta situación sucede principalmente en el sector definidos como S2, que abarca en un primer tramo desde el 18+750 hasta 37+500, 39+750 a 44+500 y 45+750 a 49+250.

En el sector S1 el flujo se encuentra confinado al crecimiento de los sectores urbanos que han ido acercándose cada vez más al cauce, por la presencia de defensas ribereñas que se han ido construyendo y por punto fijos del cauce que corresponden a la presencia de obras de arte que atraviesan el cauce. En definitiva, en este sector se aprecian corrimientos del cauce a escala de metros, poco significativo. Este sector abarca desde los kilómetros 37+500 a 40+000, 44+500 a 45+900 y desde 49+250 a 52+950 (desembocadura).

En definitiva, desde una mirada integral y global, el cauce de la quebrada de Acha, al menos en los últimos 18 años no ha sufrido alteraciones geomorfológicas. A una escala más local lo que ha acontecido es que en los sectores donde su comportamiento es más bien de cauce trezado, la formación de álveos secundarios a lo ancho de la planicie de inundación responden fundamentalmente a mecanismos controlados por las condiciones hidráulicas, sedimentológicas y topográficas existentes durante la crecida, es decir a escala de horas, y no ha procesos geomorfológicos de largo plazo que hayan modificado la ubicación de las riberas en planta en forma paulatina.

Figura 5-24. Cauces históricos

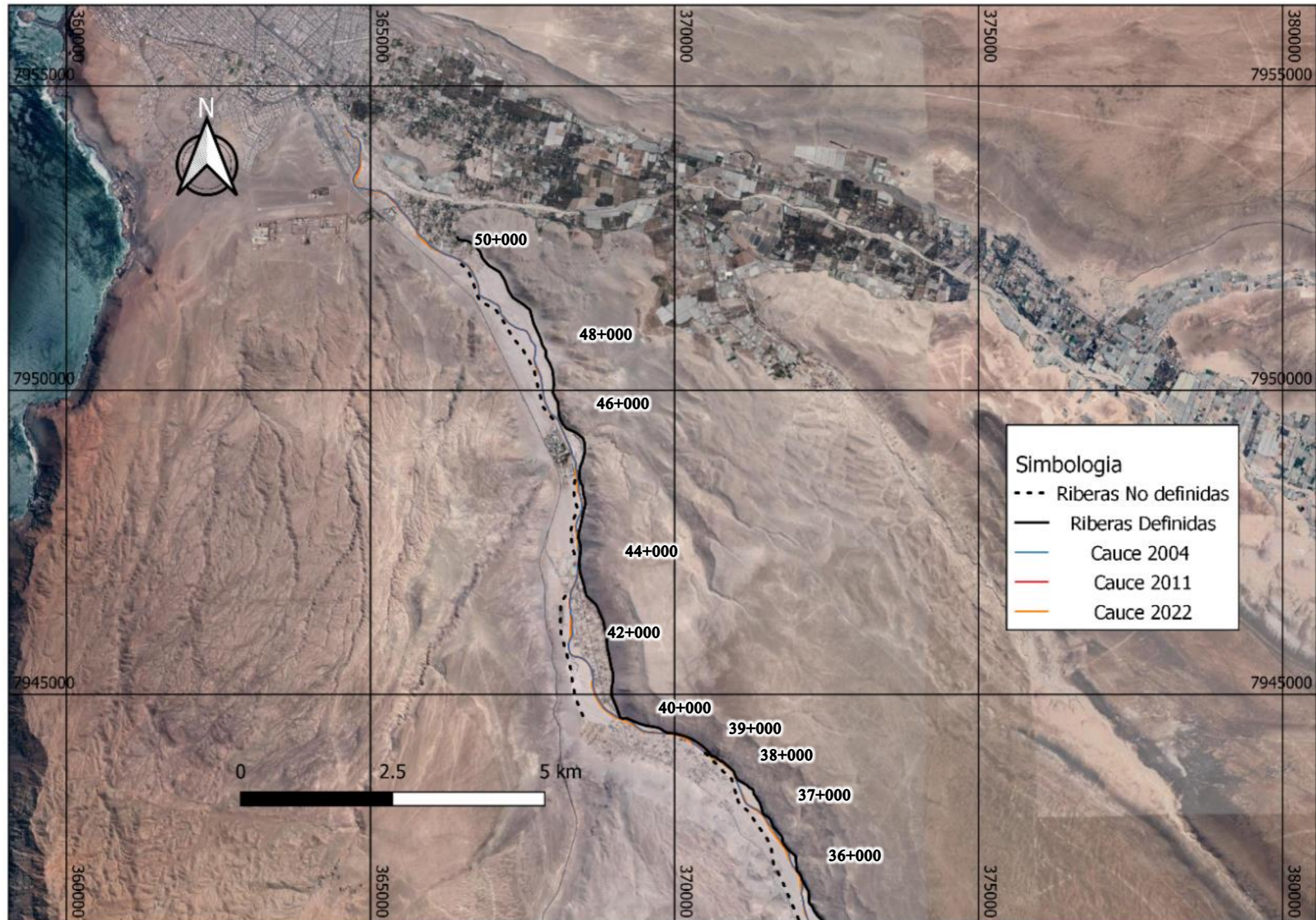


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2004, 2011, 2022 obtenida del Google Earth y Ortofoto 2022

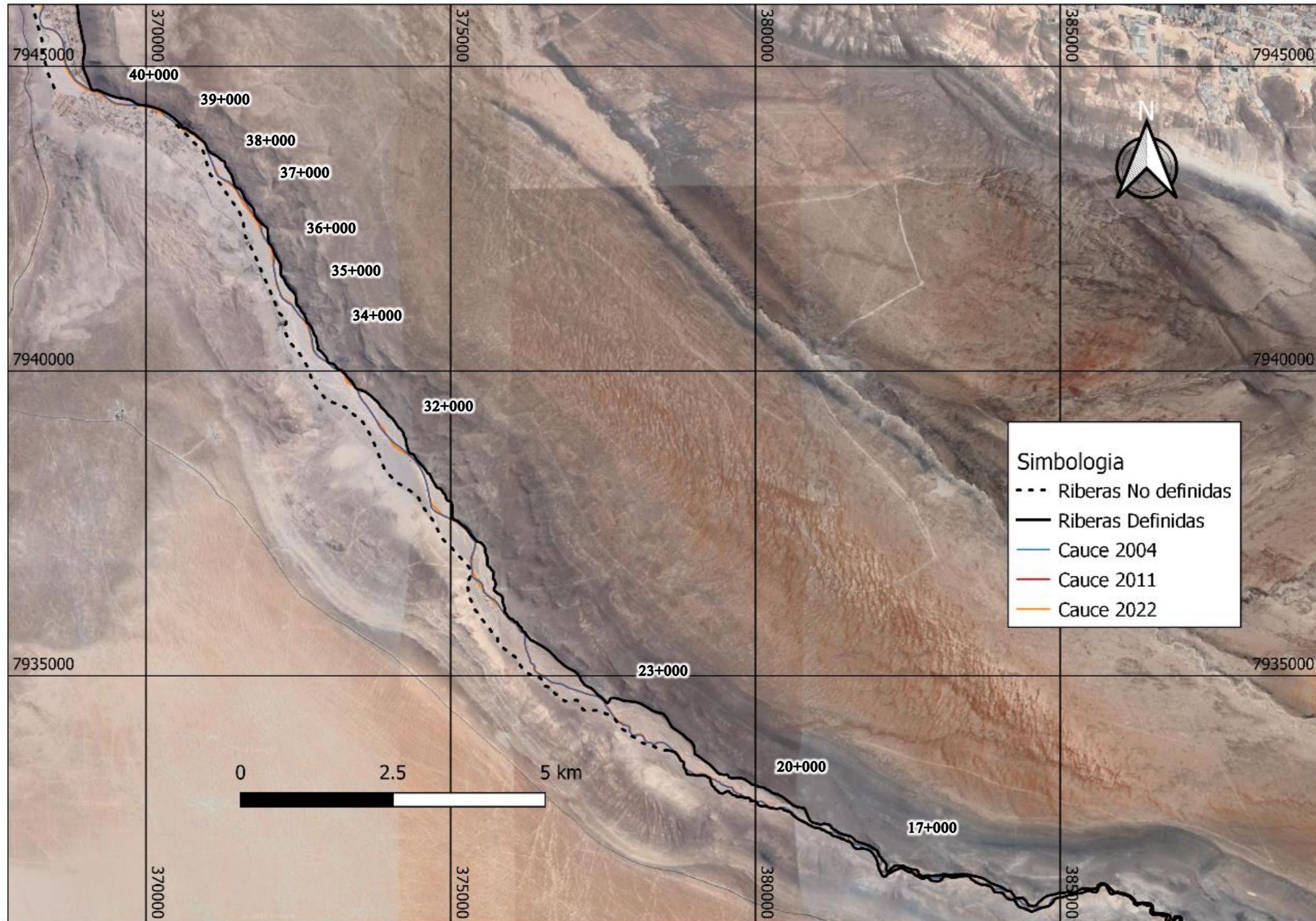


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2004, 2011, 2022 obtenida del Google Earth y Ortofoto 2022

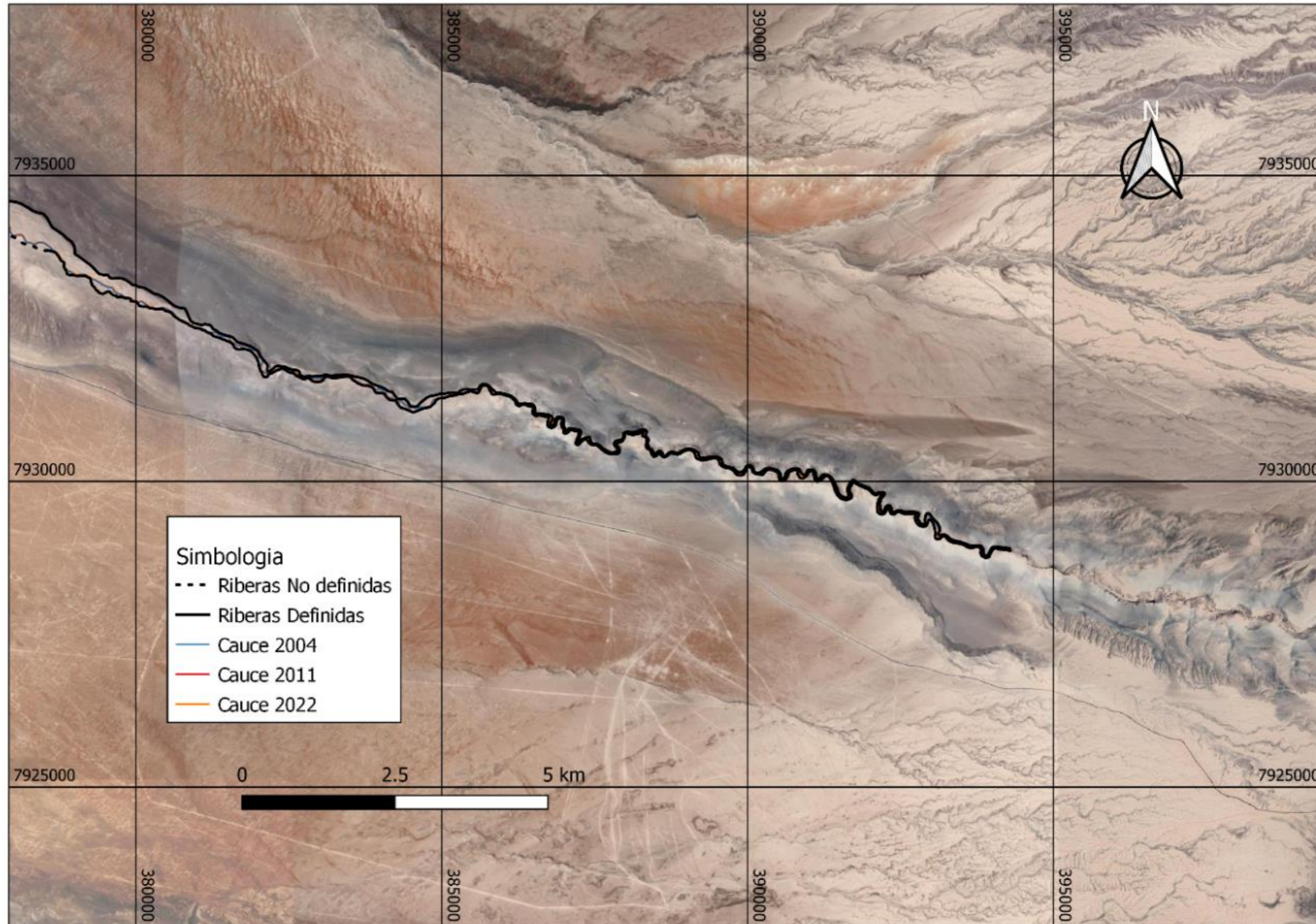


Figura elaborada usando como base la información obtenida de la imagen del Año 2004, 2011, 2022 obtenida del Google Earth y Ortofoto 2022

5.1.9 Conclusiones.

Las principales Conclusiones que se desprenden del presente capítulo son las siguientes:

- Desde el año 2004 se aprecia que la superficie construida ha aumentado de manera considerable en el sector de Cerro Sombrero y en el sector del Poblado de Acha, aumentando a la fecha en un 101% en el caso del sector de Cerro Sombrero y de 507% en el caso del Poblado de Acha. Este crecimiento urbanístico ha generado presiones sobre la quebrada, provocando un estrechamiento de la sección natural del cauce activo, muy evidentes principalmente en el sector de cerro Sombrero.
- Desde el punto de vista de las intervenciones desde el 2004 se aprecia la existencia de badenes que forman parte de la red vial existentes desde el Poblado de Acha hacia aguas abajo. Se aprecia la existencia ya en ese año de una obra de arte en el km 51+150, calle Santiago Flores (Cerro Sombrero), que a simple vista estrecha de manera notoria el cauce y no cumple con los límites de Revancha actuales, lo cual será verificado en etapas siguientes del proyecto. Con el paso del tiempo se ha construido un nueva obra de arte en el kilómetro 43+200, ruta A-301 entrada pueblo de Acha, de 30m de largo, construido en base a cajones. La cantidad de badenes en el tiempo ha permanecido constante, salvo la pavimentación del badén ubicado en el km 40+000. A partir del 2016 se aprecia un aumento de la construcción de defensas ribereñas en base a enrocados y gaviones, tendientes a rectificar el cauce en algunos sectores y a disminuir el riesgo de inundaciones en otros. En algunos casos esto ha provocado un angostamiento de la sección, muy evidente por ejemplo frente al Centro Penitenciario, km 45+000, donde el cauce alcanza en un sector 30m de ancho.
- Una intervención antrópica particular que genera impacto sobre el entorno fluvial y sobre el comportamiento de las crecidas corresponde a una importante excavación ubicada frente al Centro Penitenciario, kilómetro 45+500, que actúa como amortiguador del peak de las crecidas acumulando parte del volumen del flujo y por ende teniendo un efecto de atenuar en una medida incierta las inundaciones hacia aguas abajo.
- Desde una mirada integral y global, el cauce de la quebrada de Acha, al menos en los últimos 18 años no ha sufrido alteraciones geomorfológicas estando la posición de sus riberas estables en el tiempo. A una escala espacial más local lo que ha acontecido es que en los sectores donde su comportamiento es más bien de cauce trenzado, la formación de álveos secundarios a lo ancho de la planicie de inundación responden fundamentalmente a mecanismos controlados por las condiciones hidráulicas, sedimentológicas y topográficas existentes durante la crecida, es decir a escala de horas, y no ha procesos geomorfológicos de largo plazo que hayan modificado la ubicación de las riberas en planta en forma paulatina. Ya que, si se considera la envolvente en estas zonas el cordón de cerros existentes por el lado derecho y le elevación natural del valle por el izquierdo, las riberas quedan delimitadas por bordes más bien fijos.
- El análisis histórico de las zonas de depositación mostraron 4 zonas de depósitos de sedimentos que no han cambiado a lo largo del tiempo. Coinciden con las zonas donde la

quebrada de Acha tiene un comportamiento de río trenzado, que hacen que el cauce se vuelva indefinido y difuso.

- En este sector se aprecian algunos vestigios de estratos de material fino muy compacto y consolidado compuesta por una matriz limo-arcillosa que van en concordancia con los resultados obtenidos en el estudio de calicatas, que sugieren que la quebrada presenta un comportamiento semi detrítico, con concentraciones moderadas de finos. Por lo cual se concluye que los principales mecanismos de transporte de sedimentos corresponderían a transporte por fondo de material arenoso.
- Considerando la abundante disponibilidad de material en el sector S2 en comparación con los sectores S1 y S3, se concluye que los sectores S2, son unidades sedimentológicas cerradas que están en equilibrio sedimentológico, por lo que la cantidad de sedimentos que entra es de orden de magnitud similar a la que sale.

**“ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA,
COMUNA DE ARICA”**

CAPITULO 6

ESTUDIO HIDROLÓGICO

CONTENIDO

6	ESTUDIO HIDROLÓGICO	6-2
6.1	Estimación de parámetros.....	6-2
6.1.1	Estudio de precipitaciones.....	6-2
6.1.2	Caracterización de cuencas	6-16
6.2	Estimación de caudales a través de métodos empíricos	6-18
6.2.1	Transposición de caudales.....	6-18
6.2.2	Método Racional	6-27
6.3	Modelo hidrometeorológico	6-30
6.3.1	Delimitación cuencas y red hidrológica	6-31
6.3.2	Parametrización del modelo	6-31
6.3.3	Hietogramas	6-35
6.3.4	Resultados	6-37
6.4	Referencias Bibliográficas.....	6-40

6 ESTUDIO HIDROLÓGICO

El objetivo del estudio hidrológico es determinar los caudales de diseño para ser utilizados en el modelo hidráulico de la quebrada de Acha. Debido a que la quebrada de Acha no posee estaciones fluviométricas ni pluviométricas, y que el régimen de precipitaciones es heterogéneo en la zona de estudio, se deben realizar diversos supuestos y aplicar distintas metodologías para tratar de reproducir de la mejor forma posible las tormentas y caudales de diseño en la quebrada de Acha a partir de la información de estaciones y cuencas cercanas. En la presente sección se presentan los supuestos y enfoques metodológicos que llevan a la estimación final de los caudales.

6.1 Estimación de parámetros

Para la obtención de los caudales de diseño en la quebrada de Acha, tanto de forma empírica como a través del modelo hidrometeorológico, es necesario estimar los parámetros hidrológicos y morfométricos de las distintas cuencas involucradas. A continuación, se presenta la metodología y resultados de dichas estimaciones. En primer lugar, se presenta el estudio pluviométrico en base la data registrada en estaciones meteorológicas, y posteriormente, la caracterización de las cuencas aportantes a la zona de interés.

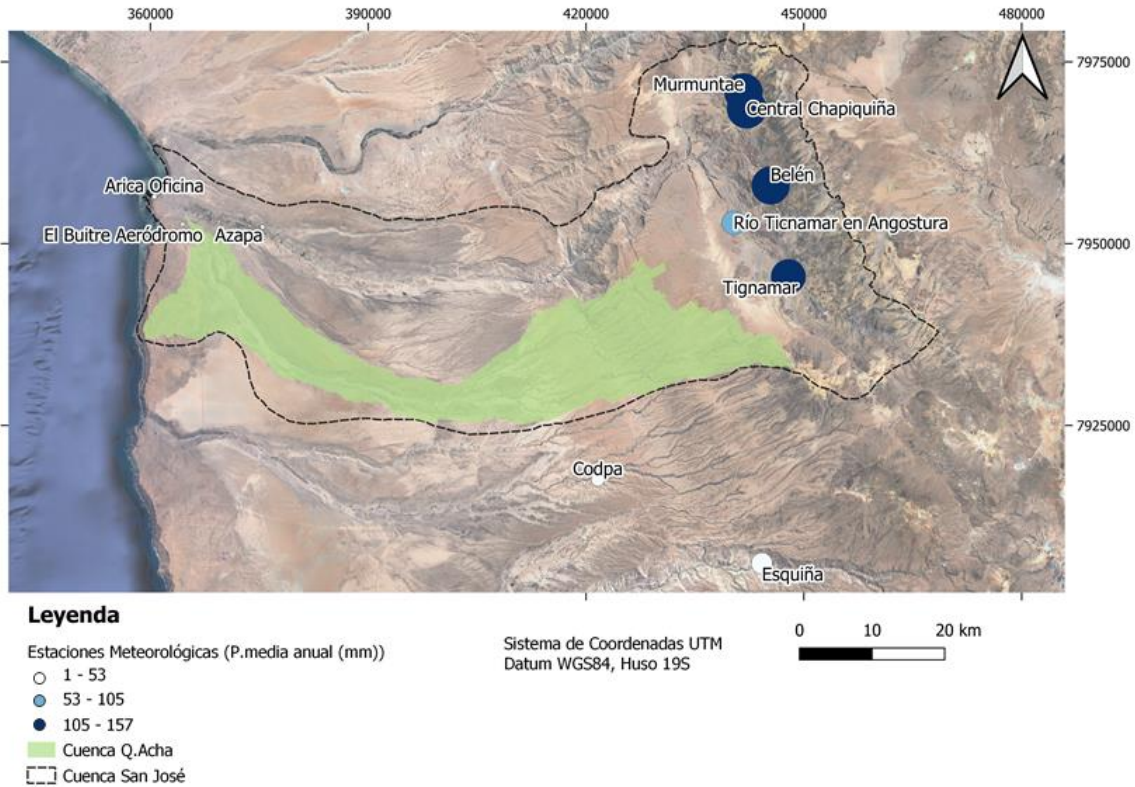
6.1.1 Estudio de precipitaciones

A nivel regional, se presenta un clima extremadamente árido en los sectores de la Cordillera de la Costa y Valle Central y un clima semiárido en el área precordillerana y cordillera de los andes. Las lluvias más relevantes recién comienzan a los 2.000 m s.n.m., aumentando con la altura hacia el oriente con la elevación (DGA, 2010). En las siguientes secciones se detalla el estudio de los registros pluviométricos específicos para la zona de estudio.

6.1.1.1 Estaciones meteorológicas

En la cuenca Río San José existen ocho estaciones meteorológicas de la DGA con datos pluviométricos, ninguna de estas se ubica en la cuenca de la quebrada Acha. En la Figura 6-1 se muestra la ubicación de cada una de estas y en la Tabla 6.1 se detallan sus principales características. Debido a que no existen estaciones ubicadas en el sector medio de la cuenca San José, se incorporan también las estaciones Codpa y Esquiña, ubicadas al sur en la cuenca Río Camarones. Para dimensionar la magnitud de las precipitaciones, la distribución espacial y la heterogeneidad de esta en el territorio, en la Figura 6-1 se muestra la precipitación media anual de las estaciones. Es claro ver las diferencias en la magnitud de la precipitación entre aquellas estaciones costeras y aquellas cordilleranas, siendo el valor medio anual de estas últimas del orden de 100 veces mayor que las estaciones ubicadas cerca de la ciudad de Arica. Esta diferencia se puede ver numéricamente en la Tabla 6.2.

Figura 6-1. Ubicación estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca de la quebrada Acha.



Fuente: Elaboración propia en base a datos DGA

Tabla 6.1. Ubicación (WGS 84) y características de estaciones meteorológicas DGA

Estación	Arica Oficina	El Buitre Aeródromo	Azapa	Codpa	Esquiña	Río Ticnamar	Tignamar	Belen	Central Chapiquiña	Murmuntae
Ubicación Este	360557	364437	375451	421621	444221	440319	447864	445416	442121	441683
Ubicación Norte	7956465	7952665	7952288	7917556	7906029	7952869	7945454	7957986	7968569	7970762
Elevación (m s.n.m)	20	110	365	1870	2170	3010	3230	3240	3350	3550
Estado	Vigente	Suspendida	Vigente	Vigente	Vigente	Vigente	Vigente	Vigente	Vigente	Suspendida
Periodo	1974-2020	1985-2012	1966-2020	1961-2018	1975-2019	2006-2020	1968-2019	1938-2020	1963-2020	1970-1987
% de datos	98,2	99,7	85,6	94,34	99,46	91,8	89,4	80,6	95,5	61,2

Fuente: Elaboración propia en base a datos DGA

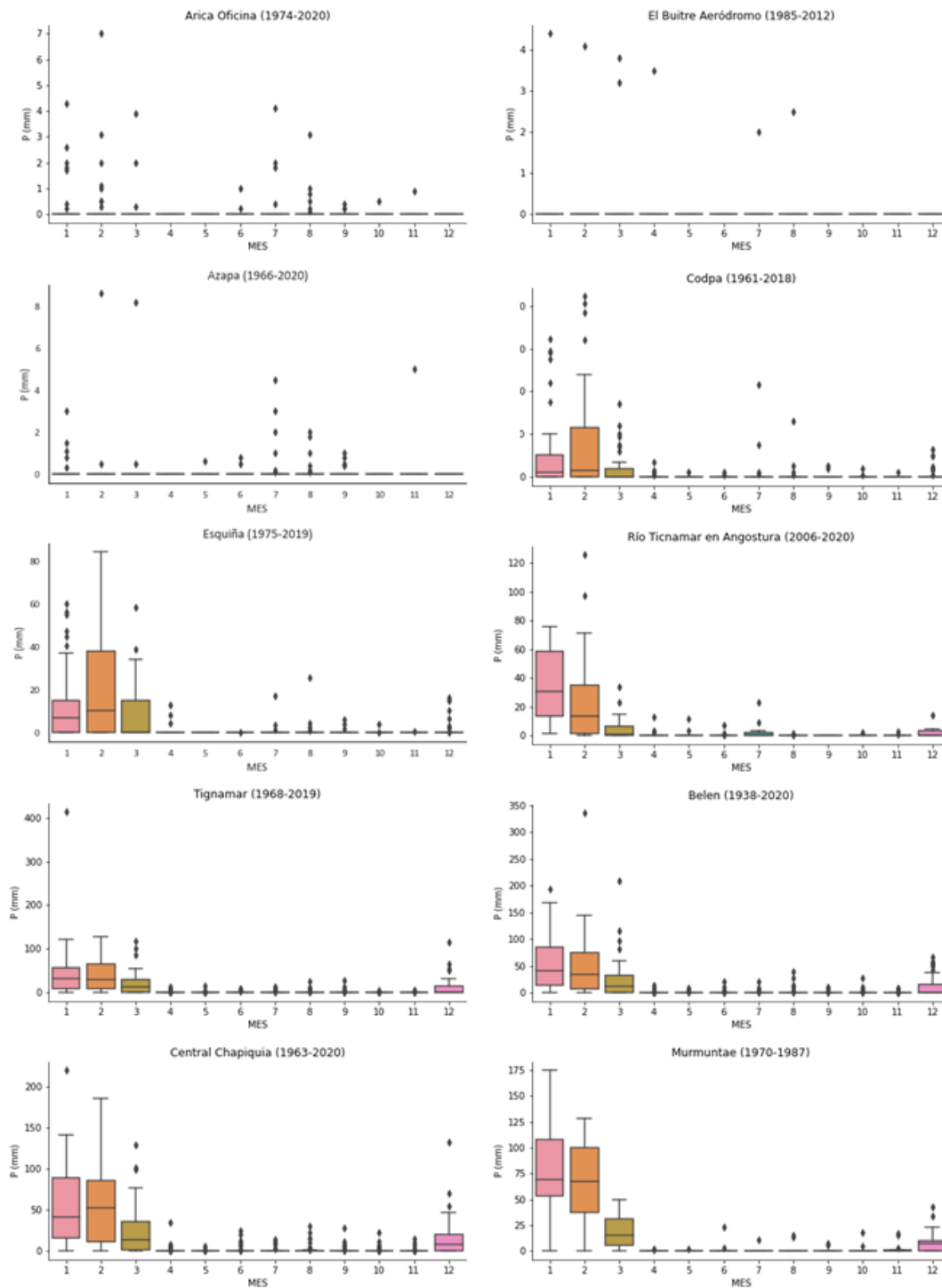
Tabla 6.2. Módulos pluviométricos anuales para estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca de la quebrada Acha para periodos de la Figura 6-3.

Estación	Arica Oficina	El Buitre Aeródromo	Azapa	Codpa	Esquiña	Río Ticnamar	Tignamar	Belen	Central Chapiquiña	Murmuntae
Media anual (mm)	1,2	0,9	1,0	15,4	44,9	56,4	121,1	144,5	157,4	146,3
Mínimo Anual (mm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9	0,0	16,0	0,0	7,5
Máximo Anual (mm)	10,6	4,4	9,6	69,5	172,5	201,5	537,9	681,0	401,5	260,9

Fuente: Elaboración propia en base a datos DGA.

Por otro lado, en cuanto a la distribución temporal de las precipitaciones registradas, en la Figura 6-2 se muestran los hietogramas mensuales en forma de gráficos de caja para cada una de las estaciones. Acorde con el régimen altiplánico de precipitaciones estivales, las precipitaciones de la zona cordillerana (estaciones Río Ticnamat, Tignamar, Belén, Central Chapiquiña y Murmuntae) se concentran en los meses de verano, principalmente entre enero y febrero. Estaciones ubicadas en la zona media también concentran sus precipitaciones en meses de verano, pero reportan menores magnitudes. Por otro lado, las estaciones con influencia costera (Arica, Azapa y El Buitre Aeródromo) presentan precipitaciones casi nulas, con excepción de algunos meses.

Figura 6-2. Gráficos de caja de precipitaciones mensuales para estaciones meteorológicas.

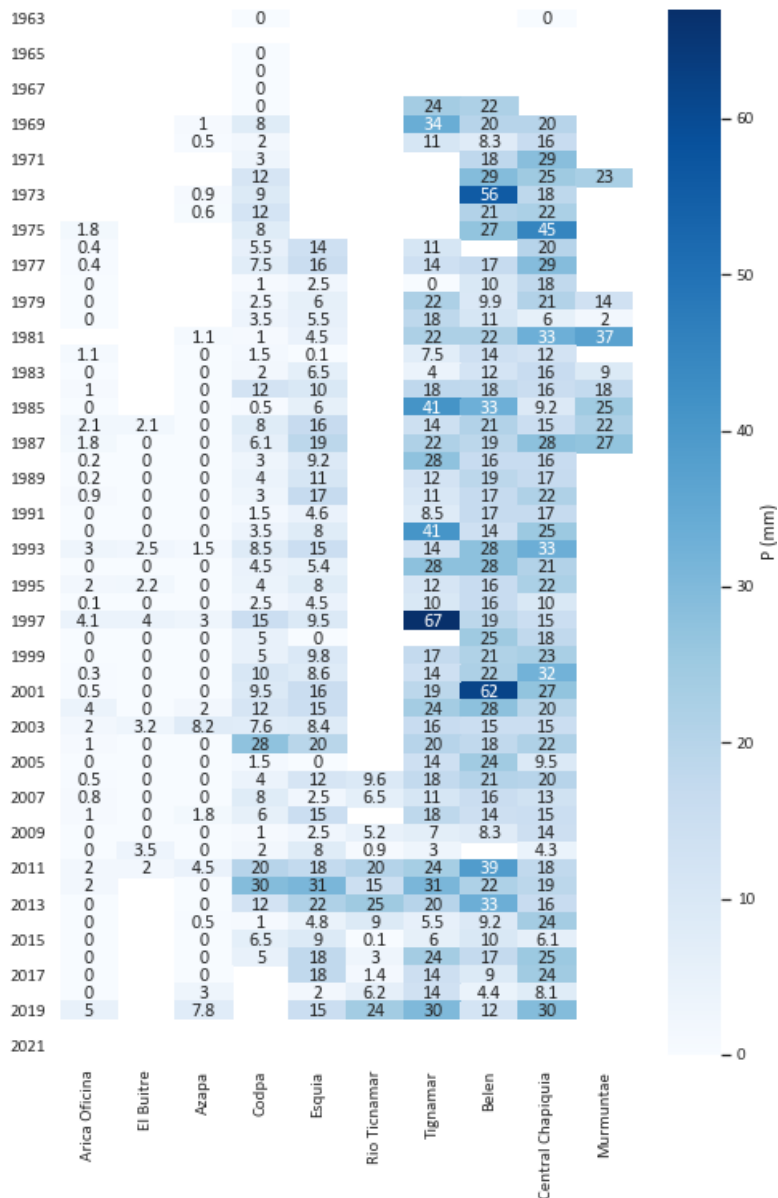


Fuente: Elaboración propia en base a datos DGA.

6.1.1.2 Análisis de Frecuencia

Con el objetivo de construir tormentas de diseño asociadas a una probabilidad de ocurrencia, es necesario realizar un análisis de frecuencia de la serie de máximos anuales registrados a escala diaria. Esta se muestra gráficamente en la Figura 6-3. Cabe destacar que en el análisis solo se consideraron aquellos años que tuvieran al menos el 80% de la información diaria.

Figura 6-3. Precipitaciones máximas anuales registradas en cada estación.



Fuente: Elaboración propia en base a datos DGA.

Considerando que en la cuenca de la quebrada Acha no existen registros de precipitación, para poder construir tormentas representativas en diferentes zonas de la cuenca se debe parametrizar la distribución temporal y espacial de las precipitaciones a partir de las estaciones cercanas. Para ello, se realizó un análisis de la precipitación en función de la elevación de las estaciones, tomando en cuenta la variación espacial de los módulos pluviométricos (Figura 6-1). Debido a la disponibilidad temporal de los registros pluviométricos y a la representatividad de cada estación para la cuenca de la quebrada Acha en base su elevación, se decidió seguir trabajando con las estaciones: Azapa, Codpa, Esquiña, Tignamar y Central Chapiquiña en el intervalo de tiempo desde 1981 hasta 2019.

El análisis de frecuencia de las estaciones seleccionadas se realizó en primer lugar en base a la posición de ploteo de Weibull para cada serie. Debido a que en algunas de las estaciones existen años donde la precipitación máxima es nula, se utilizó la siguiente metodología:

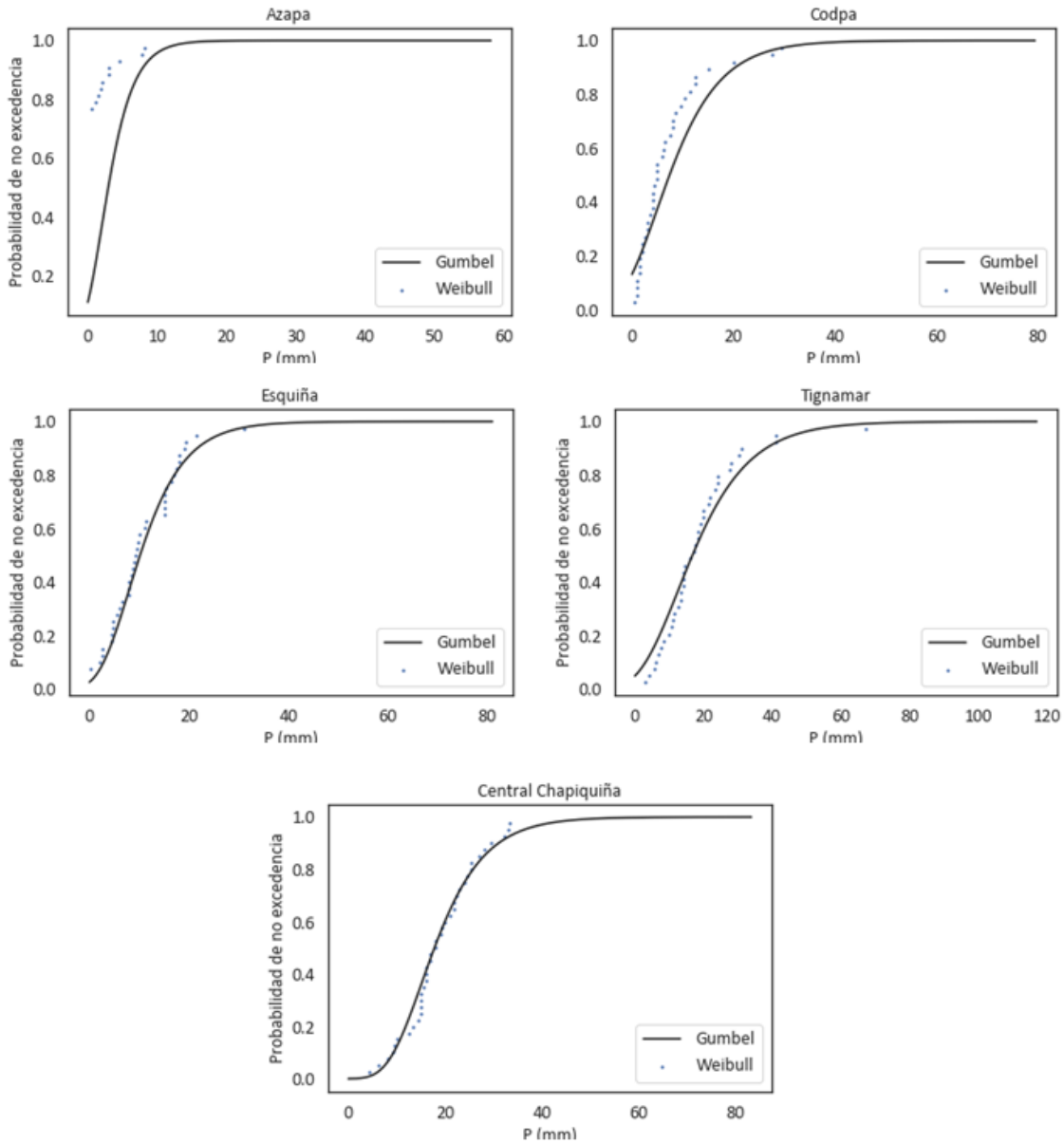
Se tiene un espacio muestral de un total de N elementos (años con registros). De estos, n son valores mayores a cero.

Si i es la posición de ploteo de un evento de cierta magnitud, ordenados de forma decreciente, la probabilidad de excedencia empírica de este queda dada por:

$$P(x_i) = \left(\frac{n}{N}\right) \cdot \left(\frac{i}{n+1}\right)$$

Posteriormente, se realizó el ajuste a distribuciones estadísticas. En este caso se decidió ajustar en todos los casos la distribución Gumbel (o Valores Extremos Tipo I). Los resultados para cada una de las estaciones se muestran en la Figura 6-4. En base a este ajuste es posible estimar la precipitación diaria esperada para cada periodo de retorno, estos resultados se muestran en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Figura 6-4. Ajustes usando la Distribución Gumbel y posición de ploteo Weibull corregida.



Fuente: Elaboración propia.

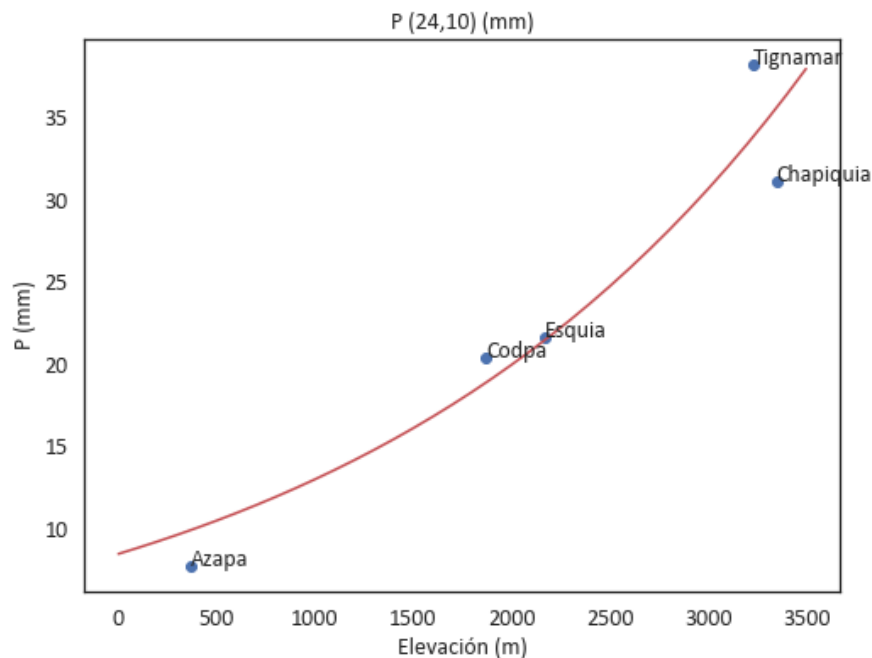
Tabla 6.3. Precipitaciones diarias (mm) según periodo de retorno calculadas en base a ajuste Gumbel.

T (años)	Azapa	Codpa	Esquiña	Tignamar	Central Chapiquiña
2	2,9	7,3	10,2	16,6	17,9
5	5,8	15,1	17,0	29,5	25,7
10	7,7	20,4	21,6	38,2	31,0
25	10,1	26,9	27,4	49,0	37,7
50	11,9	31,7	31,7	57,0	42,7
100	13,8	36,5	35,9	64,9	47,6
150	14,7	39,4	38,5	69,6	50,4
200	15,5	41,3	40,3	72,9	52,4
300	16,6	44,1	42,7	77,4	55,3

Fuente: Elaboración propia.

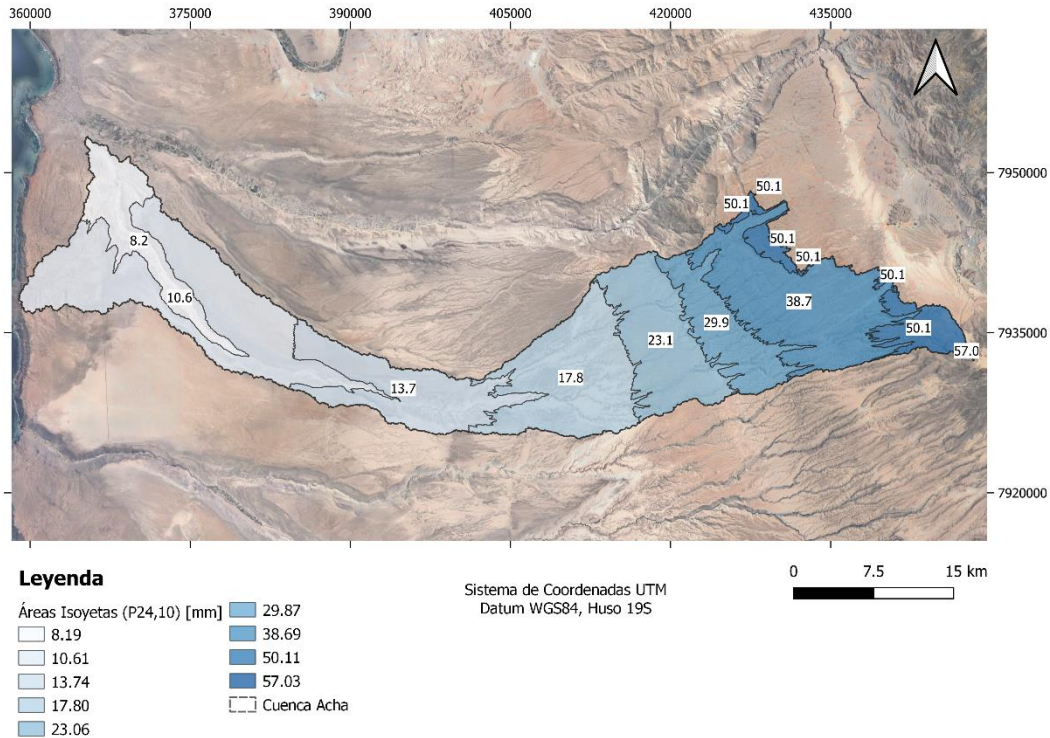
Finalmente, utilizando la precipitación asociada a 10 años de periodo de retorno y 24 horas de duración (P_{24}^{10}), es posible realizar un ajuste que relacione esta variable con la elevación. En la Figura 6-5 se muestra el ajuste exponencial utilizado ($a \cdot e^{b \cdot Elev}$; con, $a = 8,45$ y $b = 4,20 \cdot 10^{-4}$) junto a los valores de P_{24}^{10} para cada estación en estudio. Es importante notar que el ajuste sobrestima la magnitud de P_{24}^{10} en la parte baja de la cuenca (Estación Azapa) por lo que es más representativo de la parte media y alta de esta.

Figura 6-5. Ajuste exponencial a P_{24}^{10} en función de la elevación.



En base al ajuste obtenido es posible estimar la P_{24}^{10} para cualquier elevación dentro de la cuenca de la quebrada de Acha. Utilizando esta información, la cuenca de la quebrada Acha se discretizó tomando tramos con una diferencia de elevación de 500 m. A cada uno de estos se les asoció la P_{24}^{10} de la elevación media obteniendo un mapa de áreas isoyetas. El resultado de esto se muestra en la Figura 6-6.

Figura 6-6. Áreas Isoyetas de P_{24}^{10} estimadas según ajuste exponencial.



Fuente: Elaboración propia.

6.1.1.3 Construcción de Curvas IDF

Las curvas IDF o curvas de intensidad – duración - frecuencia, permiten construir tormentas de diseño para diferentes duraciones y periodos de retorno. Una manera de estimarlas es en base a los coeficientes de frecuencia y duración, propios de la zona de estudio y la P_{24}^{10} . La ecuación que relaciona P_{24}^{10} con precipitaciones de otras duraciones y periodos de retorno, queda dada por:

$$P_t^T = CF^T \cdot CD_t \cdot P_{24}^{10}$$

Donde,

- P_t^T Lluvia con período de retorno de T años y duración t horas.
- CF Coeficiente de frecuencia para T años de periodo de retorno
- CD Coeficiente de duración para t horas.

6.1.1.3.1 Estimación de Coeficientes de Frecuencia

Debido a la heterogeneidad de los registros de precipitaciones en la zona de estudio, se decidió calcular los coeficientes de frecuencia para cada una de las estaciones meteorológicas utilizando el ajuste Gumbel (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), donde:

$$CF^T = \frac{P^T}{P^{10}}$$

Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 6.4. Posteriormente para estimar el CF^T de una elevación cualquiera se utilizó el coeficiente asociado a la estación con la elevación más cercana al punto de interés.

Tabla 6.4. Coeficientes de Frecuencia (CF) para las estaciones de interés.

Estación	Azapa	Codpa	Esquiña	Tignamar	Central Chapiquiña	
Elevación (m s.n.m)	365	1870	2170	3230	3350	
T (A ñ o s)	2	0,38	0,36	0,47	0,44	0,58
	5	0,76	0,74	0,79	0,77	0,83
	10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	25	1,32	1,32	1,27	1,28	1,22
	50	1,55	1,55	1,47	1,49	1,38
	100	1,79	1,79	1,66	1,70	1,53
	150	1,91	1,93	1,78	1,82	1,62
	200	2,02	2,02	1,86	1,91	1,69
	300	2,15	2,16	1,98	2,02	1,78

Fuente: Elaboración propia.

6.1.1.3.2 Estimación de Coeficientes de Duración

En cuanto a los coeficientes de duración, Vallejos (2010) propone la siguiente parametrización de las curvas IDF para la estación Central Chapiquiña, obtenido en base a un modelo de regresión lineal utilizando datos horarios registrados en la estación:

$$I = \frac{6,8980 \cdot T^{0,184138}}{D^{0,72872}}$$

Adicionalmente propone el parámetro K el cual relaciona la intensidad de precipitación diaria con la asociada a duraciones menores, este permite extrapolar información hacia zonas que solo presentan información a escala diaria:

$$I_d = K \cdot I_{24}$$

Donde:

- I_d Intensidad de precipitación horaria de la estación pluviométrica, para T_j
- K Parámetro k de la estación pluviográfica
- I_{24} Intensidad de precipitación para una duración de 24 horas, para T_j

En base a la parametrización de las IDF y el I_{24} es posible estimar los K , el cual se relaciona con el coeficiente de duración (CD). Los valores obtenidos para la estación Central Chapiquiña se muestran en la Tabla 6.5.

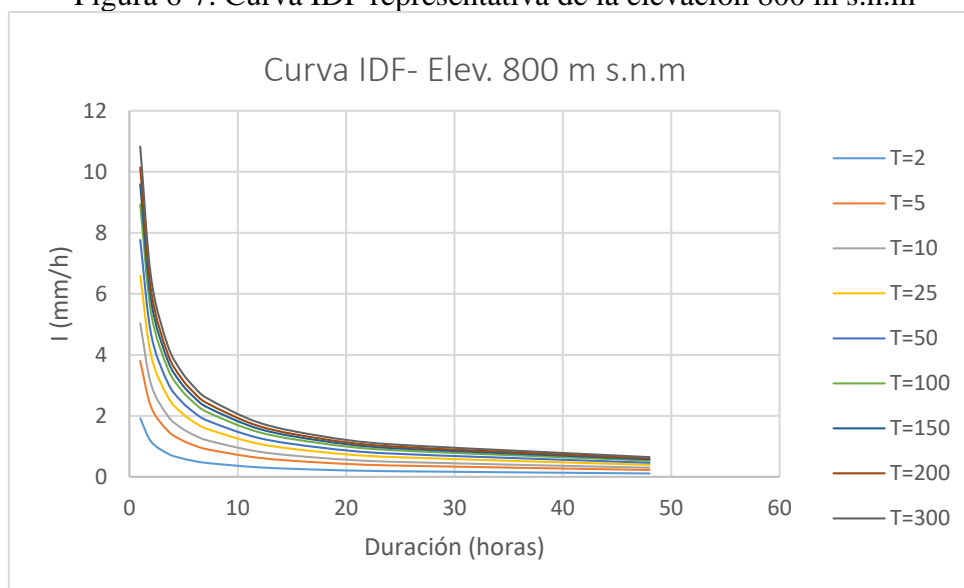
Tabla 6.5. Valores de K calculados para la estación Central Chapiquiña en base a Vallejos (2010).

Duración (horas)	1	2	6	12	18	24	48
K	10,13	6,12	2,75	1,66	1,23	1,00	0,60

Fuente: Elaboración propia en base a Vallejos (2010)

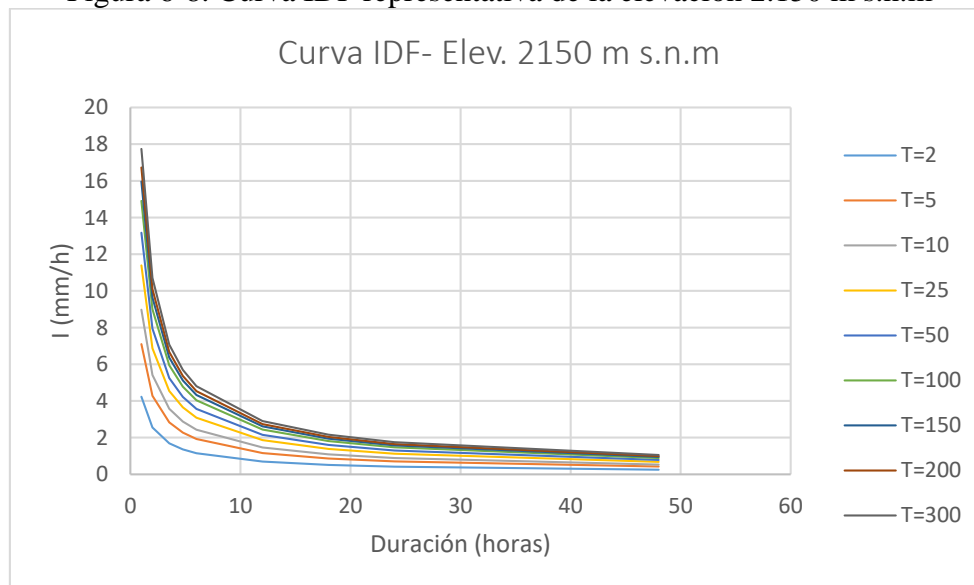
Finalmente, usando el coeficiente de frecuencia y el coeficiente K es posible estimar las curvas IDF para un punto cualquier de la cuenca de la quebrada Acha. Para esto se considera el coeficiente de frecuencia de la estación meteorológica más cercana y el coeficiente K asociado a la estación Central Chapiquiña. En las Figura 6-7, Figura 6-8 y Figura 6-9 se muestran las curvas IDF obtenidas para las elevaciones 2.150 y 2.790 m s.n.m que, cómo se verá más adelante son representativas de cada subcuenca de la cuenca Acha.

Figura 6-7. Curva IDF representativa de la elevación 800 m s.n.m



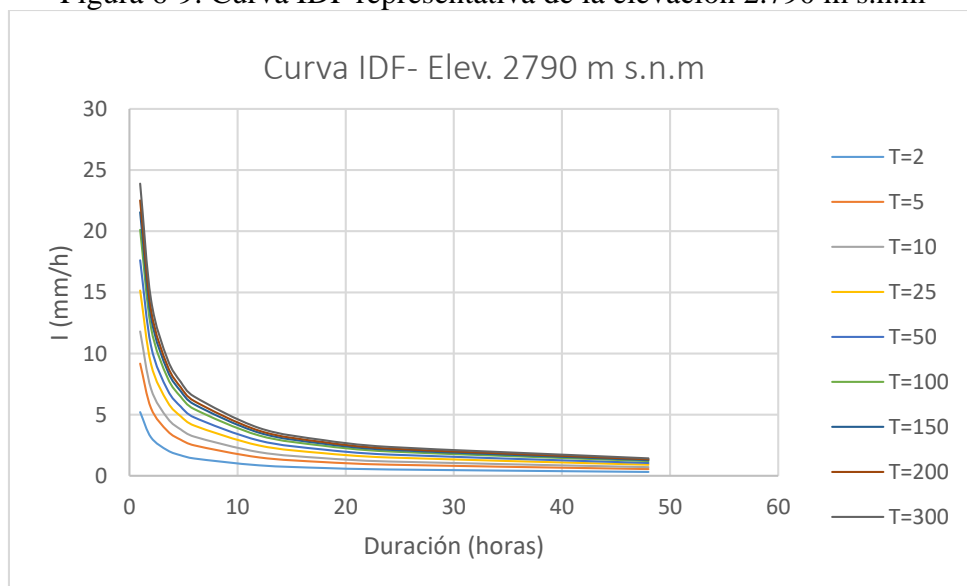
Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-8. Curva IDF representativa de la elevación 2.150 m s.n.m



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-9. Curva IDF representativa de la elevación 2.790 m s.n.m



Fuente: Elaboración propia.

6.1.1.4 Análisis de eventos históricos

Adicional al estudio de tormentas sintéticas, para poder validar correctamente el modelo hidrológico a construir, es necesario estudiar eventos pasados cuyos efectos estén debidamente documentados. Dentro de los eventos hidrometeorológicos que han afectado a la quebrada Acha, destaca el ocurrido entre el 26 de enero y el 21 de febrero de 2019. Este evento y sus efectos fueron documentados por el Sernageomin de manera cualitativa (no se cuenta con estimaciones de caudal en la quebrada).

El evento se caracterizó por lluvias más o menos ininterrumpidas y cuyas características principales se asociaron a la elevación de la isoterma cero en aproximadamente 5.400 a 5.500 m s.n.m. Este largo evento generó importantes inundaciones, además de algunas remociones en masa de tipo flujos de detritos o aluviones (Sernageomin, 2019). Específicamente en la quebrada Acha, producto de los aluviones ocurrió una inundación y corte del badén que cruza la quebrada, aislando este sector de la ciudad de Arica. La inundación también afectó a viviendas (Campamento Coraceros) y huertos o parcelas agrícolas productivas. Mediante dos vuelos de dron, Sernageomin (2019) delimitó el área inundada la cual se muestra en la Figura 6-10.

Figura 6-10. Análisis temporal de las zonas afectadas por inundación por el campamento Coraceros del 8 y 11 de febrero de 2019. El círculo indica el canal excavado para desagüe hacia el río San José.



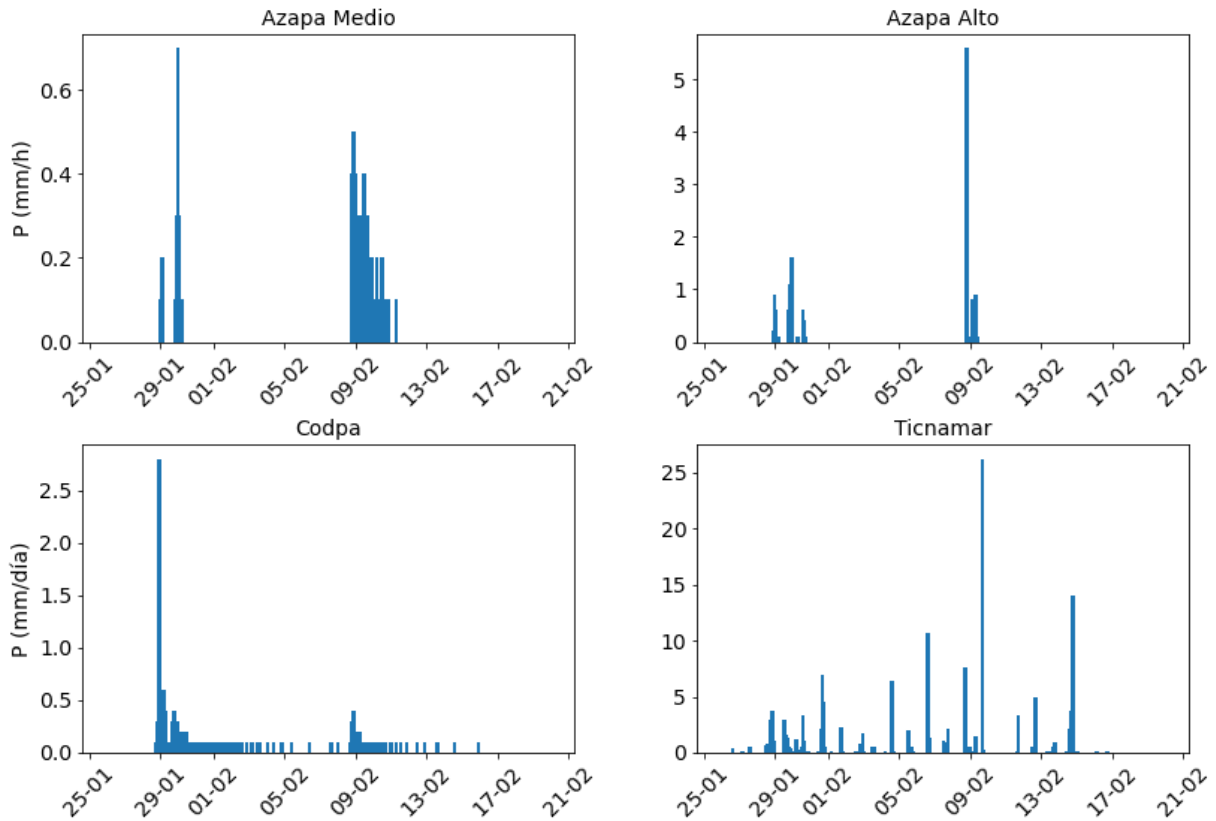
Fuente: Sernageomin, 2019.

Para caracterizar correctamente la respuesta de la cuenca frente al evento de precipitación, es necesario contar con hietogramas de precipitación al menos a escala horaria. La Red de Estaciones Agrometeorológica del Instituto de Investigaciones Agropecuarias (INIA) cuenta con registros a esta escala en diferentes estaciones cercanas a la cuenca de estudio cuya ubicación se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestran los hietogramas entre el 26 de enero y el 21 de febrero de 2019 registrados

en cada estación, adicionalmente en la Tabla 6.6 se muestra la precipitación total registrada en todo el evento para cada estación.

Figura 6-11. Hietogramas de precipitación horaria registrados en las estaciones Azapa Alto, Azapa Medio, Codpa y Ticnamar (a distintas escalas).

Evento Enero - Febrero 2019



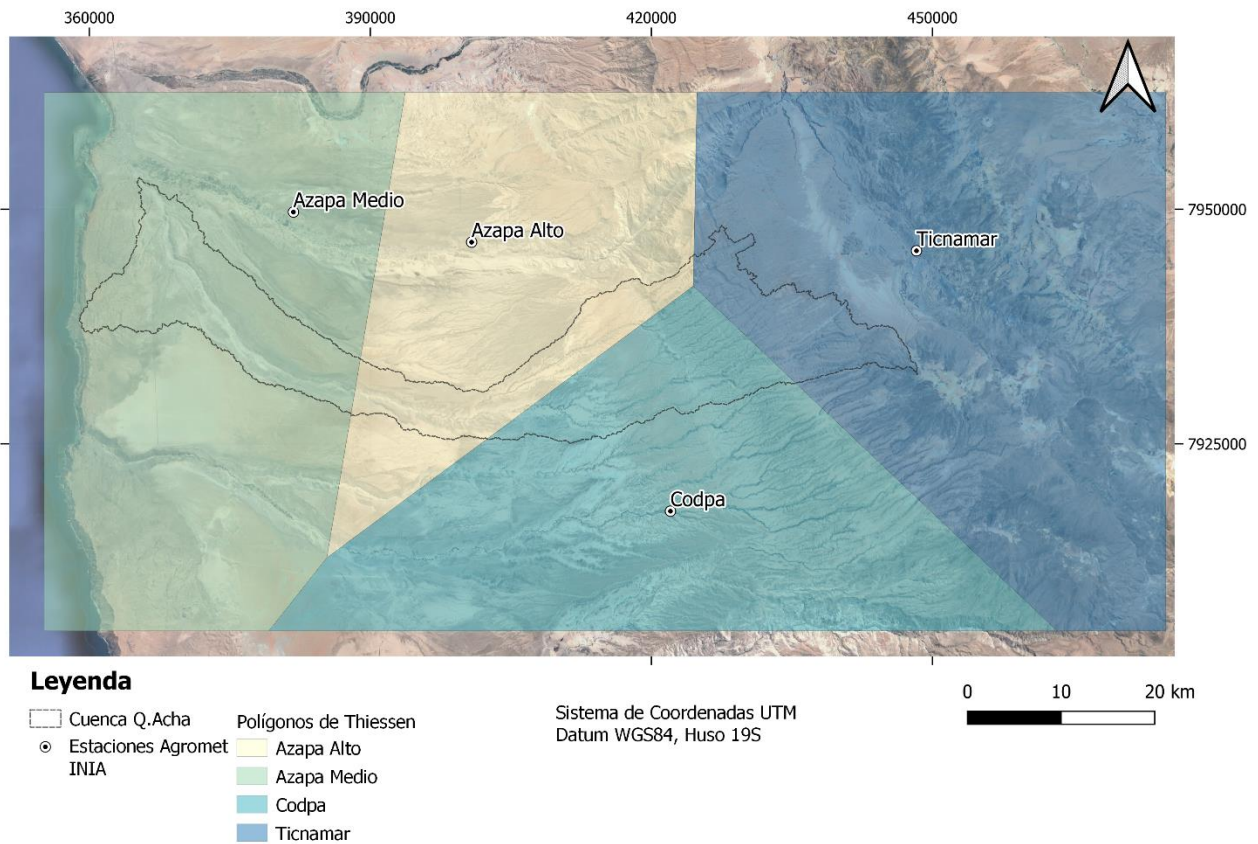
Fuente: Elaboración propia en base a datos Agromet INIA.

Tabla 6.6. Precipitación total acumulada entre los días 26 de enero y el 21 de febrero de 2019.

Estación	Azapa Medio	Azapa Alto	Codpa	Ticnamar
P(mm)	12,6	25,3	23,7	174,2

Para poder incorporar esta información de forma espacialmente distribuida en el modelo hidrometeorológico se decidió utilizar polígonos de Thiessen. Los polígonos asociados a cada una de las estaciones se muestran en la Figura 6-12.

Figura 6-12. Ubicación estaciones Agromet INIA y polígonos de Thiessen utilizados para interpolar los registros de precipitación horaria del evento del año 2019.

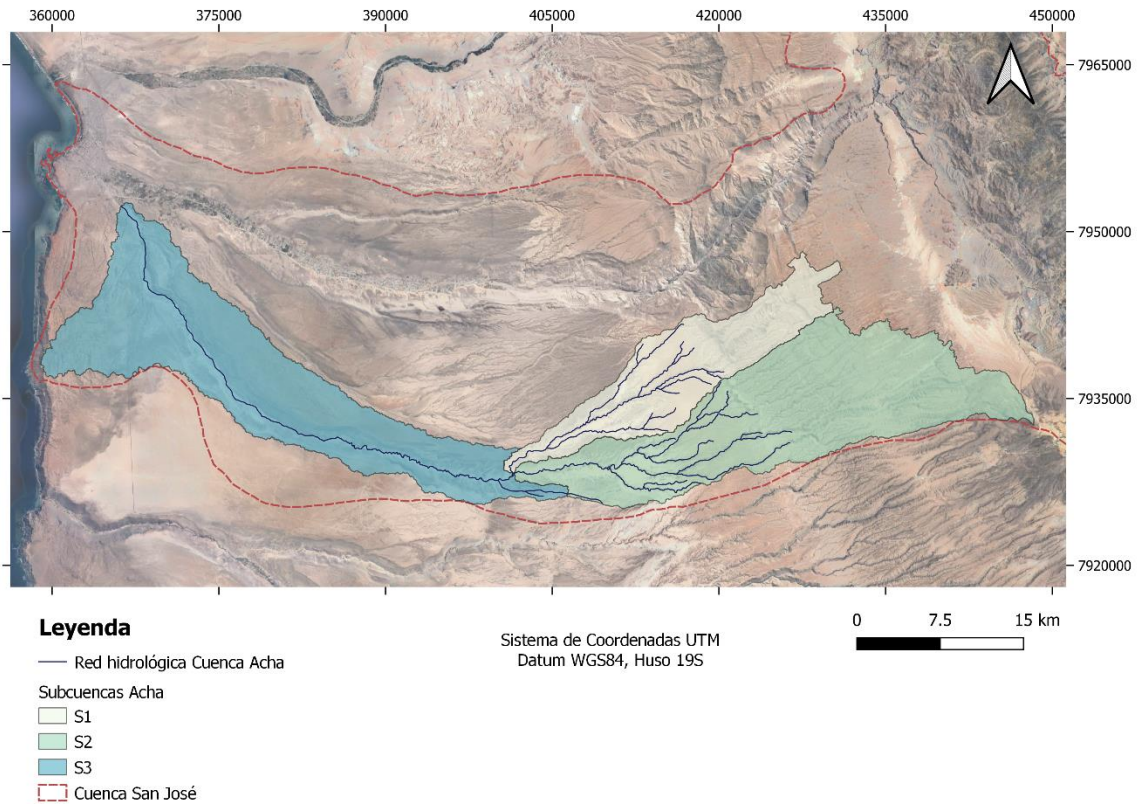


Fuente: Elaboración propia.

6.1.2 Caracterización de cuencas

Utilizando el Modelo de Elevación Digital (DEM) ALOS PALSAR, con resolución de 12,5x12,5 m es posible caracterizar la morfología de la cuenca aportante a la zona de interés y su red hidrológica. En la Figura 6-13, se muestra la delimitación de la cuenca de la quebrada Acha la cual se subdivide en tres subcuencas. Dos subcuencas altas (S1 y S2) y una subcuenca baja (S3). En la Tabla 6.7 se muestran algunos parámetros morfológicos que caracterizan a cada una de estas.

Figura 6-13. Delimitación cuenca quebrada Acha y sus respectivas subcuencas.



Fuente: Elaboración propia.

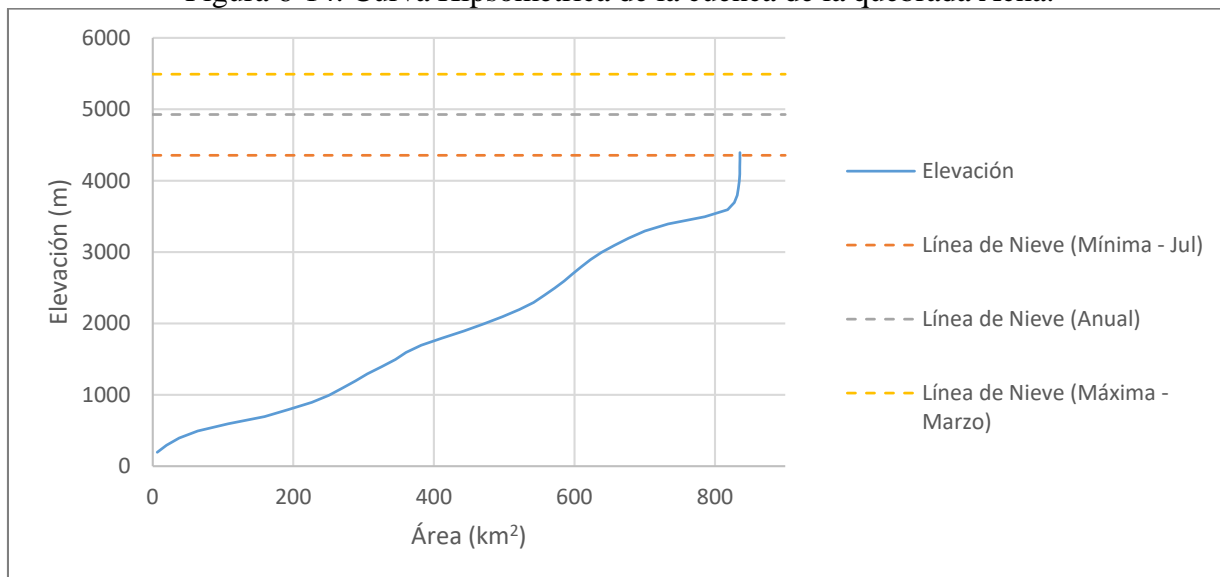
Tabla 6.7. Características morfológicas de las subcuencas de la quebrada Acha.

	Área (km ²)	Largo de cauce principal (km)	Diferencia de altura (H (m))	Elevación del centroide (m s.n.m)	Ubicación Este nodo salida	Ubicación Norte nodo salida
S1	159,5	41,9	2.422	2.150	401498	7928258
S2	330,43	59,2	3.160	2.790	401498	7928258
S3	329,72	67,2	1.599	801	366101	7952120

Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente en la Figura 6-14 se muestra la curva hipsométrica de la cuenca de la quebrada Acha, donde queda en evidencia el aumento drástico en la parte alta de la cuenca. En la misma Figura, se muestra la elevación de la línea de nieve en su condición mínima, máxima y promedio en base a la calculado por DGA (2010), donde se consideró la Zona 2 como representativa. Se puede notar que, en todos los casos, el área de la cuenca queda bajo esta línea por lo que se puede considerar que la cuenca de la quebrada Acha es totalmente pluvial.

Figura 6-14. Curva Hipsométrica de la cuenca de la quebrada Acha.



Fuente: Elaboración propia.

6.2 Estimación de caudales a través de métodos empíricos

La quebrada de Acha no posee registros fluviométricos, por lo tanto, para poder calibrar y validar los resultados del modelo hidrodinámico, es necesario estimar los caudales de la quebrada a través de métodos empíricos. En este caso se utilizaron dos métodos: el primero consiste en la transposición de caudales desde las quebradas vecinas hacia Acha a través de una relación entre las áreas, las alturas y las curvas isoyetas de cada cuenca; el segundo método consiste en la aplicación del método racional, a través del cual se estiman los caudales máximos de la quebrada a partir de una relación entre la precipitación y los parámetros morfométricos de la cuenca. Las metodologías y resultados se muestran a continuación.

6.2.1 Transposición de caudales

6.2.1.1 Transposición por área

El método de transposición por área supone que los gastos por unidad de áreas entre cuencas vecinas con características similares son aproximadamente iguales para un periodo de tiempo determinado. De acuerdo a esto, los caudales de la cuenca en estudio quedan dados por la relación:

$$Q_1 = \frac{A_1}{A_2} Q_2$$

Donde;

- Q_1 : Caudal de la cuenca en estudio
- Q_2 : Caudal de la cuenca base
- A_1 : Área de la cuenca en estudio
- A_2 : Área de la cuenca base

En este caso la cuenca en estudio corresponde a la cuenca de la quebrada Acha y las cuencas base seleccionadas corresponden a Río Codpa en Cala-Cala y Río San José en Ausipar, tanto por la información fluviométrica disponible como por su similitud con la cuenca de Acha (Figura 6-15).

Debido a que la distribución de la precipitación en la zona es heterogénea y tiene un gradiente de oriente a poniente, para respetar la similitud en cuanto a precipitaciones se hizo la transposición sólo a la parte alta de la cuenca de Acha, mostrada en la Figura 6-16.

Figura 6-15. Estaciones fluviométricas cercanas a la cuenca de la quebrada Acha.

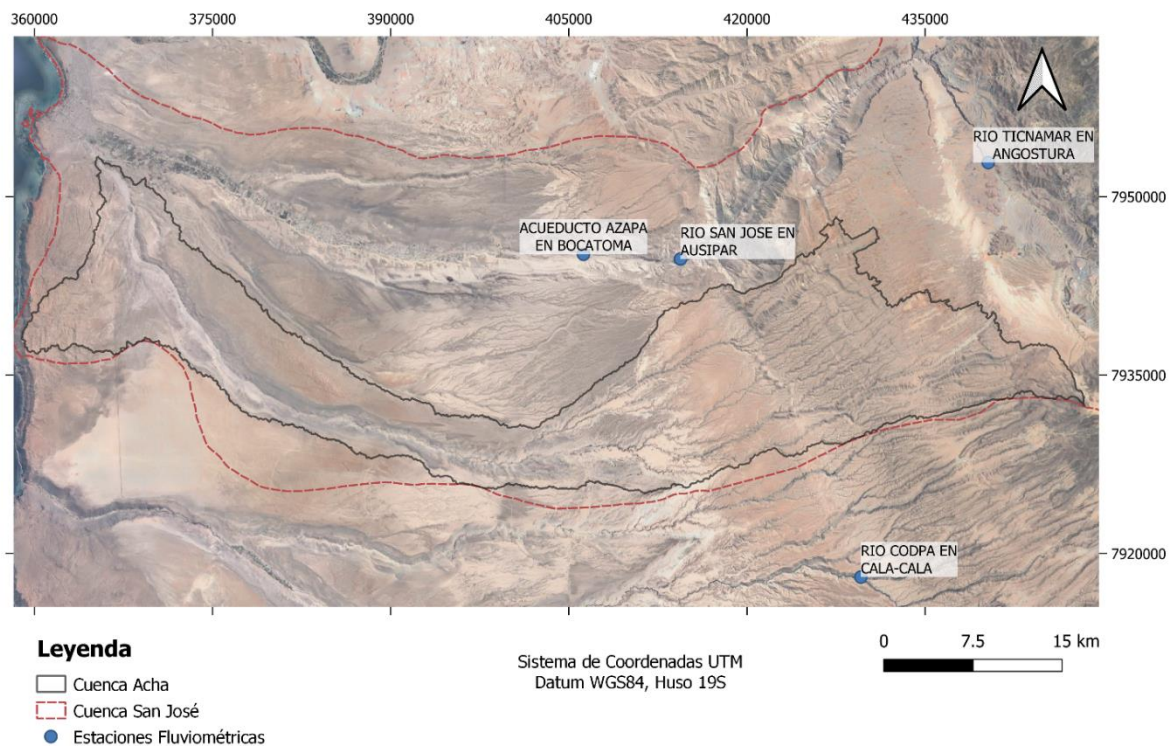
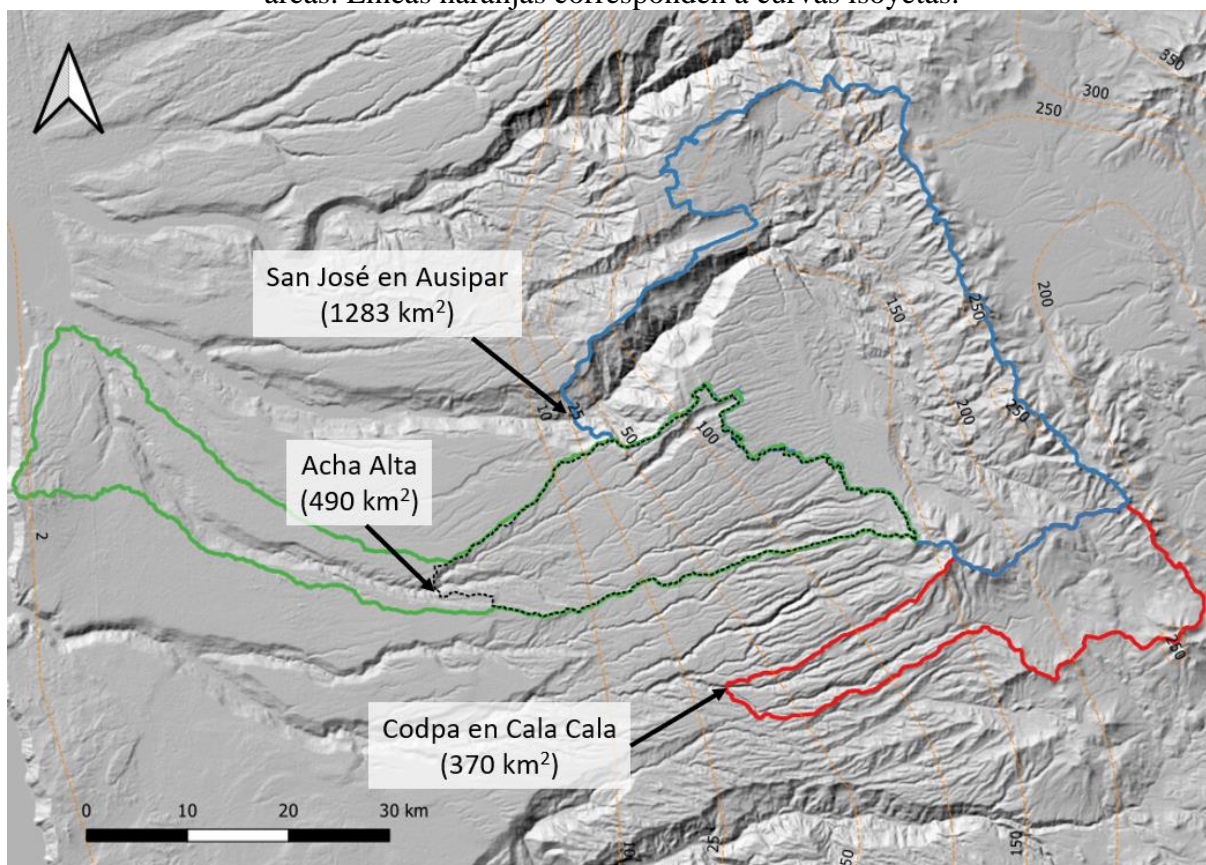


Figura 6-16. Cuencas aportantes a las estaciones fluviométricas base y Acha Alta y sus respectivas áreas. Líneas naranjas corresponden a curvas isoyetas.



Fuente: Elaboración propia.

El método de transposición de caudales resulta más adecuado para ventanas largas de tiempo y para representar condiciones medias (e.g. caudales medios anuales, o a lo más mensuales), sin embargo, a falta de más información, en este caso se utilizó para transponer los caudales máximos anuales.

Debido a que los eventos extremos muchas veces no logran ser medidos adecuadamente por las estaciones fluviométricas e incluso las estaciones se dañan durante tales eventos, se revisaron y compararon los caudales de San José y Codpa desde 1990 al 2021, descartando aquellos años de las series en los cuales los caudales máximos anuales eran muy bajos y se sabía que había ocurrido un evento, o bien, aquellos años en los cuales alguna de las dos estaciones presentaba un caudal máximo mucho más bajo que la otra. Para detectar eventos se utilizó la base de datos del SIDE-MOP junto con un análisis de prensa de las fechas donde se reportaron emergencias.

Una vez filtradas las series, la transposición consideró siempre el mayor caudal unitario por área entre las dos estaciones. Finalmente, se extendió la serie de Acha haciendo transposición con los caudales de San José de 1967 a 1983 usados en el PM de aguas lluvia de Arica, el cual recolectó información del estudio de AC-DGA (1996) y Prisma (1992).

Tabla 6.8. Caudales máximos anuales (sin filtrar) obtenidos en la estación San José en Ausipar.
En rojo caudales sacados del registro.

Año	Q [m ³ /s]	Año	Q [m ³ /s]
1967	1,3	2002	4,7
1968	24,4	2003	3,0
1969	3,4	2004	11,3
1970	23,7	2005	4,3
1971	37,2	2006	7,9
1972	41,7	2007	8,6
1973	-	2008	3,6
1990	3,5	2009	2,7
1991	3,5	2010	1,0
1992	8,9	2011	11,3
1993	4,3	2012	1,6
1994	5,0	2013	1,8
1995	4,5	2014	1,0
1996	1,5	2015	13,0
1997	7,8	2016	1,1
1998	197,7	2017	1,7
1999	37,9	2018	11,9
2000	7,6	2019	1,4
2001	79,4	2021	5,8

Fuente: DGA.

- La crecida del año 1998 se atribuye a un error en el registro ya que no hay presencia de precipitaciones capaces de generar una crecida de esa magnitud y tampoco se encontraron antecedentes en los registros históricos de prensa que hablen sobre alguna crecida en la ciudad de Arica en esa fecha (Arrau, 2003).
- Años 1972 y 1973 rellenos con datos del PM ALL de Arica (DOH, 2002).
- Faltan datos del 31/12/2012 al 10/05/2013
- Faltan datos del 15/1/2016 al 19/8/2016
- Faltan datos del 20/1/2017 al 1/11/2017
- Faltan datos del 27/1/2019 al 1/8/2021

Tabla 6.9. Caudales máximos anuales (sin filtrar) obtenidos en la estación Codpa en Cala Cala.
En rojo caudales sacados del registro.

Año	Q [m ³ /s]	Año	Q [m ³ /s]
1982	0,1	2002	3,8
1983	1,4	2003	0,7
1984	6,3	2004	4,7
1985	3,3	2005	1,3
1986	1,8	2006	4,0
1987	6,4	2007	2,3
1988	1,5	2008	3,2
1989	1,9	2009	2,3
1990	1,7	2010	1,0
1991	4,3	2011	1,1
1992	7,2	2012	1,1
1993	0,9	2013	11,3
1994	0,1	2014	2,6
1995	3,4	2015	10,6
1996	0,6	2016	14,8
1997	0,6	2017	5,0
1998	14,9	2018	5,4
1999	11,2	2019	0,5
2000	4,7	2020	2,7
2001	4,6	2021	1,2

- Faltan datos del 10/2/2001 al 23/3/2001
- Faltan datos del 23/1/2019 al 30/12/2020
- Año 2021 incompleto.

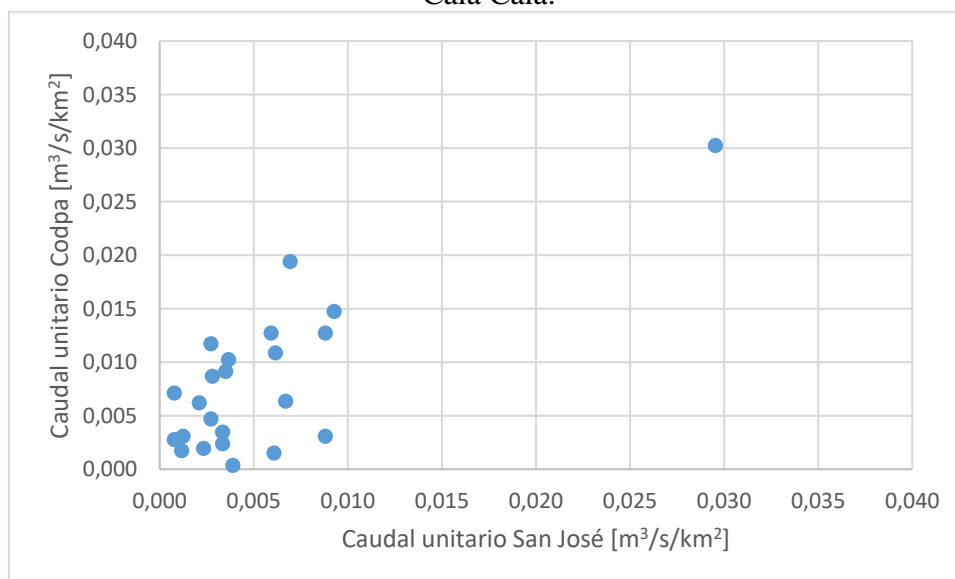
Tabla 6.10. Caudales máximos anuales para la estación San José en Ausipar de acuerdo al PM ALL de Arica.

Año	Caudal m ³ /s	Año	Caudal m ³ /s
1967	1.4	1985	
1968	24.4	1986	
1969		1987	
1970	23.7	1988	
1971	37.2	1989	
1972	140.0	1990	
1973	290.0	1991	3.5
1974	40.0	1992	8.9
1975	19.7	1993	4.3
1976	16.8	1994	3.5
1977	30.0	1995	4.5
1978	15.0	1996	1.5
1979	3.5	1997	7.8
1980	3.6	1998	198.0
1981	5.8	1999	22.9
1982	5.3	2000	7.6
1983	1.4	2001	85.5
1984			

Fuente: PM ALL de Arica (DOH, 2002)

- Los vacíos fueron rellenados utilizando los estudios “Plan Director para la Gestión de Recursos Hídricos en la cuenca del río San José” (AC-DGA, 1996) y “Estudio de defensas fluviales en el río San José, provincia de Arica, I Región” (Prisma Ingeniería, 1992).

Figura 6-17. Caudales máximos por unidad de área aportante en San José en Ausipar y Codpa en Cala Cala.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.11. Caudales máximos anuales traspuestos a la cuenca Acha Alta por área.

Año	Q [m ³ /s]	Año	Q [m ³ /s]
1967	0,5	1996	0,6
1968	9,2	1997	2,9
1969	1,3	1998	11,4
1970	9,0	1999	14,3
1971	14,1	2000	3,6
1972	52,9	2001	30,0
1973	109,6	2002	2,9
1974	15,1	2003	1,1
1975	7,4	2004	4,3
1976	6,4	2005	1,6
1977	11,3	2006	3,1
1978	5,7	2007	3,3
1979	1,3	2008	2,4
1980	1,4	2009	1,7
1981	2,2	2010	0,8
1982	2,0	2011	4,3
1983	0,5	2012	0,9
1990	1,32	2013	8,6
1991	3,30	2014	2,0
1992	5,47	2015	8,1
1993	1,63	2016	11,3
1994	1,89	2017	3,8
1995	2,57	2018	4,5

Fuente: Elaboración propia.

6.2.1.2 Transposición por área y precipitación

Similarmente, se puede considerar en la transposición que los gatos por unidad de área y precipitación entre cuencas vecinas son aproximadamente iguales, en este caso la expresión que permite transponer los caudales es:

$$Q_1 = \frac{A_1}{A_2} \cdot \frac{P_1}{P_2} Q_2$$

Donde en este caso se consideró que P_1 y P_2 son las precipitaciones asociadas a un periodo de retorno de 10 años y 24 horas de duración del centroide de las cuencas en estudio y base, respectivamente.

Al igual que para la transposición solo usando áreas, se decidió tomar una única serie de caudales que considera el valor máximo entre la transposición usando los parámetros de las estaciones Río San José en Ausipar y Río Codpa en Cala Cala.

Tabla 6.12. Caudales máximos anuales traspuestos a la cuenca Acha Alta por área y precipitación.

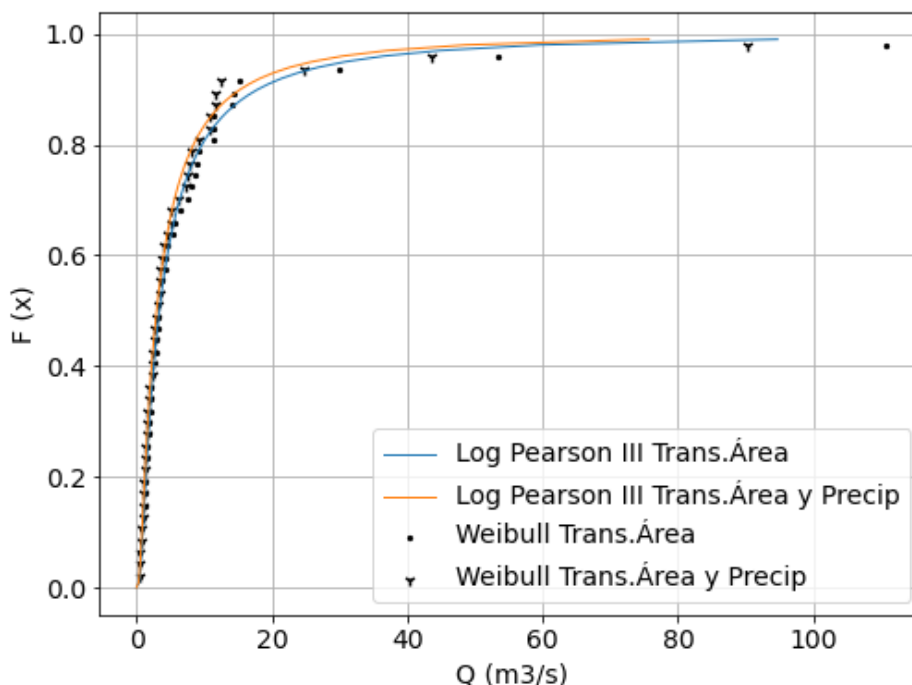
Año	Q [m ³ /s]	Año	Q [m ³ /s]
1967	0,4	1996	0,5
1968	7,6	1997	2,4
1969	1,1	1998	10,9
1970	7,4	1999	11,8
1971	11,6	2000	3,4
1972	43,5	2001	24,7
1973	90,2	2002	2,8
1974	12,4	2003	0,9
1975	6,1	2004	3,5
1976	5,2	2005	1,3
1977	9,3	2006	2,9
1978	4,7	2007	2,7
1979	1,1	2008	2,3
1980	1,1	2009	1,7
1981	1,8	2010	0,7
1982	1,6	2011	3,5
1983	0,4	2012	0,8
1990	1,3	2013	8,2
1991	3,2	2014	1,9
1992	5,2	2015	7,7
1993	1,3	2016	10,8
1994	1,6	2017	3,6
1995	2,5	2018	4,0

Fuente: Elaboración propia.

6.2.1.3 Análisis de Frecuencia

Usando ambas series de caudales obtenidas, las cuales considera un total de 46 años, se realizó un análisis de frecuencia en base a la posición de ploteo Weibull para poder asociar cierta probabilidad de ocurrencia a los caudales obtenidos. En el análisis se ajustaron las distribuciones de probabilidad: Normal, Log Normal, Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III. Luego de realizar el test de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov, la única distribución que rechaza la hipótesis nula es la Normal en ambos casos. Por mejor ajuste gráfico, se decidió seguir trabajando con el ajuste Log Pearson Tipo III (Figura 6-18). Los caudales obtenidos para distintos periodos de retorno se muestran en la Tabla 6.13, en la cual se comparan además con los del PM de aguas lluvia de Arica para la quebrada de Acha.

Figura 6-18. Ajustes Log Pearson a las series de caudales transpuestos.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.13. Caudales obtenidos para la quebrada de Acha mediante métodos de transposición y comparación con caudales propuestos en el Plan Maestro de Aguas Lluvias de Arica.

T (años)	Caudal (m^3/s)		
	PM ALL Arica	Ajuste Log Pearson - Trans Simple	Ajuste Log Pearson - Trans Pp
2	2	3,4	3,0
5	8	9,7	8,4
10	13	18,0	15,4
25	26	36,7	30,6
50	38	60,0	49,0
100	55	95,3	76,2
150	-	123,6	97,5
200	-	148,1	115,7
300	-	190,0	146,4

Fuente: Elaboración propia.

6.2.2 Método Racional

Uno de los métodos empíricos más utilizados para estimar el caudal a partir de la precipitación y las características de la cuenca es el método racional. La expresión que permite estimar el caudal máximo instantáneo de la crecida de periodo de retorno T años es:

$$Q = \frac{CIA}{3,6}$$

Donde;

- Q : Caudal instantáneo máximo de período de retorno T, expresado en m³/s.
- C : Coeficiente de escorrentía asociado al período retorno T.
- I : Intensidad media de lluvia asociada a período de retorno T y a una duración igual al tiempo de concentración (t_c) de la cuenca pluvial, expresada en mm/h.
- A : Área pluvial aportante expresada en km².

El tiempo de concentración de la cuenca se define como el tiempo en el que toda la superficie de la cuenca está aportando agua a la sección de salida. Para estimar los tiempos de concentración de cada una de las cuencas en estudio se utilizó la ecuación de Kirpich, apta para cuencas pluviales de montaña:

$$t_c = 0,95 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (\text{Ec. 2})$$

donde:

- t_c : Tiempo de concentración de la cuenca, expresado en horas.
- L : Longitud del cauce principal, expresado en km.
- H : Desnivel máximo de la cuenca, expresado en m.

Usando los parámetros morfométricos de la cuenca de la Tabla 6.7, es posible calcular el tiempo de concentración asociado a las cuencas S1 y S2, cuyos resultados se muestran en la Tabla 6.14. Cabe destacar que en este caso solo interesan los caudales asociados a las subcuencas altas ya que es en este punto donde se buscará realizar la validación del modelo hidrometeorológico y es la principal condición de borde del modelo hidráulico.

Tabla 6.14. Tiempos de concentración para las subcuencas S1 y S2

Subcuenca	Tiempo de concentración (horas)
S1	3,53
S2	4,76

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo el tiempo de concentración es posible estimar la intensidad asociada a diferentes periodos de retorno en base a las curvas IDF calculadas en la sección 1.1.1. Como el método racional utiliza una única intensidad para toda la subcuenca, se decidió considerar como representativa la intensidad asociada al centroide de ambas cuencas. Las curvas IDF resultantes para las subcuencas S1 y S2 se muestran en las **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, respectivamente. Las intensidades para cada subcuenca según su periodo de retorno se detallan en la Tabla 6.15.

Tabla 6.15. Intensidad media de lluvia asociada a período de retorno T y a una duración igual al tiempo de concentración (tc) de las cuencas altas de Acha.

T (años)	I (mm/h) – S1	I (mm/h) – S2
2	1,69	1,67
5	2,83	2,94
10	3,58	3,79
25	4,54	4,86
50	5,25	5,66
100	5,95	6,45
150	6,37	6,91
200	6,67	7,22
300	7,08	7,66

Fuente: Elaboración propia.

Para aplicar el método racional es necesario estimar el coeficiente de escorrentía. Este representa el porcentaje de la precipitación que efectivamente escurre, es decir, aquella porción que no es afectada por la interceptación, retención e infiltración, lo cual depende de las características de la cuenca. Los coeficientes de escorrentía varían además en función del periodo de retorno de la tormenta estudiada.

Estimar el coeficiente de escorrentía para las cuencas en estudio es complejo debido a diferentes razones:

- Ausencia de datos fluviométricos para un debido proceso de determinación del coeficiente.
- Escasa información de coeficientes de escorrentía para la región en la literatura.
- La respuesta de una cuenca árida o semi árida queda muy condicionada por la condición inicial de la cuenca, y por ende, si es que el evento de precipitación se da seguido de otro evento o no, y la duración del evento.
- La heterogeneidad de las precipitaciones en el territorio genera que en aquellas zonas con intensidad de precipitación bajas, la precipitación se “pierda” completamente. Sin embargo, una tormenta de mayor duración puede superar las pérdidas y generar escorrentía y recarga.
- Los sistemas acuíferos son heterogéneos y su capacidad de almacenamiento varía a lo largo de la cuenca.
- Las metodologías comúnmente utilizadas en general tienden a sobrestimar la escorrentía.

El estudio “Metodología para la estimación de recarga de cuencas altiplánicas y precordilleranas de vertiente pacífica en el norte de Chile, XV, I, II y III Regiones” (DGA, 2010), con un enfoque hacia el cálculo del balance hídrico en cuencas altiplánicas y precordilleranas de las cuencas del norte de Chile, estima el coeficiente de escorrentía a escala anual y mensual en las cuencas Codpa en Cala Cala y San Pedro en Ausipar llegando a valores de 11,3% y 9,2% en un escenario promedio. Aun así, este valor no es necesariamente representativo de la respuesta de la cuenca en crecidas de duración diarias o menores si no que a una escala mucho mayor.

En este contexto se decidió estimar los coeficientes de escorrentía usando los valores de caudales calculados a través del método de transposición, considerando estos como el caudal máximo instantáneo de la crecida. Esto toma como supuesto que la crecida de un periodo de retorno específico está asociada a la intensidad media de lluvia asociada del mismo periodo de retorno y a una duración igual al tiempo de concentración, con el fin de dimensionar los coeficientes de escorrentía y calcular los hidrogramas de respuesta triangulares. En la Tabla 6.16 se muestran los resultados obtenidos.

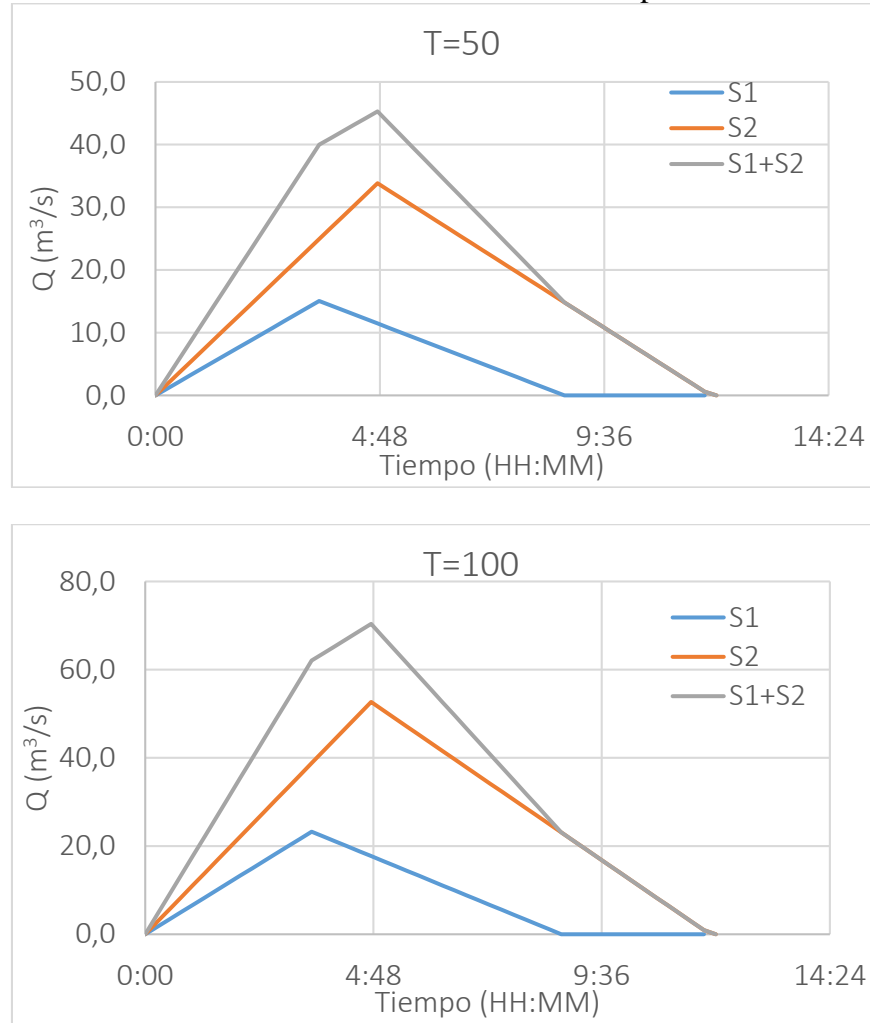
Tabla 6.16. Coeficientes de escorrentía estimados en base a caudales transpuestos y curvas IDF

T (años)	Q (m ³ /s) – Acha Alta	I · A (m ³ /s)- Acha Alta	C
2	2,98	228,09	0,013
5	8,43	395,50	0,021
10	15,40	506,03	0,030
25	30,65	647,30	0,047
50	49,05	751,81	0,065
100	76,18	855,70	0,089
150	97,50	916,60	0,106
200	115,67	958,62	0,121
300	146,42	1017,00	0,144

Fuente: Elaboración propia.

Usando las intensidades de la Tabla 6.15 y los coeficientes de la Tabla 6.16, es posible calcular hidrogramas de salida triangulares para cada subcuenca y luego superponerlos. Los resultados obtenidos para T=50 y T=100 se muestran en la Figura 6-19, para los otros periodos de retorno los resultados se muestran en Anexo 1. Notar que el caudal máximo instantáneo cambia levemente ya que los caudales máximos en cada cuenca se dan en tiempo diferentes.

Figura 6-19. Hidrogramas triangulares para T=50 y T=100 obtenidos mediante el método racional y coeficientes de escorrentía estimado en base a transposición de caudales.



Fuente: Elaboración propia.

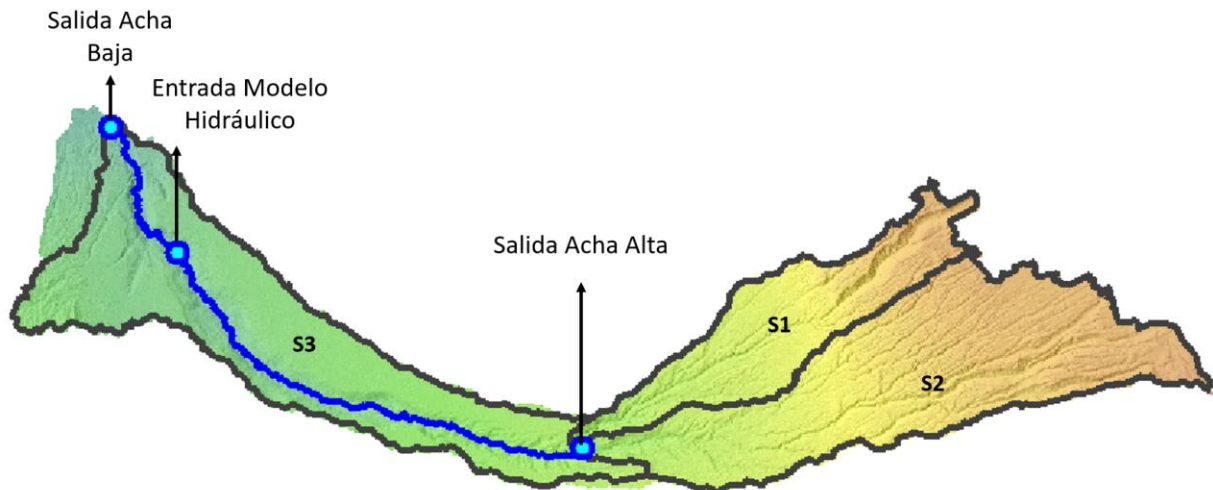
6.3 Modelo hidrometeorológico

Para obtener la serie de tiempo de los caudales de entrada para el modelo hidráulico se construyó un modelo hidrológico utilizando el sistema de modelación HEC-HMS, diseñado para simular el ciclo hidrológico completo de una cuenca. El software considera diferentes procesos físicos comúnmente utilizados en la modelación por eventos, tales como la transformación de lluvia-escorrentía, la infiltración y la propagación a través de la red de canales de la cuenca, como también procesos necesarios en la modelación continua tales como la evapotranspiración y el cálculo de la humedad del suelo. Este modelo, desarrollado por el US Army Corps of Engineers (USACE), ha sido ampliamente utilizado y validado en estudios de hidrología y consultoría.

6.3.1 Delimitación cuencas y red hidrológica

La representación física de la cuenca se basa en un modelo de cuencas donde diferentes elementos hidrológicos se conectan a través una red dendrítica. El modelo construido, cuyo esquema se muestra en la Figura 6-20, está constituido por tres subcuencas (Figura 6-13), S1, S2 y S3, donde las cuencas S1 y S2 forman el sistema llamado en el presente informe como Acha Alta. Las características morfológicas de la cuenca, calculadas en base al DEM ALOS PALSAR de 12,5 m de resolución, se detallan en la Tabla 6.7. El modelo representa la quebrada Acha a través de una serie de elementos ríos (R1 a R12), donde R1 recibe la escorrentía de las subcuencas S1 y S2 la cual se propaga a lo largo de S3 a través de los elementos R1 a R12, aguas arriba de este último se incorpora la escorrentía de S3. Adicionalmente, el modelo tiene un nodo en la salida de Acha Alta, uno en la salida de Acha Baja y uno aguas arriba del último tramo de la quebrada Acha (R12) que permite cuantificar el caudal de entrada en el modelo hidráulico. Notar que de forma conservadora se considera que toda la escorrentía de la subcuenca S3 entra en este punto.

Figura 6-20. Esquema del modelo hidrológico HEC HMS para la cuenca de la quebrada Acha.



Fuente: Elaboración propia.

6.3.2 Parametrización del modelo

El modelo se conceptualiza incorporando tres procesos físicos relevantes, uno asociado al cálculo de infiltración y abstracciones, otro a la transformación de lluvia escorrentía en subcuencas y otro a la propagación de la escorrentía a través de la quebrada Acha. A continuación, se explican los modelos utilizados para el cálculo de cada uno de estos y los valores adoptados para sus respectivos parámetros.

6.3.2.1 Modelo de Pérdidas

Para simular las pérdidas por infiltración y abstracciones que se producen en las subcuencas se adoptó el modelo de Curva Número (CN) SCS. El modelo desarrollado por el Soil Conservation Service de EE.UU, el cual propone que existe una proporcionalidad entre lo que se retiene de un potencial retenible y lo que escurre de un potencial escurrible y que estas proporciones son iguales. En base a este supuesto y la ecuación de continuidad, la precipitación efectiva, es decir, lo que escurre, queda dada por la siguiente ecuación:

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

Donde:

- P_e : Precipitación efectiva (mm)
- P : Precipitación (mm)
- I_a : Abstracción inicial (mm)
- S : Retención potencial (mm)

Además, después de observaciones se propone que:

$$I_a = 0,2 S$$

Considerando esto, se define la CN como:

$$CN = \frac{25.400}{254 + S}$$

El valor de la CN depende del tipo de suelo, las propiedades hidrológicas del suelo, el uso de suelo y la condición inicial de humedad del suelo. Este número va teóricamente de 0 a 100, en donde mientras mayor es el valor, mayor es el porcentaje de precipitación que escurre. Los valores de CN se encuentran tabulados y específicamente para zonas áridas y semi áridas se proponen los valores de la Figura 6-21. Estos valores se deben considerar como un punto inicial para luego calibrar en base a registros fluviométricos.

Figura 6-21. Valores de Curva Número para zonas áridas y semiáridas.

Cover description cover type	hydrologic condition ^{2/}	Hydrologic soil group ^{1/}			
		A ^{3/}	B	C	D
Herbaceous—mixture of grass, weeds and low-growing brush, with brush the minor element	Poor	80	87	93	
	Fair	71	81	89	
	Good	62	74	85	
Oak-aspen—mountain brush mixture of oak brush, aspen, mountain mahogany, bitter brush, maple, and other brush	Poor	66	74	79	
	Fair	48	57	63	
	Good	30	41	48	
Pinyon-juniper—pinyon, juniper, or both; grass understory	Poor	75	85	89	
	Fair	58	73	80	
	Good	41	61	71	
Sage-grass—sage with an understory of grass	Poor	67	80	85	
	Fair	51	63	70	
	Good	35	47	55	
Desert shrub—major plants include saltbush, greasewood, creosotebush, blackbrush, bursage, paloverde, mesquite, and cactus	Poor	63	77	85	88
	Fair	55	72	81	86
	Good	49	68	79	84

Fuente: USDA (2004)

Si se considera un suelo con cobertura vegetal desértica, de mala condición hidrológica (menos de un 30% de cobertura vegetal) y del tipo C (suelos con baja capacidad de infiltración cuando se encuentran saturados), se tiene un valor inicial de CN de 85. Debido a la ausencia de datos fluviométricos en la quebrada Acha se decidió calibrar el valor de CN en base a los caudales máximos instantáneos obtenidos en base a la transposición de caudales para periodos de retorno específicos. Finalmente se llegó a un valor de CN = 81.

6.3.2.2 Modelo de Transformación

Como modelo de transformación de la precipitación efectiva en escorrentía en punto de salida de la cueca se utilizó el Hidrograma Unitario de Clark, el cual considera tanto la traslación como la atenuación de la escorrentía producida en la cuenca. Este modelo supone que existe una relación lineal entre el almacenamiento y el caudal de salida de la cuenca, es decir supone un sistema de reservorio lineal. Además, el modelo supone una relación típica entre el tiempo y el área aportante de la cuenca, la cual depende del tiempo de concentración de la cuenca. Considerando esto, el modelo requiere de la estimación de dos parámetros: el coeficiente de almacenamiento (R) y el tiempo de concentración (T_c).

El manual de usuarios de HEC HMS propone estimar estos parámetros usando las siguientes ecuaciones:

$$T_c = 2,2 \cdot \left(\frac{L \cdot L_c}{\sqrt{slope}_{10-85}} \right)^{0,3}$$

Con:

- T_c : Tiempo de concentración (horas)
- L : Largo del camino de flujo más largo (mi)
- L_c : Largo del camino de flujo desde el centroide (mi)
- $slope_{10-85}$: Pendiente promedio del 10 al 85% de camino de flujo más largo (ft/mi)

Habiendo calculado el tiempo de concentración es posible calcular el coeficiente de almacenamiento en base a:

$$\frac{R}{T_c + R} = 0,65$$

Los valores obtenidos para cada subcuenca se detallan en la Tabla 6.17.

Tabla 6.17. Parámetros del HU de Clark para cada subcuenca.

	$L(km)$	$L_c(km)$	$slope_{10-85} \left(\frac{m}{m}\right)$	$T_c(h)$	$R(h)$
S1	41,9	21,7	0,061	5,36	9,96
S2	59,2	30,0	0,048	6,80	12,63
S3	67,2	28,5	0,018	8,05	14,94

Fuente: Elaboración propia.

6.3.2.3 Modelo de propagación

Por último, para el modelo de propagación a través de la quebrada Acha se utiliza el modelo de onda cinemática el cual resuelve las ecuaciones de Saint Venant (cantidad de movimiento) en 1D, despreciando la aceleración local y convectiva y solo considerando las fuerzas gravitacionales y de fricción, despreciando la fuerza de presión. Los parámetros utilizados para cada tramo de la quebrada se detallan en la Tabla 6.18.

Tabla 6.18. Parámetros del modelo de onda cinemática para la quebrada Acha.

Tramo	L (m)	S (m/m)	n – Manning	Sección Transversal	Ancho (m)	H:V
R1	8.900	0,030	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R2	3.735	0,020	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R3	3.718	0,037	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R4	3.733	0,032	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R5	3.722	0,024	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R6	3.731	0,020	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R7	3.719	0,016	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R8	3.717	0,013	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R9	3.730	0,009	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R10	3.729	0,011	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R11	3.720	0,010	0,03	Trapezoidal	20	2,36
R12	15.177	0,010	0,03	Trapezoidal	20	2,36

Fuente: Elaboración propia.

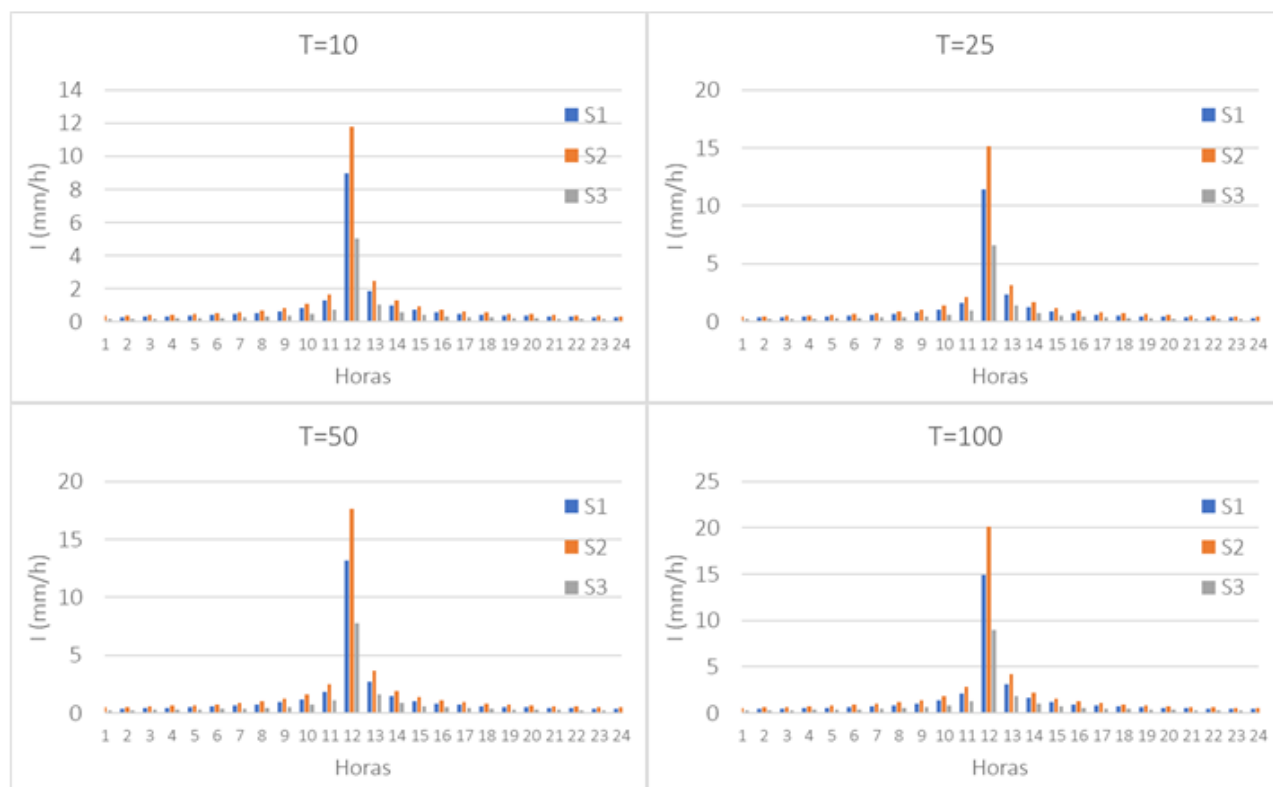
6.3.3 Hietogramas

Se realizaron dos tipos de modelaciones en base a las precipitaciones incorporadas. En primer lugar, se generaron tormentas de diseño de 24 horas de duración en base a las curvas IDF calculadas en la sección 1.1.1 y luego se realizó una modelación usando el registro de precipitaciones de la tormenta del año 2019.

6.3.3.1 Tormentas de diseño

Considerando la heterogeneidad de precipitaciones en la cuenca y su relación con la elevación, se construyeron curvas IDF asociadas a la elevación del centroide de cada subcuenca, estas se muestran en las Figura 6-7, Figura 6-8 y Figura 6-9. En base a estas, utilizando el método del bloque alterno se construyeron tormentas de diseño de duración de 24 horas con un paso de tiempo de una hora. Los hietogramas obtenidos para las tormentas de 10, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno para cada subcuenca se muestran en la Figura 6-22 los demás se encuentran tabulados en el Anexo 1.

Figura 6-22. Hietogramas de las tormentas de diseño asociada a T=100 años para cada subcuena.



Fuente: Elaboración propia.

6.3.3.2 Evento Histórico: Enero – Febrero 2019

Tal como se describió en la sección 7.1.1, para caracterizar el evento de enero y febrero del 2019 se utilizaron datos a escala horaria registrados por las estaciones meteorológicas de la red Agromet INIA. Estas fueron incorporadas en el modelo utilizando polígonos de Thiessen, para calcular el área de influencia de cada estación en las respectivas subcuencas. En base a esto se calcularon los ponderadores que se muestran en la Tabla 6.19.

Tabla 6.19. Pesos ponderadores de estaciones meteorológicas sobre cada subcuena.

Subcuena	Azapa Medio	Azapa Alto	Codpa	Ticnamar
S1	0,00	0,60	0,22	0,18
S2	0,00	0,04	0,58	0,39
S3	0,78	0,21	0,01	0,00

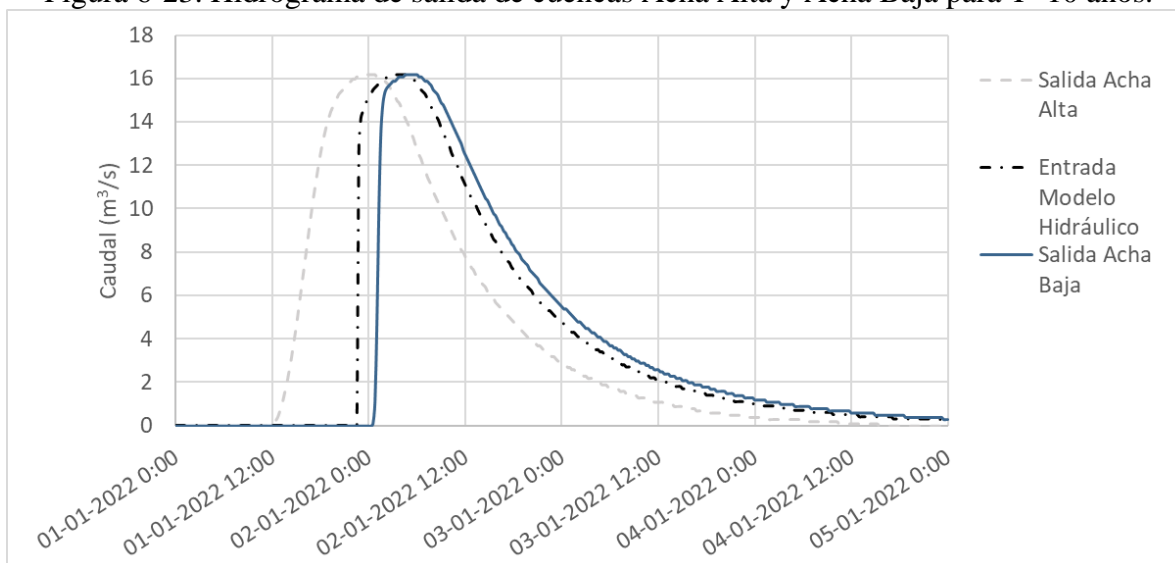
Fuente: Elaboración propia.

6.3.4 Resultados

6.3.4.1 Tormentas de diseño

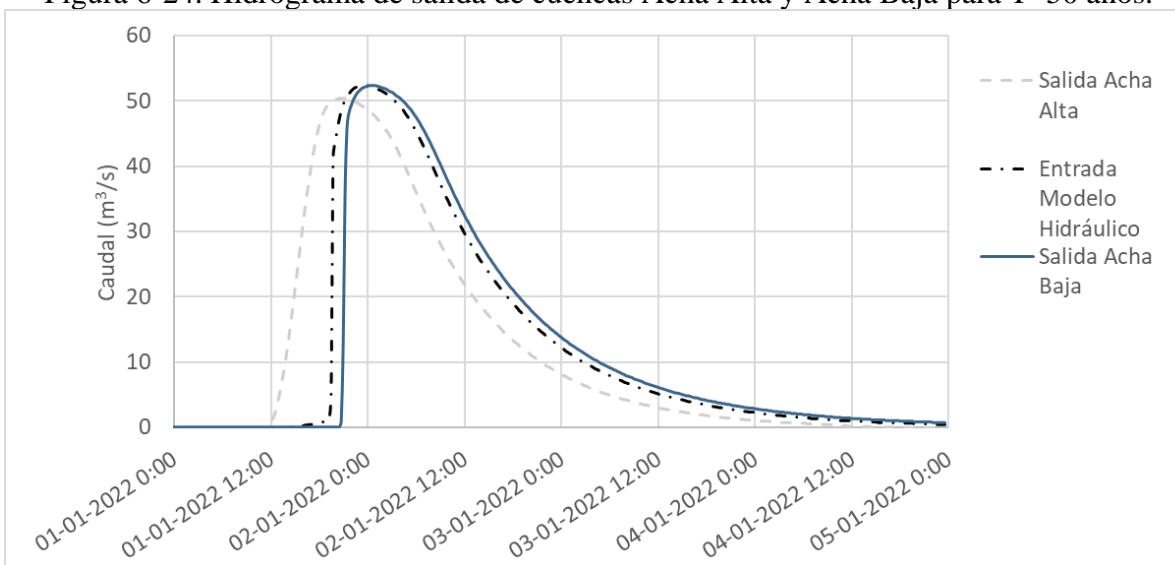
A continuación, se muestran los hidrogramas de respuesta obtenidos aguas arriba de la quebrada Acha (cuencas aportantes S1 y S2), y aguas abajo de esta (cuencas aportantes S1, S2 y S3) para T=10, 50, 100 y 150 años, los demás resultados se encuentran en el Anexo 1. Además, en la Tabla 6.20, se detallan los caudales máximos para cada caso.

Figura 6-23. Hidrograma de salida de cuencas Acha Alta y Acha Baja para T=10 años.



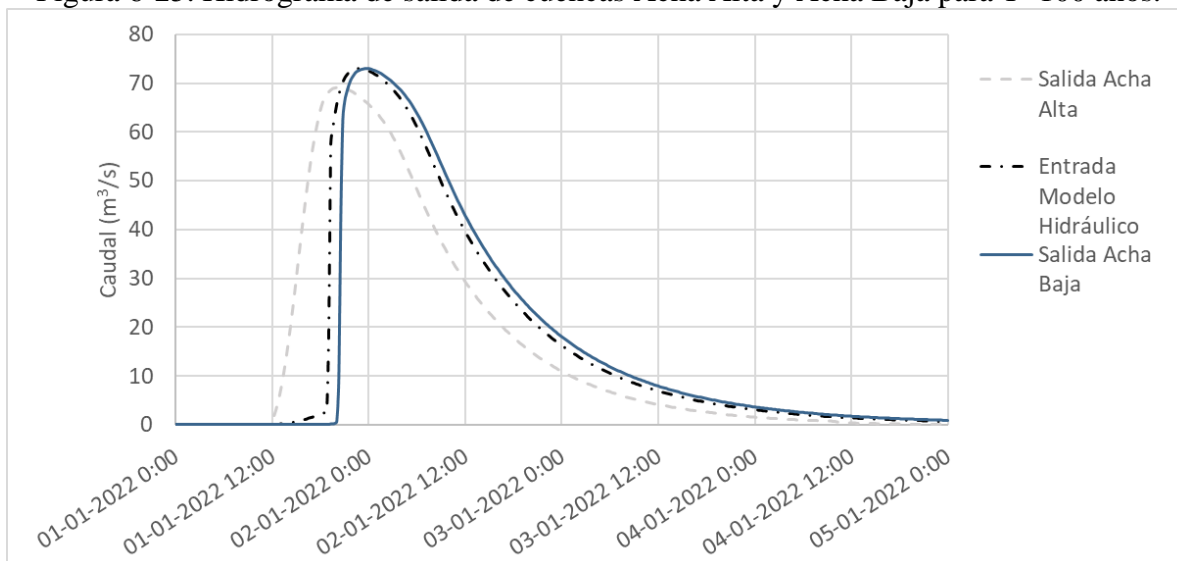
Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-24. Hidrograma de salida de cuencas Acha Alta y Acha Baja para T=50 años.



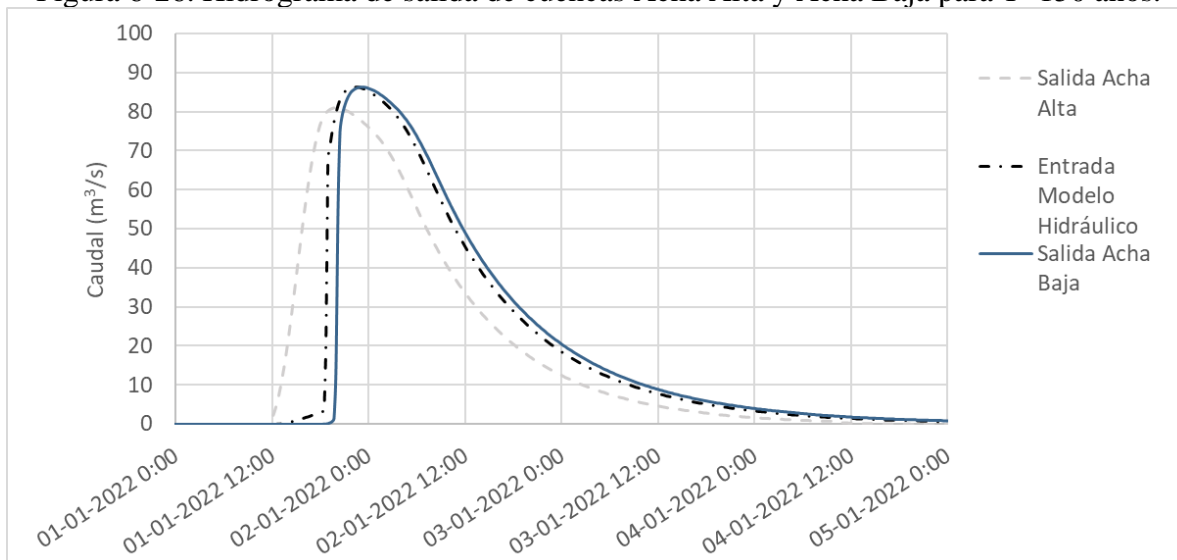
Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-25. Hidrograma de salida de cuencas Acha Alta y Acha Baja para T=100 años.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6-26. Hidrograma de salida de cuencas Acha Alta y Acha Baja para T=150 años.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.20. Caudales máximos obtenidos con el modelo HEC HMS aguas arriba y aguas debajo de la quebrada Acha.

T	Salida Acha Alta (m ³ /s)	Salida Acha Baja (m ³ /s)
2	0,0	0,0
5	6,5	6,5
10	16,2	16,2
25	33,9	34,6
50	50,4	52,4
100	69,2	73,1
150	81,1	86,4
200	89,6	96,3

Fuente: Elaboración propia.

Notar que para la tormenta de T=2 no se genera escorrentía, ya que las pérdidas son mayores a la precipitación.

La Tabla 6.21 compara los resultados de caudal máximo del modelo HEC-HMS con los obtenidos de manera indirecta a través de métodos empíricos en la salida de la quebrada de Acha Alta (S1+S2). El modelo es consistente con los caudales determinados con otros métodos, con la ventaja de que además entrega hidrogramas que consideran las distintas características de las cuencas. Estos hidrogramas fueron utilizados como entrada al modelo hidráulico.

Tabla 6.21. Comparación de caudales máximos obtenidos con HEC-HMS y con métodos empíricos indirectos en la quebrada de Acha Alta.

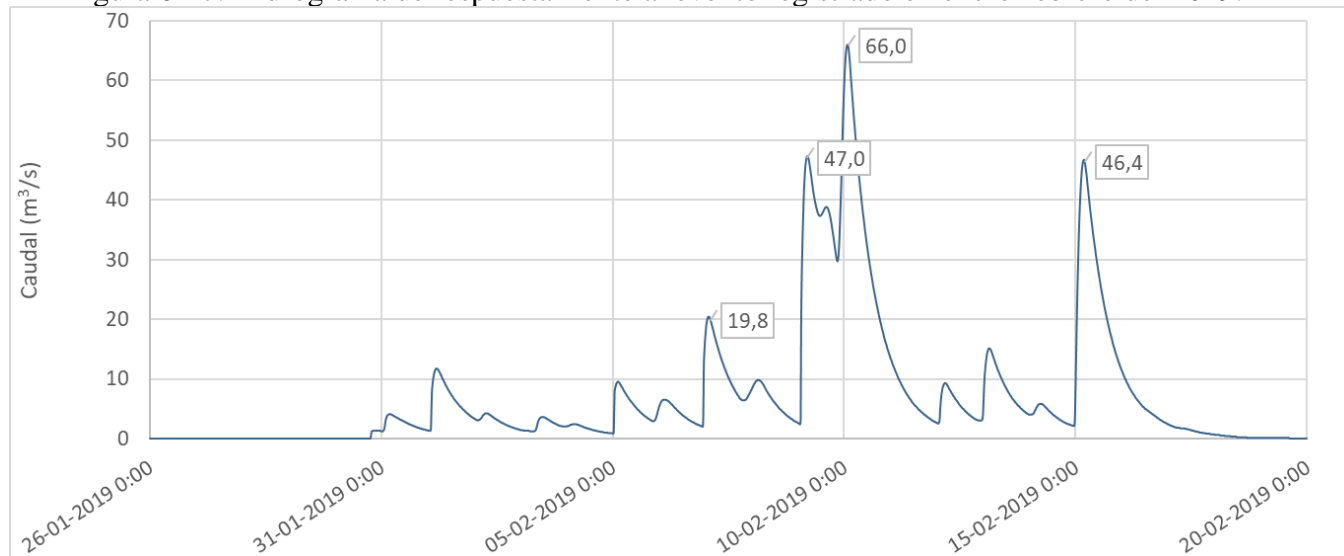
T (años)	Caudal (m ³ /s)		
	Método Racional	Transposición Área - Pp	HEC-HMS
2	-	3,0	0,0
5	-	8,4	6,5
10	-	15,4	16,2
25	-	30,6	33,9
50	45,3	49,0	50,4
100	70,4	76,2	69,2
150	90,1	97,5	81,1
200	135,2	115,7	89,6
300	-	146,4	-

Fuente: Elaboración propia.

6.3.4.2 Evento Histórico: Enero – Febrero 2019

La simulación del evento del 2019 se realizó entre las fechas 26 de enero y 20 de febrero de 2019 (un total 26 días). El hidrograma obtenido en la entrada del modelo hidráulico se muestra en la Figura 6-27. En esta se marcan algunos caudales peak, donde el caudal máximo simulado toma un valor de 66 m³/s y se da el 10 de febrero a las 01:45.

Figura 6-27. Hidrograma de respuesta frente al evento registrado en enero-febrero del 2019.



Fuente: Elaboración propia.

6.4 Referencias Bibliográficas

1. DGA, 2010. “Metodología para la estimación de recarga de cuencas altiplánicas y precordilleranas de vertiente pacífica en el norte de Chile, XV, I, II y III Regiones”.
2. DOH. 2016. “Estudio de Transporte de Sedimentos en Río Lluta”. Encargado por la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas a AC Ingenieros Consultores Ltda.
3. DOH. 2002. “Plan Maestro De Aguas Lluvias de Arica, Manejo de los Cauces de los Ríos Lluta y San José y sus Desembocaduras, Arica, I Región”. Encargado por la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas al consultor Luis Arrau del Canto.
4. INH. 2016. “Análisis de requerimientos en infraestructura hídrica”. Dirección de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas al Instituto Nacional de Hidráulica, INH.

“ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA, COMUNA DE ARICA”

CAPITULO 7

ESTUDIO HIDRÁULICO DE CRECIDAS

CONTENIDO

7	ESTUDIO HIDRÁULICO DE CRECIDAS	7-2
7.1	Introducción	7-2
7.2	Infraestructura Existente	7-4
7.3	Antecedentes Básicos Utilizados	7-8
7.3.1	Topografía	7-8
7.3.2	Hidrogramas de Crecidas	7-10
7.4	Coefficientes de Rugosidad	7-11
7.4.1	Método de Strickler	7-11
7.4.2	Método de Cowan	7-12
7.4.3	Sector 3	7-13
7.4.4	Sector 2	7-15
7.4.5	Sector 1	7-17
7.4.6	Rugosidades asignadas	7-19
7.5	Concentración de Sólidos	7-21
7.5.1	Visita a terreno	7-21
7.5.2	Literatura técnica	7-22
7.5.3	Conclusiones	7-23
7.6	Modelación Bidimensional de Crecidas	7-24
7.6.1	Procedimiento de Cálculo	7-24
7.6.2	Modelo Topográfico o Malla de Modelación	7-32
7.6.3	Criterios de modelación	7-34
7.6.4	Condiciones Iniciales	7-36
7.6.5	Condiciones de Borde	7-36
7.6.6	Análisis de Validez del Modelo Numéricos	7-36
7.6.7	Resultados Estudio Hidráulico Bidimensional de Crecidas	7-39
7.7	Modelación Unidimensional de Crecidas	7-46
7.7.1	Variables de Entrada a la Modelación	7-47
7.7.2	Resultados estudio hidráulico unidimensional de crecidas	7-49
7.7.3	Capacidad Hidráulica de los Puentes	7-52
7.8	Conclusiones	7-54
7.9	Anexo Resultados Modelo Bidimensional	7-55

7 ESTUDIO HIDRÁULICO DE CRECIDAS

7.1 Introducción

En el presente capítulo se presenta el análisis hidráulico fluvial desarrollado para la quebrada de Acha, para lo cual se ha implementado un esquema de trabajo que pretende sacar el mayor provecho de un modelo unidimensional como es el caso del Hec 6.1.0 y del Flo 2D que modela bidimensionalmente el flujo.

Considerando que el área de estudio tiene una extensión de más de 50km, no es posible que los costos computacionales implicados sean compatibles con los plazos del proyecto, pues cada modelación demoraría en una escala de tiempo de semanas. Por lo cual en conjunto con las IFC se definió una zona a ser modelada con mayor detalle, aprovechando de esta manera las potencialidades del Flo 2D, que abarca desde el Kilómetro 33+250 hasta la desembocadura. En estas zonas se concentra el poblado de Acha, el sector de Coraceros y Cerro Sombrero. La disposición específica de este sector se presenta en la Figura 7-1.

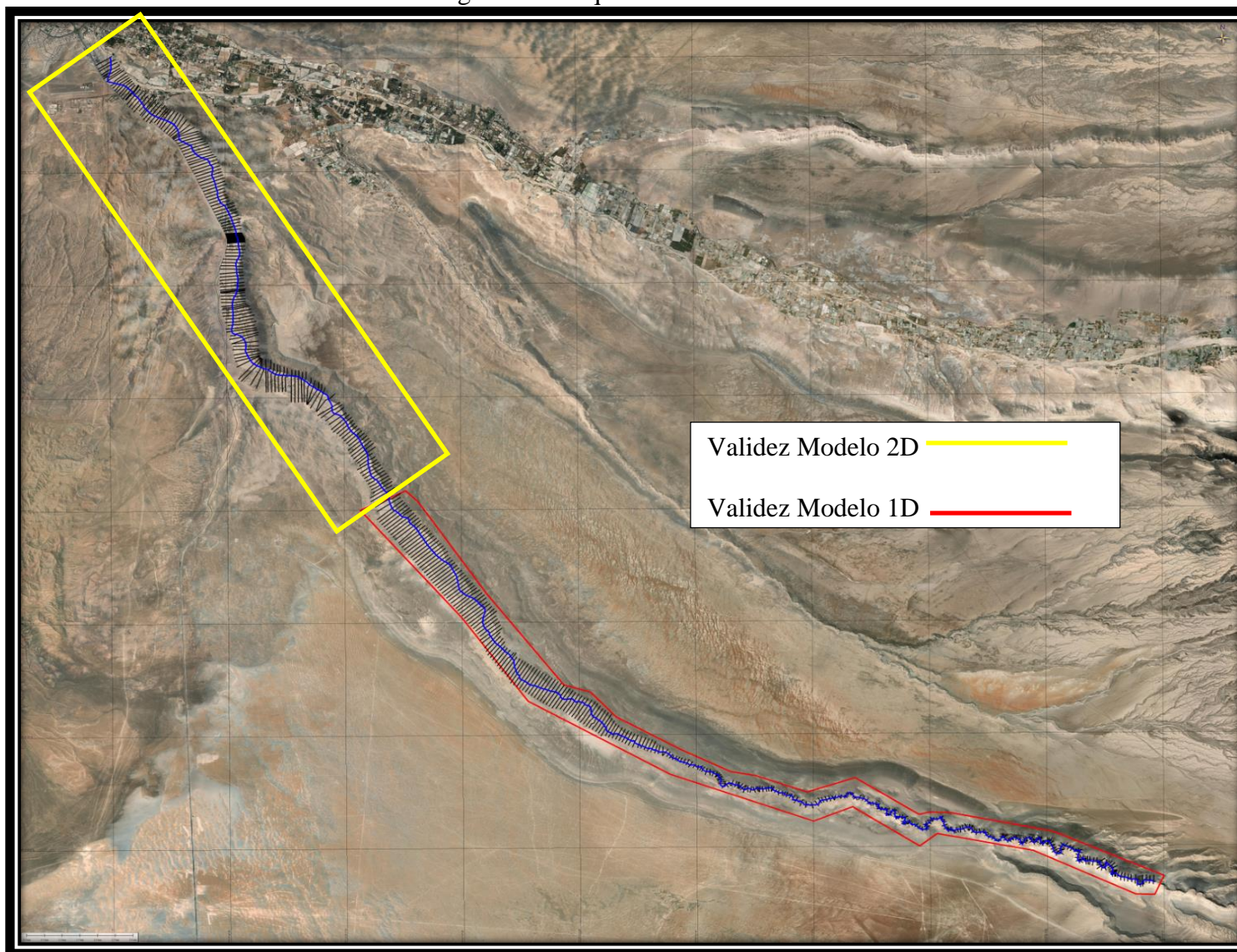
Con respecto al modelo unidimensional se consideró toda la zona en estudio, es decir desde el km 0+000 (aguas arriba) hasta el +52+800 (desembocadura), pero en el presente capítulo se recogen los resultados desde el km 0+000 hasta el +33+250, desde donde hacia aguas abajo comienzan a tener mayor validez los resultados del modelo Flo 2D.

Además, considerando la potente rutina que considera el Hec Ras para modelar puentes, tanto en lo referente a las distintas tipologías geométricas como el caso de puentes en base a cajones, como los distintos métodos que plantea para la resolución de ecuaciones en dicho caso, se plantea el determinar la capacidad hidráulica de los puentes existente en el cauce considerando este modelo.

El objetivo de estos análisis es representar el comportamiento hidráulico del escurrimiento para diversos períodos de retorno entre 2 a 200 años, caracterizando los principales parámetros del flujo, tales como altura, velocidad y superficies de inundación que estas generan. A partir de los resultados obtenidos, se desarrollan los estudios de socavación y de transporte de sedimentos en un siguiente capítulo.

Para realizar el análisis, se caracterizan el cauce geoméricamente con la medición Lidar, hidráulicamente a través de la rugosidad, caudales y se establecen condiciones de borde, para posteriormente realizar las modelaciones.

Figura 7-1. Esquema de Modelación



Fuente Elaboración Propia

7.2 Infraestructura Existente

La infraestructura presente en el área de estudio corresponde principalmente a defensas fluviales, atraviesos y puentes, los primeros se subdividen en pretiles gaviones y enrocados, mientras que los segundos corresponden a puentes en base a cajones de hormigón.

En la modelación hidráulica se procedió a caracterizar 2 obras que se encuentran ubicadas en la quebrada. La primera corresponde a la presencia del puente en el kilómetro 51+150 en base a cajones en la intersección de la calle Santiago Flores con el cauce de la quebrada. (Figura 7-2). Este puente vehicular está construido en base a 4 cajones con protección de enrocado en ambas riberas y en el lecho del cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo. La presencia de dicha estructura restringe en forma notoria el cauce, fundamentalmente porque se aprecia que no cumple con los criterios de Revancha establecidos en la normativa vigente.

En el Poblado de Acha, Ruta A-301, se presenta un segundo puente ubicado en las coordenadas UTM(m): 7946956, 368359, kilómetro 43+200, construido en base a 12 cajones de hormigón de 2m de alto y 2m de ancho, con una luz de puente de 30m de largo, con enrocados de protección en ambas riberas, tanto aguas abajo como aguas arriba. El puente se encuentra a la salida de una curva a la derecha. El cauce se encuentra rectificado en todo el tramo con una amplia sección trapezoidal, que ayuda a disminuir la incidencia de la estructura sobre el escurrimiento. Figura 7-4.

Figura 7-2. Puente Cerro Sombrero Vista hacia Aguas Abajo – Ubicación (7953027, 365468)



Figura 7-3. Puente Cerro Sombrero Vista hacia Aguas Arriba – Ubicación (7953027, 365468)



Figura 7-4. Puente Acha Vista hacia Aguas Abajo – Ubicación (7946956, 368359)



Vista hacia aguas arriba

Figura 7-5. Vista de enrocado aguas abajo de puente vial ubicado en Ruta A-301



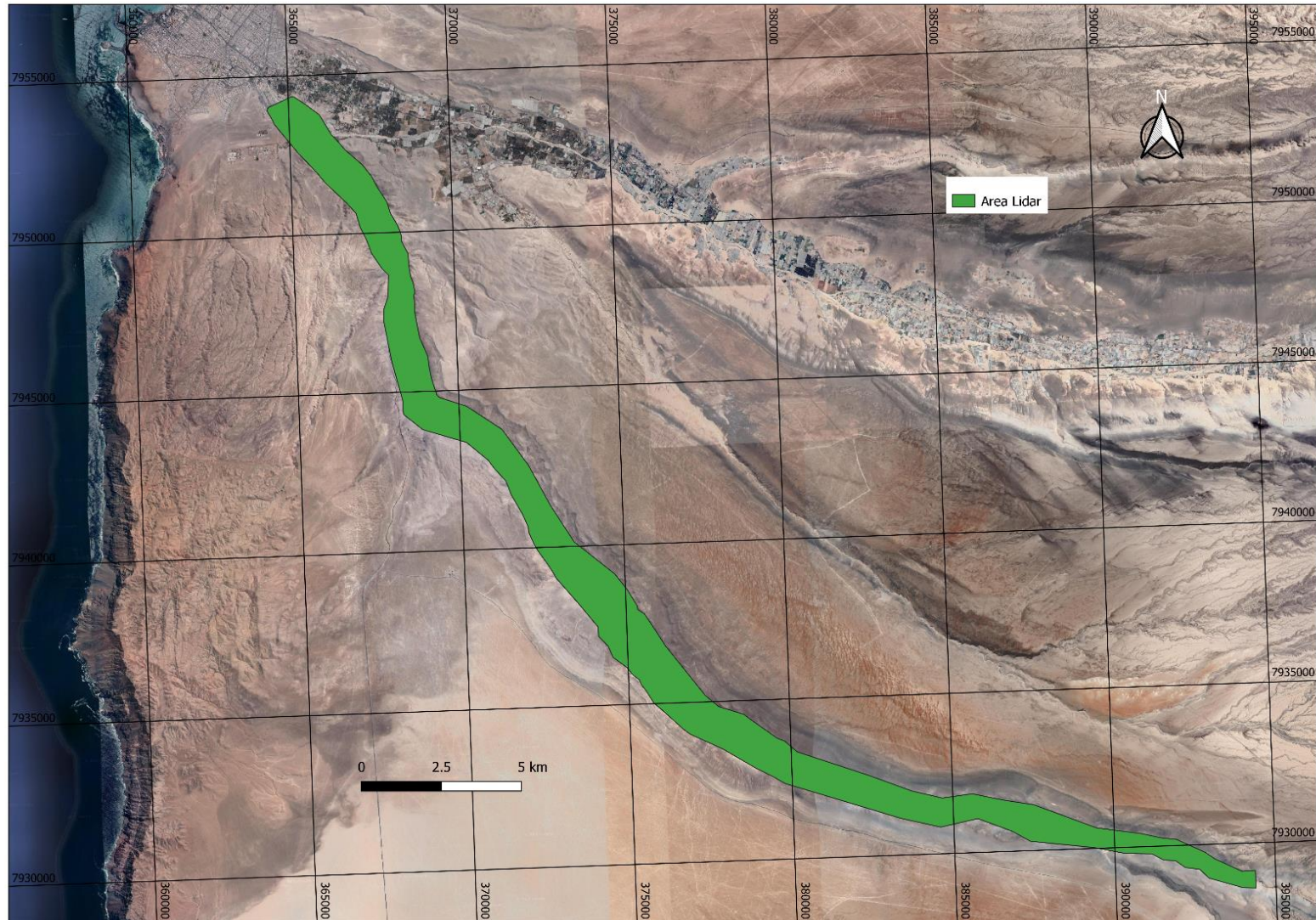
7.3 Antecedentes Básicos Utilizados

7.3.1 Topografía

La información topográfica empleada para realizar la modelación hidráulica corresponde al MDT elaborado en base a la información recolectada del vuelo LIDAR realizado para este estudio

En la Figura 7-6 se presenta en verde la extensión del vuelo LIDAR y en amarillo la superficie disponible para completar.

Figura 7-6. Topografía del Área de Estudio



Fuente: Elaboración Propia.

7.3.2 Hidrogramas de Crecidas

Los caudales peak e hidrogramas fueron obtenidos del Estudio Hidrológico. En el caso de los caudales peak utilizados se presentan en la siguiente tabla

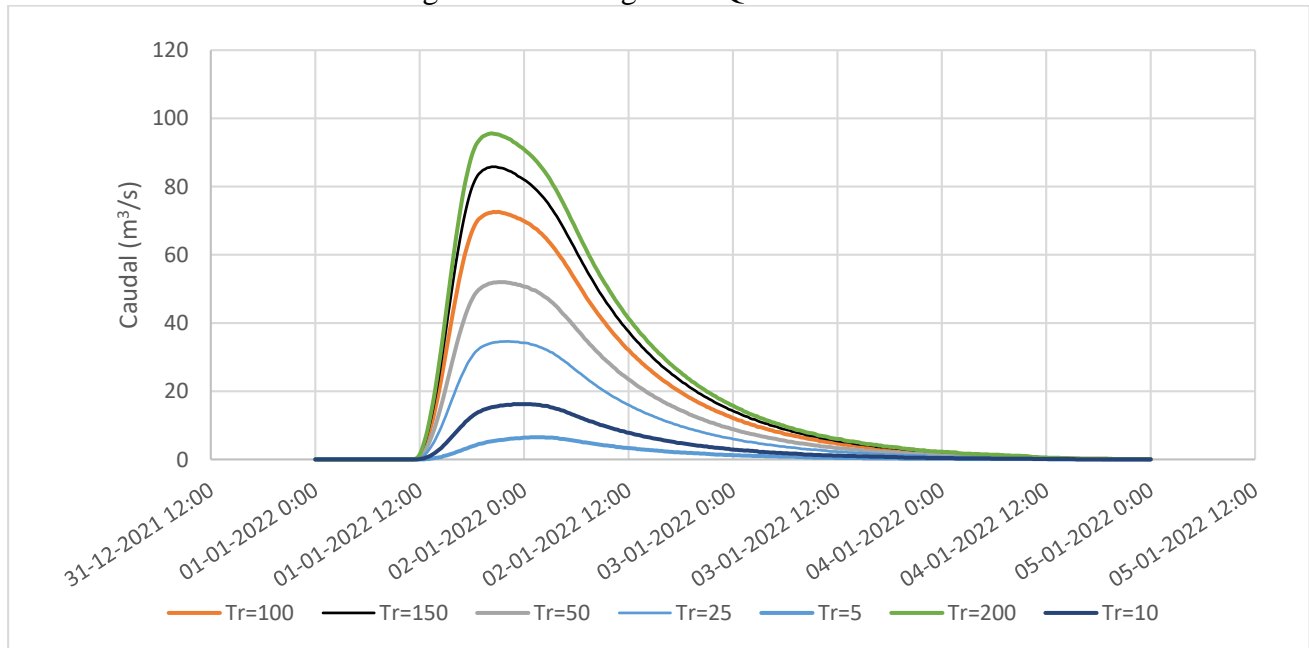
Tabla 7.1. Caudales Peak

Tr	Q
años	m ³ /s
2	0
5	6.5
10	16.2
25	34.6
50	52.4
100	73.1
150	86.4
200	96.3

Fuente: Elaboración propia.

La forma de los hidrogramas de la Quebrada de Acha, son caracterizado por un tiempo base de 72hrs y Tiempo del Peak de 10hrs. Los hidrogramas se presentan a continuación:

Figura 7-7. Hidrogramas Quebrada Acha



Fuente: Elaboración Propia.

7.4 Coeficientes de Rugosidad

En este ítem se caracterizan las rugosidades del sector en estudio a través del “n” de Manning. Como el área en estudio posee una gran extensión, se opta por dividirlo en sectores de características hidráulicas similares. Tal como se presentó en el capítulo de Diagnóstico Fluvial. Se tienen tres sectores bien marcados, los denominados S1, S2 y S3.

Para estimar el coeficiente de rugosidad en la caja del río, se aplicó la expresión de Strickler en los tramos donde existe la presencia de calicatas. No obstante, como éstas no se disponen homogéneamente a través de todos los tramos definidos, y con el objeto de obtener otro valor que permita contrastar los coeficientes de rugosidad, se emplea, a la vez, el método de inspección visual propuesto por Cowan.

Para las zonas colindantes al cauce que puedan ser eventualmente afectadas por las crecidas, como los sectores urbanos o rurales se utilizaran valores de rugosidad encontrado en la literatura los cuales se presentan en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2. Cálculo de Coeficientes de Rugosidad

Clasificación	Fuente	Valor
Vegetación Baja	Matorrales dispersos, mucha maleza. (V.TChow)	0.03
Edificación	Hec Ras	0.12
Ruta	Infraestructura (conservador) IBER	0.02

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1 Método de Strickler

La ecuación de Strickler permite determinar el coeficiente de rugosidad del lecho de un cauce a partir del diámetro característico de sus asperezas, a través de la siguiente expresión

$$n_s = d_{90}^{1/6}/26.4$$

Donde n_s es el coeficiente de rugosidad de Manning y d_{90} corresponde al tamaño del material del lecho en que el 90% del material es menor.

En la Tabla 7.3 se puede observar un resumen del coeficiente de rugosidad para cada uno de los sectores en que se dividió el área de estudio.

Tabla 7.3. Cálculo de Coeficientes de Rugosidad, n_0

Calicata	Horizonte	d_{90} (mm)	Kilometraje (m)	Sector	n	n_{oadop}
C1	0.6-2.0	25.00	52500	S1	0.020	0.021
C2	0.00-0.60	60.00	51625		0.024	
C2-H2	0.60-2.00	40.00	51625		0.022	
C3	0.30-2.00	66.00	50125		0.024	
C4	0.90-2.00	7.00	49000	S2	0.017	0.021
C5	0.90-2.00	30.00	46250		0.021	
C6	1.20-2.00	48.00	43825		0.023	
C7	0.70-2.00	56.00	42000		0.023	
C8	0.00-1.00	1.80	38625	S1	0.013	0.021
C8-H2	1.00-1.50	60.00	38625		0.024	
C8-H3	1.50-2.00	17.00	38625		0.019	
C9	1.00-1.50	55.00	37750	S2	0.023	0.021
C10	1.50-2.00	10.00	34250		0.018	
C11	1.30-2.00	1.90	31750		0.013	
C12	0.00-2.00	10.00	28625		0.018	
C13	1.00-2.00	56.00	26000		0.023	
C14	0.50-1.50	77.00	24750		0.025	
C15	0.00-0.60	2.15	20000	S3	0.014	0.025
C15-H3	1.00-1.50	5.00	20000		0.016	
C16	0.00-2.00	80.00	17250		0.025	
C17	0.00-1.50	80.00	15750		0.025	
C18	0.50-1.00	3.02	6250		0.014	
C19	0.00-1.00	80.00	3500		0.025	

7.4.2 Método de Cowan

La fórmula de Cowan consiste en la determinación del coeficiente de rugosidad de Manning, a partir de la separación de factores de incidencia 1:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m$$

Donde:

- n_0 : Valor base de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales comprendidos, valor que puede determinarse con la fórmula de Strickler
- n_1 : Valor agregado a n_0 para corregir el efecto de irregularidades de superficie
- n_2 : Valor para variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal.
- n_3 : Valor de obstrucciones
- n_4 : Valor para la vegetación y condiciones de flujo.
- m : Factor de corrección para los meandros presentes en el canal.

Los valores adecuados a seleccionar según las características correspondientes se presentan en la Tabla 7.4.

Tabla 7.4. Parámetros Utilizados Para Determinar Cowan

Condiciones del Canal		Valores	
Material Involucrado	Tierra	n0	0,020
	Corte en Roca		0,025
	Grava Fina		0,024
	Grava Gruesa		0,028
Grado de Irregularidad	Suave	n1	0,000
	Menor		0,005
	Moderado		0,010
	Severo		0,020
Variaciones de la sección Transversal	Gradual	n2	0,000
	Ocasionalmente alternante		0,005
	Frecuentemente alternante		0,010 – 0,015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n3	0,000
	Menor		0,010 – 0,015
	Apreciable		0,020 – 0,030
	Severo		0,040 – 0,060
Vegetación	Baja	n4	0,005 – 0,010
	Media		0,010 – 0,025
	Alta		0,025 – 0,050
	Muy Alta		0,050 – 0,100
Grado de los Efectos por Meandros	Menor	m5	1,000
	Apreciable		1,150
	Severo		1,300

Fuente: Hidráulica De Canales Abiertos Ven Te Chow.

A continuación, se presenta el n de Manning estimado para cada uno de los sectores del estudio.

7.4.3 Sector 3

El denominado sector S3 corresponde al sector de cauce ubicado aguas arriba del kilómetro 18+750.

En este sector el lecho del cauce en S3 no tiene una importante disponibilidad del material arenoso en comparación con el Sector S2. Incluso en algunos sectores el lecho se encuentra acorazado por la presencia de sedimento grueso y la poca presencia de sedimento fino. Sobre este lecho sobresale la presencia de bolones, gravas y rocas de tamaño medio a grande.

Figura 7-8. Ejemplo de Cauce Sector S3– Ubicación (7933150, 379302)



Figura 7-9. Características del Cauce – Ubicación (7932935, 379871) Sector S3



En la Tabla 7.5, se observan los resultados de la rugosidad de Manning para el sector.

Tabla 7.5. Cálculo de Coeficientes de Rugosidad Cauce S3

Parámetros	Coefficiente	Cauce principal
Material considerado	n_0	0.025
Grado de Irregularidad	n_1	0.005
Variaciones de la Sección Transversal del canal	n_2	0.005
Efectivo relativo de obstrucciones	n_3	0.00
Vegetación	n_4	0.005
Cantidad de Meandros	m_5	1.1
	n	0.044
	n_{adop}	0.045

Fuente: Elaboración propia.

7.4.4 Sector 2

Aguas abajo del Sector S1 el cauce se presenta trezado, con un valle amplio donde la quebrada puede generar diversos brazos entrelazados. Esta situación sucede principalmente en el sector definidos como S2, que abarca en un primer tramo desde el 18+750 hasta 37+500, 39+750 a 44+500 y 45+750 a 49+250.

En este Sector el lecho presenta características de una matriz fundamentalmente arenosa, en algunos sectores en los estratos superficiales se aprecia la existencia de una costra de espesor variable conformada por limo y arcillas, presentes en menor medida. El mecanismo que se observa es que en las zonas donde se produce apozamiento de las aguas, principalmente en cauces secundarios, se produce la sedimentación de este material fino, conformando esta costra superficial dura. Este mecanismo es vestigio de la existencia de una componente detrítica en el flujo en condiciones de crecida.

Figura 7-10. Ejemplo de Cauce Sector S2– Ubicación (7951143, 367276)



Figura 7-11. Características del Cauce – Ubicación (7936760, 375161) Sector S2



En la Tabla 7.6, se observan los resultados de la rugosidad de Manning para el sector.

Tabla 7.6. Cálculo de Coeficientes de Rugosidad Cauze S2

Parámetros	Coficiente	Cauze Principal
Material considerado	n_0	0.021
Grado de Irregularidad	n_1	0.01
Variaciones de la Sección Transversal del canal	n_2	0.005
Efectivo relativo de obstrucciones	n_3	0
Vegetación	n_4	0
Cantidad de Meandros	m_5	1
	n	0.036
	n_{adop}	0.037

Fuente: Elaboración propia.

7.4.5 Sector 1

El sector S1 el cauce se encuentra confinado debido al crecimiento de los sectores urbanos que han ido acercándose cada vez más al cauce, por la presencia de defensas ribereñas que se han ido construyendo y por puntos fijos del cauce que corresponden a la presencia de puentes. Este sector abarca desde los kilómetros 37+500 a 40+000, 44+500 a 45+900 y desde 49+250 a 52+950 (desembocadura).

El material del lecho este compuesto por arena y principalmente por material fino, la sección transversal en amplios tramos se encuentra rectificadas, en otros presenta ciertas variaciones menores en función de las defensas fluviales y no se observa vegetación en el cauce.

Figura 7-12. Ejemplo de Cauce Sector S1 Ubicación (7953340, 364710)



Figura 7-13. Ejemplo de Cauce en Sector S1, Sector Poblado de Acha Vista hacia aguas abajo—
Ubicación (7952240, 366240)



En la Tabla 7.7, se observan los resultados de la rugosidad de Manning para el sector.

Tabla 7.7. Cálculo de Coeficientes de Rugosidad Cauze S1

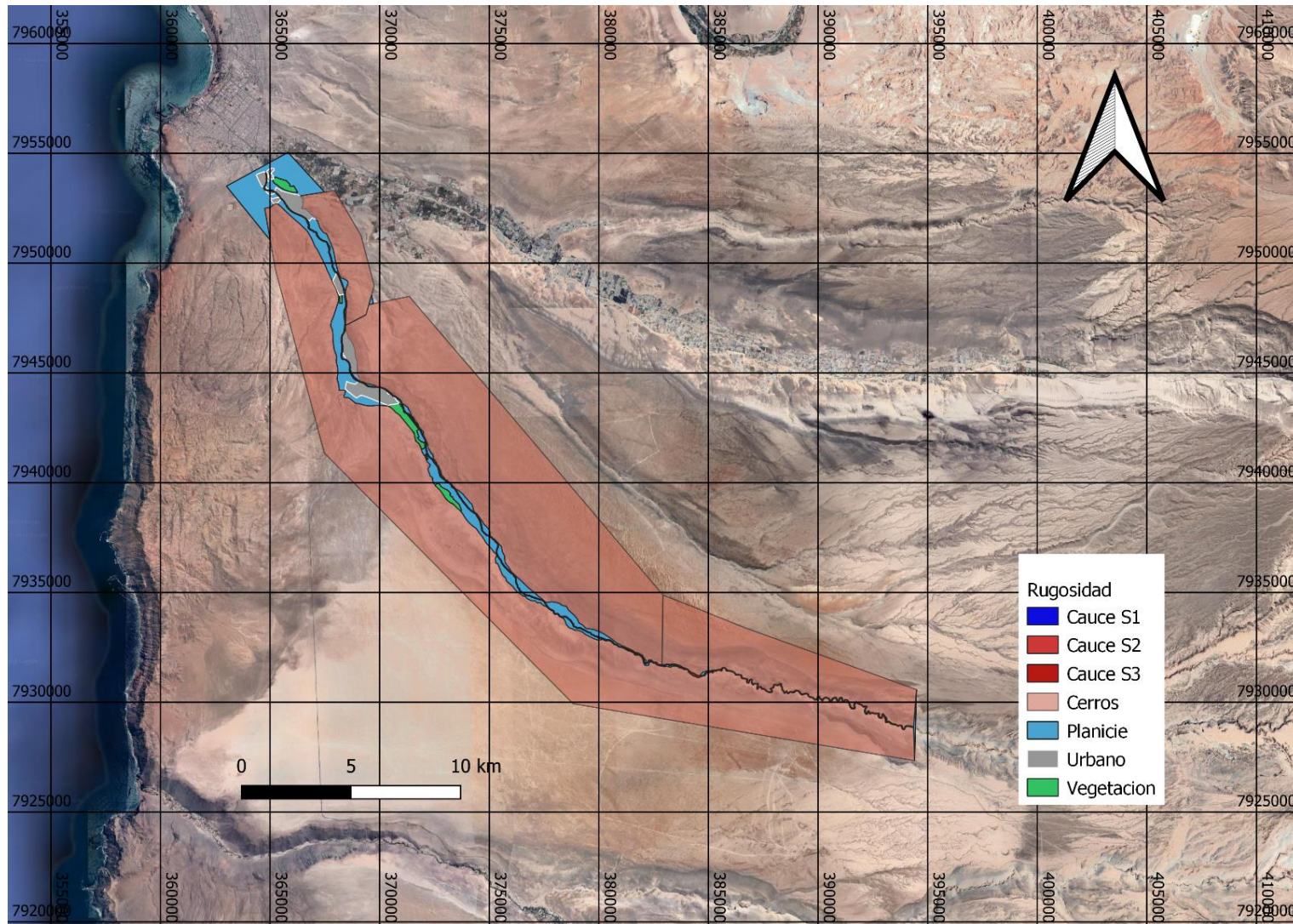
Parámetros	Coefficiente	Cauze principal
Material considerado	n_0	0.021
Grado de Irregularidad	n_1	0.005
Variaciones de la Sección Transversal del canal	n_2	0.005
Efectivo relativo de obstrucciones	n_3	0.005
Vegetación	n_4	0.00
Cantidad de Meandros	m_5	1.0
	n	0.036
	n_{adop}	0.035

Fuente: Elaboración propia.

7.4.6 Rugosidades asignadas

En la Figura 7-14 se presenta la distribución de las rugosidades propuestas en este acápite, las cuales se utilizarán como dato de entrada en los distintos tipos de modelación hidráulica.

Figura 7-14. Rugosidades Asignadas en el Área de Estudio



Fuente: Elaboración Propia.

7.5 Concentración de Sólidos

7.5.1 Visita a terreno

Sobre la base de la Visita de Terreno y los resultados del Estudio de Dinámica Fluvial y de Mecánica de Suelos, a continuación, se presentan las principales Conclusiones que ayudan a definir la estrategia para establecer la concentración de sedimentos. Estas son las siguientes:

- En la Quebrada de Acha, las gravas y arenas corresponden a un 46,17 % y 49,43% respectivamente de la matriz de materiales, mientras que los materiales finos componen aproximadamente el 2,17% del total.
- Se aprecia que en la capa superficial del conjunto de calicatas predomina el material gravoso para los primeros 20 kilómetros, y por lo tanto los diámetros característicos son de mayor tamaño en dicho sector respecto del resto del sector en estudio.
- Entre los kilómetros 20 y 50 de la capa superficial predomina el material en matriz arenosa y/o areno-limosa en un cauce principalmente trenzado. Por consiguiente, se obtienen cifras menores para los diámetros característicos.
- En la capa profunda de las calicatas estudiadas, la arena predomina sobre la grava en los primeros 20 kilómetros, mientras que el material fino se mantiene mínimo en comparación con las gravas y arenas a lo largo de todo el lecho.
- Desde una mirada integral y global, el cauce de la quebrada de Acha, al menos en los últimos 18 años no ha sufrido alteraciones geomorfológicas estando la posición de sus riberas estables en el tiempo. A una escala espacial más local lo que ha acontecido es que en los sectores donde su comportamiento es más bien de cauce trenzado, la formación de álveos secundarios a lo ancho de la planicie de inundación responden fundamentalmente a mecanismos controlados por las condiciones hidráulicas, sedimentológicas y topográficas existentes durante la crecida, es decir a escala de horas, y no ha procesos geomorfológicos de largo plazo que hayan modificado la ubicación de las riberas en planta en forma paulatina. Ya que, si se considera la envolvente en estas zonas el cordón de cerros existentes por el lado derecho y la elevación natural del valle por el izquierdo, las riberas quedan delimitadas por bordes más bien fijos.
- El análisis histórico de las zonas de depositación mostraron 4 zonas de depósitos de sedimentos que no han cambiado a lo largo del tiempo. Coinciden con las zonas donde la quebrada de Acha tiene un comportamiento de río trenzado, que hacen que el cauce se vuelva indefinido y difuso.
- En este sector se aprecian algunos vestigios de estratos de material fino muy compacto y consolidado compuesta por una matriz limo-arcillosa que van en concordancia con los resultados obtenidos en el estudio de calicatas, que sugieren que la quebrada presenta un comportamiento semi detrítico, con concentraciones moderadas de finos. Por lo cual se concluye que los principales mecanismos de transporte de sedimentos corresponderían a transporte por fondo de material arenoso.

7.5.2 Literatura técnica

Dado que no se tienen mediciones de terreno que permitan establecer con precisión la concentración de sedimentos asociadas a eventos hidrológicos, se debe recurrir a las recomendaciones que establece la literatura técnica para ayudar a entender los distintos procesos que pueden ocurrir en los sectores en estudio frente a eventos de crecida. Para esto un aspecto fundamental es caracterizar el tipo de flujo que se puede generar en la cuenca.

Para esto la literatura ofrece distintas clasificaciones. Una de las más destacadas es la que establece que los flujos de sedimentos hiperconcentrados se definen como eventos de inundación con concentraciones de sedimentos que superan el 20% en volumen. Flujos con concentraciones de sedimentos menores que 20% en volumen son esencialmente inundaciones de agua con alta carga de transporte de fondo y suspensión, donde la carga de fondo puede verse afectada por la alta concentración de la carga en suspensión (por ejemplo, la carga de lavado de sedimentos finos).

Con el aumento de la concentración de sedimentos, una inundación de agua se convertirá en una avalancha de lodo o “mud flood”. El intervalo general de concentración de sedimentos en la inundación de lodo es de 20% a 40 - 45% en volumen. Las inundaciones de lodo pueden ser difíciles de distinguir de las inundaciones de agua y se presentan comportamientos de flujo muy similares como se indica en la tabla, pero las propiedades de los fluidos de las inundaciones de lodo son definitivamente diferentes a la de las inundaciones de agua, con mucha mayor viscosidad y densidad. La tabla recoge las cuatro categorías diferentes de flujos de sedimentos hiperconcentrados y presenta sus características de conducción. Esta tabla fue desarrollada a partir de los datos de laboratorio utilizando los depósitos de flujos de lodo reales de Glenwood Springs, Colorado. Sin embargo, alguna variación en la delimitación de las diferentes categorías de eventos de flujo se debe esperar sobre la base de la geología de la cuenca.

Figura 7-15. Comportamiento de Flujos de Lodo Como Función de la Concentración de Sedimentos

	Sediment Concentration		Flow Characteristics
	by Volume	by Weight	
Landslide	0.65 - 0.80	0.83 - 0.91	Will not flow; failure by block sliding
	0.55 - 0.65	0.76 - 0.83	Block sliding failure with internal deformation during the slide; slow creep prior to failure
Mudflow	0.48 - 0.55	0.72 - 0.76	Flow evident; slow creep sustained mudflow; plastic deformation under its own weight; cohesive; will not spread on level surface
	0.45 - 0.48	0.69 - 0.72	Flow spreading on level surface; cohesive flow; some mixing
Mud Flood	0.40 - 0.45	0.65 - 0.69	Flow mixes easily; shows fluid properties in deformation; spreads on horizontal surface but maintains an inclined fluid surface; large particle (boulder) setting; waves appear but dissipate rapidly
	0.35 - 0.40	0.59 - 0.65	Marked settling of gravels and cobbles; spreading nearly complete on horizontal surface; liquid surface with two fluid phases appears; waves travel on surface
	0.30 - 0.35	0.54 - 0.59	Separation of water on surface; waves travel easily; most sand and gravel has settled out and moves as bedload
	0.20 - 0.30	0.41 - 0.54	Distinct wave action; fluid surface; all particles resting on bed in quiescent fluid condition
Water Flood	< 0.20	< 0.41	Water flood with conventional suspended load and bedload

7.5.3 Conclusiones

Dado que se aprecian moderada cantidad de depósitos de limos y arcillas, en comparación con la abundante cantidad de depósitos de arenas, se demuestra que la componente detrítica es de menor importancia que el transporte aluvial, lo que además va en concordancia con la composición del lecho fundamentalmente de matriz areno-limosa.

Esto permite concluir que la quebrada de Acha tiene un comportamiento bifásico donde convive un “flujo de agua” y un flujo detrítico, cuya componente principal dependerá de la magnitud de la crecida y del tipo de sedimentos que predominará en ese momento.

Dado que no existe un modelo comercial que permita modelar este comportamiento bifásico del flujo, es que se plantea determinar el transporte de sedimentos aluvial, fondo y suspensión, aplicando formulaciones a los resultados de los parámetros obtenidos con el modelo unidimensional.

En el caso de la componente, dado que no existen grandes vestigios de embanques de material fino, se puede pensar que el valor de la concentración es moderado. De acuerdo a la comparación de cuencas similares donde este Consultor ha realizado estudios, la Concentración Cv debe estar comprendida entre un 25% y 30%. Considerando un valor conservador recomendado con la Inspección se establece un valor de 35%.

7.6 Modelación Bidimensional de Crecidas

En el presente capítulo se presenta el análisis hidráulico fluvial desarrollado con el modelo bidimensional para el cauce de la Quebrada de Acha desde el Kilómetro 33+250 hasta su desembocadura realizado con el modelo bidimensional Flo 2D.

7.6.1 Procedimiento de Cálculo

El FLO-2D es un simple modelo de conservación de volumen. Se mueve el volumen de inundación alrededor de una serie de elementos para el flujo 2D sobre el terreno o por medio de segmentos para el enrutamiento de canal. La progresión de la onda de avenida sobre el dominio de modelación es controlada por la topografía y la resistencia al flujo. El enrutamiento en dos dimensiones se logra a través de una integración numérica de las ecuaciones de movimiento y la conservación del volumen de líquido, ya sea para una inundación de agua o un flujo de sedimento hiperconcentrado. Una presentación de las ecuaciones que gobiernan es seguida por una discusión sobre la metodología de modelado.

7.6.1.1 Ecuaciones gobernantes

Las ecuaciones constitutivas generales de fluidos incluyen la ecuación de continuidad, y la ecuación del movimiento (ecuación de movimiento de la onda):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hV}{\partial x} = i$$

$$S_f = S_o - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t}$$

donde h es la profundidad de flujo y V es la velocidad promediada en vertical en una de las ocho direcciones x de flujo. La intensidad de la lluvia (i) puede ser distinta de 0 en la superficie del flujo. La componente de la pendiente de fricción Sf se basa en la ecuación de Manning. Los otros términos

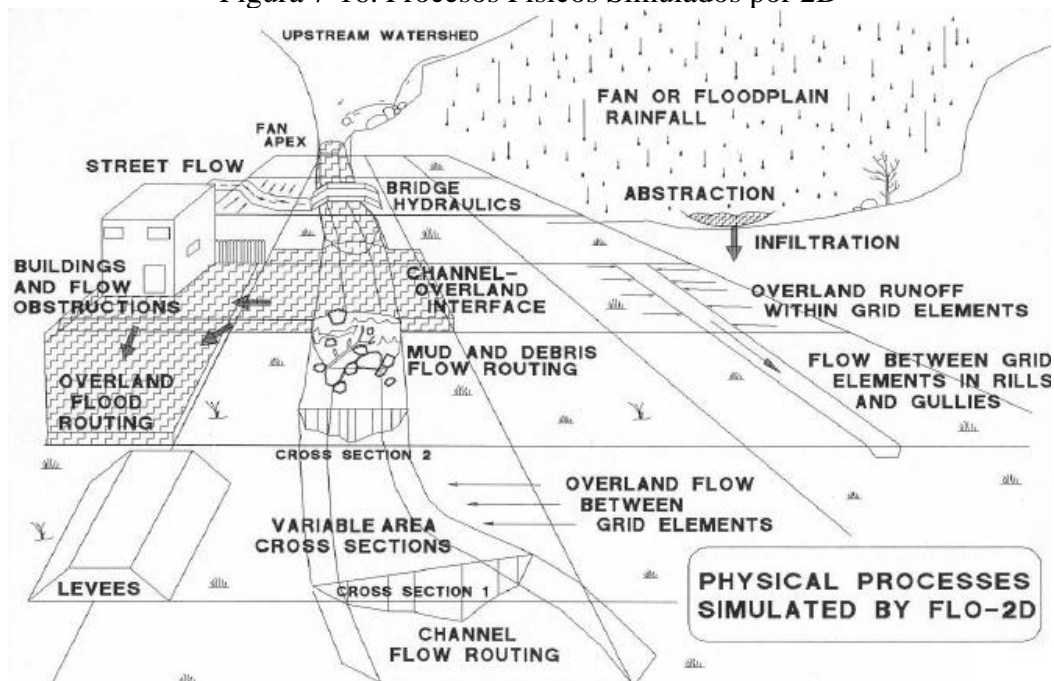
incluyen la pendiente del lecho (S_o), gradiente de presión y términos de aceleración local y convectiva. La ecuación unidimensional representa el flujo de canal promediado en profundidad.

FLO-2D es un modelo de flujo multi-dirección en la zona de inundación. En este caso las ecuaciones de movimiento se aplican mediante el cálculo de la velocidad del flujo a través de la frontera de un elemento de malla para una dirección a la vez. Hay ocho direcciones potenciales del flujo: los cuatro puntos cardinales (norte, este, sur y oeste) y las cuatro direcciones diagonales (noreste, sureste, suroeste y noroeste). Cada cálculo de la velocidad es esencialmente de naturaleza unidimensional y se resuelve de forma independiente de las otras siete direcciones. La estabilidad de este esquema numérico explícito se basa en criterios estrictos que controlan la magnitud de un paso de tiempo computacional variable.

La magnitud relativa de las componentes de aceleración respecto a los términos de pendiente del fondo y de la presión importante.

La experiencia demuestra que la aplicación en pendientes moderadamente empinadas de la ecuación para la onda cinemática ($S_o=S_f$) es suficiente para modelar la progresión de la onda de avenida. En tal caso la contribución del gradiente de presión y los términos de aceleración se pueden despreciar. También se ha visto que la simulación de flujo con topografía compleja mejora con la adición del término de gradiente de presión (creándose la ecuación de onda difusiva), siendo importante para la atenuación de la onda de avenida y el almacenamiento en la llanura de inundación. Los términos de aceleración (local y convectiva) son importantes para el tránsito de avenidas con pendientes planas o adversas, pendientes muy pronunciadas o condiciones de flujo inestable. De cualquier forma, sólo la ecuación de onda completa se aplica en el modelo FLO-2D.

Figura 7-16. Procesos Físicos Simulados por 2D



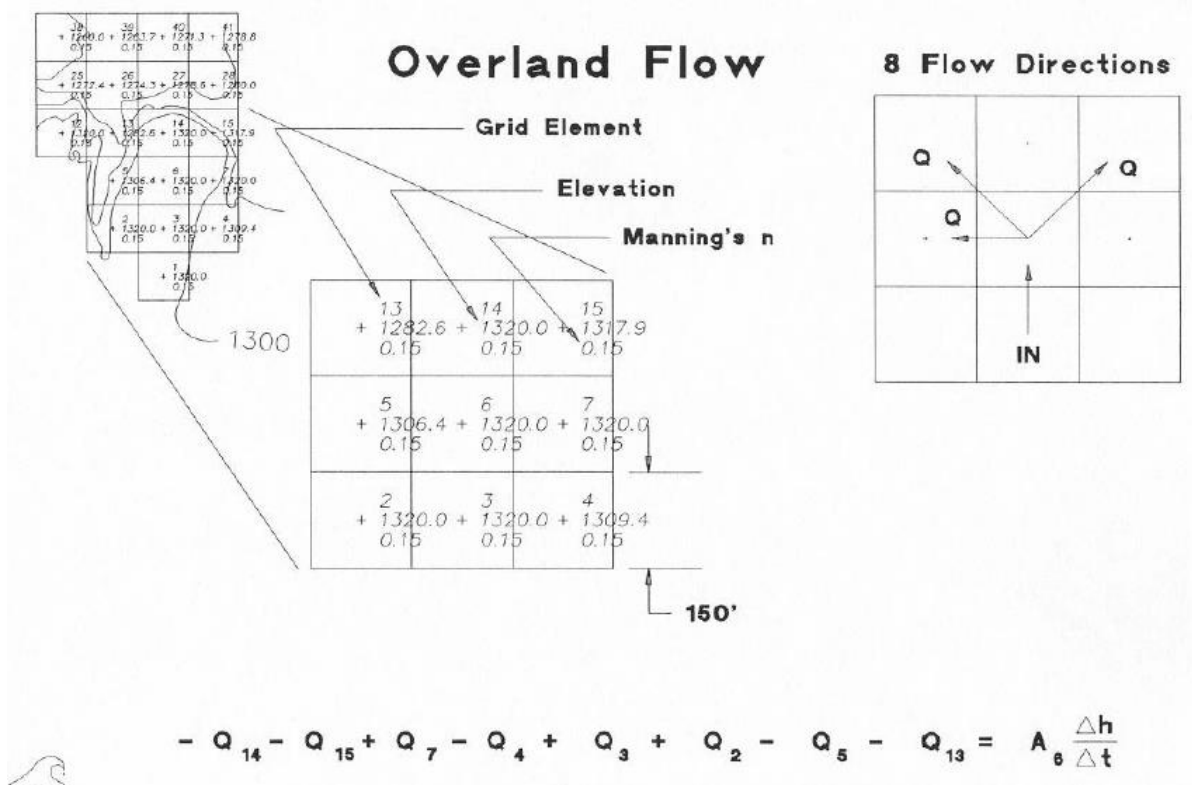
Fuente: Manual para la modelación de flujos en FLO 2D.

7.6.1.2 Funcionamiento del modelo

La forma diferencial de las ecuaciones de continuidad y momentum en el modelo FLO-2D se resuelve con un esquema numérico de diferencias finitas centrales. El algoritmo explícito resuelve la ecuación de momento para la velocidad de flujo a través de la frontera de los elementos de malla de un elemento a la vez. La solución de la forma diferencial de la ecuación de momentum resulta de una representación discreta de la ecuación cuando se aplica en un solo punto. Los esquemas explícitos son fáciles de formular, pero por lo general se limitan a pequeños pasos de tiempo para satisfacer los estrictos criterios de estabilidad numérica. Los esquemas de diferencias finitas pueden requerir gran esfuerzo de computador para simular cuencas muy escarpadas ondas de avenida de crecimiento muy lento, canales con secciones transversales muy variables, cambios bruscos de pendiente, flujo dividido y áreas de flujo estancado.

El dominio de solución en el modelo FLO-2D se discretiza en elementos uniformes y cuadrados. El procedimiento de cálculo para el flujo superficial implica el cálculo de la descarga a través de cada uno de los límites en las ocho posibles direcciones de flujo y comienza con una estimación lineal de la profundidad de flujo en el elemento frontera

Figura 7-17. Flujo a Través de la Frontera de Elementos



Fuente Manual para la modelación de flujos en FLO 2D.

La profundidad del flujo en la frontera es estimada como un promedio de las profundidades de flujo en los dos elementos de la malla que comparten la descarga en una de las ocho direcciones. En versiones anteriores del modelo se intentaron estimaciones no lineales, pero no mejoraron significativamente los resultados. Otros parámetros hidráulicos también se promedian entre los dos elementos de la malla para calcular la velocidad de flujo, incluyendo la resistencia de flujo (valor n de Manning), el flujo de área, pendiente, elevación de la superficie del agua y perímetro mojado. La velocidad de flujo (dependiente variable) a través de la frontera se calcula a partir de la solución de la ecuación de momento (discutido más abajo). Usando el área de flujo promedio entre los dos elementos, se determina la descarga para cada paso de tiempo multiplicando el área de flujo por la velocidad.

La ecuación de onda dinámica completa es una ecuación diferencial parcial de segundo orden, no lineal. Para resolver la ecuación para la velocidad de flujo en la frontera de un elemento de la malla, inicialmente se calcula la velocidad de flujo con la ecuación de onda difusiva utilizando la pendiente de la superficie del agua promedio (pendiente del fondo más gradiente de presión). Esta velocidad se utiliza entonces como una primera estimación (o una semilla) en el método de Newton- Raphson de segundo orden con el fin de determinar las raíces de la ecuación dinámica completa de onda (James, et. Al., 1977). La ecuación de Manning se aplica para calcular la pendiente de fricción. Si la solución de Newton-Raphson no converge después de 3 iteraciones, los valores por defecto utilizados por el algoritmo son aportados por la solución de onda difusiva.

En la ecuación de momentum completa, el término de aceleración local es la diferencia en la velocidad para la dirección de flujo dada en el paso de tiempo anterior. El término de aceleración convectiva se evalúa como la diferencia en la velocidad de flujo a través del elemento de la malla en el paso de tiempo anterior. Por ejemplo, el término aceleración local ($1/g * \partial V/\partial t$) para el elemento de malla 251 en la dirección este (elemento 2) se convierte en:

$$\Delta(V_t - V_{t-1})_{251}/(g * \Delta t)$$

donde V_t es la velocidad en la dirección este para el elemento de malla 251 en el momento t, V_{t-1} es la velocidad en el paso de tiempo anterior (t-1) en dirección este, Δt es el paso de tiempo en segundos, y g es la aceleración de gravedad. Una construcción similar para el término de aceleración convectiva ($V_x/g * \partial V/\partial x$) se puede hacer donde V_2 es la velocidad en la dirección este y V_4 es la velocidad en la dirección oeste para el elemento de malla 251:

$$V_2 * \Delta(V_2 - V_4)_{251}/(g * \Delta x)$$

La descarga a través de la frontera de los elementos de la malla se calcula multiplicando la velocidad por el área de la zona de flujo transversal. Después de obtenida la descarga, para las ocho direcciones posibles, el cambio neto en la descarga (suma de la descarga en las ocho direcciones de flujo) se multiplica por el paso de tiempo para determinar el cambio neto en el volumen de agua del elemento. Este cambio neto en volumen es entonces dividido por el área de superficie disponible (A_{surf} = área de almacenamiento) en el elemento de malla para obtener el aumento o disminución de la profundidad del flujo para dicho paso de tiempo.

$$\sum Q_x^{i+1} = Q_n + Q_e + Q_s + Q_w + Q_{ne} + Q_{se} + Q_{sw} + Q_{mw} = A_{surf} \Delta h/\Delta t$$

donde:

Q_x = descarga a través de una frontera

A_{surf} = área de superficie de un elemento de cuadrícula

$\Delta h/\Delta t$ = variación de profundidad de flujo en un elemento de malla durante un paso de tiempo

En resumen, el algoritmo de solución incorpora los siguientes pasos:

- 1- se calculan el flujo medio, rugosidad y la pendiente entre dos elementos de la malla.
- 2- La profundidad del flujo d_x para el cálculo de la velocidad a través de una frontera de un elemento de la cuadrícula para el siguiente paso de tiempo ($i + 1$) se estima a partir del paso de tiempo anterior (i) utilizando una estimación lineal (la profundidad media entre dos elementos).

$$d_x^{i+1} = d_x^i + d_{x+1}^i$$

- 3- La primera estimación de la velocidad se calcula utilizando la ecuación de onda difusiva. La única incógnita en la ecuación de onda difusiva es la velocidad por tierra, canal o flujo calle.
- 4- La velocidad de la onda difusiva prevista para el paso de tiempo actual se utiliza como una semilla en la solución de Newton-Raphson para resolver la ecuación de onda completa. Cabe señalar que, para los flujos de sedimentos hiperconcentrados tales como flujos de lodo y detríticos, los cálculos de velocidad incluyen adicionalmente los términos de la viscosidad y de tensión cohesiva.
- 5- La descarga Q a través de la frontera se calcula multiplicando la velocidad por el área de la sección transversal de flujo. Para el flujo superficial, la anchura de flujo se ajusta mediante los factores de reducción de anchura (WRF).
- 6- Las descargas incrementales para el paso de tiempo a través de las ocho fronteras (o elementos de canal de aguas arriba y aguas abajo) son sumadas,

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

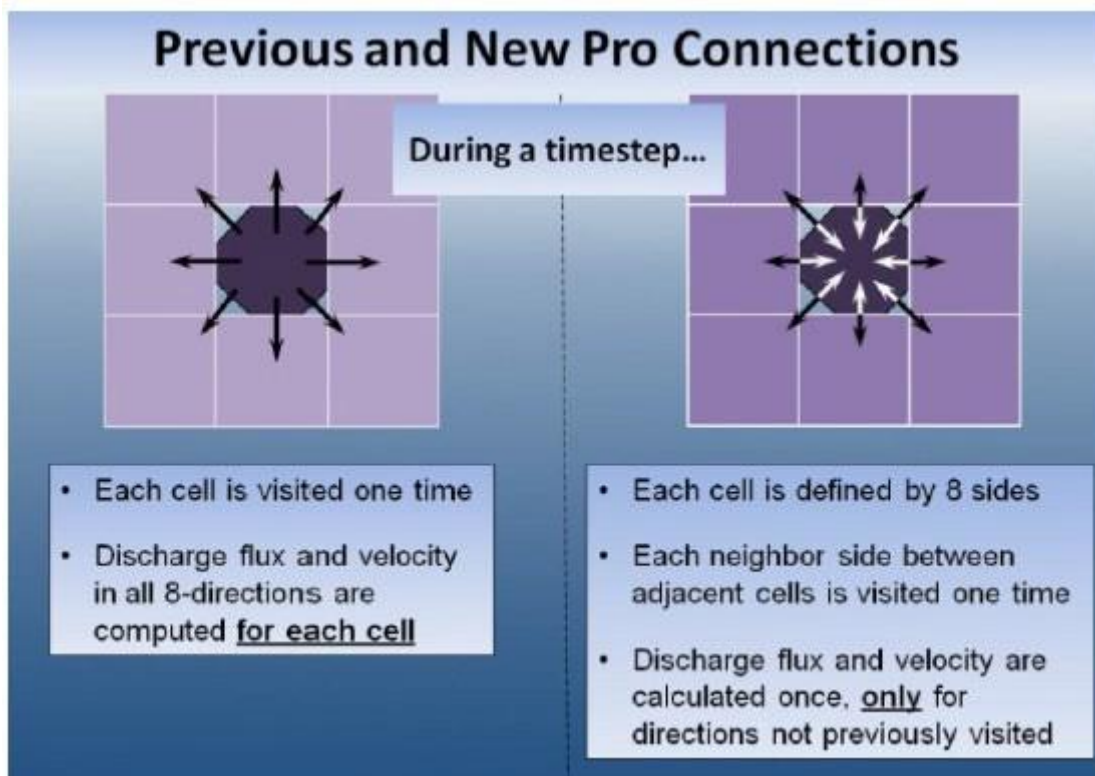
y el cambio en volumen (descarga neta x paso de tiempo) se distribuye en el área de almacenamiento disponible dentro del elemento de la malla para determinar el aumento incremental en la profundidad del flujo.

$$\Delta d_x^{i+1} = \Delta Q_x^{i+1} \Delta t / A_{surf}$$

- 7- Los criterios de estabilidad numérica se revisan para la nueva profundidad del flujo en el elemento de la malla. Si se excede cualquiera de los criterios de estabilidad, el tiempo de simulación se restablece en el tiempo de simulación anterior, el incremento de paso de tiempo se reduce, todos los cálculos anteriores de paso de tiempo se descartan y los cálculos de velocidad de comienzan de nuevo.
- 8- La simulación progresa con el correspondiente aumento de los pasos de tiempos hasta que se excedan los criterios de estabilidad.

En la versión más actual del modelo se mejoró la eficiencia numérica mediante la creación de un algoritmo de enrutamiento para las subrutinas computacionalmente más costosas. El reparto de la descarga entre los elementos de la malla se basa en los lados o fronteras en vez de celdas contiguas (véase la Figura 7-18). El nuevo modelo no busca en las 8 direcciones para encontrar, los elementos para compartir la descarga. En tiempo de ejecución, el modelo establece una serie de conexiones laterales a las que sólo se accede solo una vez por paso de tiempo en lugar del algoritmo dual requerido para la búsqueda de los elementos disponibles. Este enfoque simplifica los barridos computacionales y facilita la paralelización de los códigos.

Figura 7-18. Tratamiento de las Conectividades entre Elementos



Fuente: Manual para la modelación de flujos en FLO 2D

Este nuevo algoritmo de cálculo tiene la ventaja de:

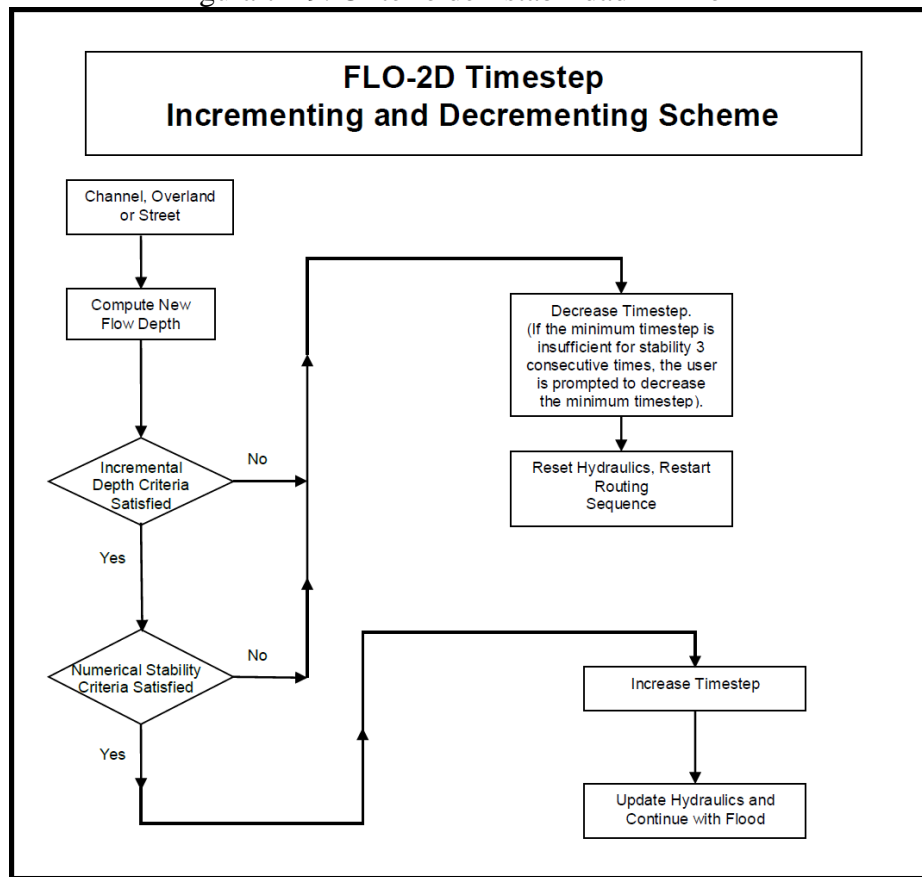
- La eliminación del barrido de 8 direcciones en el algoritmo del flujo.
- La reducción en un 40% de los cálculos de descarga para aumentar la velocidad del modelo.
- Mejora de las capacidades de procesamiento en paralelo.
- Se ignoran los lados completamente bloqueados.

Después que todo el enrutamiento de flujo se ha completado, los criterios numéricos de estabilidad se verifican para cada elemento. Si se exceden los criterios de estabilidad de cualquier elemento, el paso de tiempo se reduce en dependiendo de la historia previa de la estabilidad y la secuencia de cálculo se

reinicia. Si se cumplen satisfactoriamente todos los criterios de estabilidad numérica, el paso de tiempo se incrementa para los próximos barridos computacionales.

El volumen de flujo de entrada, el volumen de flujo de salida, y el cambio en el almacenamiento de la zona se resumen al final de cada paso de tiempo y se calcula la conservación del volumen. Los resultados se escriben en los archivos de salida y/o en la pantalla de salida a intervalos de tiempo especificados por el usuario.

Figura 7-19. Criterio de Estabilidad En Flo 2D



Fuente: Manual para la modelación de flujos en FLO 2D

El esquema de direccionamiento de las inundaciones de FLO-2D se apoya sobre la base de que el paso de tiempo es suficientemente pequeño para asegurar la estabilidad numérica (es decir, sin inestabilidades numéricas). La clave de la eficiencia del esquema en diferencia finita es que los criterios de estabilidad numérica limitan el paso de tiempo para evitar inestabilidades, y sin embargo permite pasos de tiempos suficientes para completar la simulación en un tiempo razonable. FLO-2D tiene un paso de tiempo variable que varía en función de si los criterios de estabilidad numérica se superan o no. Los criterios numéricos de estabilidad se comprueban para cada elemento de la malla en cada paso de tiempo para asegurar que la solución es estable. Si se exceden los criterios de estabilidad numérica, el paso de tiempo se reduce y todos los cálculos hidráulicos anteriores para ese paso de tiempo se descartan.

Lewy (CFL) condition for numerical stability (Jin and Fread, 1997). The CFL condition relates the floodwave celerity to the model time and spatial increments. The physical interpretation of the CFL condition is that a particle of fluid should not travel more than one spatial increment Δx in one timestep

La mayoría de los esquemas explícitos están sujetos a la condición de Courant-Friedrich- Lewy (CFL) para la estabilidad numérica (Jin y Fread, 1997). La condición CFL relaciona la celeridad de la onda de avenida a los incrementos espaciales y temporales del modelo. La interpretación física de la condición CFL es que una partícula de fluido no debe viajar más de un incremento espacial Δx en un paso de tiempo Δt (Fletcher, 1990). FLO-2D utiliza la condición CFL para el enrutamiento limitando el paso de tiempo Δt por:

$$\Delta t = C \Delta x / (\beta V + c)$$

donde:

C es el número de Courant ($C \leq 1.0$)

Δx es el ancho del elemento de la malla

V es la velocidad de la sección transversal media β es un coeficiente dependiente de la geometría c es la celeridad de la onda computarizada

Mientras que el coeficiente C puede variar de 0,2 a 1,0 dependiendo del tipo de algoritmo, un valor predeterminado de 0,6, se recomienda en el modelo FLO-2D. Cuando C se ajusta a 1,0, la difusividad artificial o numérica es teóricamente cero para una ecuación lineal convectiva (Fletcher, 1990). Si la simulación tiene alguna inestabilidad numérica por velocidades irrazonablemente altas o púas en los hidrogramas de caudal de salida, el número de Courant debe reducirse en un 0,1 hasta que se alcanza un valor de 0,2 o 0,3. El número de Courant es espacialmente variable dentro de un pequeño rango. Si se excede el número de Courant, el valor es disminuido en 0.002 hasta que se alcanza el valor asignado. El Courant asignado es el valor mínimo permitido.

Para las ecuaciones no lineales, puede que no sea posible evitar por completo la difusividad artificial o dispersión numérica (Fletcher, 1990). En este caso se puede aplicar el desarrollado por Ponce.

y Theurer (1982). Este criterio es una función de pendiente del lecho, caudal específico y el tamaño del elemento de malla. Se expresa como:

$$\Delta t < \zeta S_o \Delta x^2 / q_o$$

donde q_o es la unidad de descarga, S_o es la pendiente del lecho y ζ es un coeficiente empírico. El coeficiente ζ fue creado como una variable única para el elemento de la malla y es ajustado en tiempo de ejecución por el modelo dentro de un rango mínimo y máximo establecido por el usuario. Al igual que los criterios de SFC, cuando se supera esta estabilidad numérica, los cálculos hidráulicos para el paso de tiempo se revierten y el paso de tiempo se disminuye.

El número de Courant es el criterio de estabilidad primario utilizado en el modelo. Si la reducción del número de Courant no puede lograr la estabilidad numérica, un cambio porcentual en profundidad (DEPTOL) y todos los criterios de estabilidad de onda dinámica (WaveMax) se pueden activar. El

porcentaje de cambio en profundidad se comprueba primero y si se sobrepasa se impone una nueva evaluación de los criterios de estabilidad numérica. Si el cambio porcentual en la profundidad es mayor que la especificada por el usuario, el paso de tiempo se reduce y todos los cálculos hidráulicos para el paso de tiempo quedan anulados. Para configuraciones complejas, con confluencias o división de flujo, puede ser necesario invocar el parámetro de estabilidad onda dinámica WaveMax. Para la mayoría de simulaciones de inundación, la variación del número de Courant será suficiente para eliminar cualquier inestabilidad numérica.

Los pasos de tiempos generalmente varían de 0,1 segundos a 30 segundos. El modelo comienza con el paso de tiempo un mínimo igual a 1 segundo y aumenta hasta que el criterio de estabilidad numérica sea excedido. Si los criterios de estabilidad siguen siendo superados, el paso de tiempo se disminuye hasta que se alcanza un paso de tiempo mínimo. Si el paso de tiempo mínimo no es lo suficientemente pequeño como para conservar el volumen o mantener la estabilidad numérica, entonces el paso de tiempo mínimo puede ser reducido, los coeficientes numéricos de estabilidad se pueden ajustar o los datos de entrada se pueden modificar. Los pasos de tiempos son una función del flujo para un tamaño de elemento de malla dado. Elementos de malla pequeño con un hidrograma de pendiente muy pronunciada y descarga peak grande requiere de pasos de tiempos pequeños. La precisión no se ve comprometida si se utilizan pequeños pasos de tiempos, pero el tiempo de cálculo puede ser largo si el dominio de cálculo es grande.

El tratamiento del paso de tiempo en el modelo fue rediseñado para aumentar el papel del número de Courant y disminuir la magnitud de los incrementos / decrementos del paso de tiempo. Se determinó que la variación del Courant dentro de un cierto rango del valor original redujo el número de descensos ineficaces. Además, los incrementos y decrementos del paso de tiempo se redujeron para permitir ajustar de forma más gradual los criterios numéricos de estabilidad. Esto reemplaza el método consistente en una gran disminución de paso de tiempo seguido por pequeños pero numerosos aumentos del paso de tiempo. Los resultados muestran que hay un aumento significativo en la velocidad de ejecución del modelo hasta de 15 a 40%. Los aspectos más destacados de esta mejora modelo fueron:

- Automatización de variación espacial número Courant dentro de un intervalo especificado según el excedieron si los criterios de número de Courant se ha superado o no.
- Dependencia Eliminado en DEPTOL (% de cambio en profundidad de flujo) y WaveMax (onda dinámica) los criterios de estabilidad.

7.6.2 Modelo Topográfico o Malla de Modelación

Para la representación de la quebrada de Acha se han definido tres zonas medidas con LIDAR que han permitido construir mallas reticuladas de celdas cuadradas de 3mx3m, las cuales contienen la información topográfica del dominio de cálculo.

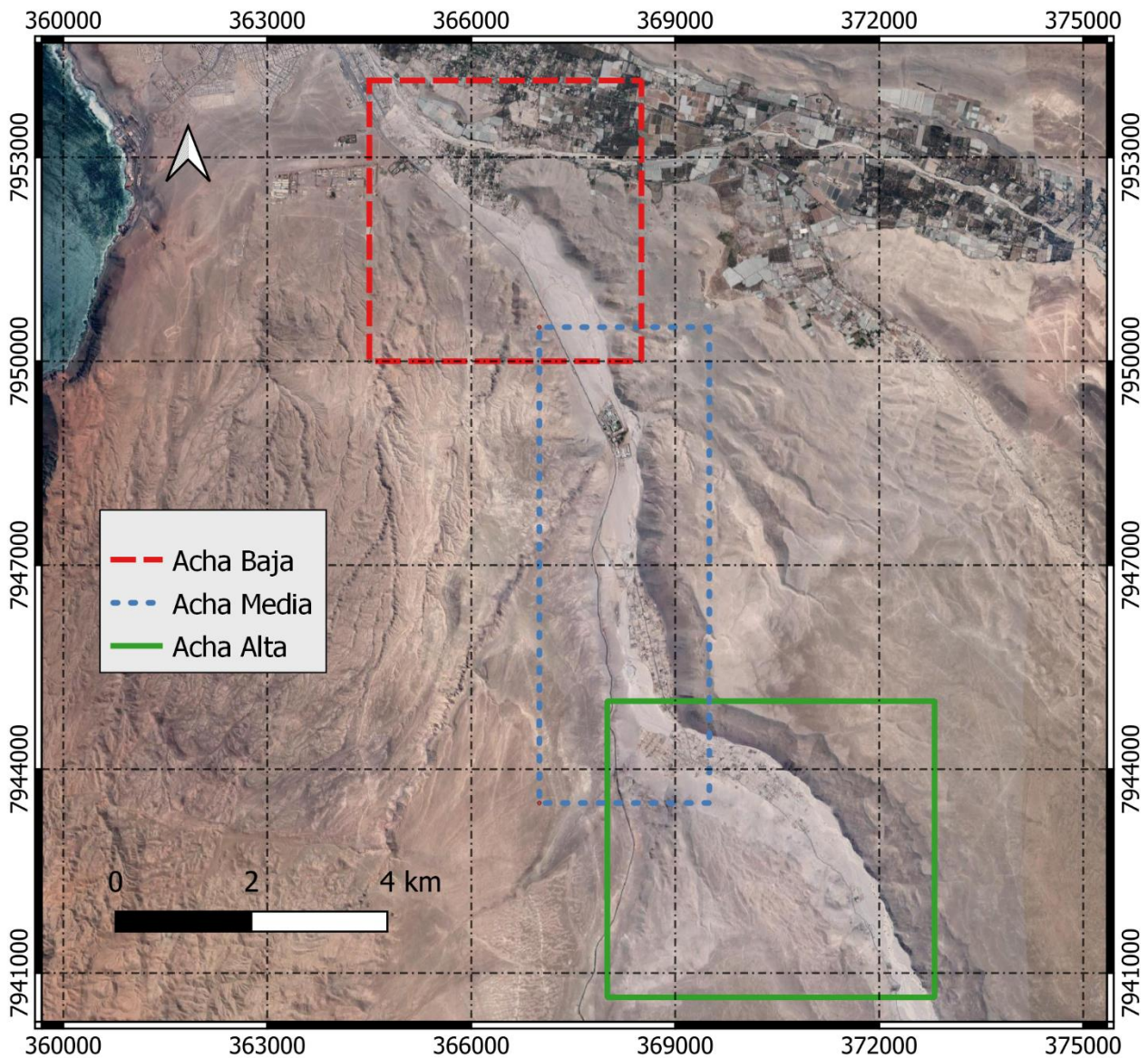
En el siguiente cuadro se muestra la información de la ubicación, tamaño de celdas de las distintas mallas construidas y en la Figura 7-20 se presenta la disposición espacial de ellas.

Tabla 7.8. Datos de las Distintas Mallas de Calculo

Malla	Ubicación en Coordenadas UTM				Tamaño de celdas (m)
	Esquina Superior Izquierda		Esquina Inferior Derecha		
	Este (m)	Norte (m)	Este (m)	Norte (m)	
Grilla Alta	368000	7945000	372815	7940642	3x3
Grilla Media	367000	7950500	369500	7943500	3x3
Grilla Baja	364500	7954130	368500	7950000	3x3

Fuente: Elaboración propia.

Figura 7-20. Disposición de Grillas Modelo 2D



7.6.3 Criterios de modelación

7.6.3.1 Viscosidad y tensión cohesiva

A menos que se disponga de un análisis geológico del material sedimentario del sitio estudiado, las siguientes relaciones empíricas se pueden utilizar para calcular la viscosidad y la tensión cohesiva:

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

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

donde α_i y β_i son coeficientes empíricos definidos por experimento de laboratorio (O'Brien y Julien, 1988). Se demuestra que la viscosidad η y la tensión cohesiva τ_y son funciones de la concentración volumétrica del sedimento C_v de limos, arcillas y, en algunos casos, de las arenas finas y no incluyen material clástico mayor, arrastrado por el flujo. La viscosidad de la matriz fluida es también una función de la temperatura del fluido y de los porcentajes y tipo de las arcillas y limos que componen el sedimento. Flujos de lodo muy viscosos tienen altas concentraciones de sedimentos y en consecuencia las tensiones cohesivas y puede resultar en un flujo laminar (extremadamente raros en la naturaleza). Flujos menos viscosos (inundaciones de lodo) son siempre turbulentos.

Como en la mayoría de los casos, la viscosidad local y datos de tensión de cohesiva no está disponible y dichas variables deben ser elegidas para simular un flujo de lodo viscoso, se recomienda utilizar Glenwood 4. Las variables para esta muestra darán como resultado una alta viscosidad y tensión cohesivas moderadas con altas concentraciones de sedimentos. Esta concentración de sedimentos volumétrica se puede asignar a las descargas de agua incrementales asociada a un paso de tiempo determinado del hidrograma de entrada. El volumen de sedimentos entrante puede representar socavación de la quebrada, erosión de las orillas o el desprendimiento de laderas.

Figura 7-21. Tensión Cohesiva y Viscosidad del Fluido en Función de la Concentración de Sedimentos

Source	$\tau_y = \alpha e^{\beta C_v}$		$\eta = \alpha e^{\beta C_v}$	
	α	β	α	β
Field Data				
Aspen Pit 1	0.181	25.7	0.0360	22.1
Aspen Pit 2	2.72	10.4	0.0538	14.5
Aspen Natural Soil	0.152	18.7	0.00136	28.4
Aspen Mine Fill	0.0473	21.1	0.128	12.0
Aspen Watershed	0.0383	19.6	0.000495	27.1
Aspen Mine Source Area	0.291	14.3	0.000201	33.1
Glenwood 1	0.0345	20.1	0.00283	23.0
Glenwood 2	0.0765	16.9	0.0648	6.20
Glenwood 3	0.000707	29.8	0.00632	19.9
Glenwood 4	0.00172	29.5	0.000602	33.1
Relationships Available from the Literature				
Iida (1938)*	-	-	0.0000373	36.6
Dai et al. (1980)	2.60	17.48	0.00750	14.39
Kang and Zhang (1980)	1.75	7.82	0.0405	8.29
Qian et al. (1980)	0.00136	21.2	-	-
	0.050	15.48	-	-
Chien and Ma (1958)	0.0588	19.1-32.7	-	-
Fei (1981)	0.166	25.6	-	-
	0.00470	22.2	-	-

*See O'Brien (1986) for the references.

Conversion: Shear Stress: 1 Pascal (PA) = 10 dynes/cm²
Viscosity: 1 PAs = 10 dynes-sec/cm² = 10 poises

Fuente: Manual para la modelación de flujos en FLO 2D.

7.6.4 Condiciones Iniciales

La condición inicial que se utilizó fue impuesta aguas arriba y corresponde a que en $t=0s$ la condición de caudal es igual a $0 \text{ m}^3/\text{s}$, es decir el modelo propaga la onda de crecida sobre un lecho inicial seco.

7.6.5 Condiciones de Borde

La condición de borde impuesta aguas arriba corresponde a los hidrogramas referidos en el acápite 7.3.2. Aguas abajo el Flo-2D no requiere considerar una condición de borde.

7.6.6 Análisis de Validez del Modelo Numéricos

Para analizar la validez de los modelos se procede a realizar la modelación de una crecida conocida de la cual se dispongan datos de caudal y extensión de inundación, en este caso se esa crecida corresponderá a la del año 2019, que acorde al estudio hidrológico correspondería a una crecida de periodo de retorno de 87 años y cuya superficie de inundación fue delimitada a partir de antecedentes obtenidos en la recopilación de antecedentes.

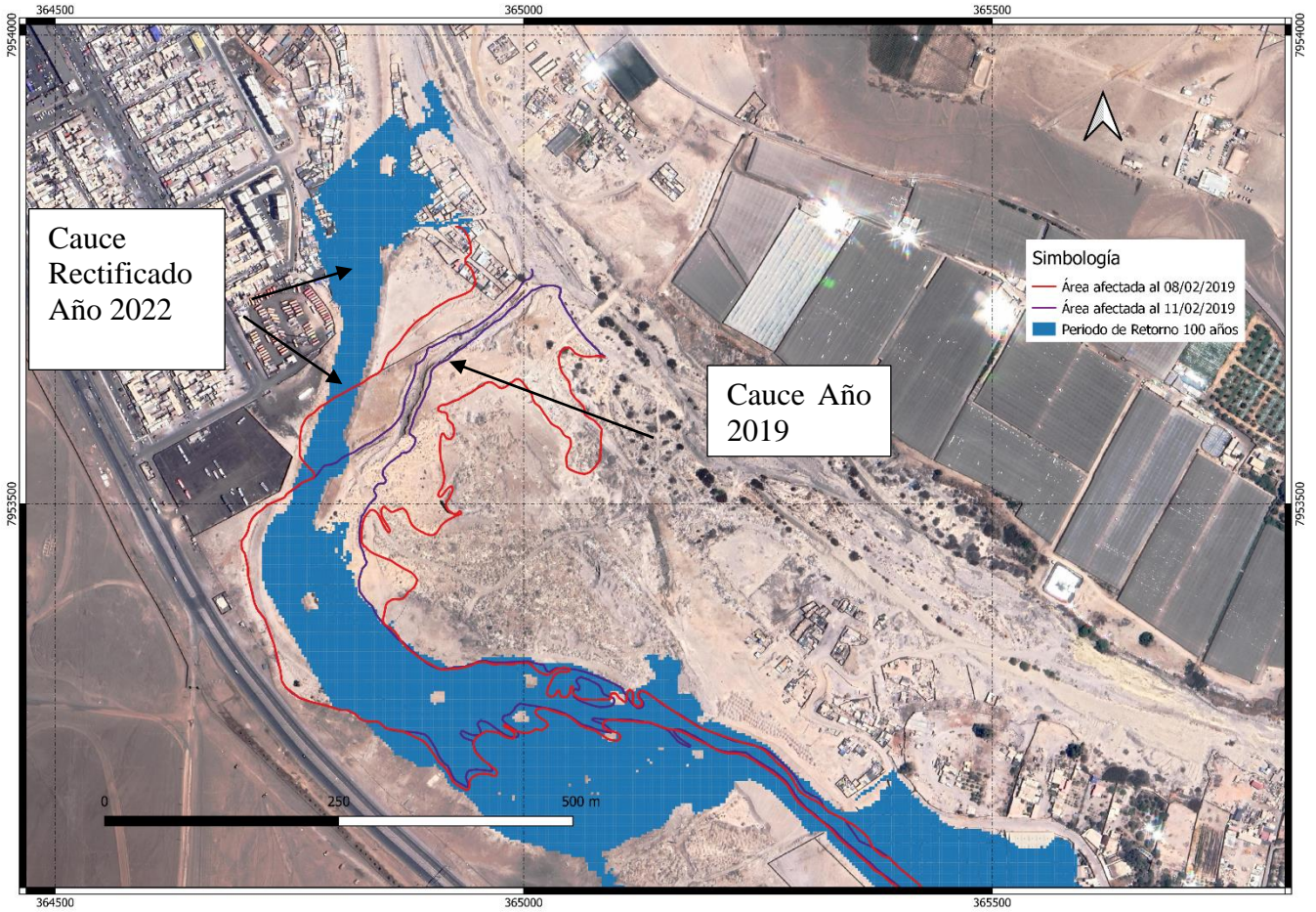
En la Figura 7-22 y Figura 7-23 se puede observar la comparación entre la superficie obtenida en la modelación 2D (Figura 4-116) con la superficie de la crecida del año 2019 delimitada con los antecedentes existentes. De estas se puede concluir que, aunque las superficies no tienen exactamente la misma extensión, el modelo tiende a reproducir los sectores que resultaron mayormente afectados especialmente en el sector de Coraceros.

La diferencia en los resultados puede deberse a factores tales como;

- *Cambios en la topografía del cauce:* en el sector de Coraceros el cauce fue rectificado completamente luego de la crecida del 2019, justamente producto de las importantes inundaciones ocurridas en dicho evento en el sector.
- *Precisión de la delimitación de la superficie afectada el 2019:* los antecedentes con respecto a esta crecida son bastante limitados y puntuales espacial y temporalmente, por lo que permiten una comparación parcial.
- *Falta de registro de trazas y volúmenes acumulados,* dado la falta de vegetación, lo dinámico del sector y la poca probabilidad que en la quebrada escurra agua, no se encontraron trazas que permitieran realizar un proceso de calibración.
- *Falta de topografía no se tienen topografía asociada a la situación en que se encontraba el cauce en el año 2019.*

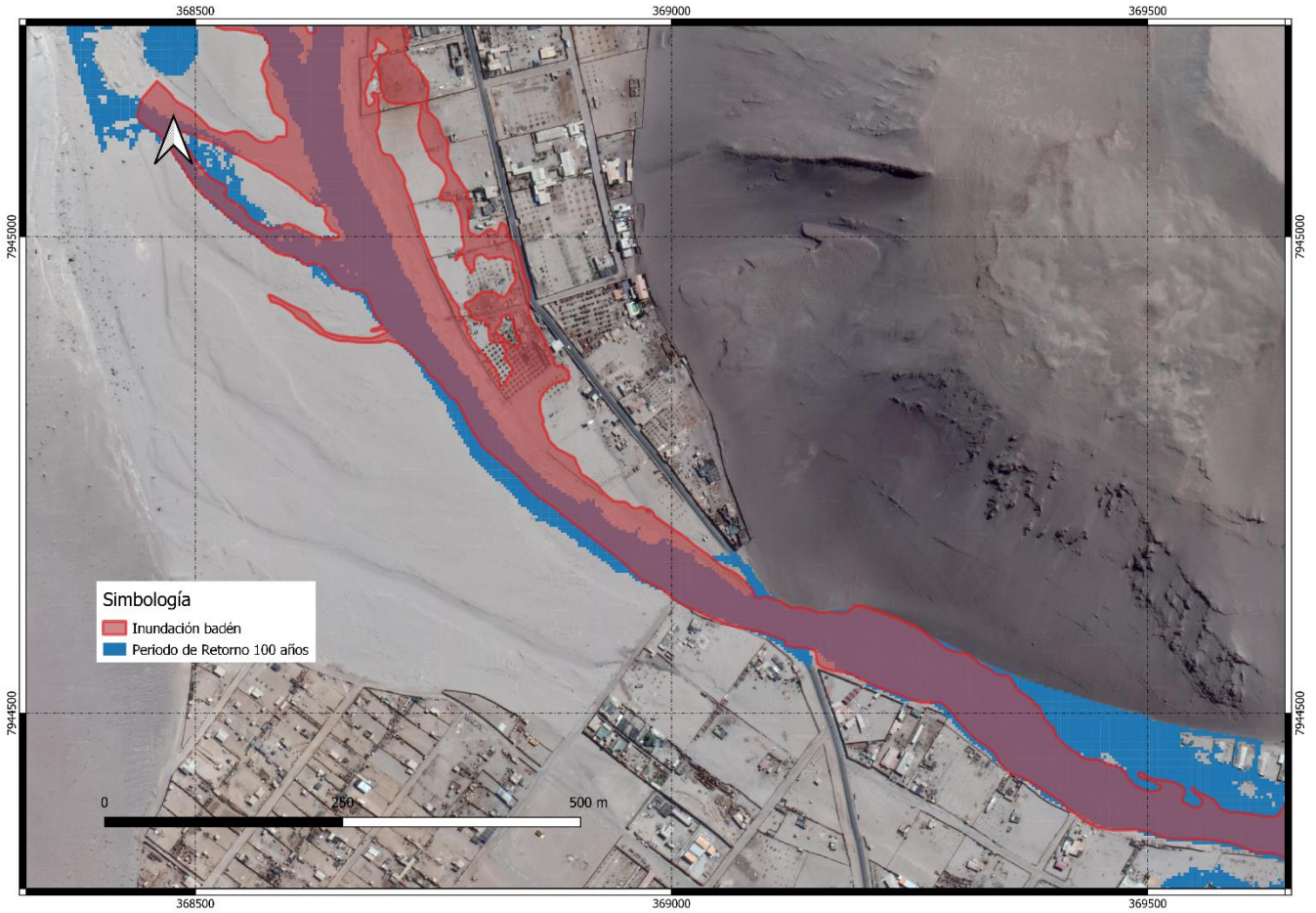
A pesar de estas limitaciones, en términos generales con el modelo 2D se obtiene un área un tanto mayor de inundación, a lo registrado para el año 2019, probablemente ya que dichos registros no muestran el momento del peak del hidrograma, sino otra condición.

Figura 7-22. Comparación Superficie de Inundación para Crecida 2019 Sector Coraceros. Modelo 2D



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 7-23. Comparación Superficie de Inundación Sector Poblado de Acha, Badén Ruta A-301, km 43+200



7.6.7 Resultados Estudio Hidráulico Bidimensional de Crecidas

Entre la Figura 7-24 y Figura 7-26 se presentan las áreas de inundación para los periodos de retorno T5, T25, T50, T100, T150 y T200 años de período de retorno.

Superponiendo dichas áreas a las propiedades caracterizadas por el número de rol, se obtienen las propiedades afectadas por la inundación centenaria, lo cual se presenta en la Figura 7-27 a Figura 7-29.

Los mapas en detalle de las alturas de agua y velocidades se presentan en el “Anexo Resultados Modelo Bidimensional”.

Con estos resultados se pudo extraer un perfil longitudinal de alturas y velocidades trazadas por el talweg para el caso de $Tr=100$ años, lo que se muestran en la Figura 7-30 y Figura 7-31.

Con respecto a las inundaciones para $Tr=100$ años se puede decir lo siguiente:

En el km 34+500 desde el punto de inicio de exploración talweg, la inundación con periodo de retorno de 100 años se expande por su ribera izquierda hasta alcanzar solo los predios con destino agrícola inmediatamente próximos al caudal del río.

En la zona de badén, el curso de la inundación se conduce en dirección norte de acuerdo con la geografía y la vaguada conocida, manteniendo un curso estrecho.

En el km 41+000, se aprecia escaso contacto con las propiedades del sector, con ocasionales desbordes que conectan con terrenos baldíos sin numeral en el SII.

Aguas abajo del km 45 en la ribera derecha, frente al Complejo Penitenciario se aprecia la acumulación del flujo en la importante hendidura existente en dicho lugar. En la ribera izquierda se encuentra el Complejo Penitenciario de Arica, que no se ve afectado por la inundación producto de las defensas ribereñas. Se aprecia un aumento de las velocidades al comienzo del nacimiento de dichas defensas producto del angostamiento de la sección.

Entre los kilómetros 46+500 y 49+000, no se registran predios agrícolas ni asentamientos existentes, la inundación se mantiene estrecha.

En el kilómetro 49 kilómetros, poco después de la calicata C04, la crecida entra la zona más densa de población urbana ubicada entorno a cerro Sombrero donde por ambas riberas se producen importantes desbordes. Aguas debajo de dicho sector en el km +52+000 en el sector Coraceros también se producen desbordes fundamentalmente por la ribera izquierda.

Figura 7-24. Áreas de Inundación Baja



Figura 7-25. Áreas de Inundación Media

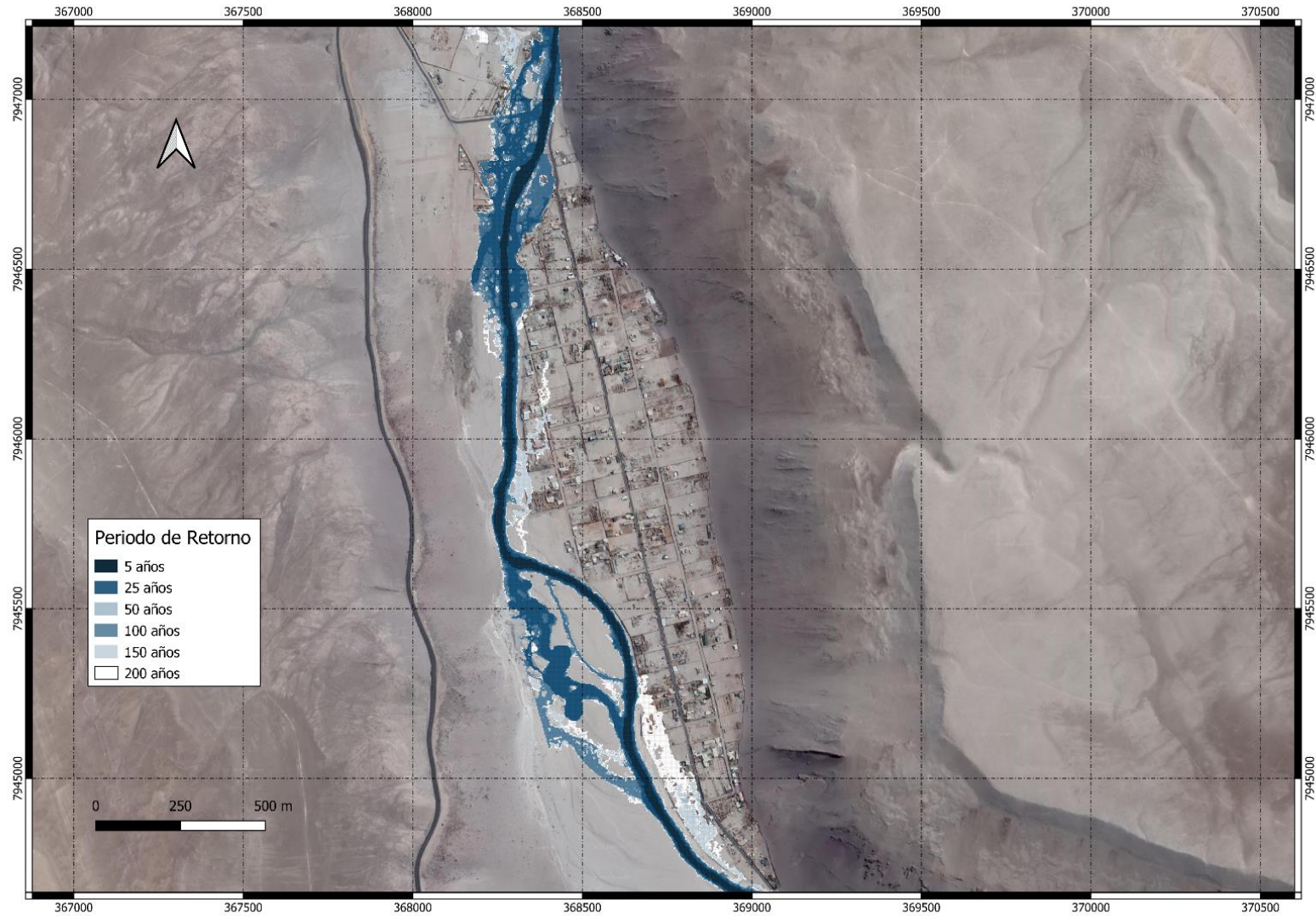


Figura 7-26. Áreas de Inundación Alta

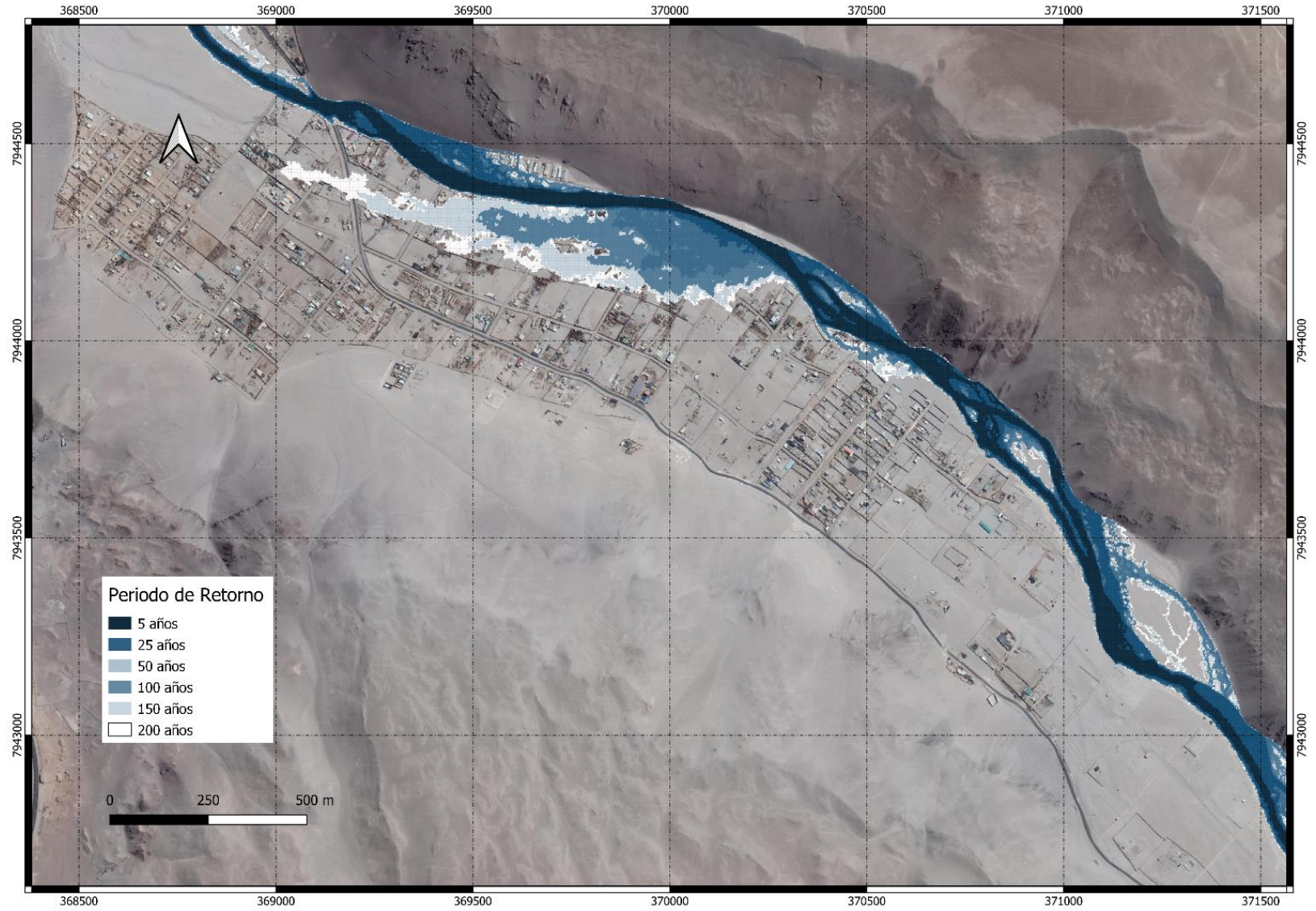


Figura 7-27. Propiedades Inundadas Acha Alta



Figura 7-28. Propiedades Inundadas Acha Medio



Figura 7-29. Propiedades Inundadas Acha Baja



Figura 7-30. Perfil longitudinal de Velocidades trazadas por el Talweg, Caso Tr=100

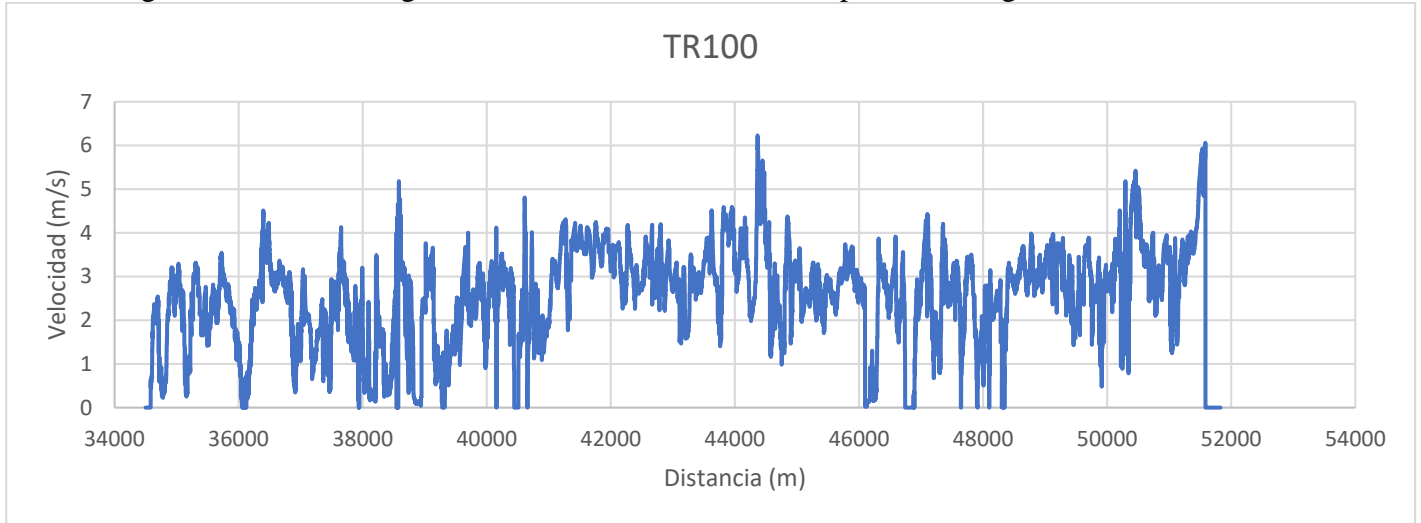
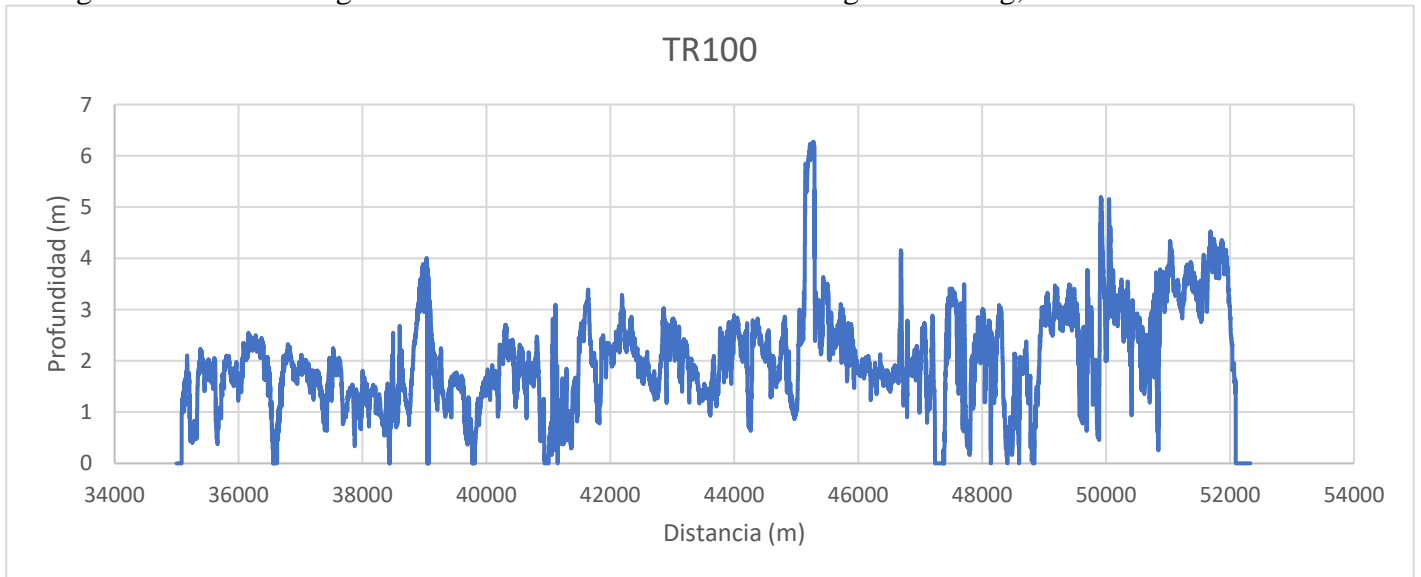


Figura 7-31. Perfil longitudinal de variación de alturas a lo largo del talweg, Caso Tr=100 años



7.7 Modelación Unidimensional de Crecidas

En este caso se ha utilizado el Hec Ras 6.1.0 desarrollado por el US Army Corps de Estados Unidos, que es un programa de modelización hidráulica unidimensional que permite modelar flujos en régimen permanente, impermanente, transporte de sedimentos y calidad de aguas.

Este software permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua, incorporando obras hidráulicas tales como puentes, conducciones, presas, etc., por lo que su objetivo principal es realizar estudios de inundabilidad.

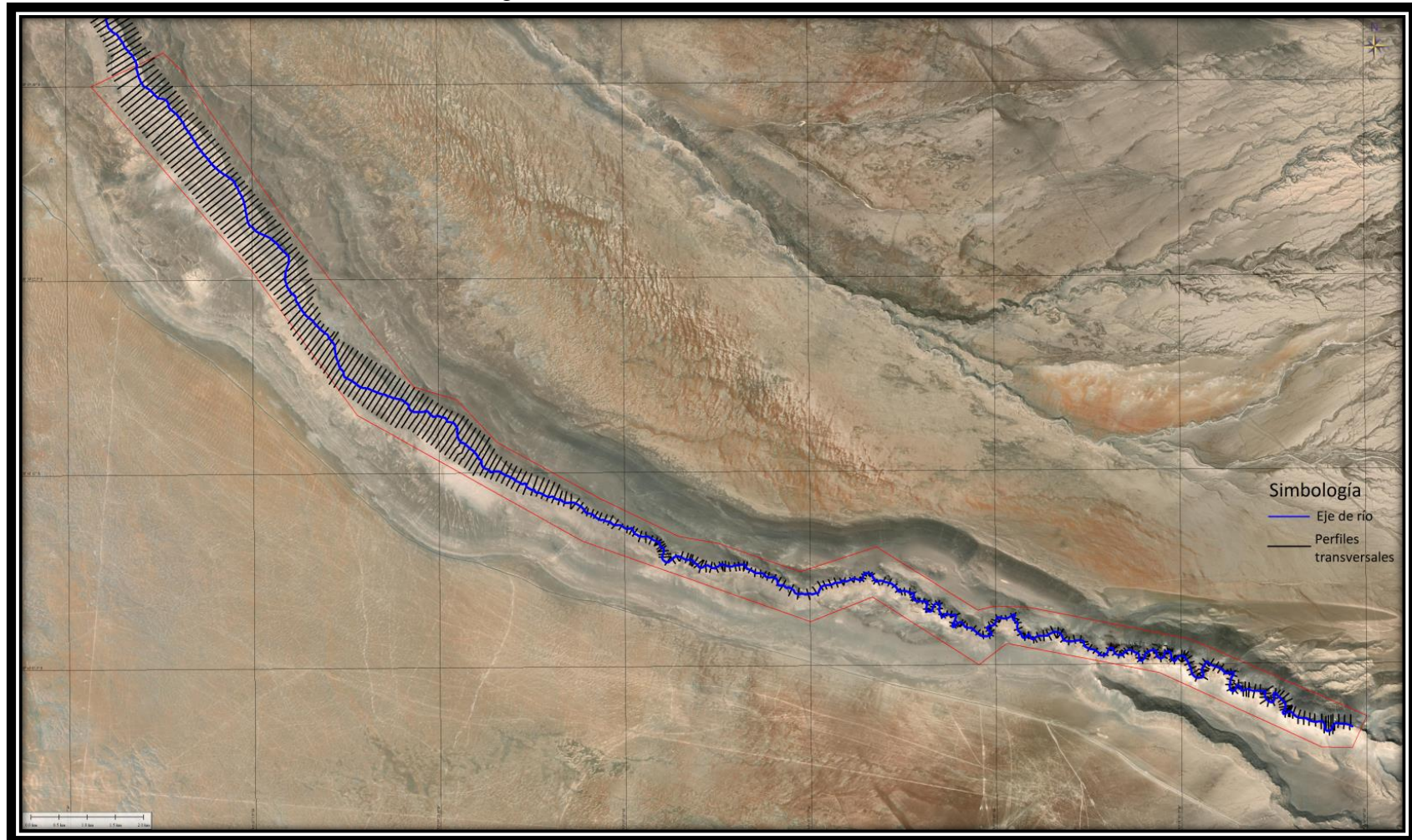
7.7.1 Variables de Entrada a la Modelación

7.7.1.1 Modelo Topográfico o Malla de Modelación

Para representar la quebrada de Acha en el área de interés, se construye un modelo que consta de 435 perfiles transversales los que son extraídos del MDT elaborado con la información topográfica disponible, el espaciamiento entre perfiles es de una distancia aproximada de 50 m, con excepción de zonas que necesitan mayor detalle entre perfiles como son puentes, atraviesos u otros sectores con presencia de singularidades.

En la Figura 7-32 se presenta la distribución de los perfiles transversales y el eje del cauce definido para la quebrada.

Figura 7-32. Modelo 1D Quebrada de Acha



Fuente: Elaboración Propia.

7.7.1.2 Condiciones Iniciales

En este caso no es necesario imponer condiciones iniciales ya que este modelo se desarrolla asumiendo flujo permanente.

7.7.1.3 Condiciones de Borde

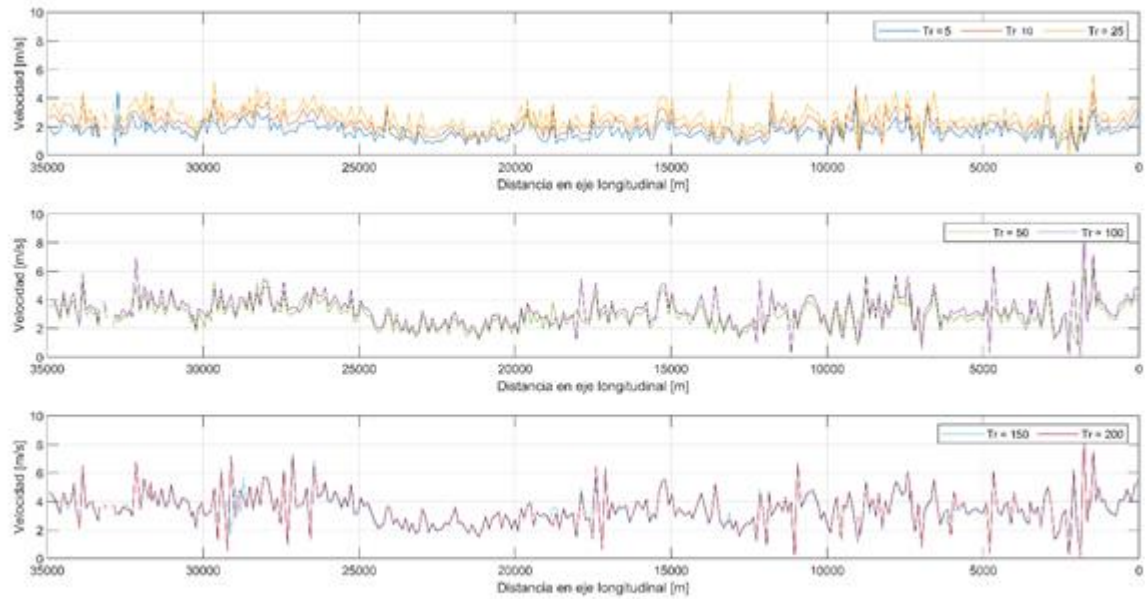
La condición de borde utilizada aguas arriba es la de régimen mixto imponiendo aguas arriba y abajo altura normal.

7.7.2 Resultados estudio hidráulico unidimensional de crecidas

En la Figura 7-33 y Figura 7-34 se presentan las velocidades medias en el centro del cauce y las cotas de agua para el tramo analizado. Se observa que las velocidades son proporcionales a la magnitud del periodo de retorno simulado y presentan incrementos coincidentes con las zonas donde el flujo se ve estrangulado ya sea por factores humanos o la propia morfología del cauce. Llama la atención a que pesar de ser una superficie de gran extensión las velocidades son considerable, esto podría atribuirse a que el sector alto del río tienen una gran pendiente.

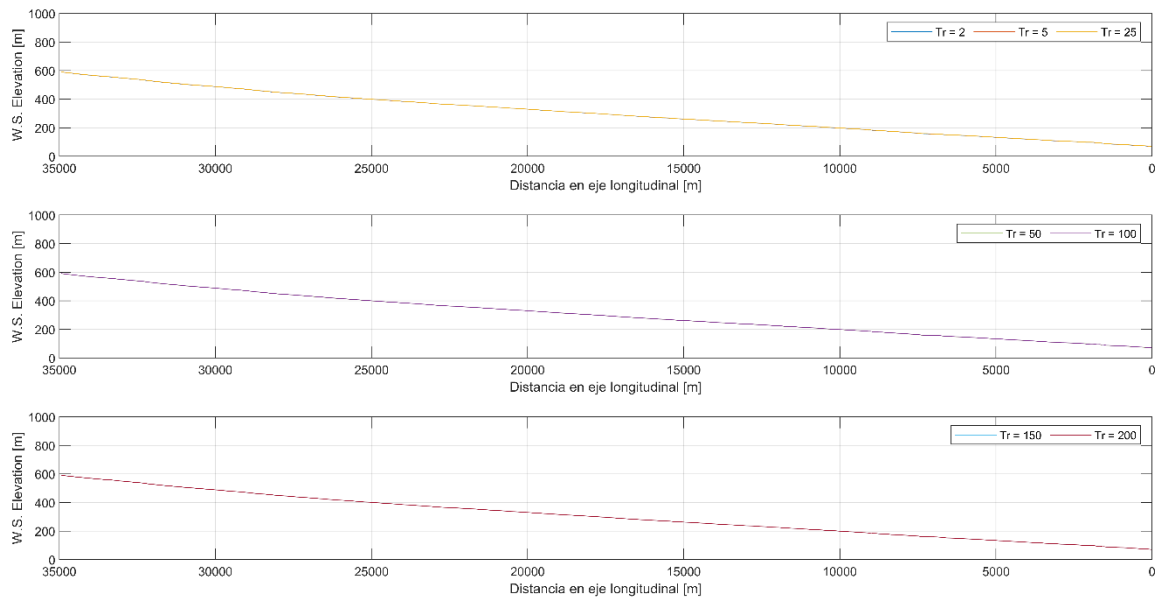
En la Figura 7-35 se presentan las superficies de inundación para los diversos periodos de retorno simulados, donde se observa una sección de escurrimiento bastante extensa la cual solo se ve restringida en sectores puntuales para proteger asentamientos humanos específicos o la propia morfología del cauce.

Figura 7-33. Perfil longitudinal de velocidades



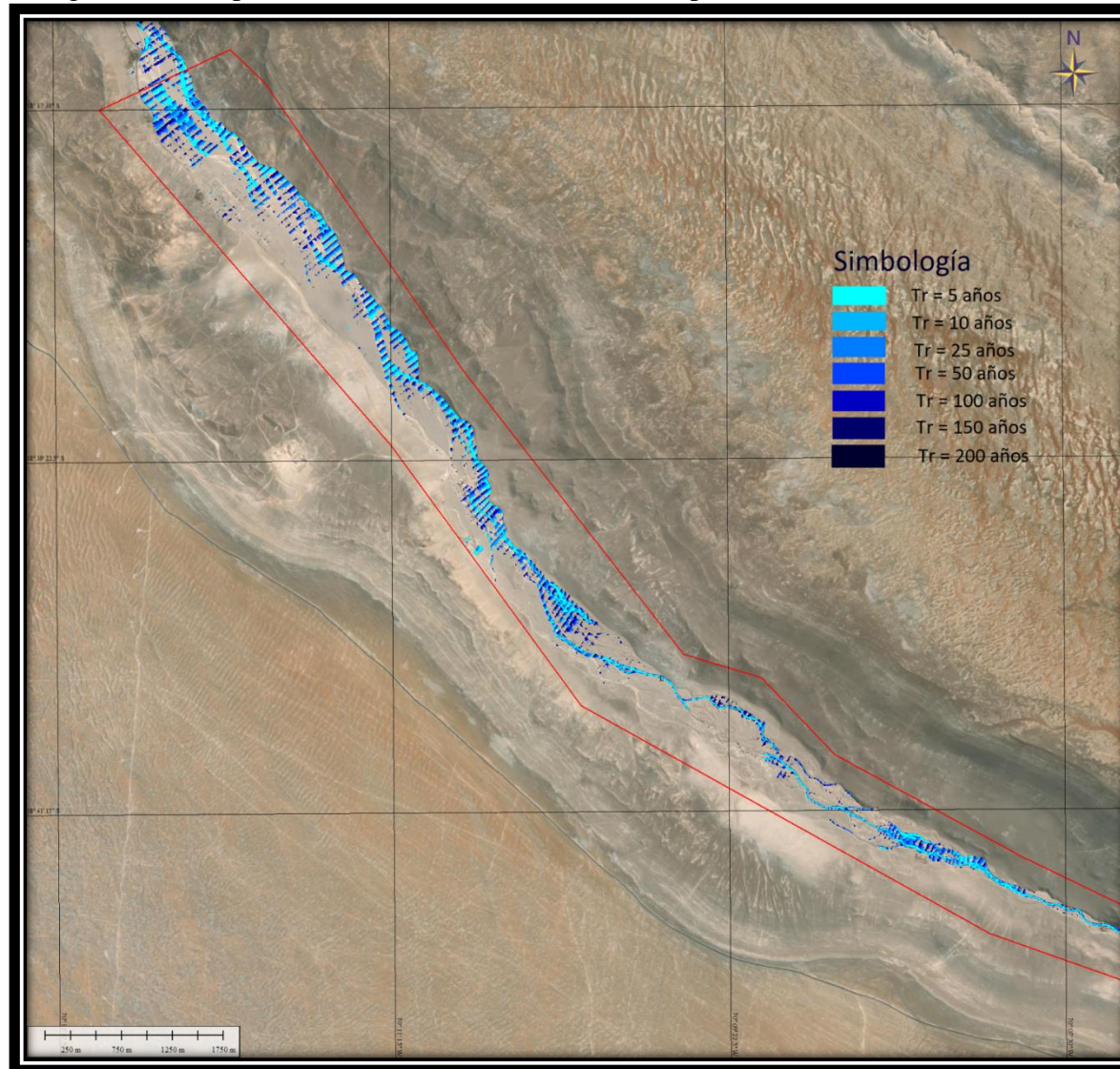
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 7-34. Perfil longitudinal de Cotas de agua (m)



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 7-35. Superficie de Inundación (Modelo 1D), para distintos Períodos de Retorno

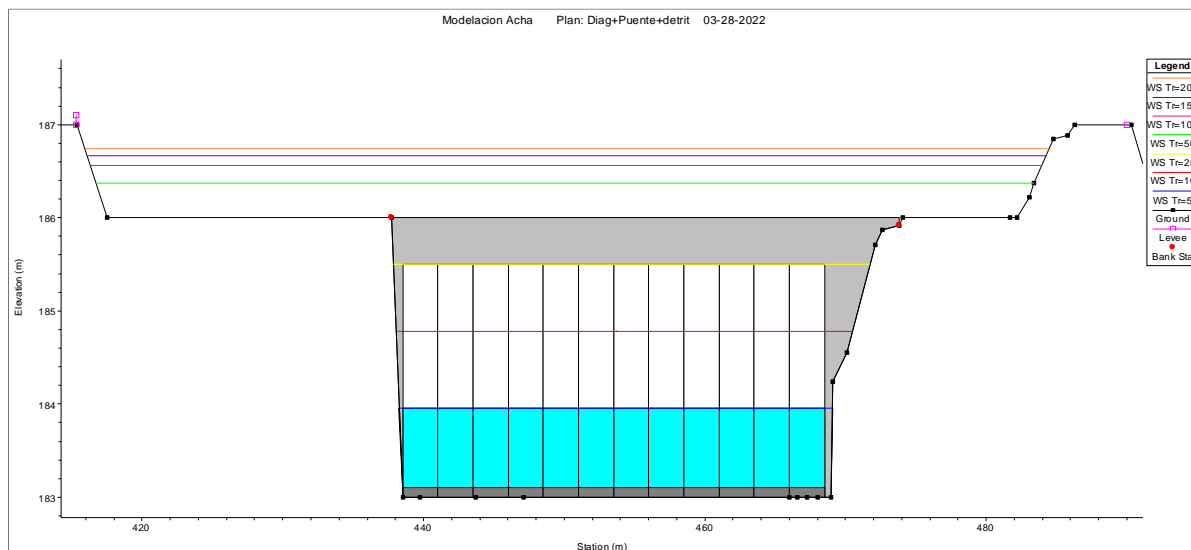


Fuente: Elaboración Propia.

7.7.3 Capacidad Hidráulica de los Puentes

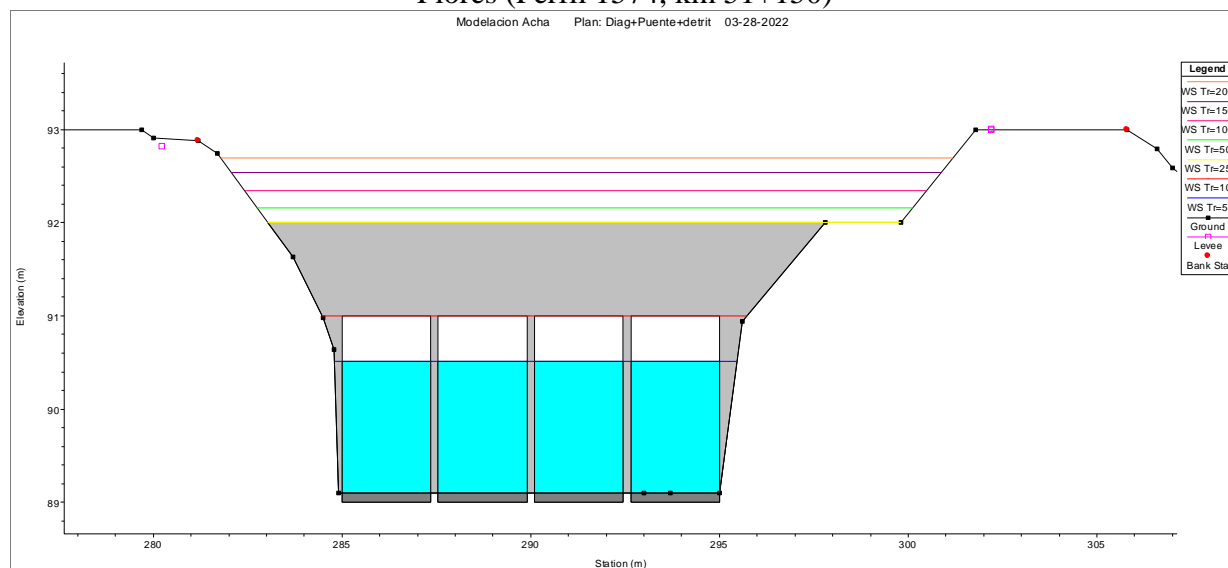
En la Figura 7-36 y Figura 7-37 se presentan los distintos niveles de agua, según Tr, obtenidos en los puentes ubicados en la Ruta A-301, Poblado de Acha, km 43+200 y el ubicado en calle Santiago Flores, km 51+150. Con estos resultados se pudo determinar la Revancha para los distintos casos.

Figura 7-36. Niveles de Agua según Periodo de Retorno obtenidos en Puente vial, Ruta A-301, Poblado de Acha (Perfil 8999, km 43+200)



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 7-37. Niveles de Agua según Periodo de Retorno obtenidos en Puente vial cruce Calle Santiago Flores (Perfil 1574, km 51+150)



Fuente: Elaboración Propia.

En la Tabla 7.9 y Tabla 7.10 se evalúa la revancha para los diversos periodos de retorno, se observa que en ambos casos para periodos de retorno superiores a 10 años de período de retorno la revancha comienza a ser inferior a un metro, por lo que a partir de ese límite no se estaría cumpliendo la Revancha Mínima de acuerdo a criterios de la Dirección de Vialidad para diseños de puentes.

Tabla 7.9. Evaluación de la Revancha Puente vial, Ruta A-301 en Puente vial, Ruta A-301, Poblado de Acha (Perfil 8999, km 43+200)

T años	Cota escurrimiento [m.s.n.m.]	Cota inferior Viga [m.s.n.m.]	Revancha [m]	Cumple Revancha
5	183.96	186	2.04	Si
10	184.78	186	1.22	Si
25	185.86	186	0.14	No
50	186.37	186	-0.37	No
100	186.56	186	-0.56	No
150	186.66	186	-0.66	No
200	186.74	186	-0.74	No

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 7.10. Evaluación de la Revancha Puente 1574 en Puente vial cruce Calle Santiago Flores (Perfil 1574, km 51+150)

T años	Cota escurrimiento [m.s.n.m.]	Cota inferior Viga [m.s.n.m.]	Revancha [m]	Cumple Revancha
5	90.52	92	1.48	Si
10	90.93	92	1.07	Si
25	91.47	92	0.53	No
50	92.16	92	-0.16	No
100	92.34	92	-0.34	No
150	92.54	92	-0.54	No
200	92.69	92	-0.69	No

Fuente: Elaboración Propia.

7.8 Conclusiones

La combinación del modelo uni y bidimensional permitieron caracterizar hidrodinámicamente todo el tramo estudiado, más de 50 km de cauce. Esto permitió cuantificar las variables hidráulicas más importantes, determinar los sectores propensos a desbordes y la infraestructura vulnerable al paso de crecidas asociadas a distintas probabilidades de excedencia.

En las zonas urbanas entorno al cerro Sombrero y Coraceros, existen áreas pobladas expuestas a Riesgo Alto de vulnerabilidad frente a inundaciones para T_r iguales y superiores a 25 años de período de retorno.

Con respecto a los puentes viales los resultados permiten decir que su capacidad hidráulica es hasta crecidas cercanas a 10 años de período de retorno, pues en crecidas superiores no se estaría cumpliendo los criterios de revancha mínima. Ya para caudales sobre (34.6 m³/s) ($T_r=25$ años) las estructuras empiezan a trabajar en presión, es decir parte del flujo pasa por los cajones y otra parte sobre el tablero.

Frente al Centro Penitenciario, la presencia de defensas por la ribera izquierda más la “hondonada” por el lado derecho permiten acumular el flujo y desviar el escurrimiento alejándolo de la ribera izquierda, disminuyendo con esto la amenaza de inundación del dicho Centro.

En el poblado de Acha, entre km 38+000 y 40+000, el cauce está confinado hacia la cadena de cerros que limitan el valle por el lado este (derecha), por lo que la sección es angosta produciéndose velocidades mayores a los 4m/s ($T_r=100$) y desbordes por la ribera izquierda, siendo inundadas importantes áreas del poblado. En estos sectores el Riesgo es Alto para T_r mayores o iguales a 50 años.

7.9 Anexo Resultados Modelo Bidimensional

Figura 7-38. Altura de agua (m), Caso Tr=5 años, Grilla Alta



Figura 7-39. Altura de agua (m), Caso $Tr=5$ años, Grilla Media



Figura 7-40. Altura de agua (m), Caso Tr=5 años, Grilla Baja



Figura 7-41. Altura de agua (m), Caso Tr=25 años, Grilla Alta

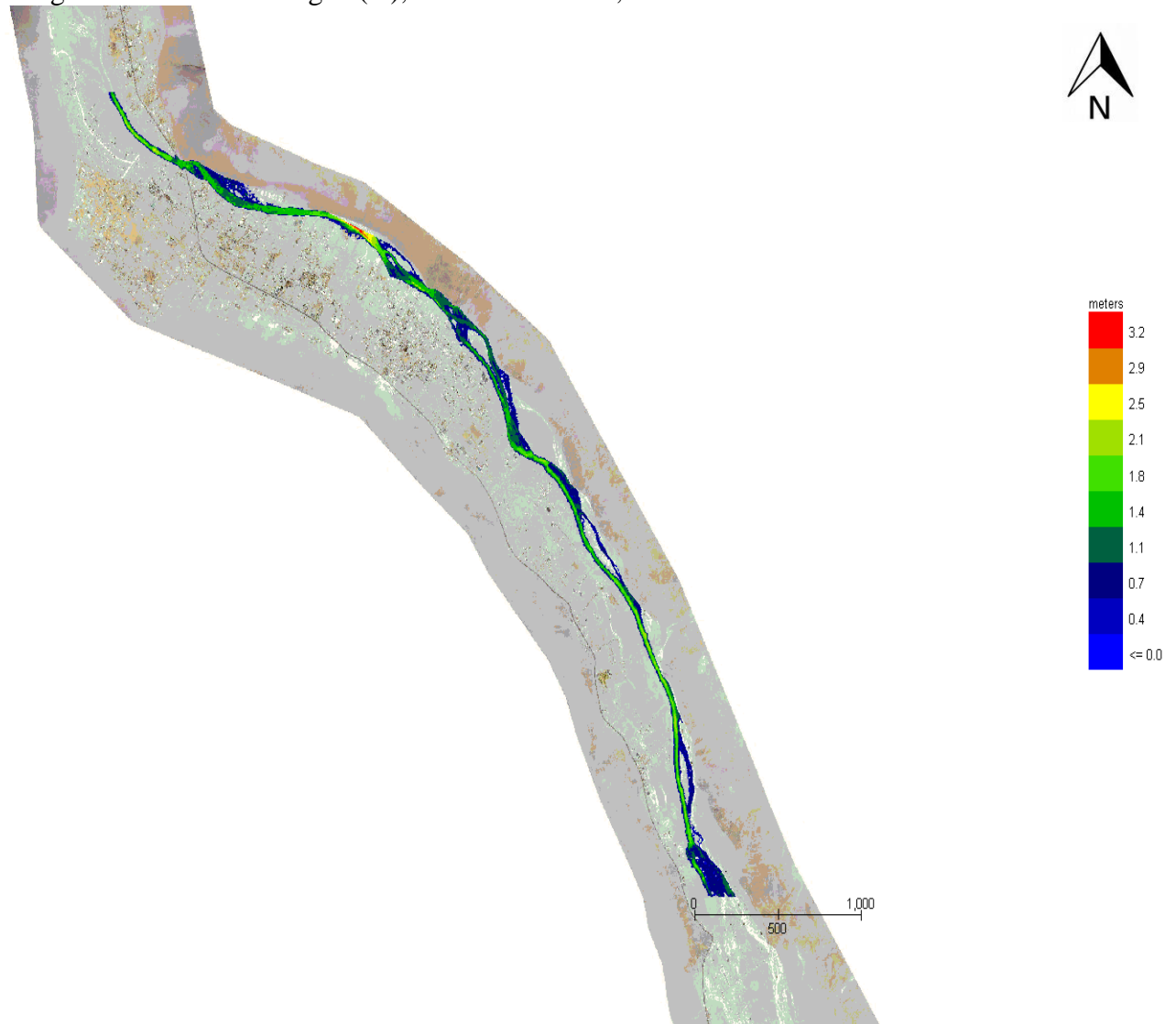


Figura 7-42. Altura de agua (m), Caso Tr=25 años, Grilla Media

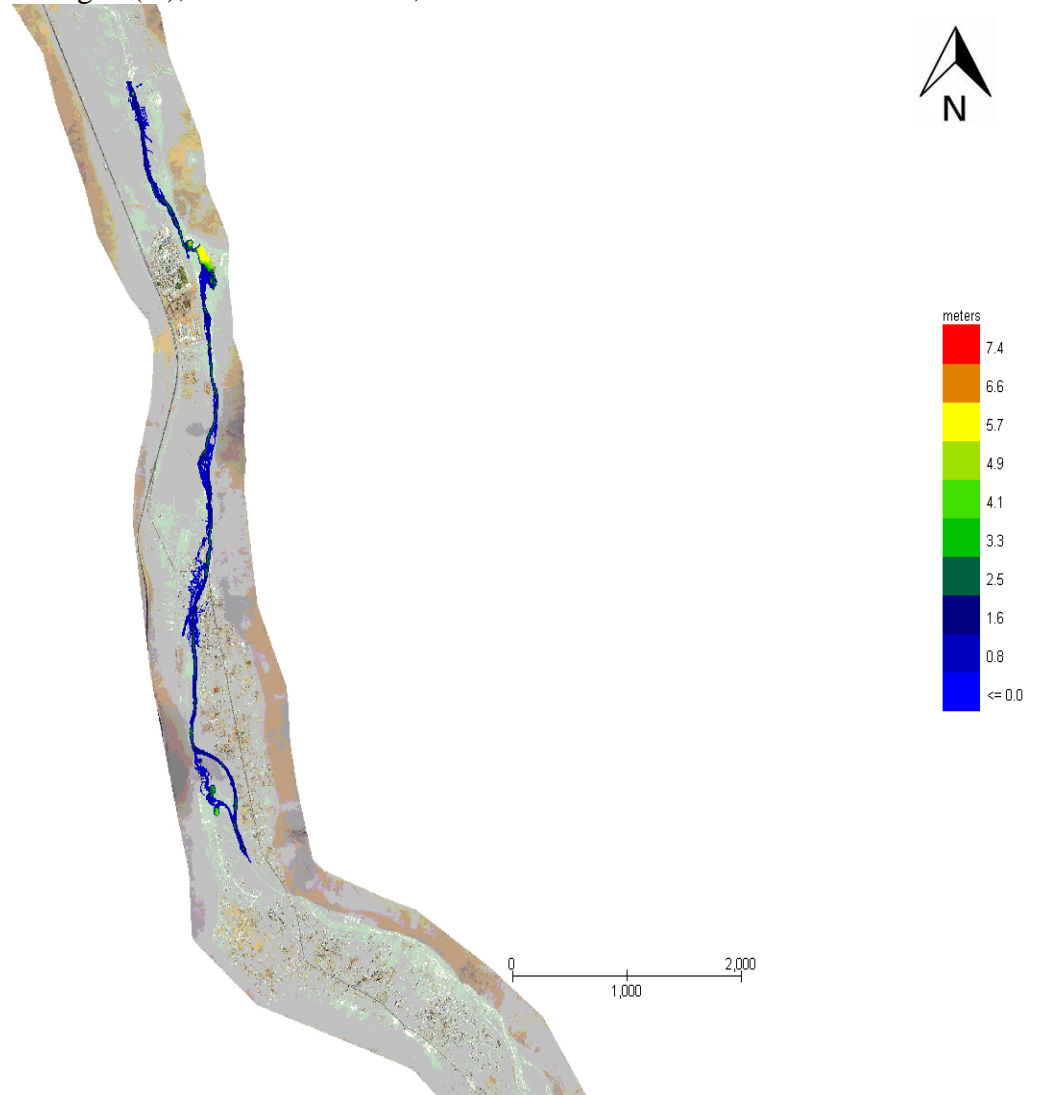


Figura 7-43. Altura de agua (m), Caso Tr=25 años, Grilla Baja

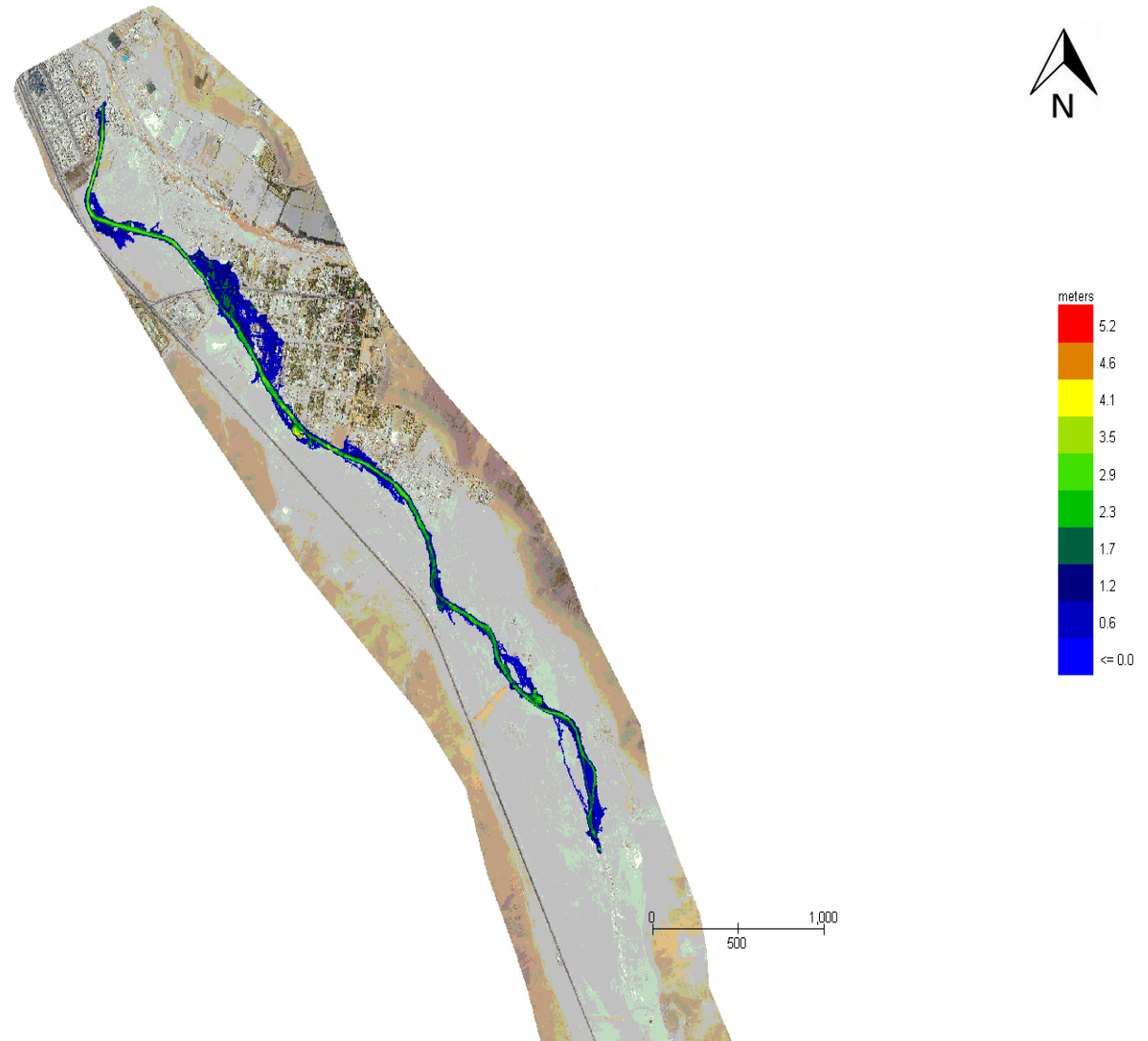


Figura 7-44. Altura de agua (m), Caso Tr=50 años, Grilla Alta

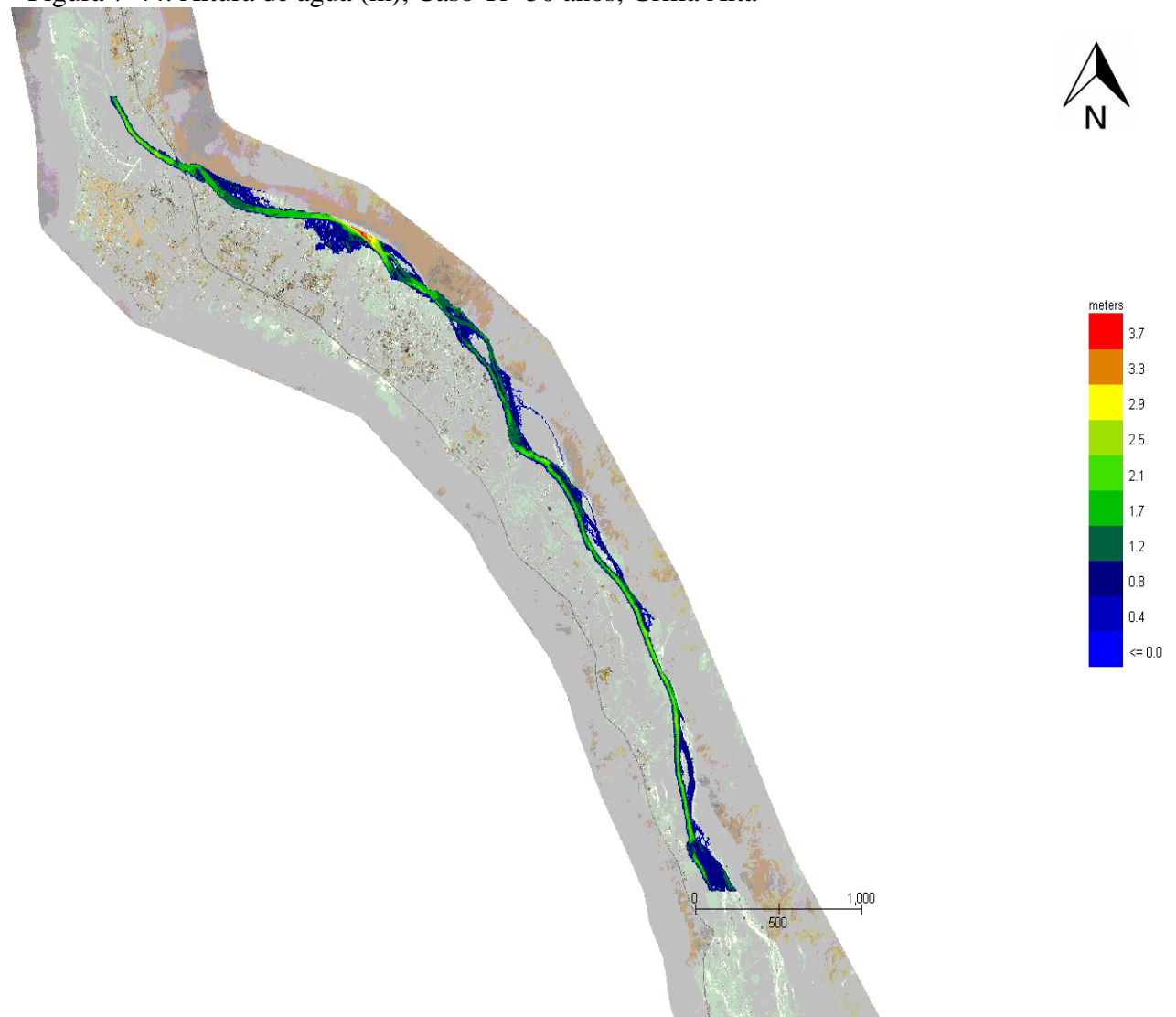


Figura 7-45. Altura de agua (m), Caso Tr=50 años, Grilla Media

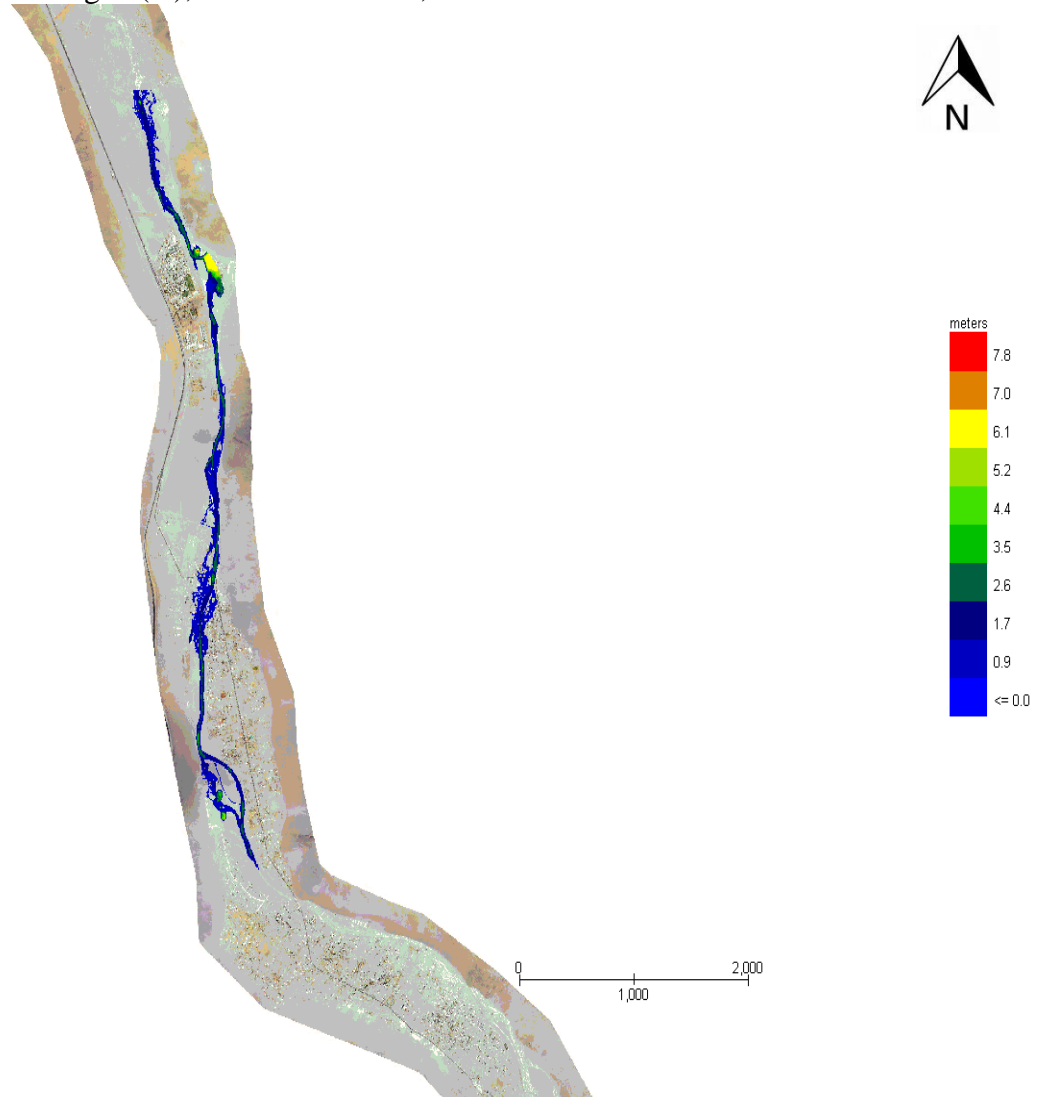


Figura 7-46. Altura de agua (m), Caso Tr=50 años, Grilla Baja

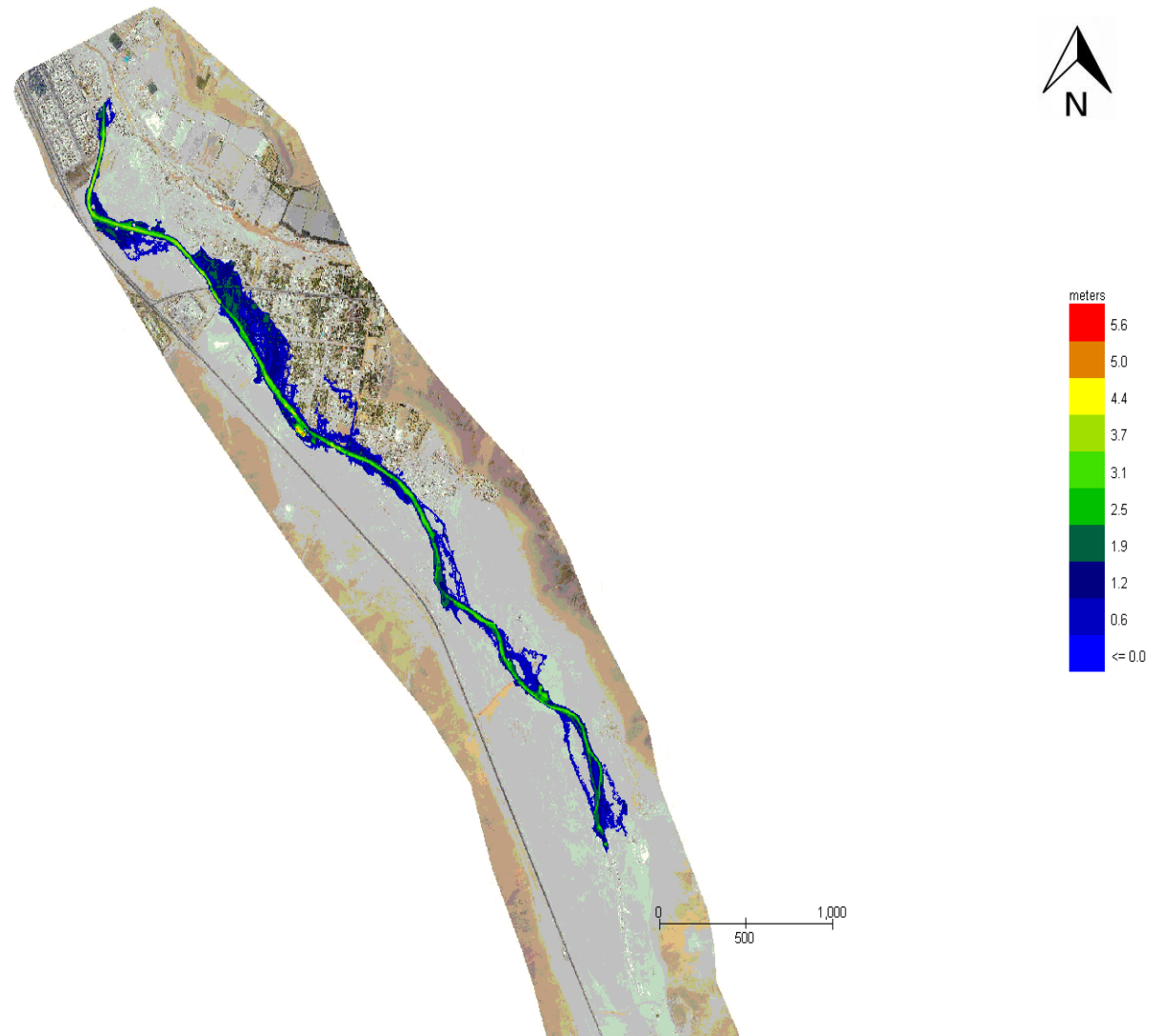


Figura 7-47. Altura de agua (m), Caso Tr=100 años, Grilla Alta
Grid Element Maximum Flow Depth



Figura 7-48. Altura de agua (m), Caso Tr=100 años, Grilla Media

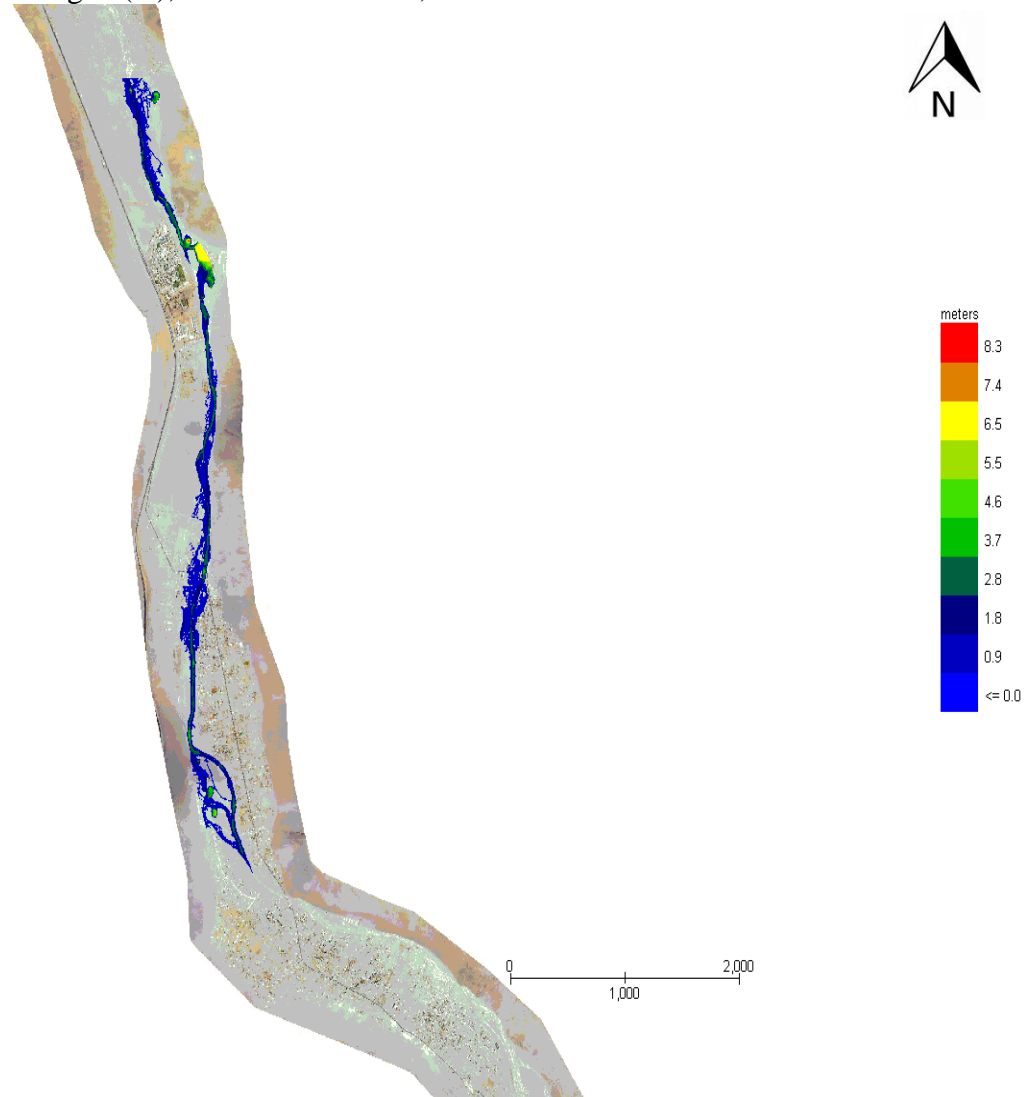


Figura 7-49. Altura de agua (m), Caso Tr=100 años, Grilla Baja

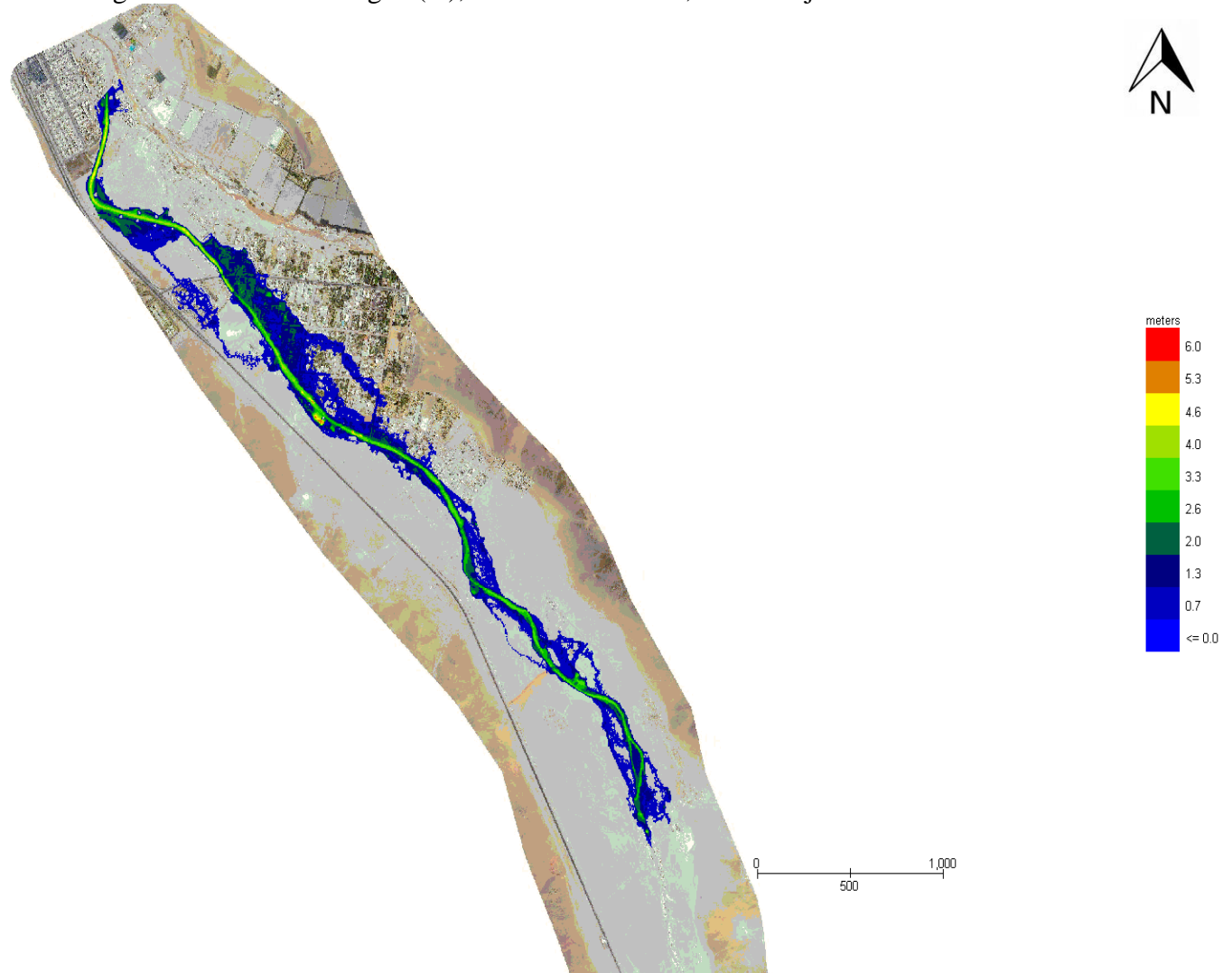


Figura 7-50. Altura de agua (m), Caso Tr=150 años, Grilla Alta

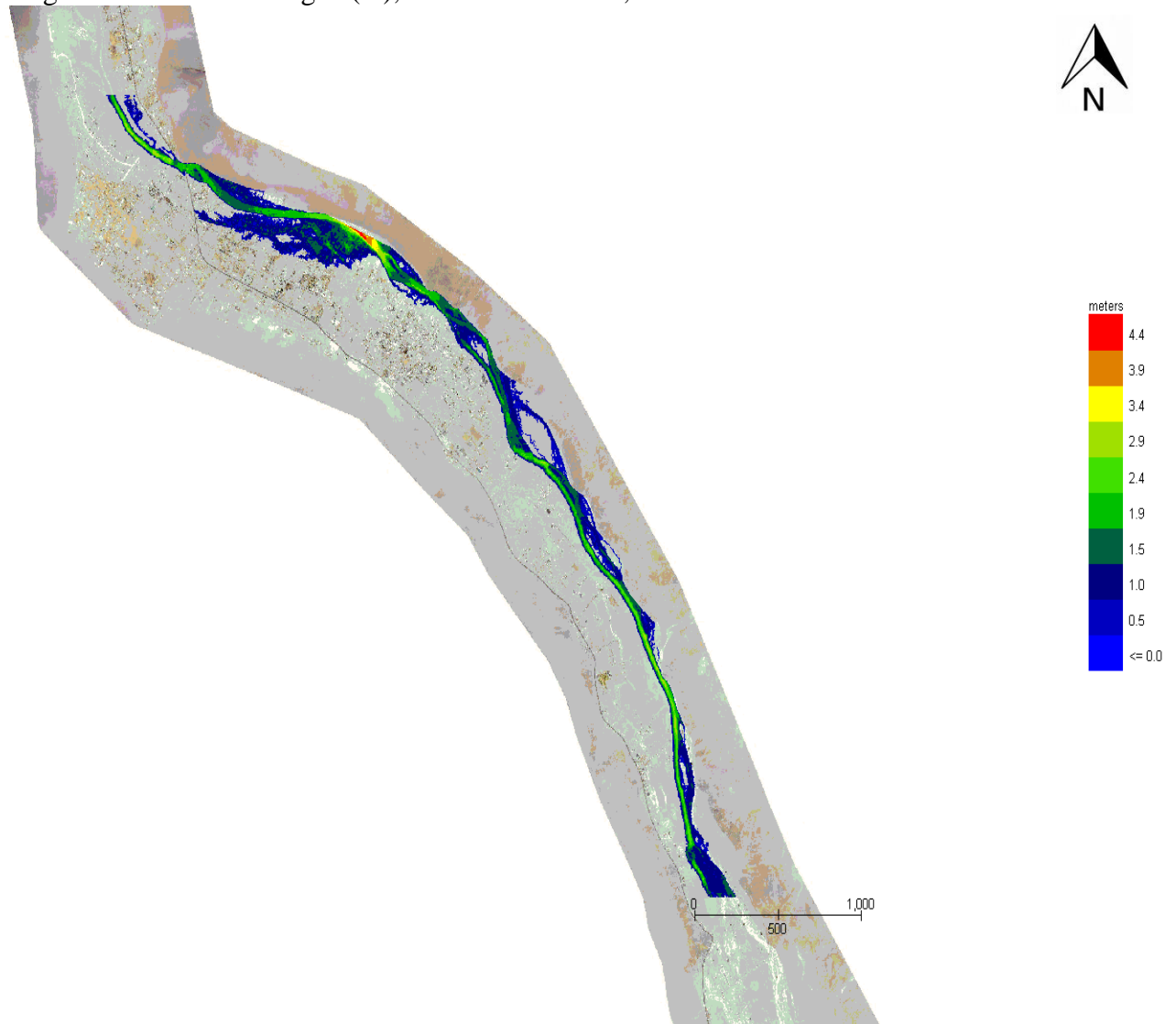


Figura 7-51. Altura de agua (m), Caso Tr=150 años, Grilla Media

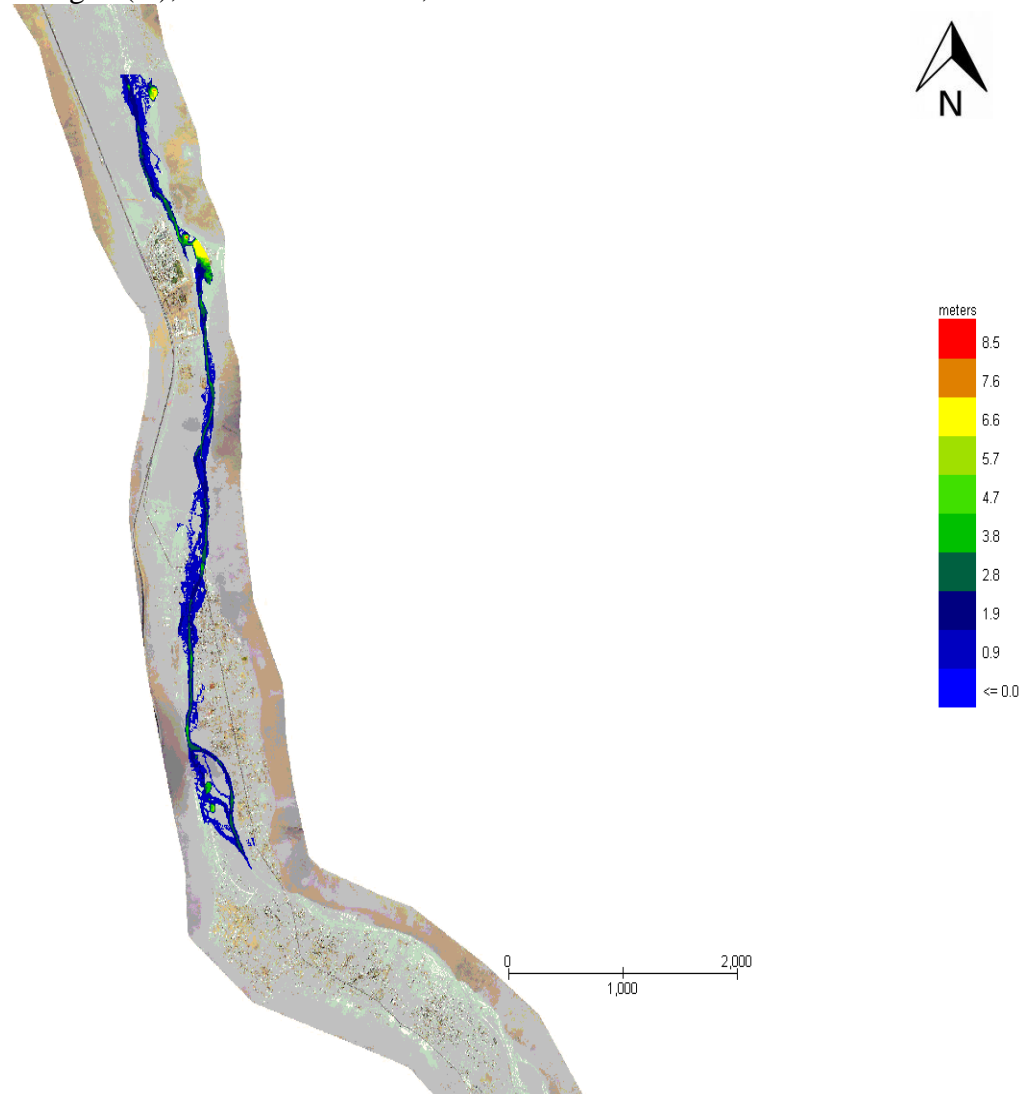


Figura 7-52. Altura de agua (m), Caso Tr=150 años, Grilla Baja

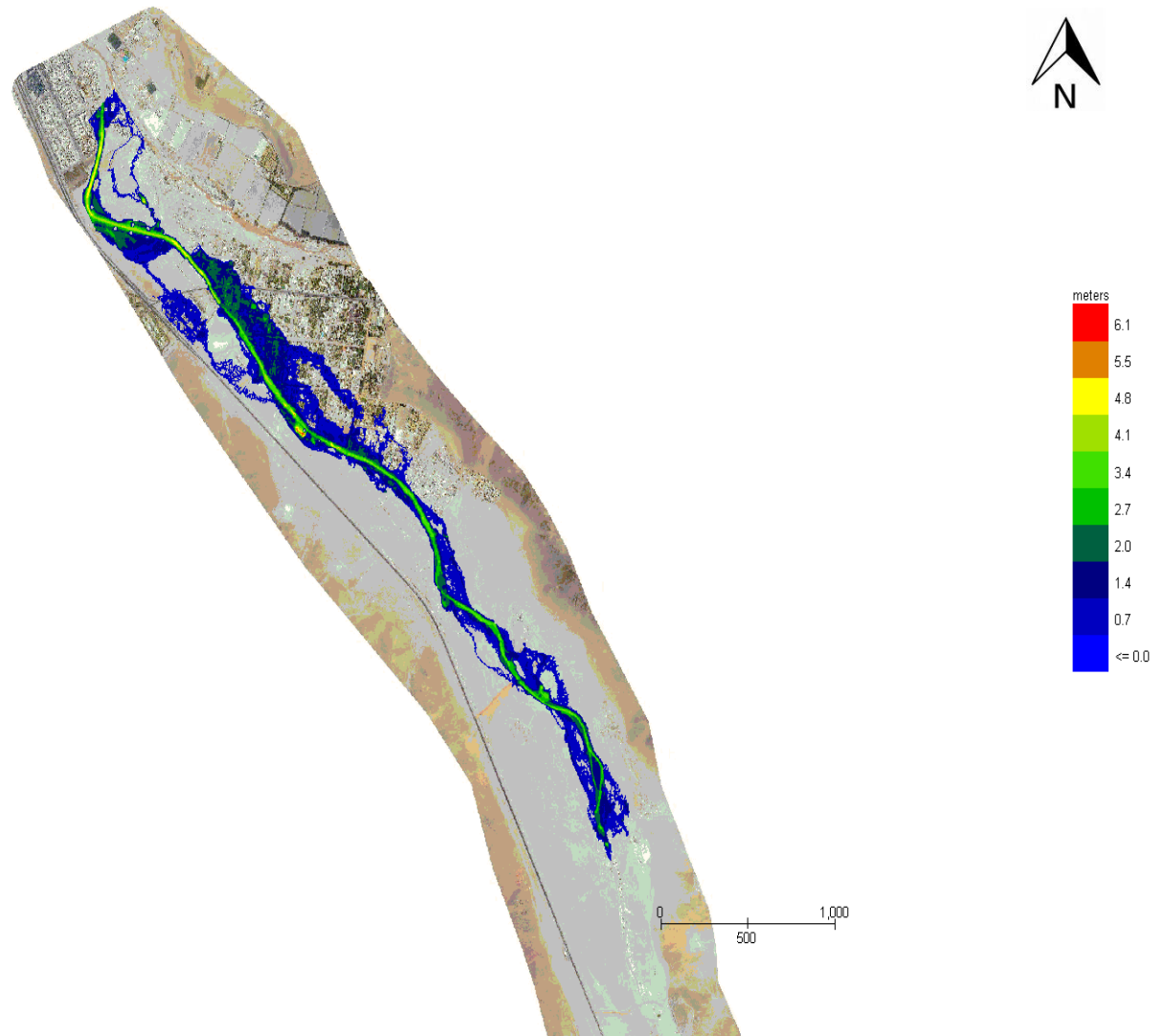


Figura 7-53. Altura de agua (m), Caso Tr=200 años, Grilla Alta

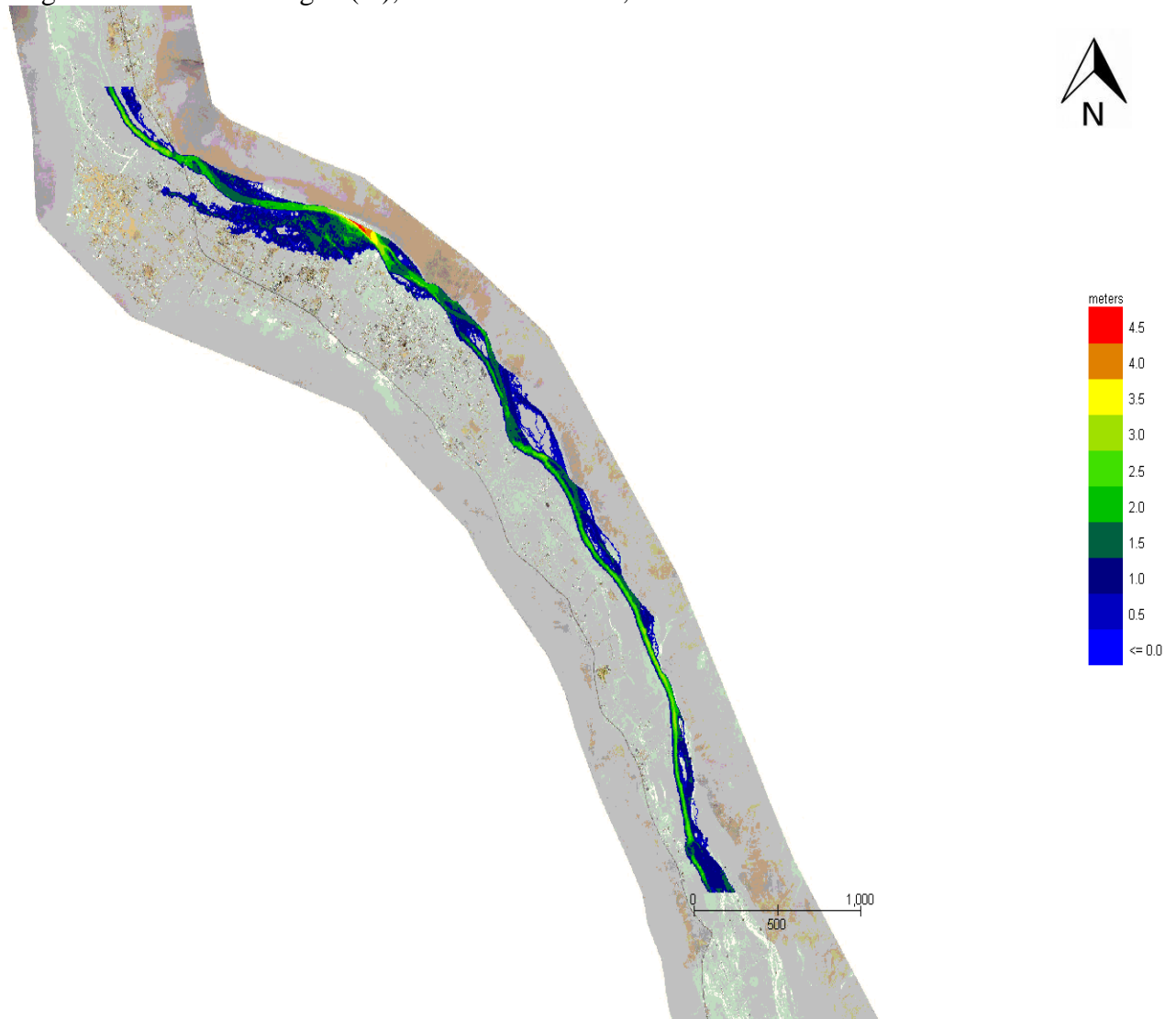


Figura 7-54. Altura de agua (m), Caso Tr=200 años, Grilla Media

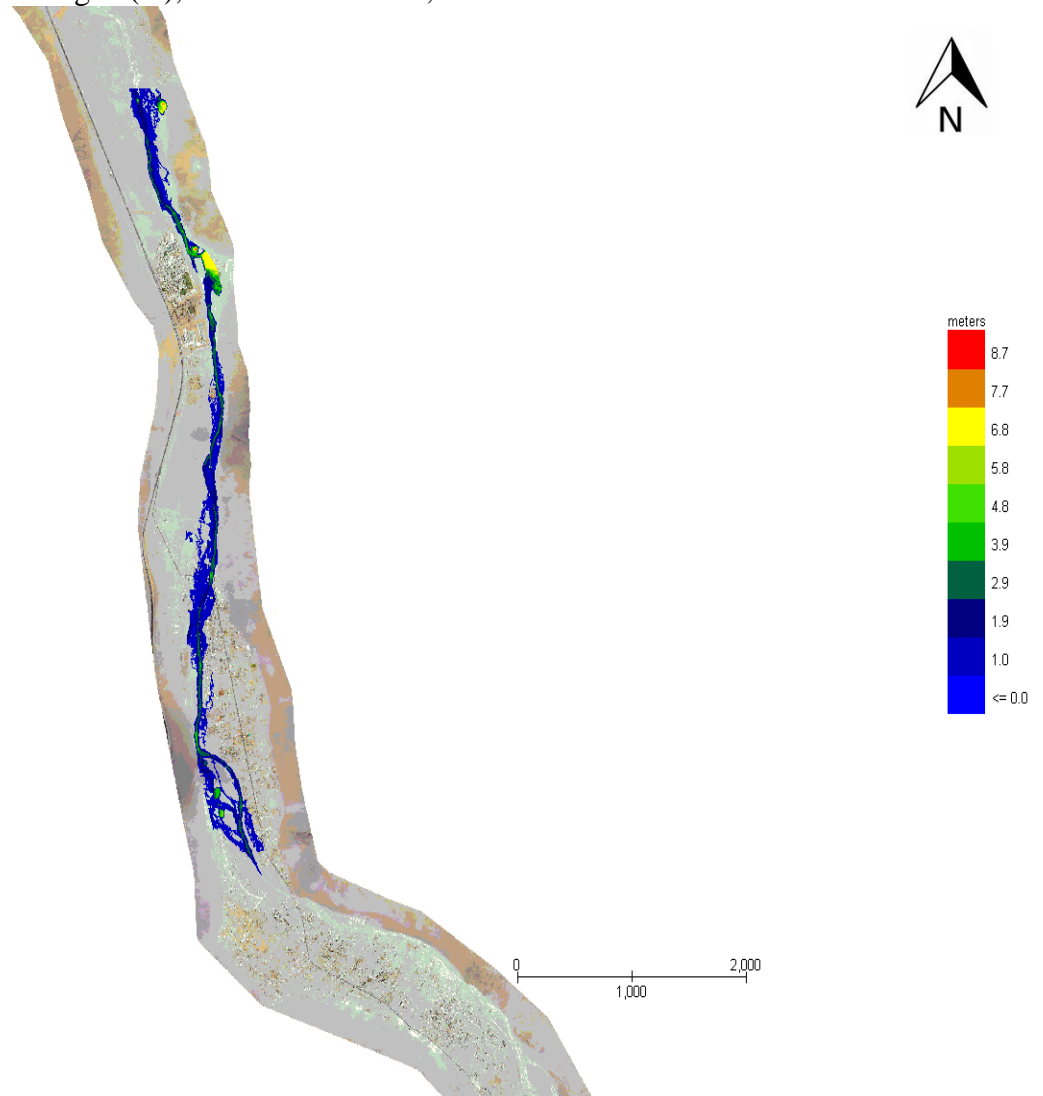


Figura 7-55. Altura de agua (m), Caso Tr=200 años, Grilla Baja

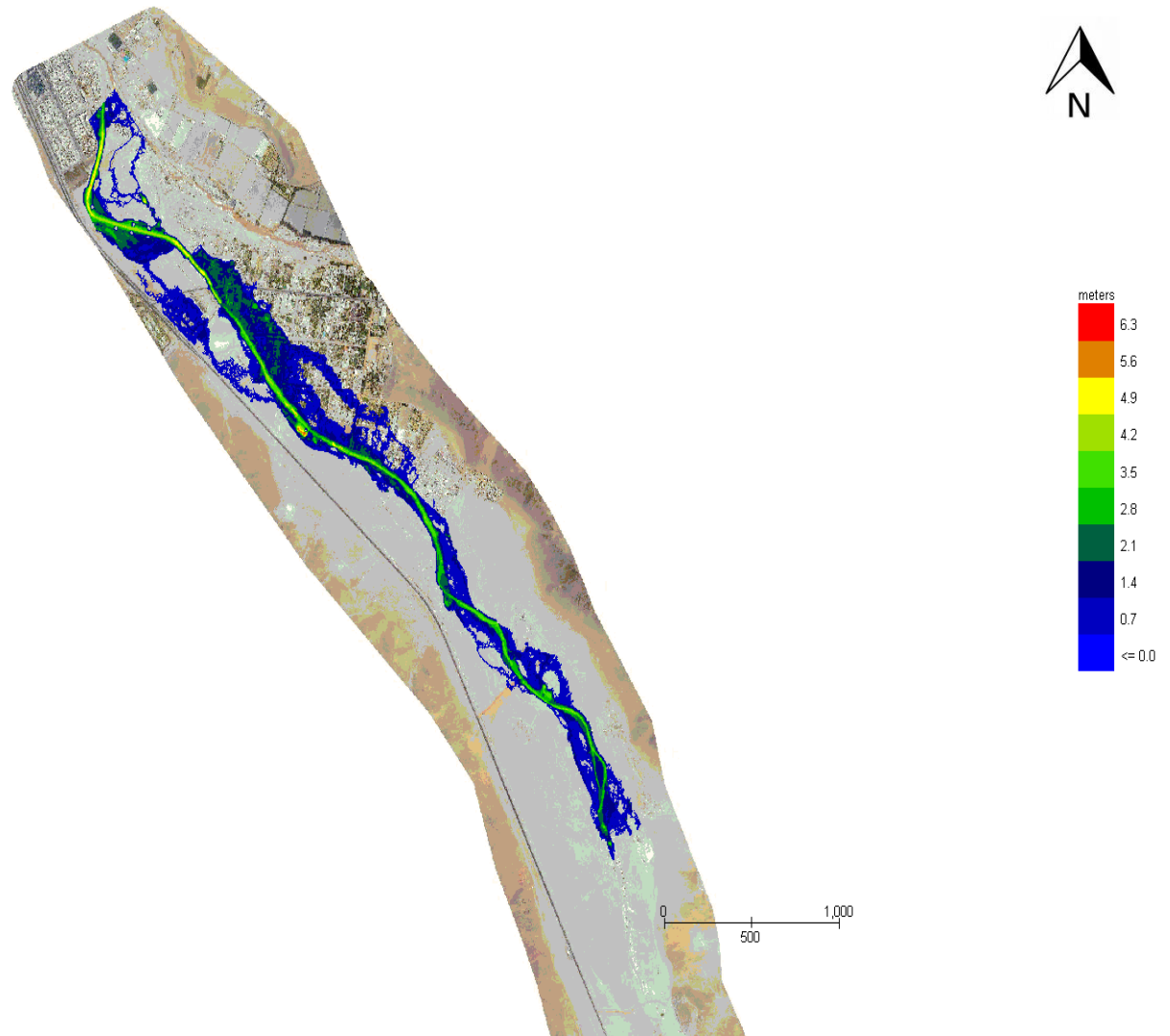


Figura 7-56. Velocidad (m/s), Caso $T_r=5$ años, Grilla Aguas Arriba

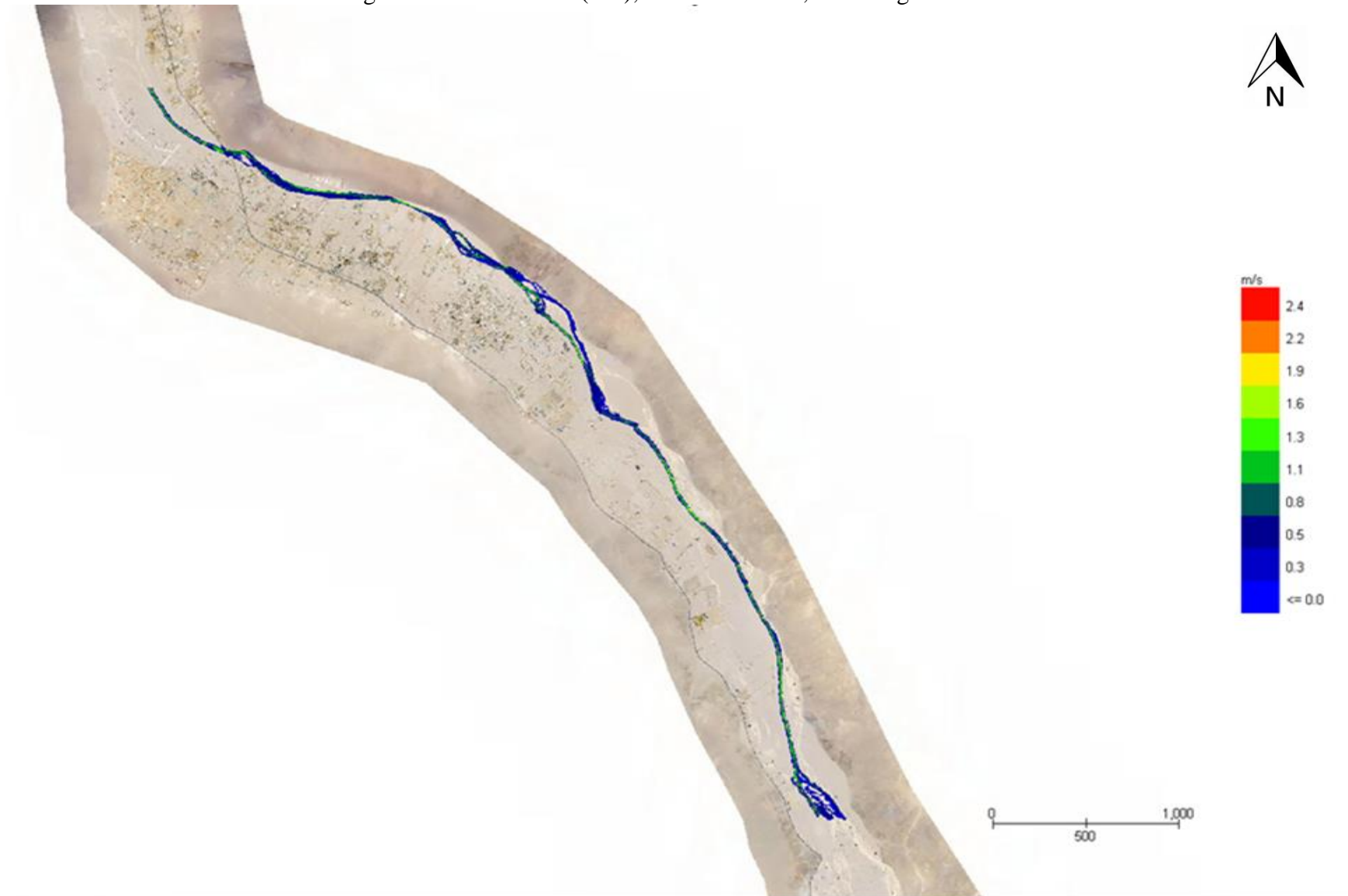


Figura 7-57. Velocidad (m/s), Caso Tr=5 años, Grilla Media



Figura 7-58. Velocidad (m/s), Caso Tr=5 años, Grilla Aguas Abajo



Figura 7-59. Velocidad (m/s), Caso Tr=25 años, Grilla Alta

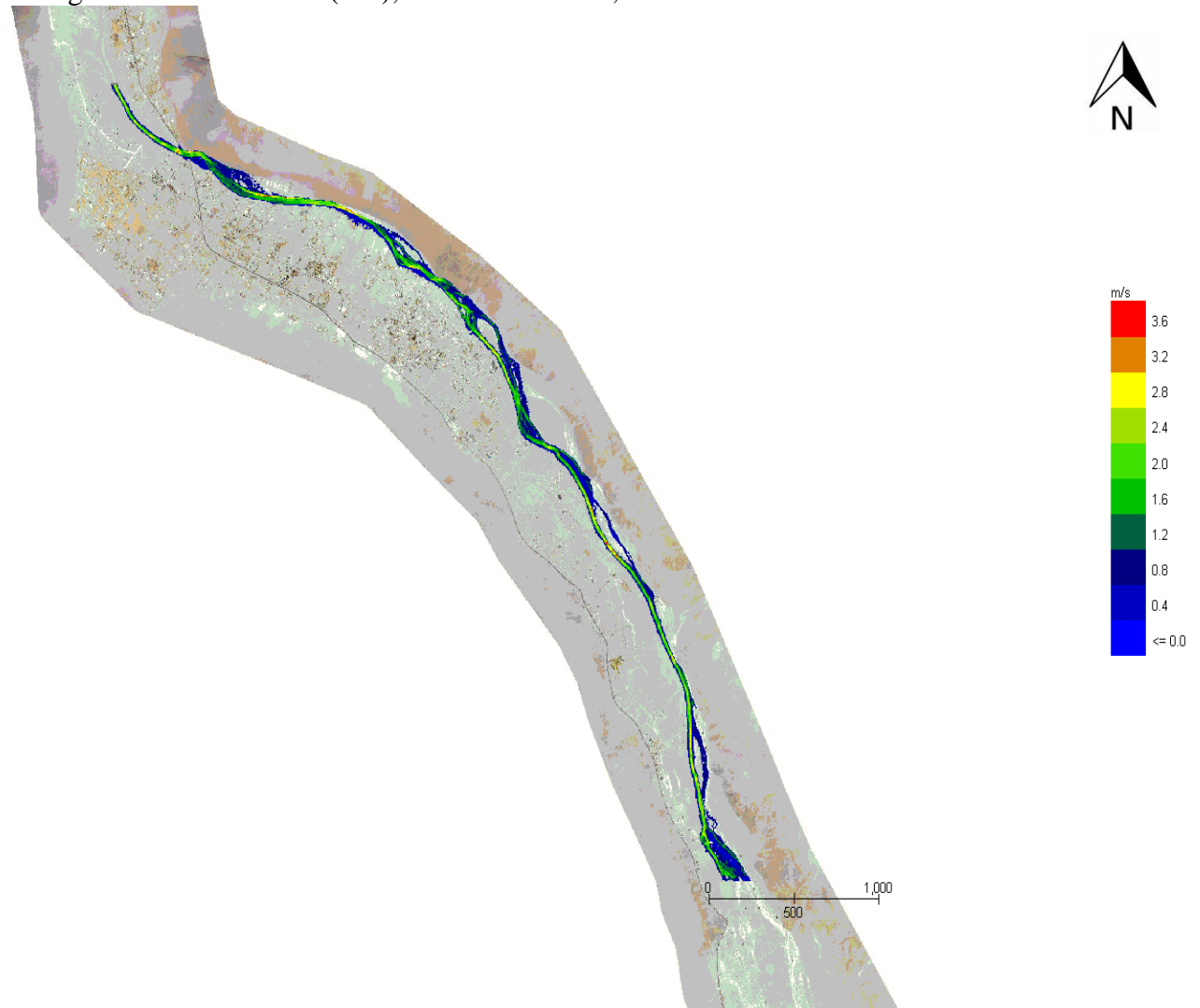


Figura 7-60. Velocidad (m/s), Caso Tr=25 años, Grilla Media

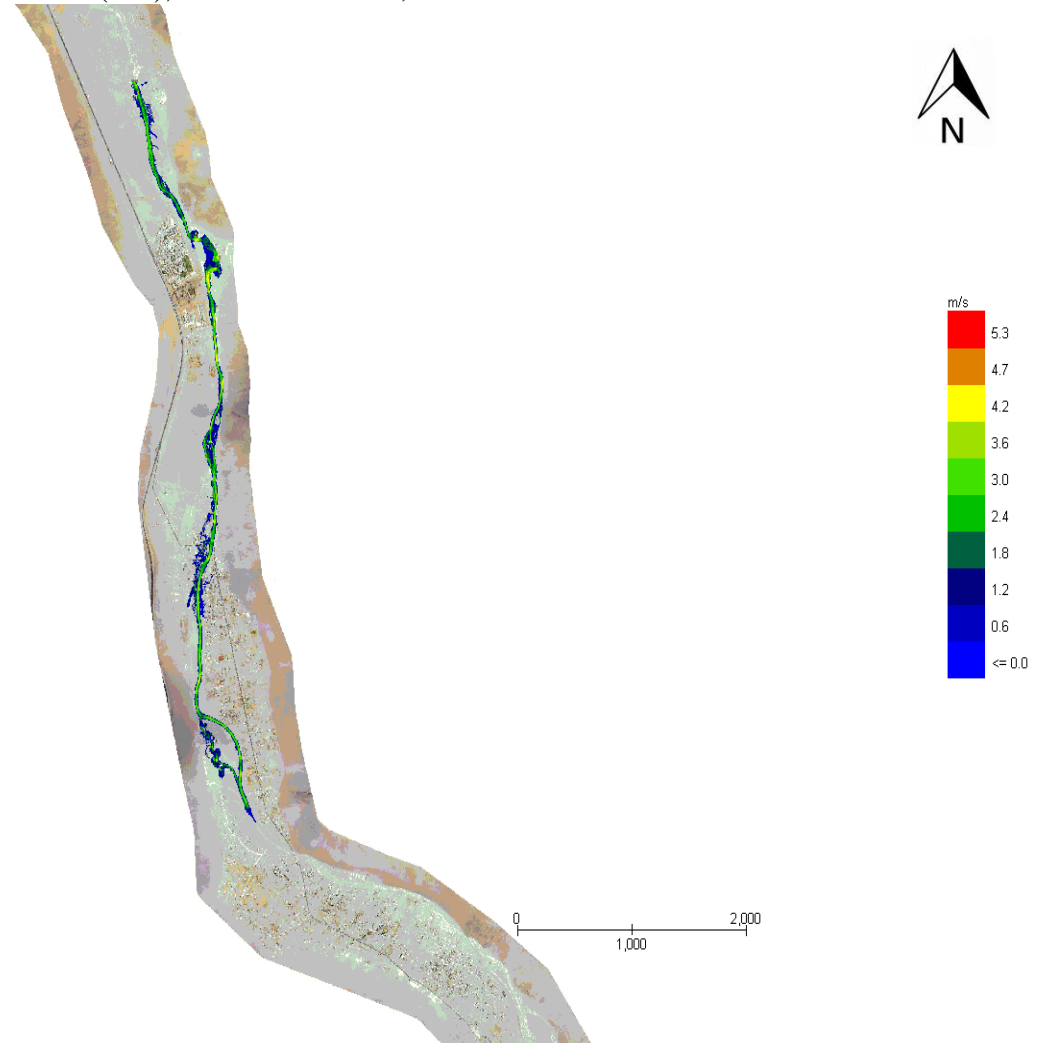


Figura 7-61. Velocidad (m/s), Caso Tr=25 años, Grilla Baja

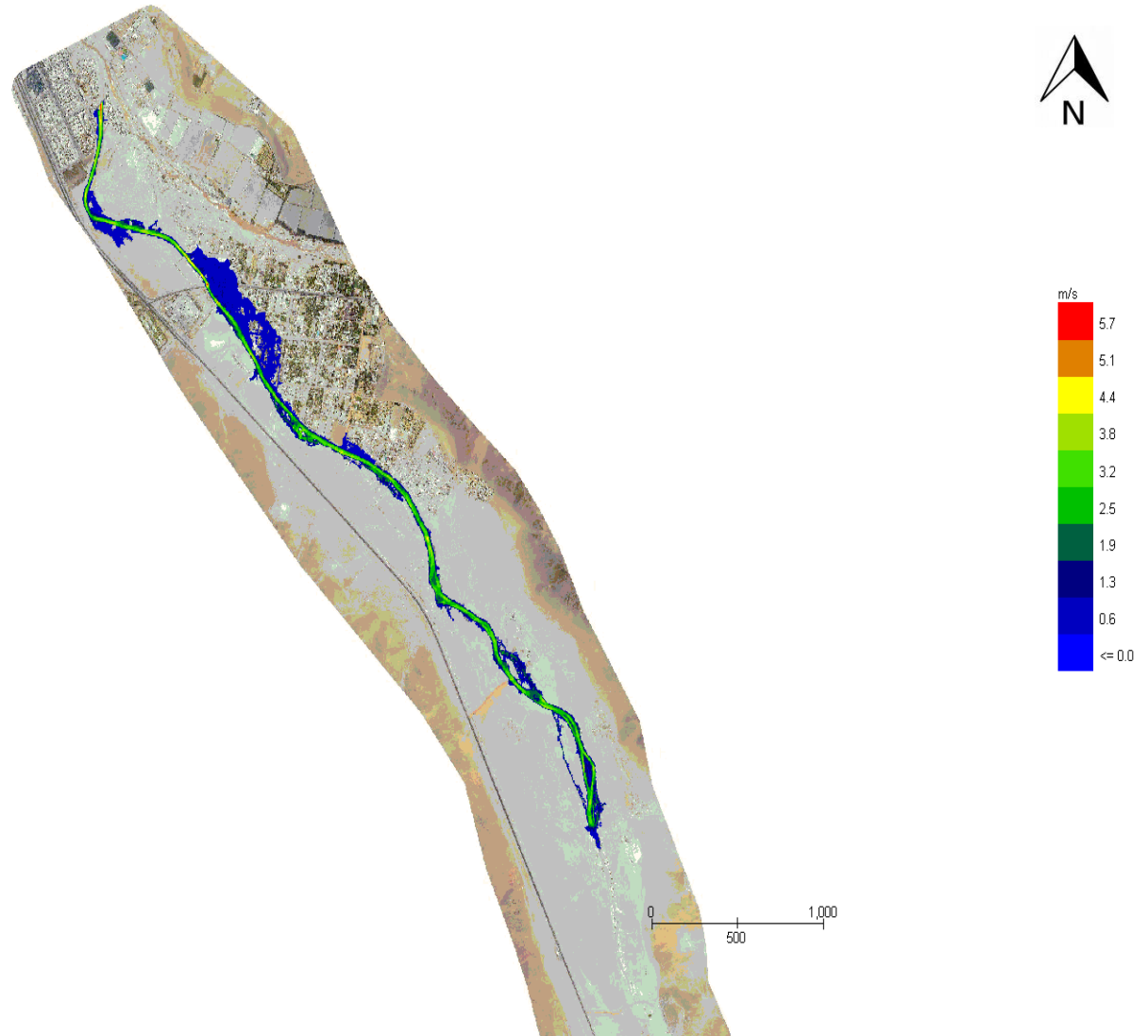


Figura 7-62. Velocidad (m/s), Caso Tr=50 años, Grilla Alta

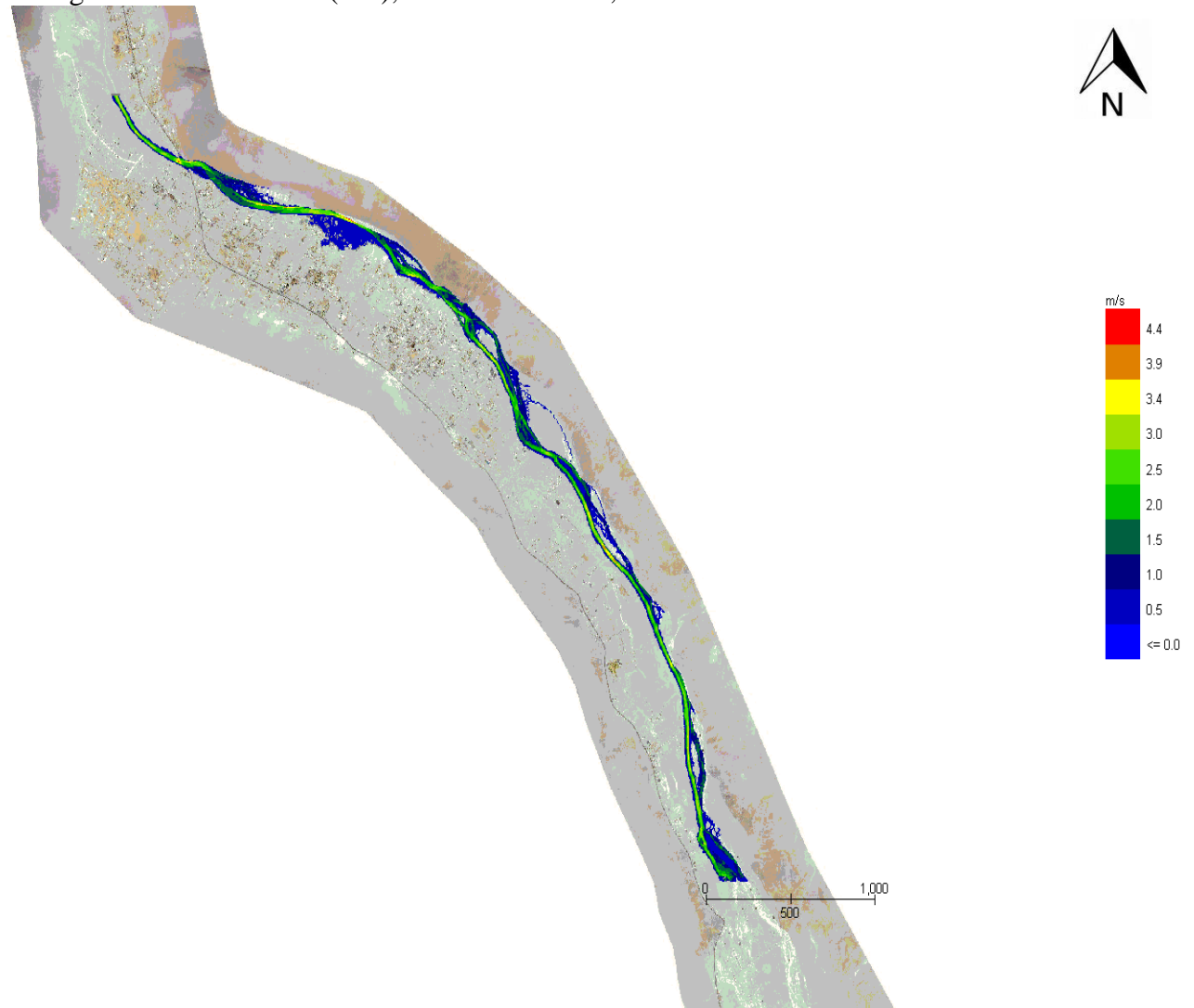


Figura 7-63. Velocidad (m/s), Caso Tr=50 años, Grilla Media

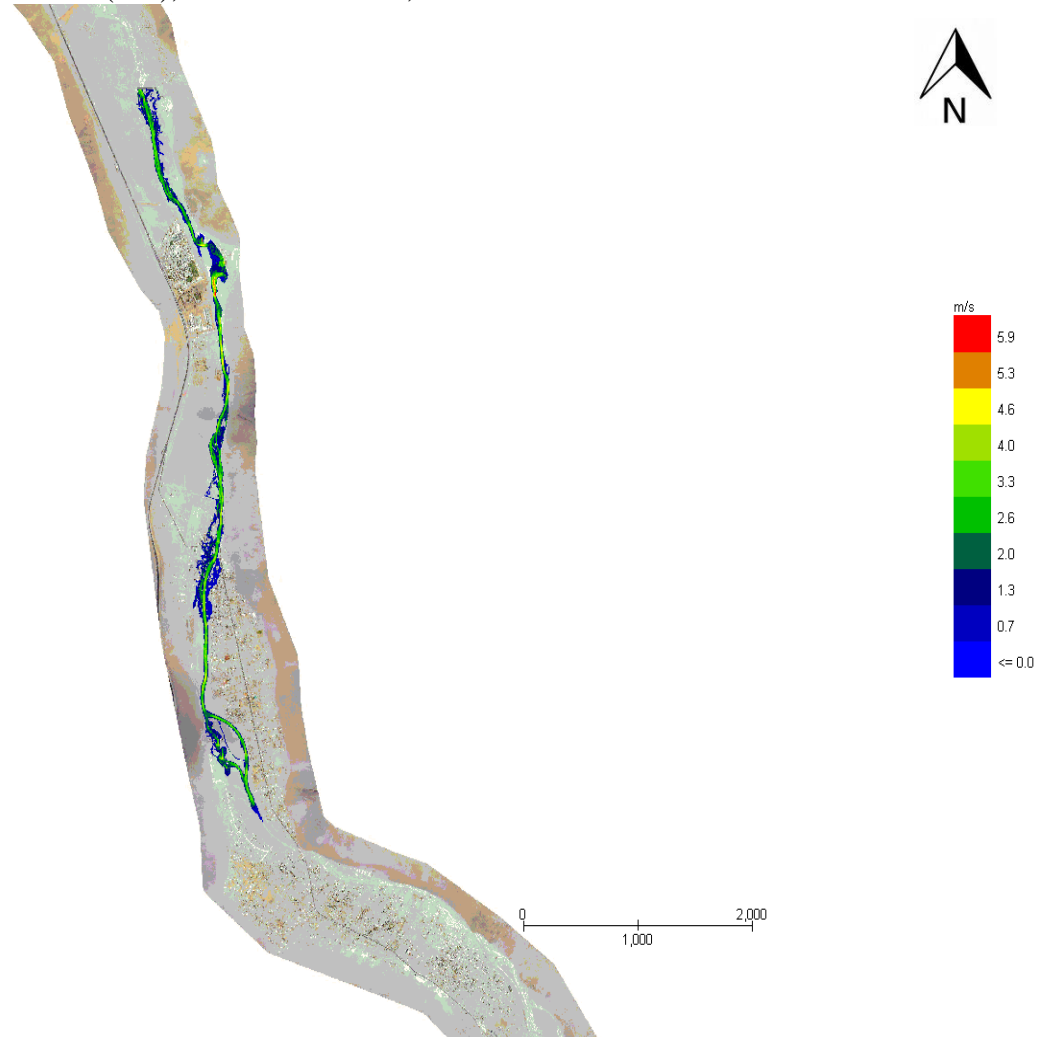


Figura 7-64. Velocidad (m/s), Caso Tr=50 años, Grilla Baja

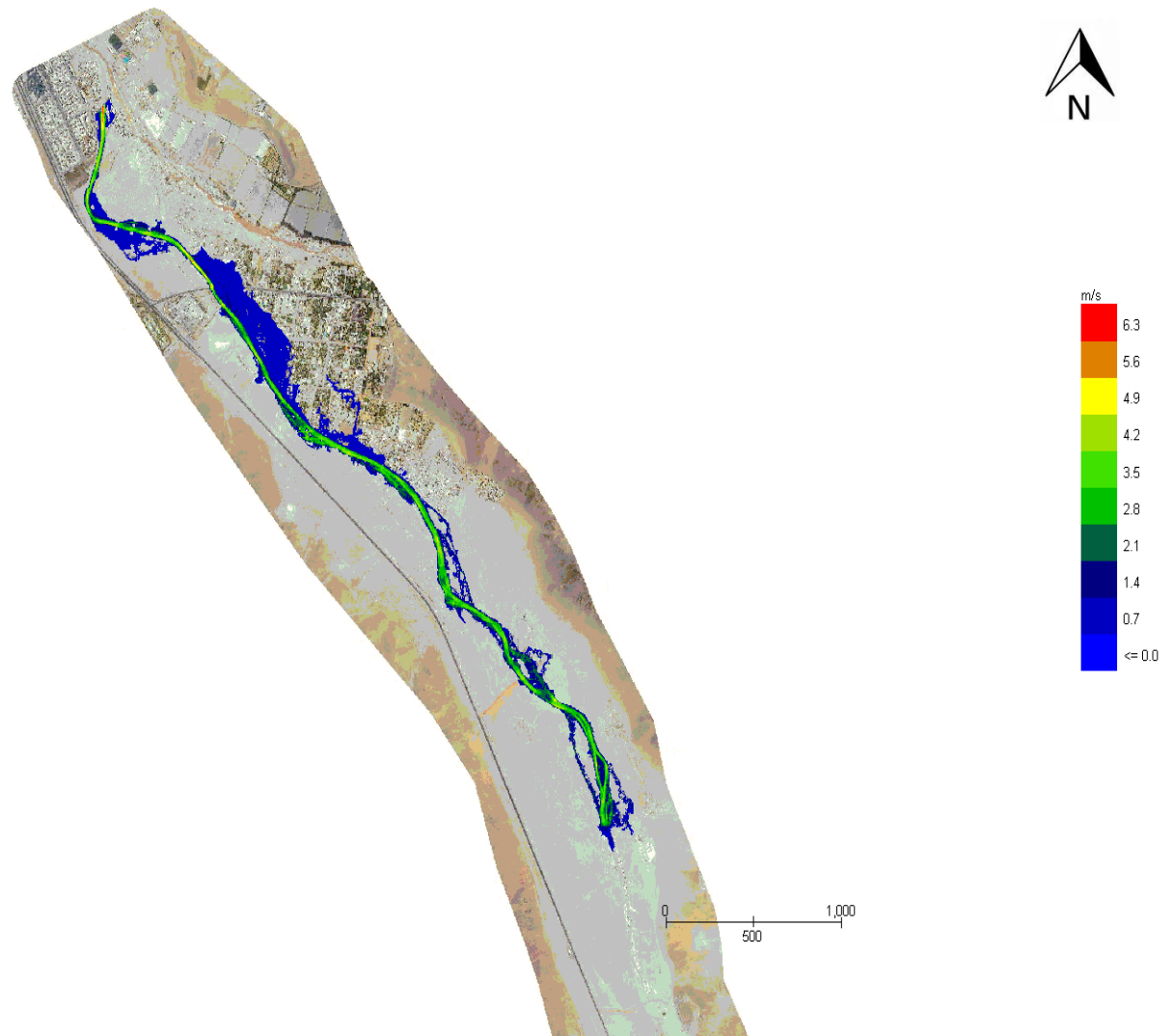


Figura 7-65. Velocidad (m/s), Caso Tr=100 años, Grilla Alta

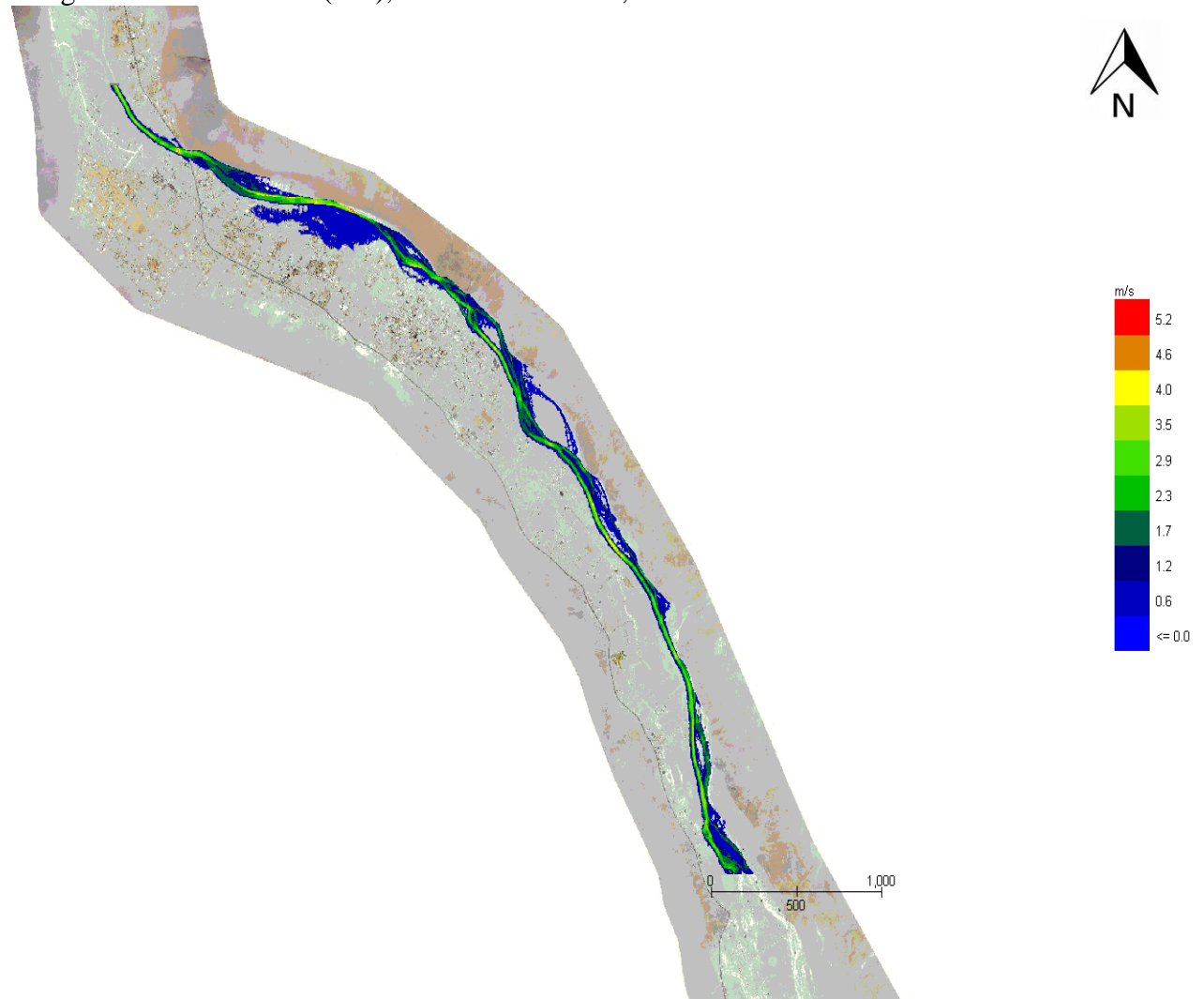


Figura 7-66. Velocidad (m/s), Caso Tr=100 años, Grilla Media

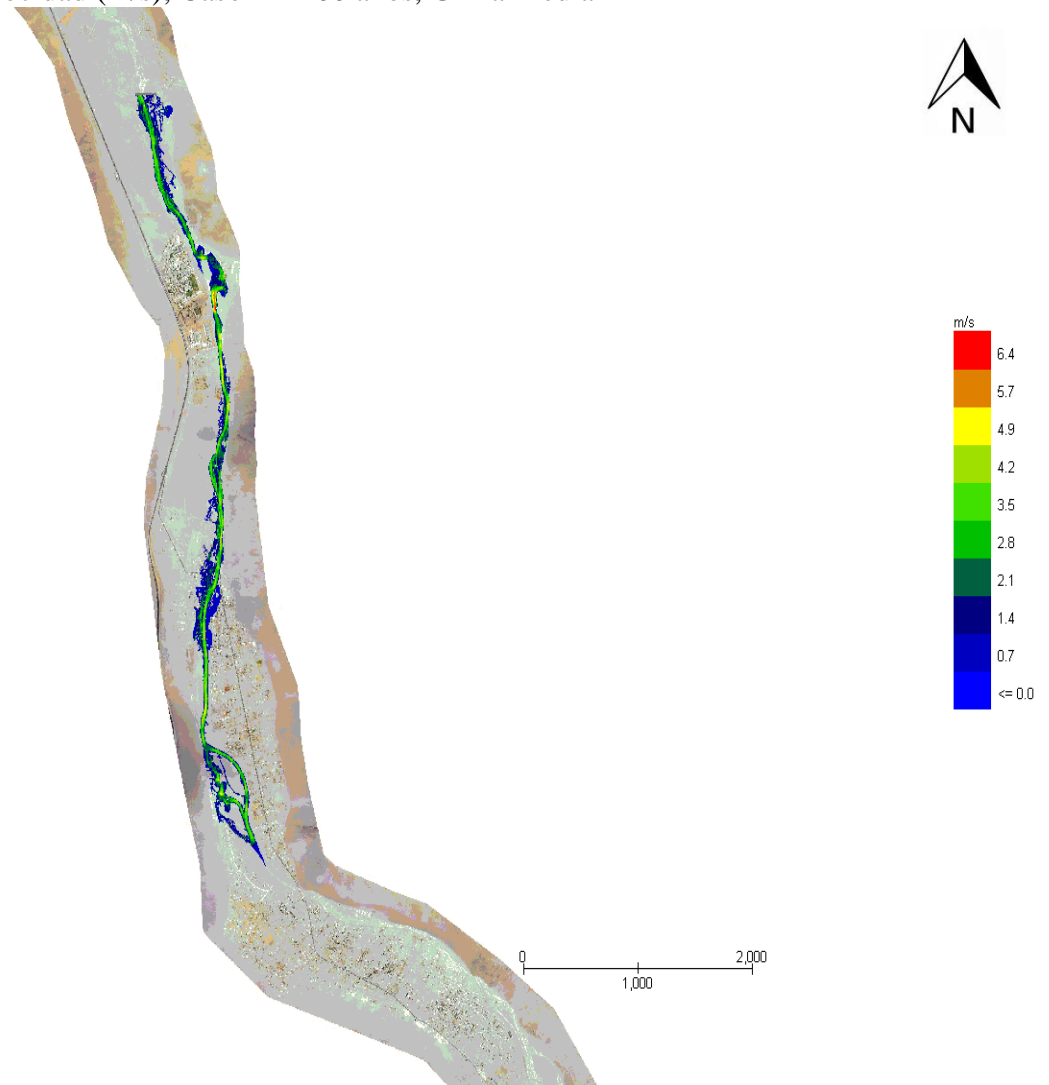


Figura 7-67. Velocidad (m/s), Caso Tr=100 años, Grilla Baja

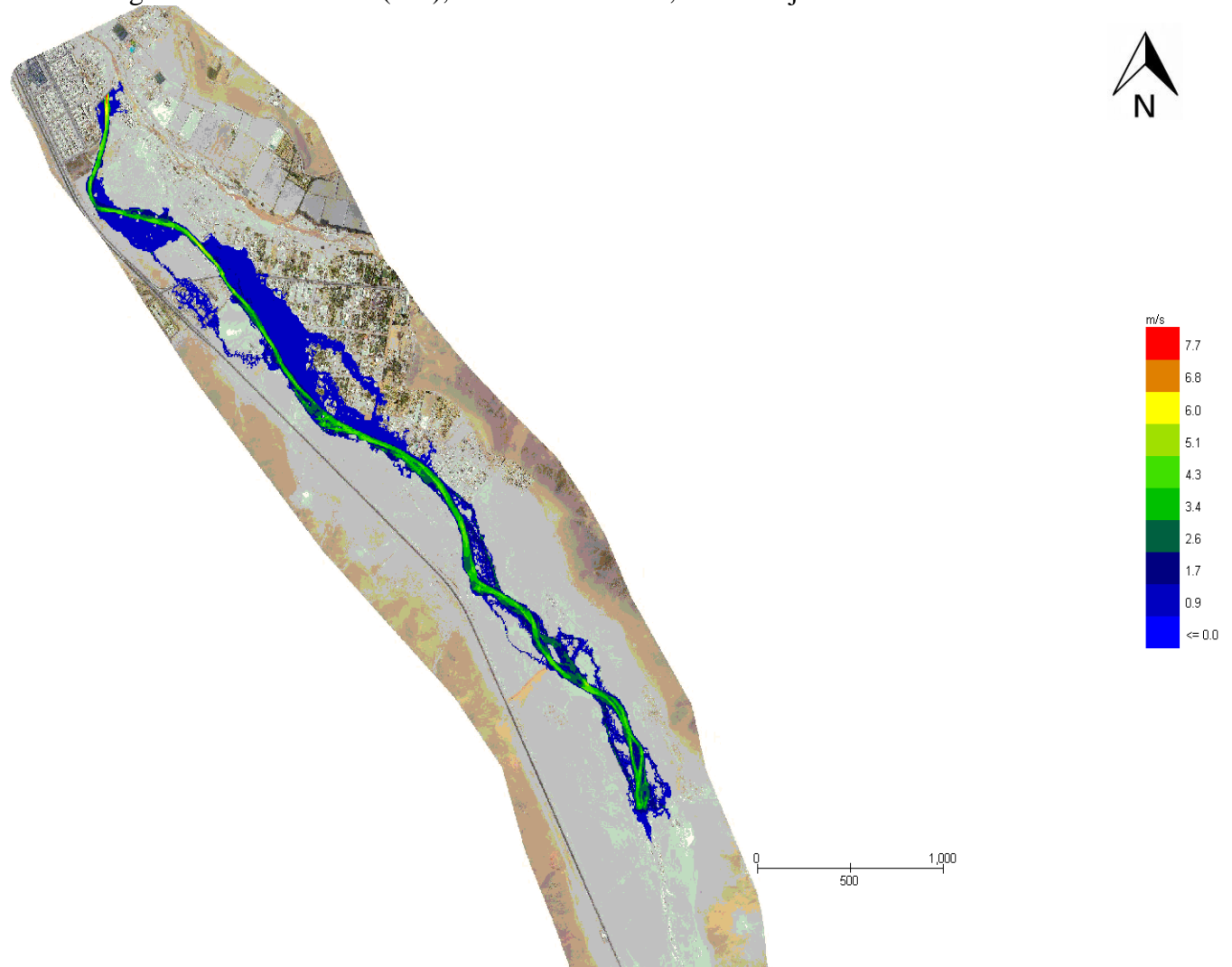


Figura 7-68. Velocidad (m/s), Caso Tr=150 años, Grilla Alta

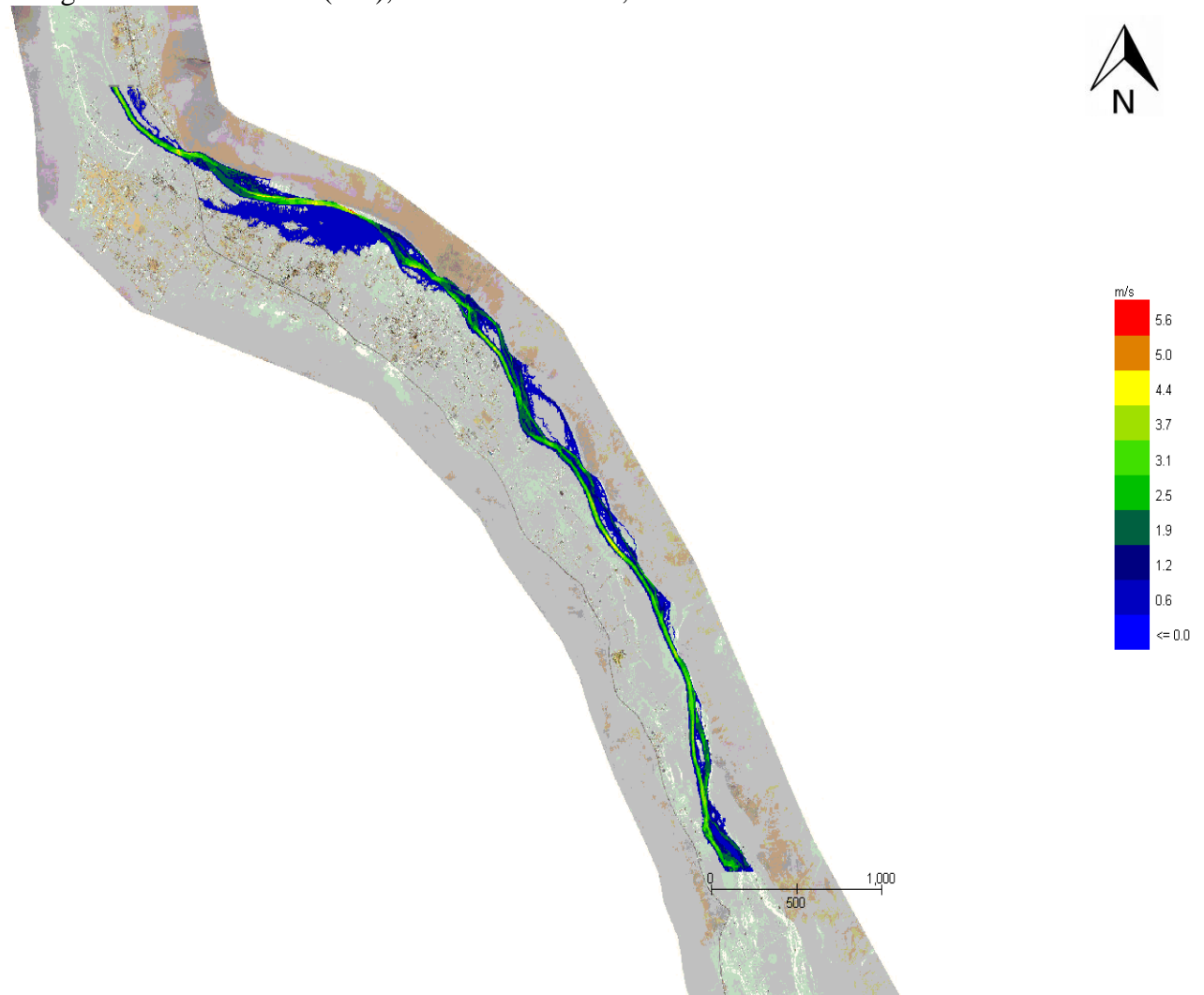


Figura 7-69. Velocidad (m/s), Caso Tr=150 años, Grilla Media

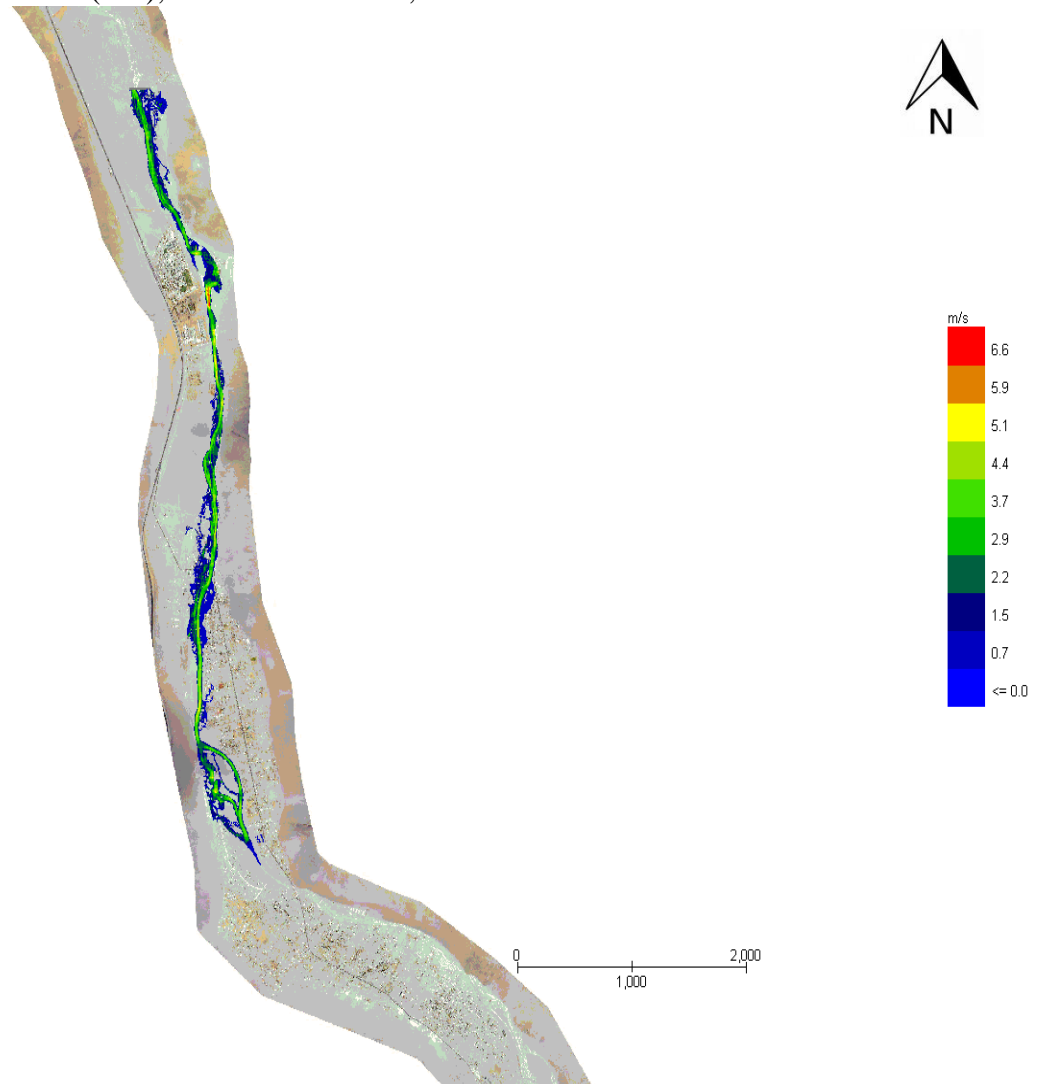


Figura 7-70. Velocidad (m/s), Caso Tr=150 años, Grilla Baja

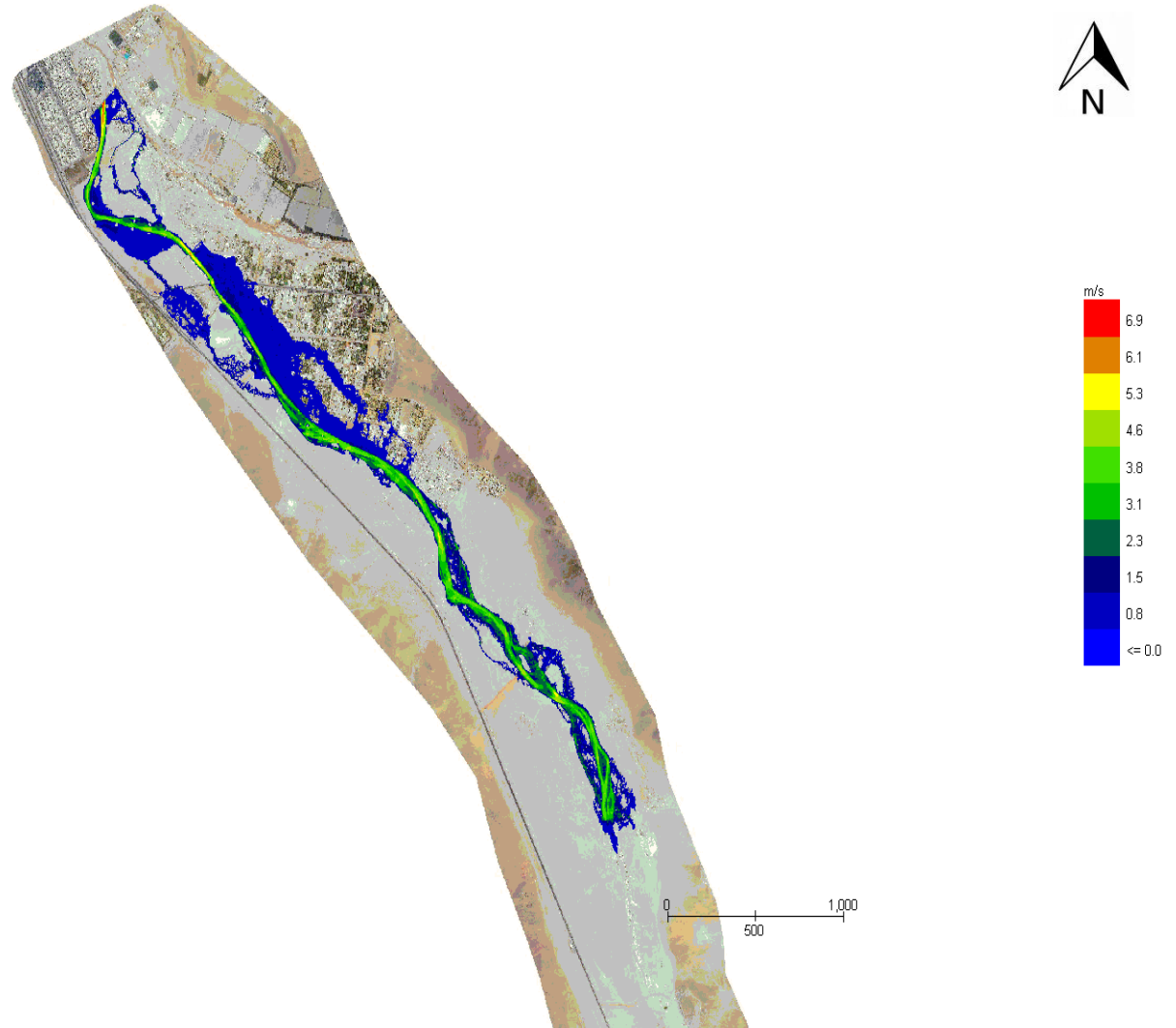


Figura 7-71. Velocidad (m/s), Caso Tr=200 años, Grilla Alta

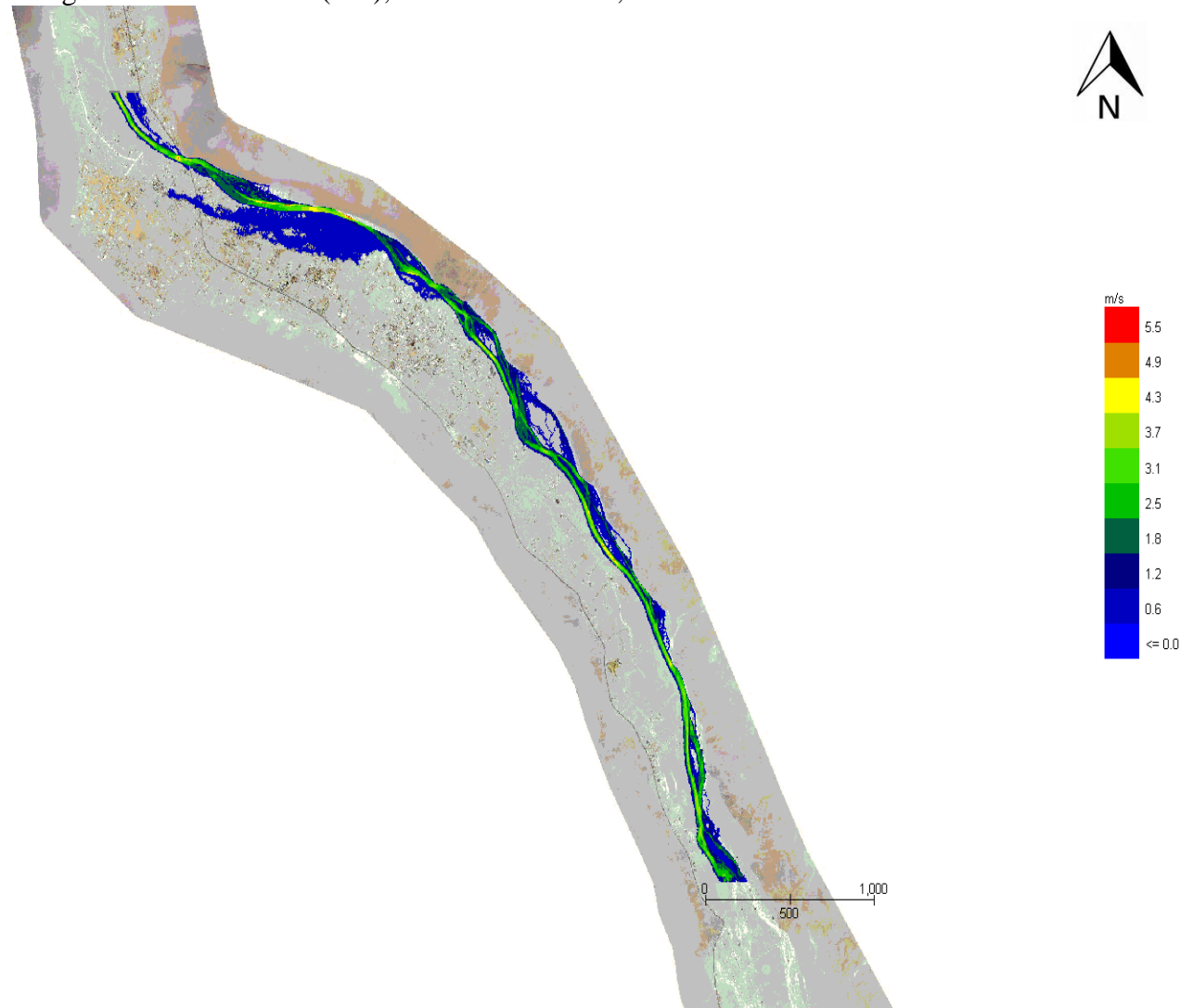


Figura 7-72. Velocidad (m/s), Caso Tr=200 años, Grilla Media

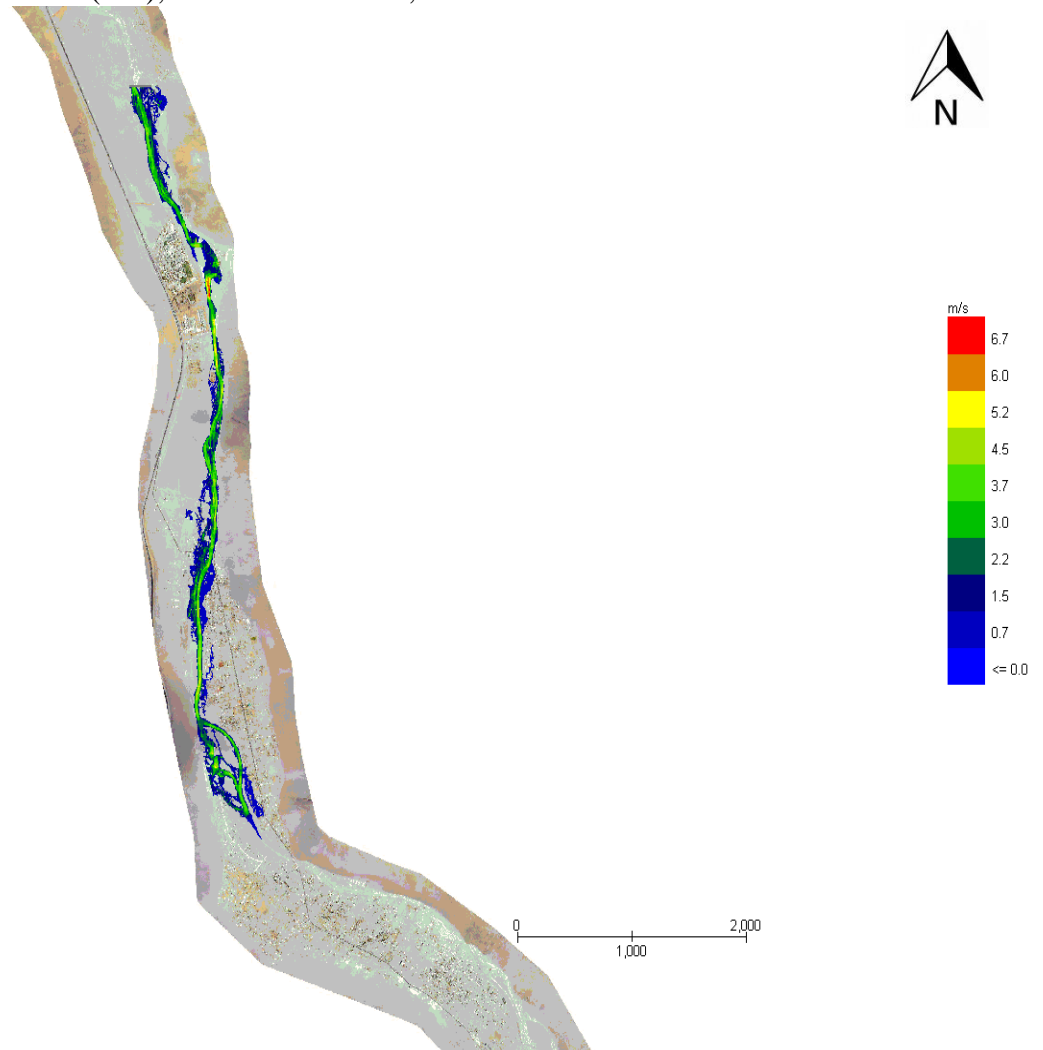
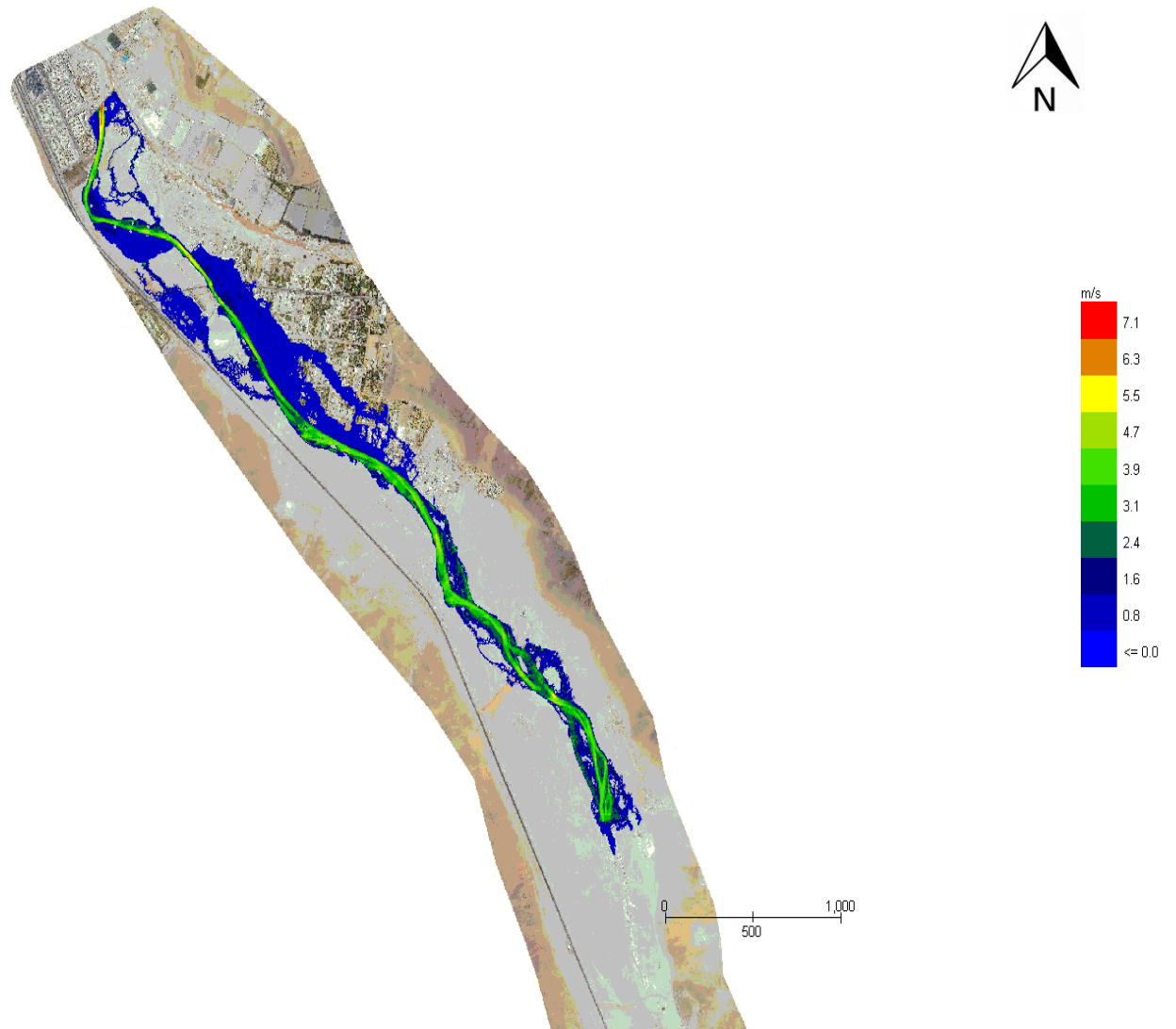


Figura 7-73. Velocidad (m/s), Caso Tr=200 años, Grilla Baja



**“ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA,
COMUNA DE ARICA”**

CAPITULO 8

DIAGNÓSTICO VULNERABILIDAD

CONTENIDO

8	DIAGNÓSTICO VULNERABILIDAD	8-2
---	----------------------------------	-----

8 DIAGNÓSTICO VULNERABILIDAD

Sobre la base de los resultados del modelo bidimensional se realizó un diagnóstico integral de la vulnerabilidad de la infraestructura existente, afectadas por las crecidas.

Para lo cual se han elaborado Mapas de Riesgo indicando con una escala básica de colores considerando tres 3 niveles

Nº3: correspondiente a Nivel de Riesgo Alto

Nº2: correspondiente a Nivel de Riesgo Medio

Nº1: : correspondiente a Nivel de Riesgo Bajo

Los Niveles de Riesgo se han definido de la siguiente forma:

Tabla 8.1. Criterios para la discretización del riesgo.

Criterio	Parámetro Hidráulico Por Inundación o Aluvión	
	h (m)	v*h (m ² /s)
Alto	≥ 1	≥ 1.5
Medio	$0.5 \leq h < 1$	$0,5 \leq v * h < 1.5$
Bajo	$0.1 \leq h < 0.5$	$0.1 \leq v * h < 0.5$

Los resultados obtenidos se presentan en las siguientes figuras:

Figura 8-1. Mapa de Riesgo, Caso $Tr=200$ años, Grilla Alta

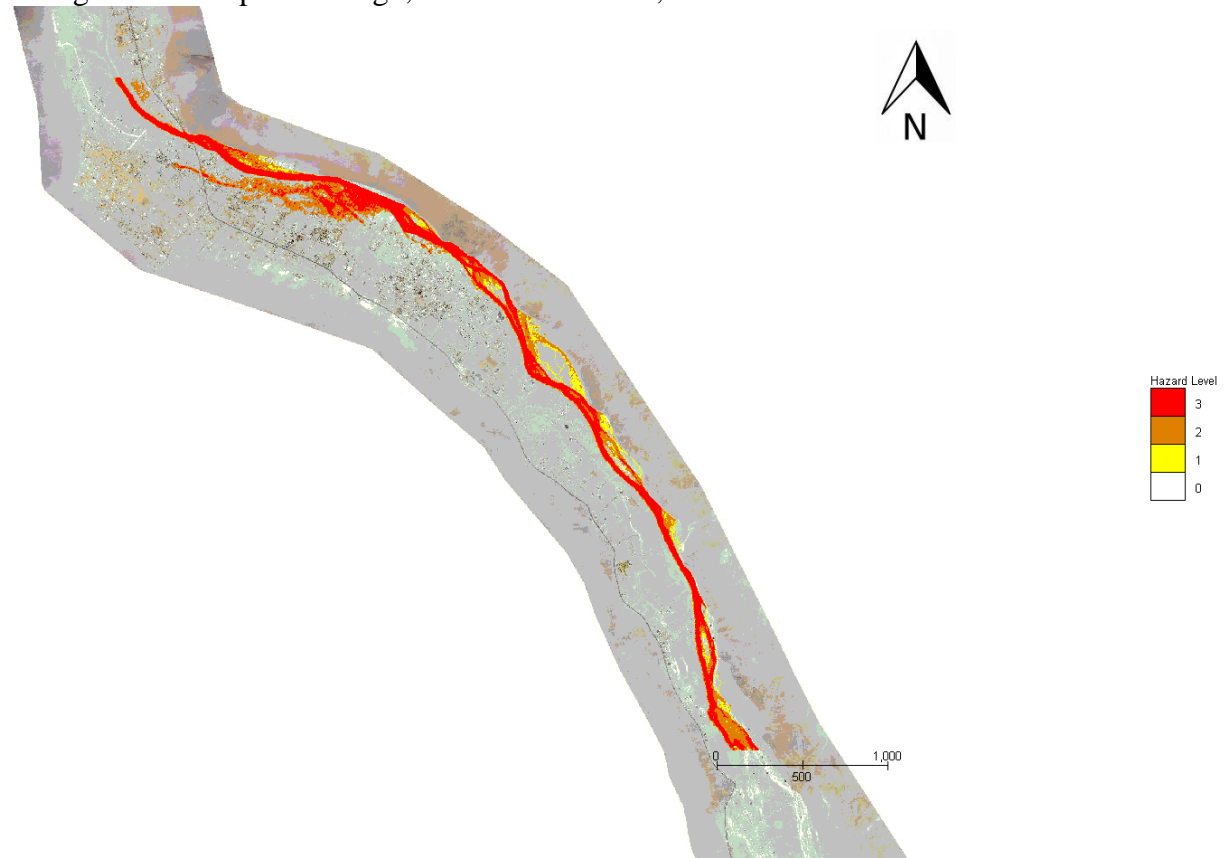


Figura 8-2. Mapa de Riesgo, Caso Tr=200 años, Grilla Media

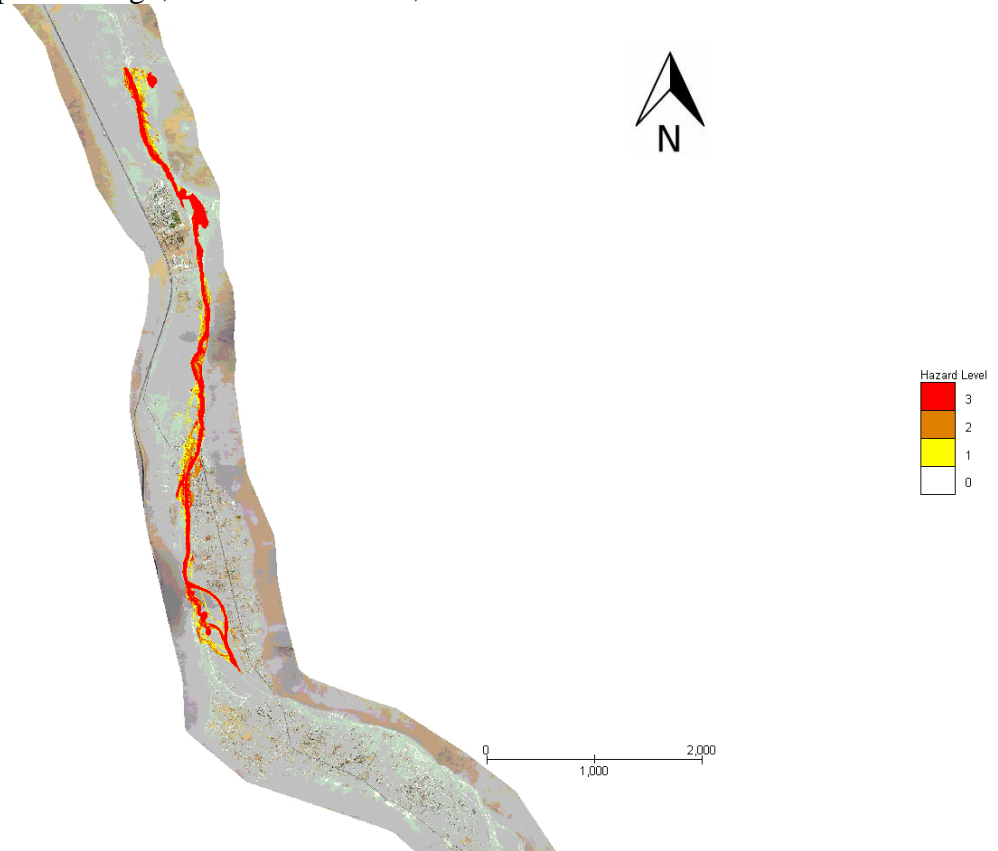


Figura 8-3. Mapa de Riesgo, Caso Tr=200 años, Grilla Baja

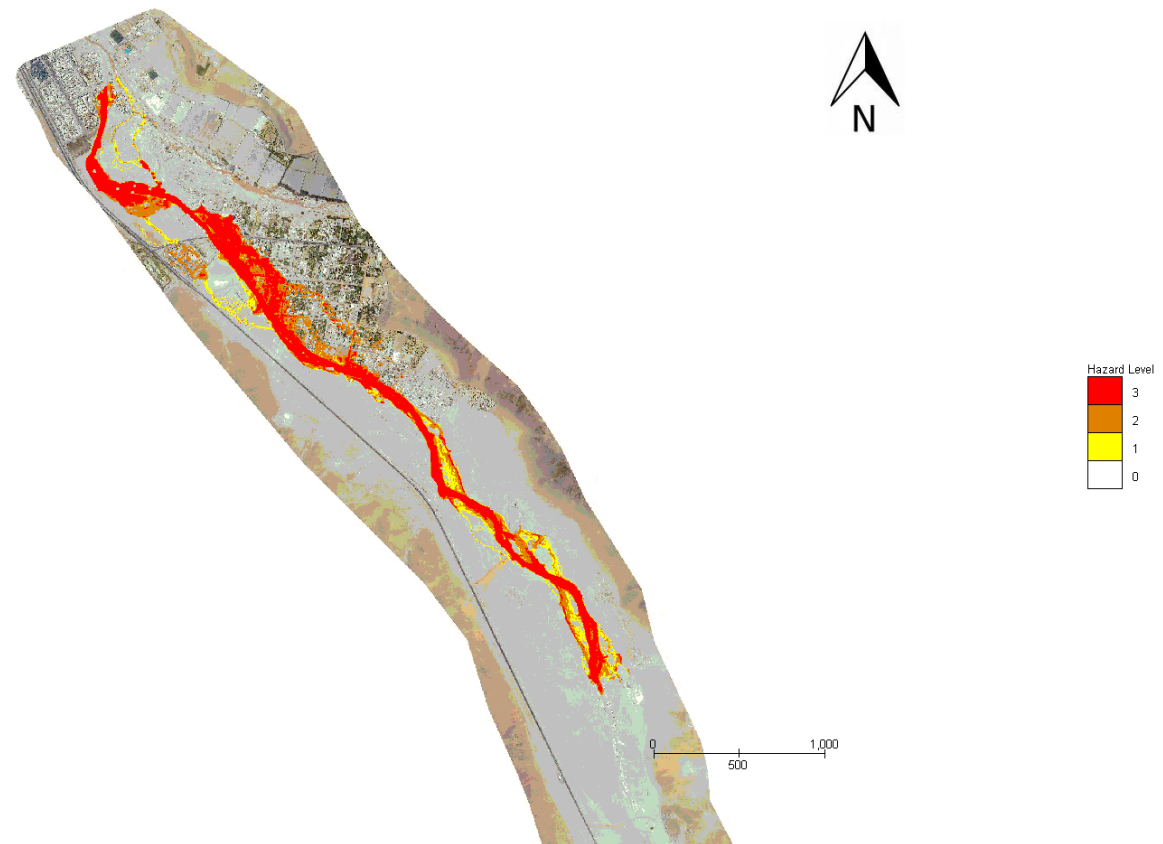


Figura 8-4. Mapa de Riesgo, Caso Tr=150 años, Grilla Alta

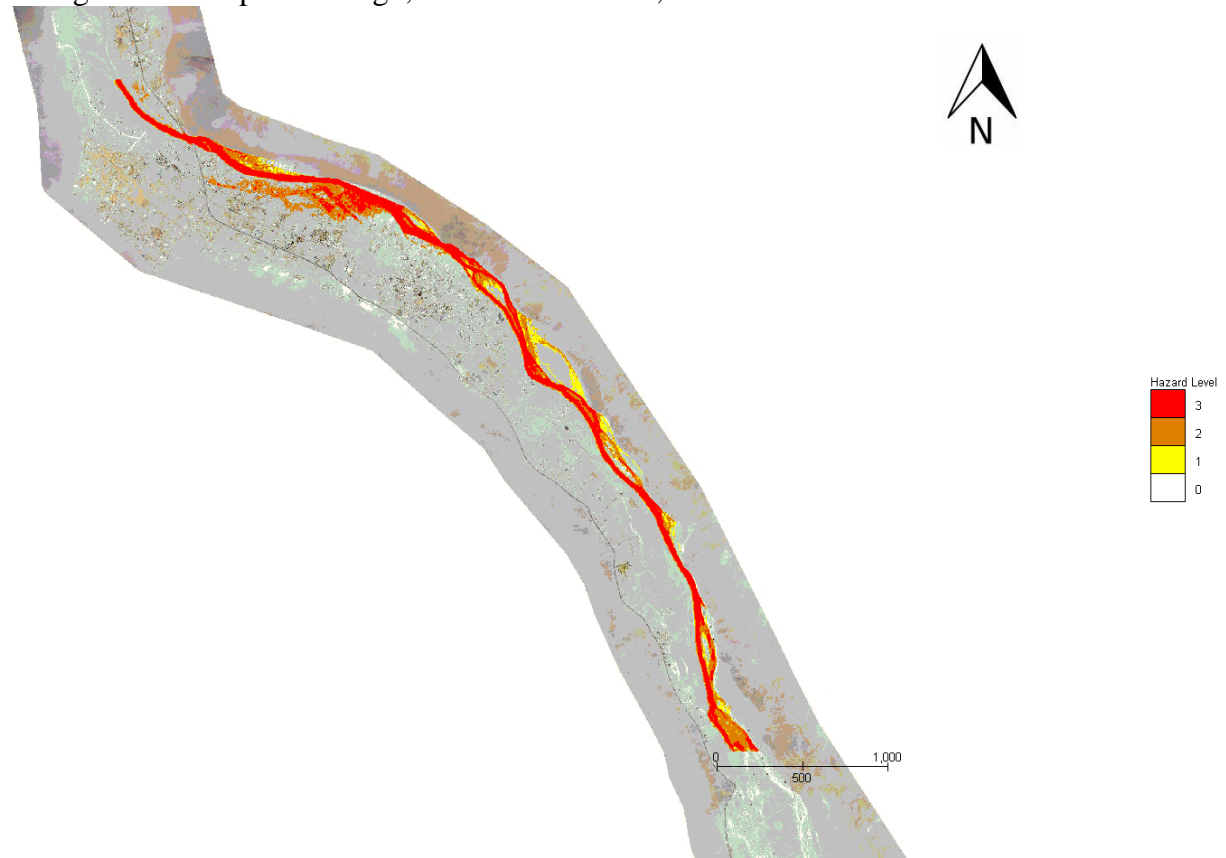


Figura 8-5. Mapa de Riesgo, Caso $T_r=150$ años, Grilla Media

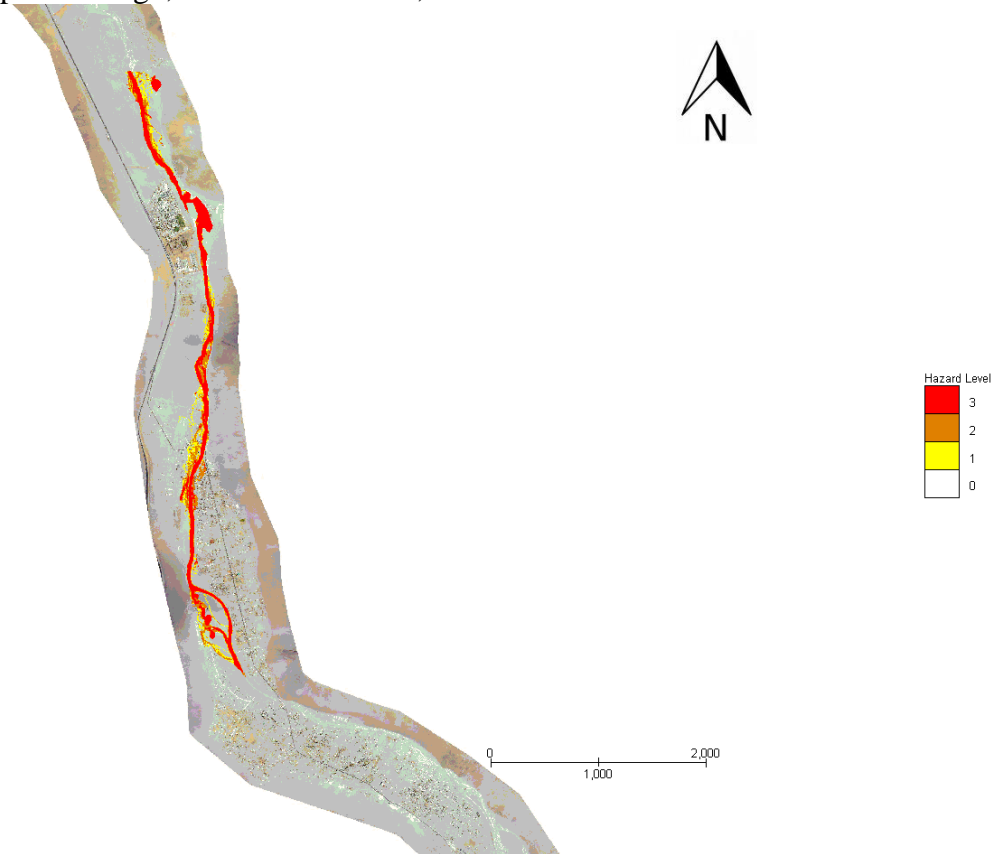


Figura 8-6. Mapa de Riesgo, Caso Tr=150 años, Grilla Baja

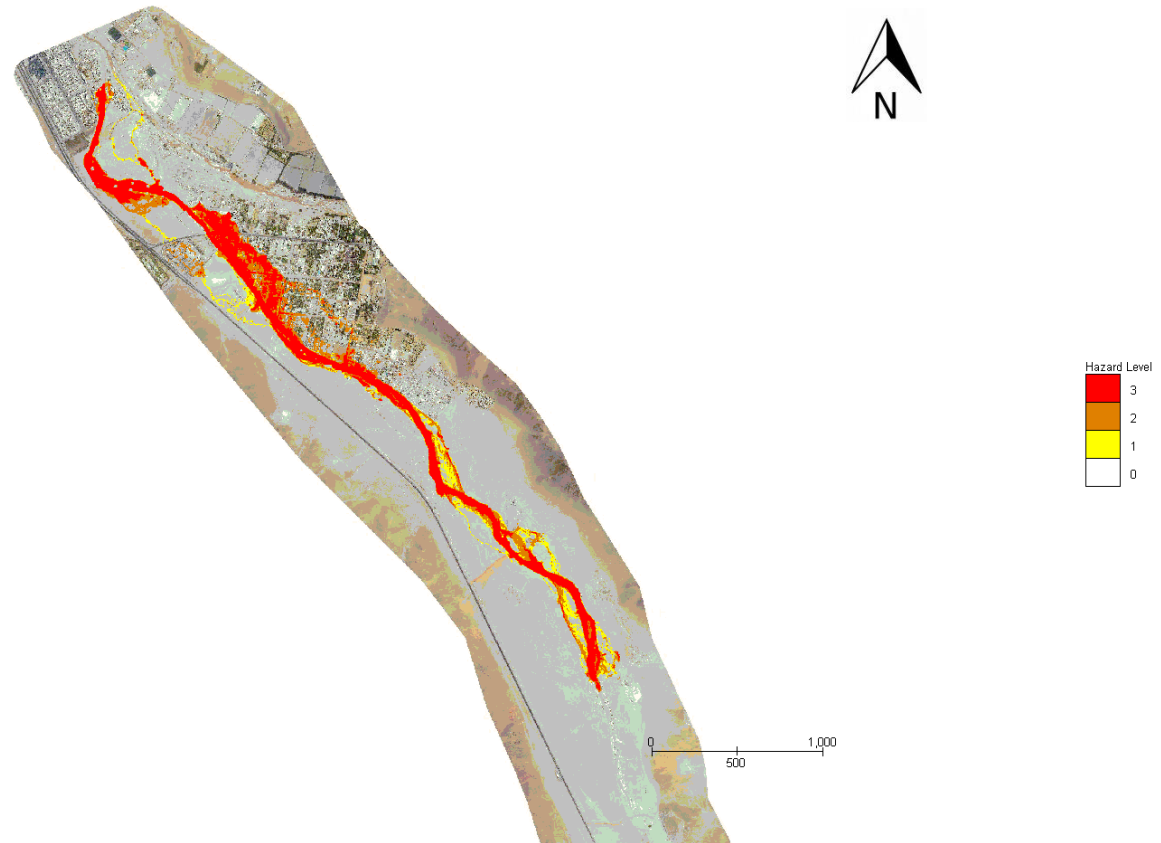


Figura 8-7. Mapa de Riesgo, Caso Tr=100 años, Grilla Alta

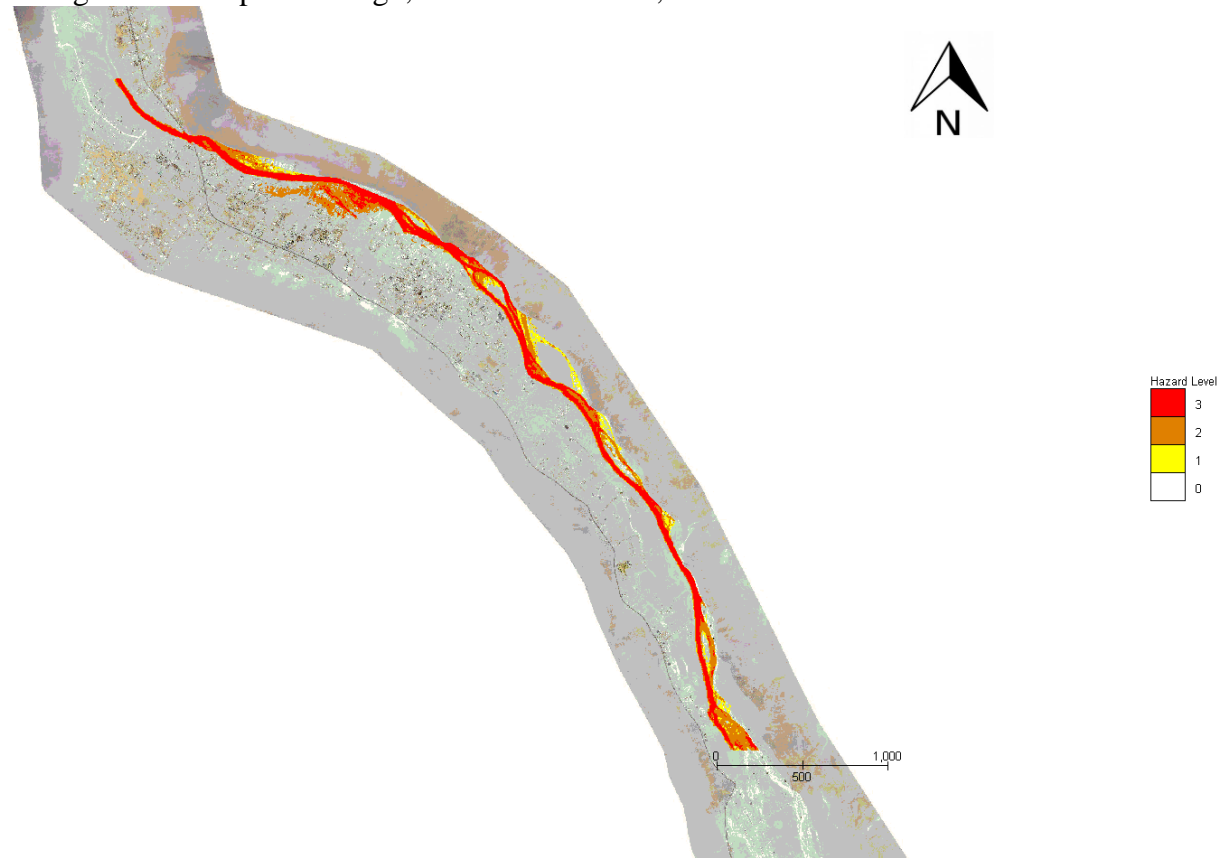


Figura 8-8. Mapa de Riesgo, Caso Tr=100 años, Grilla Media

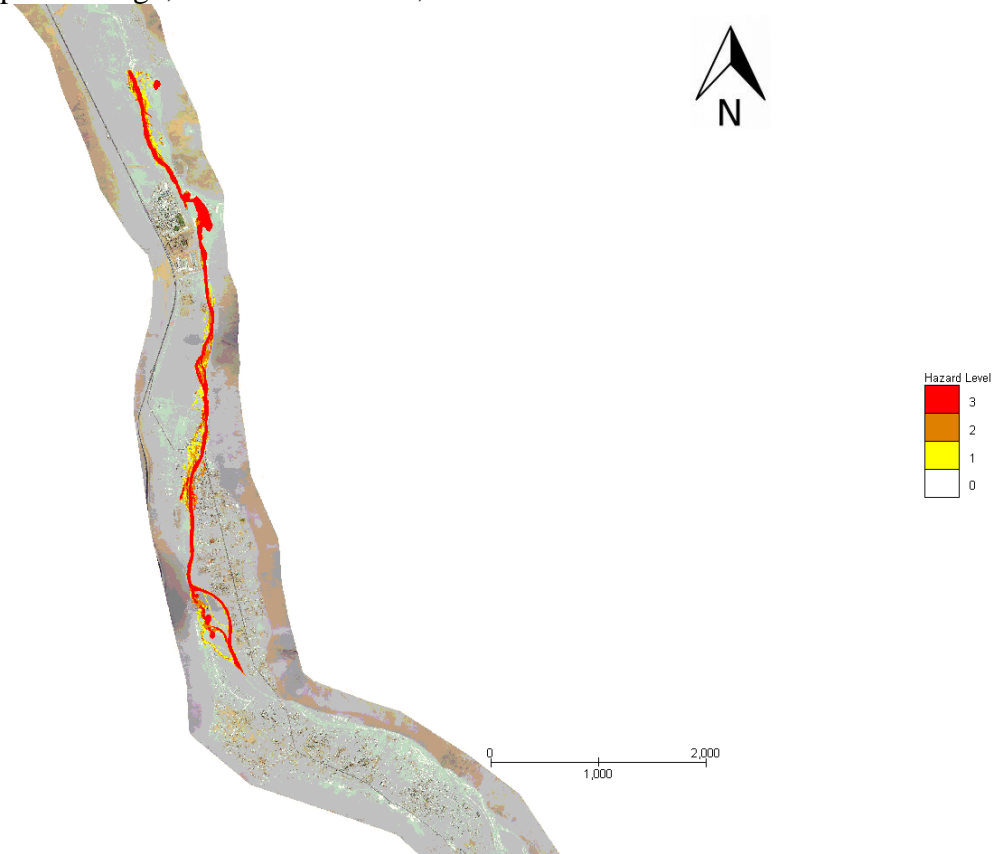


Figura 8-9. Mapa de Riesgo, Caso Tr=100 años, Grilla Baja

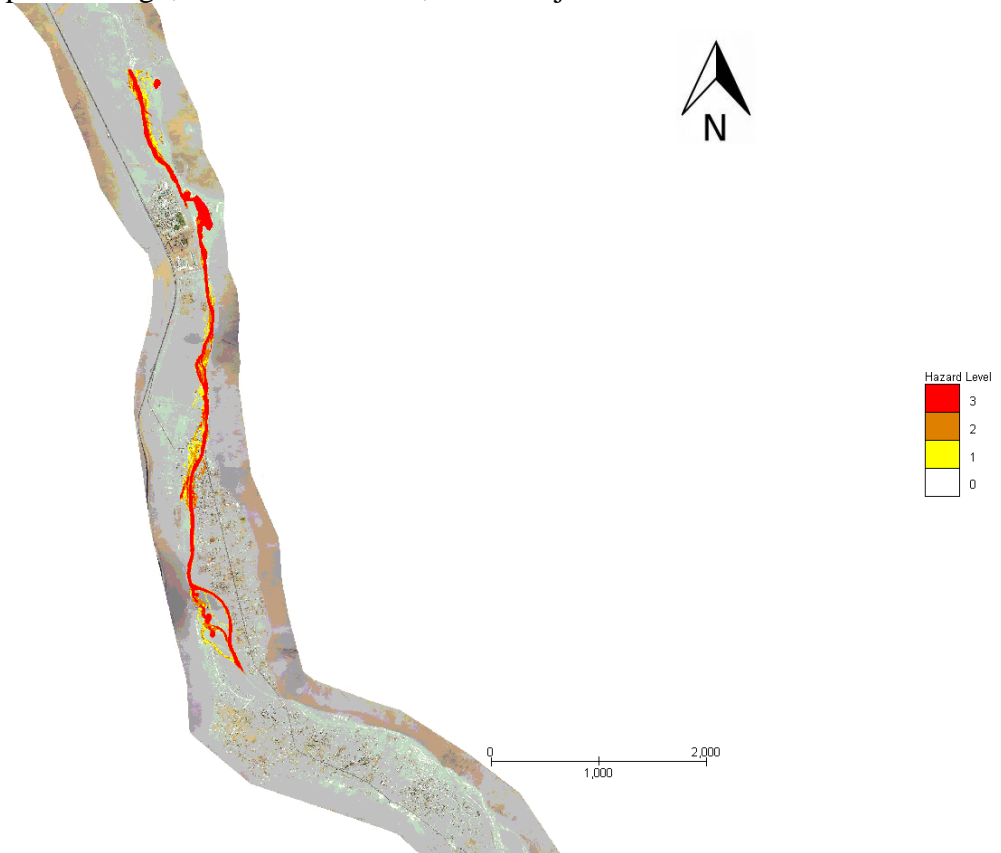


Figura 8-10. Mapa de Riesgo, Caso Tr=50 años, Grilla Alta

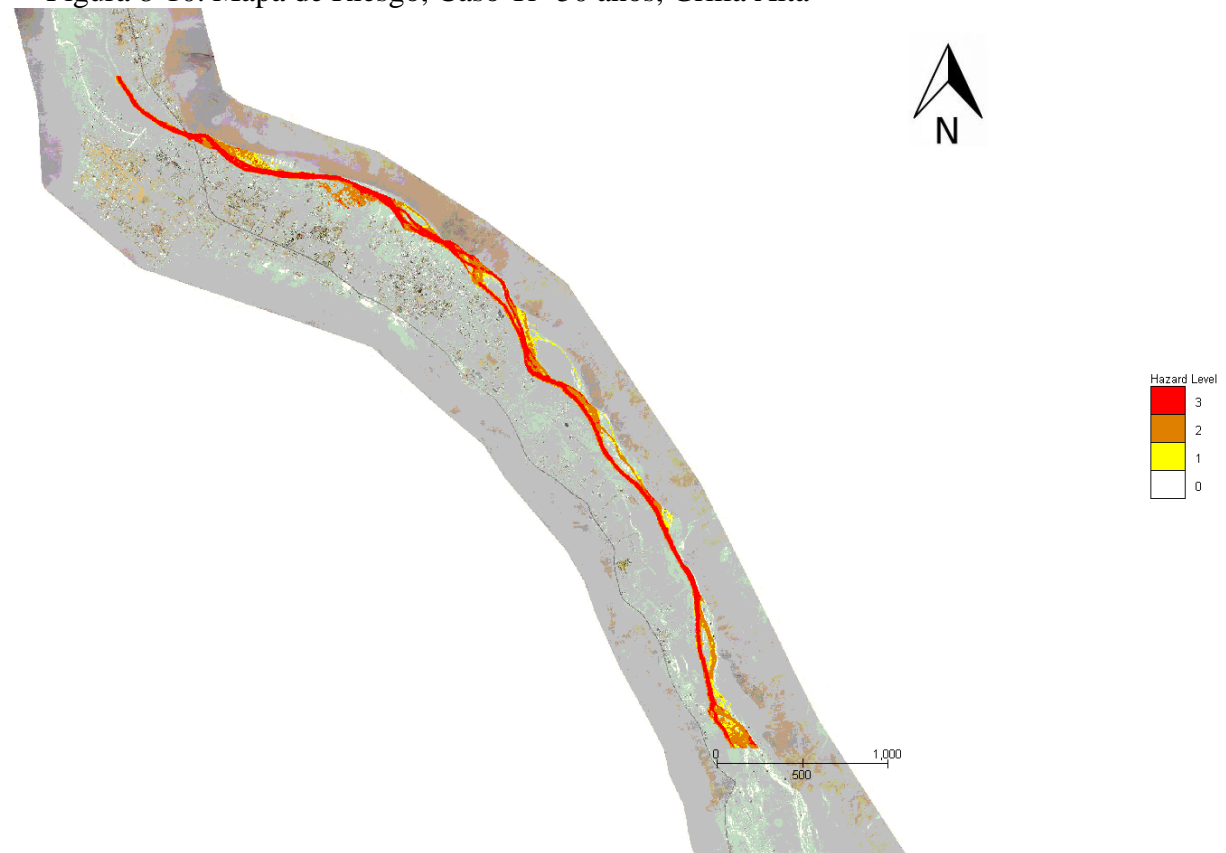


Figura 8-11. Mapa de Riesgo, Caso Tr=50 años, Grilla Media

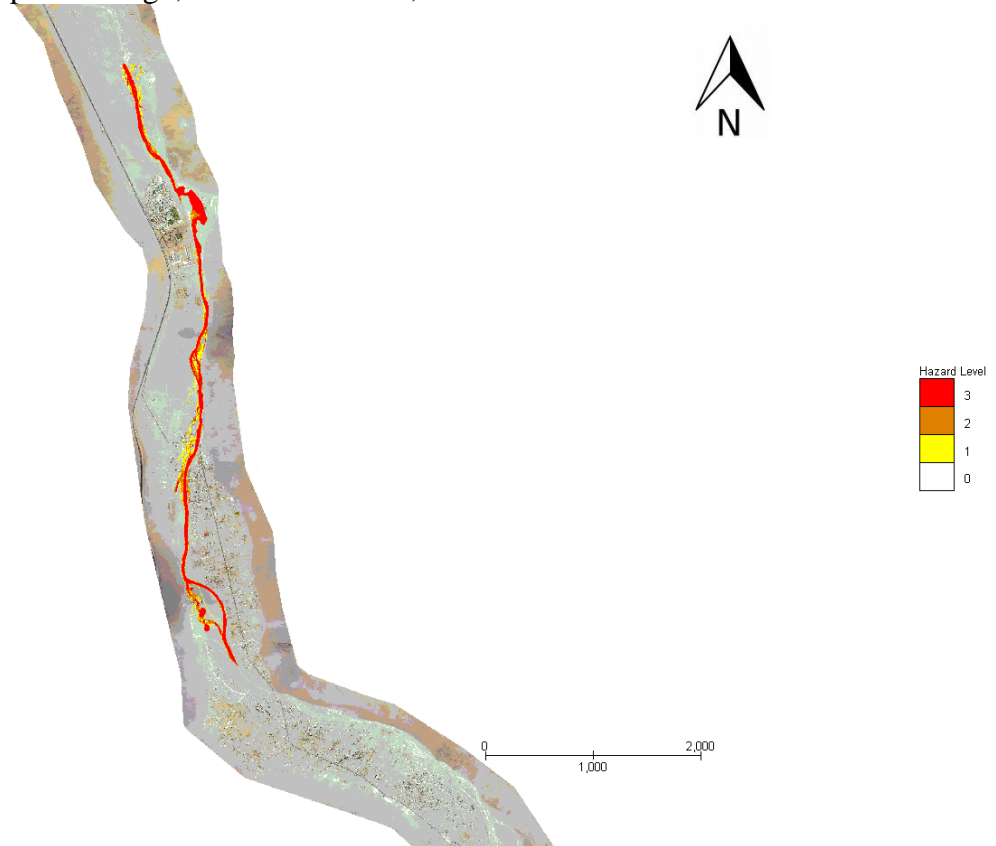


Figura 8-12. Mapa de Riesgo, Caso Tr=50 años, Grilla Baja

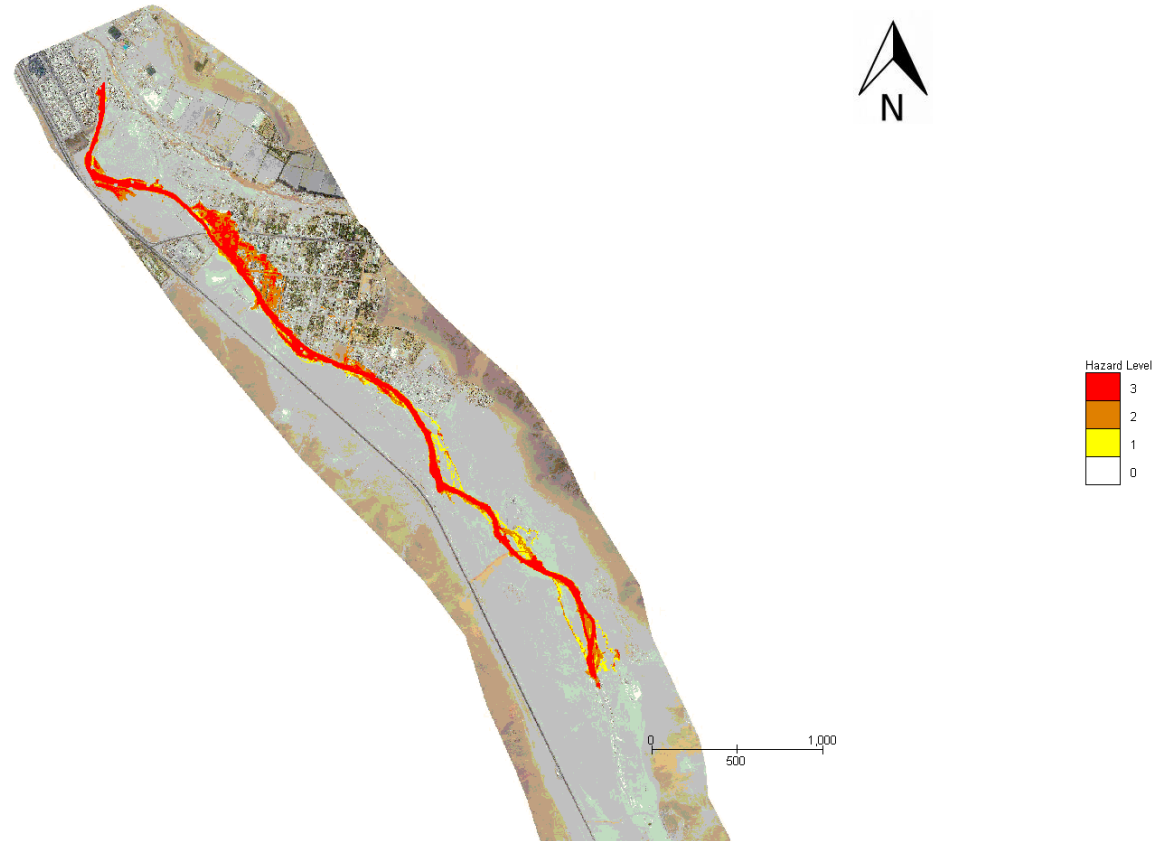


Figura 8-13. Mapa de Riesgo, Caso Tr=25 años, Grilla Alta

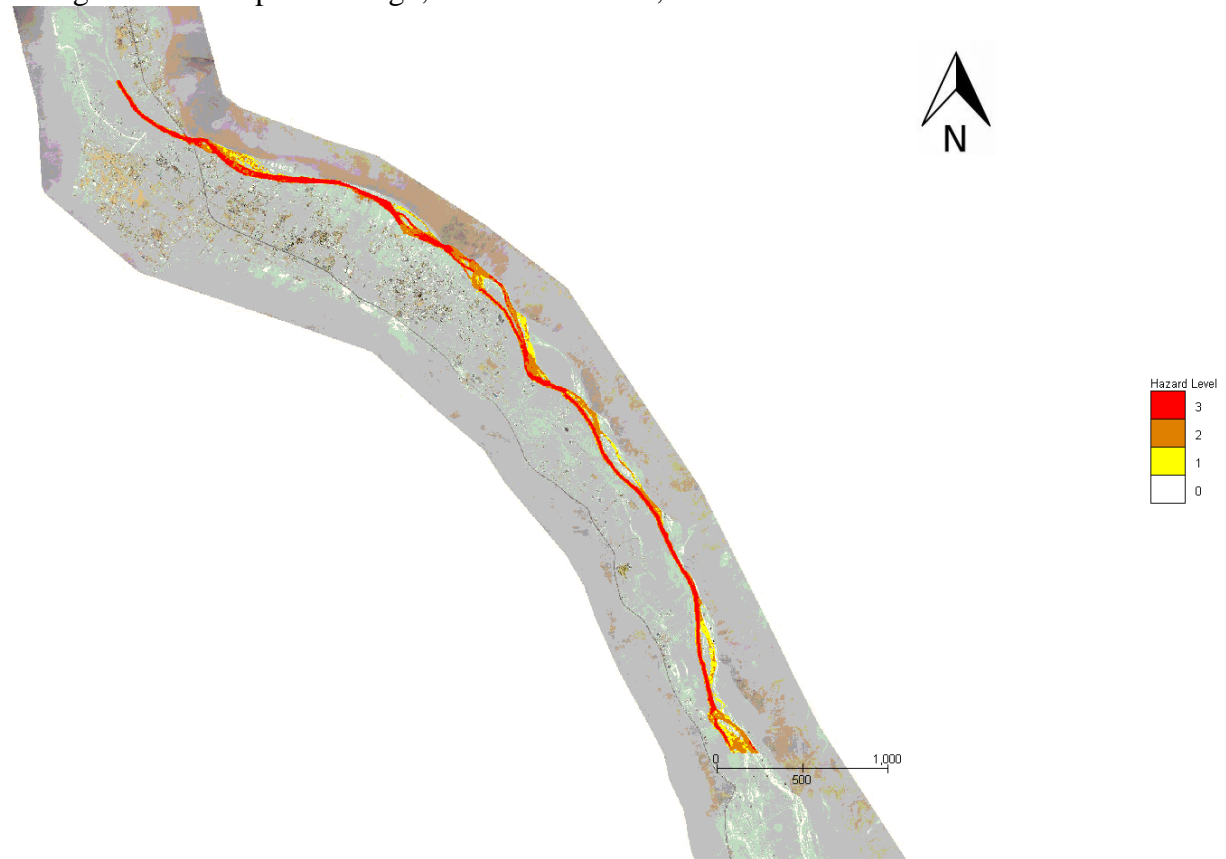


Figura 8-14. Mapa de Riesgo, Caso $Tr=25$ años, Grilla Media

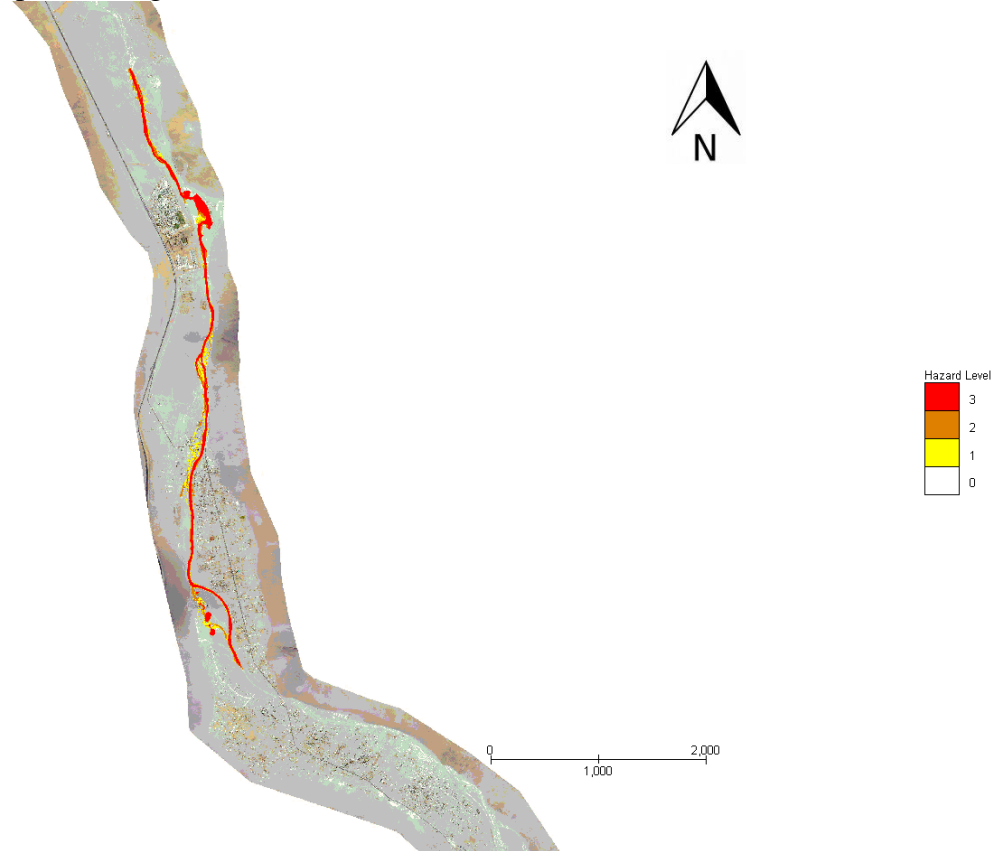


Figura 8-15. Mapa de Riesgo, Caso Tr=25 años, Grilla Baja

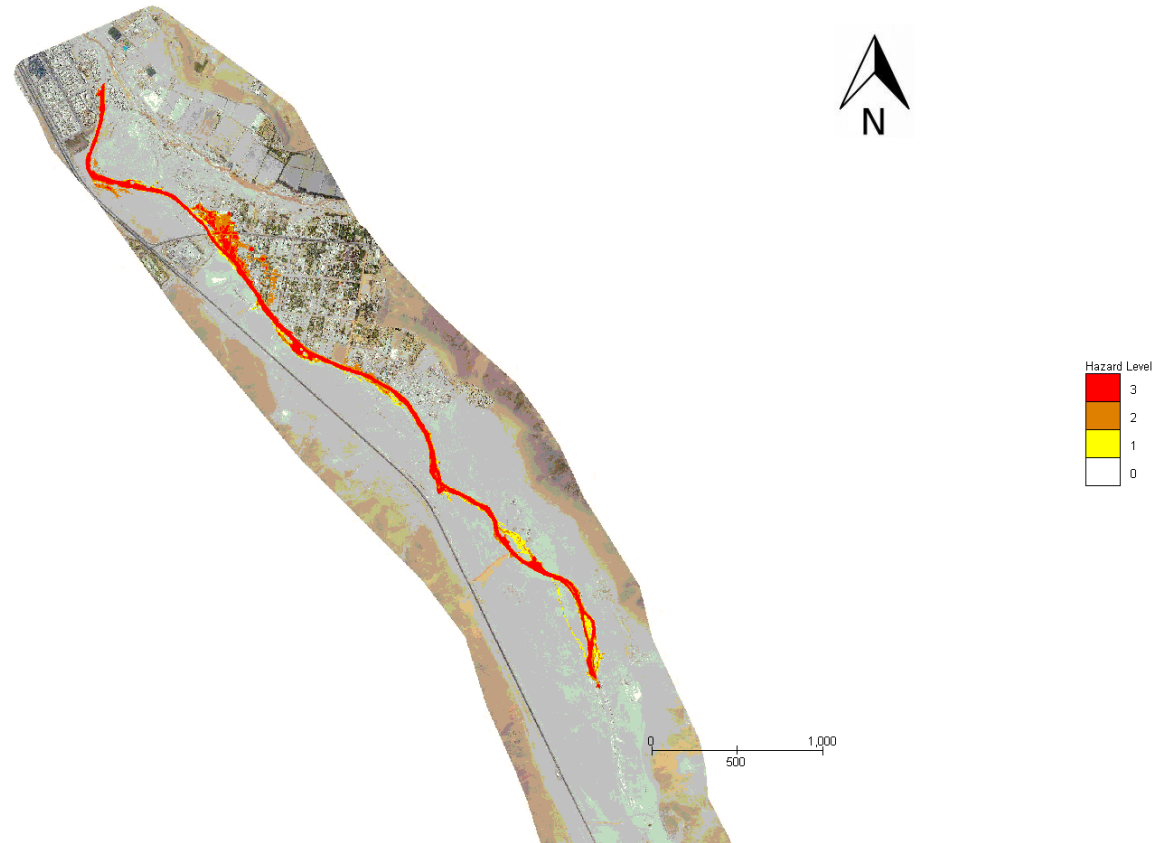


Figura 8-16. Mapa de Riesgo, Caso $Tr=5$ años, Grilla Alta
Hazard Map (Water Event)

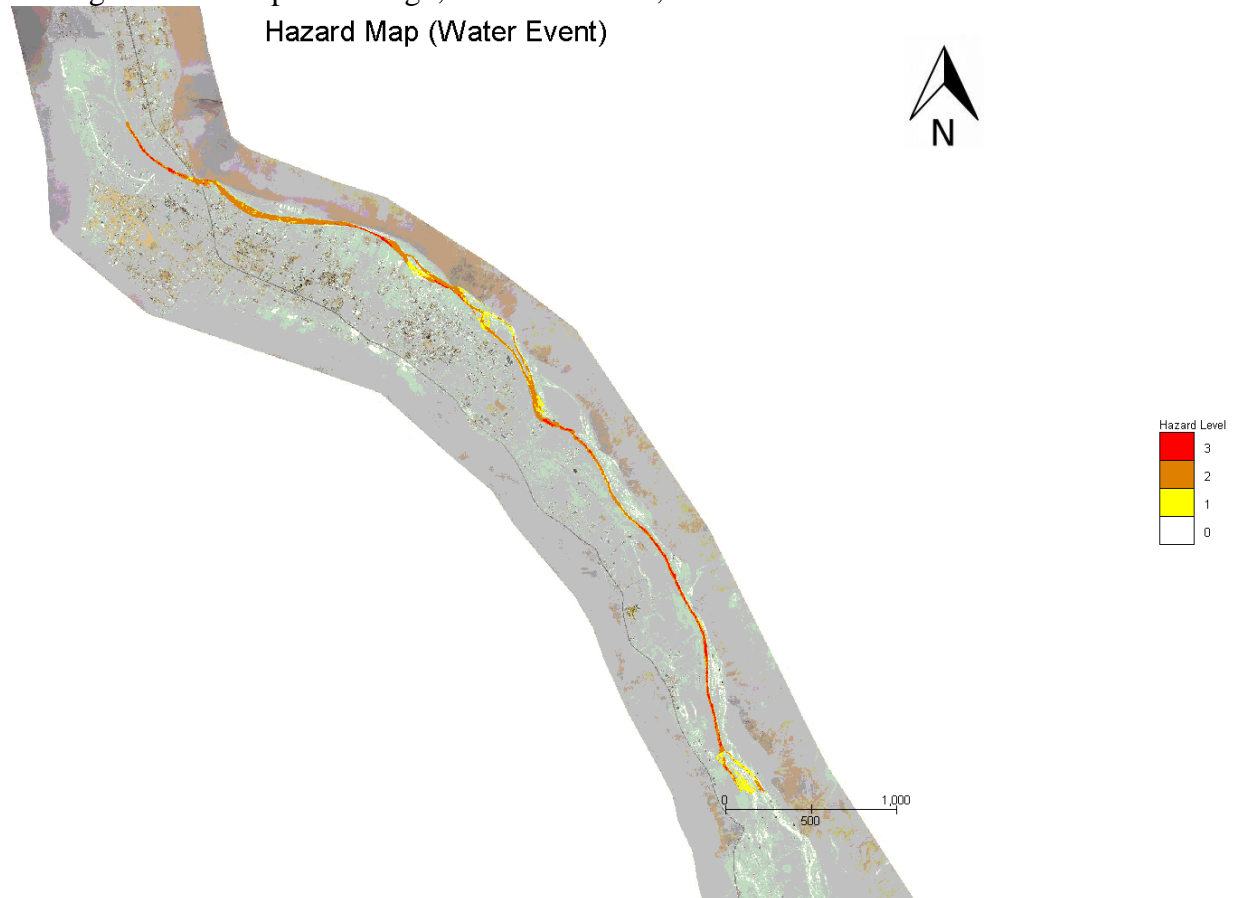


Figura 8-17. Mapa de Riesgo, Caso Tr=5 años, Grilla Media

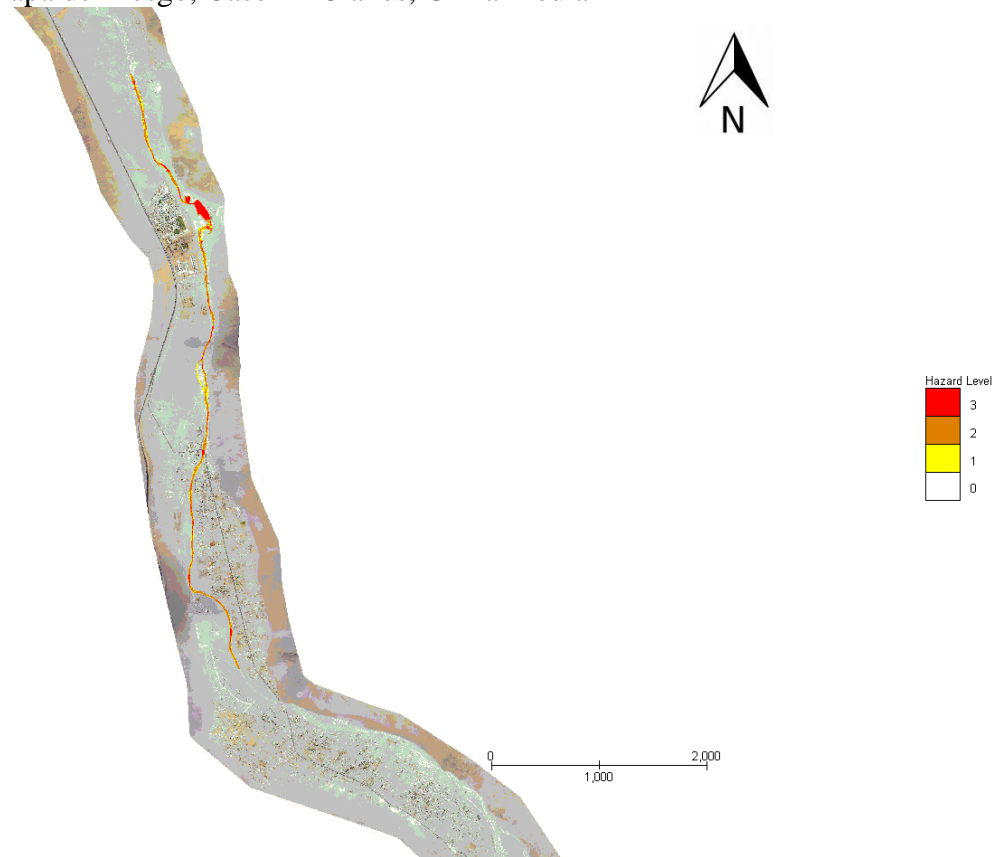
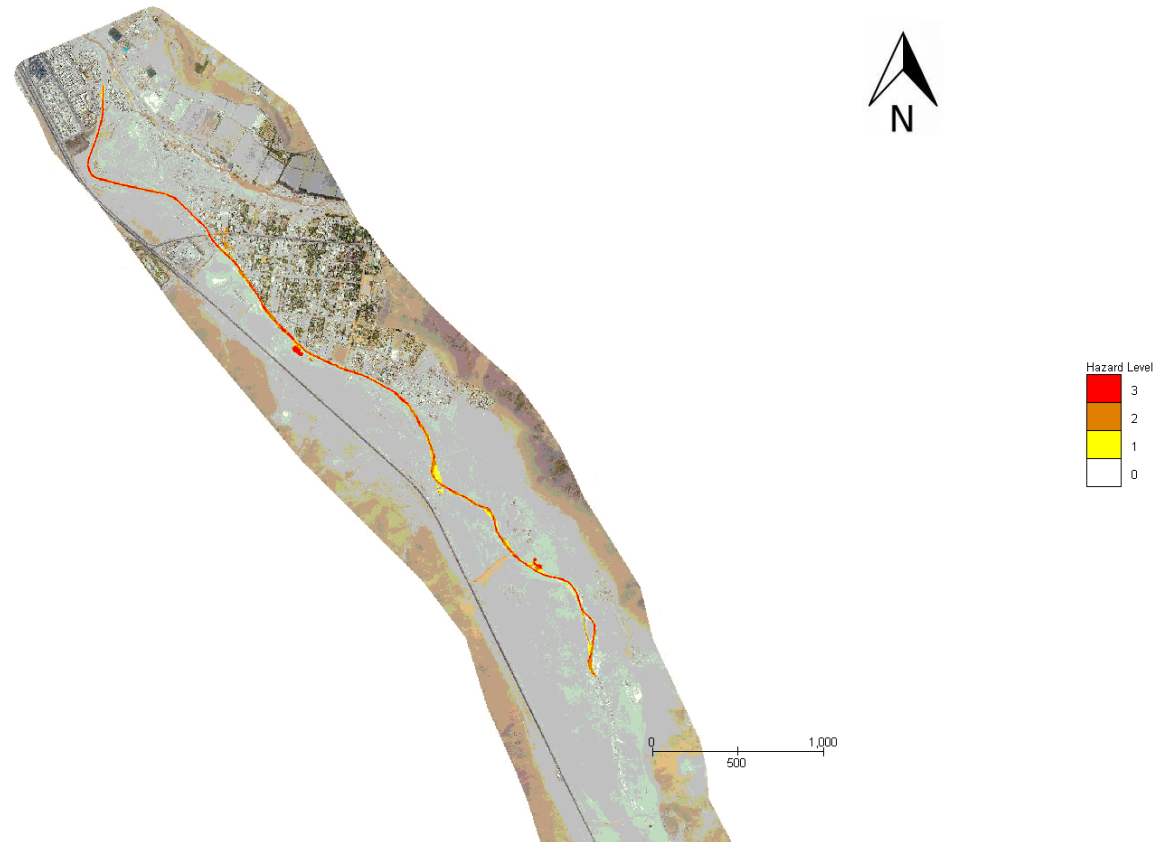


Figura 8-18. Mapa de Riesgo, Caso Tr=5 años, Grilla Baja



**“ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA,
COMUNA DE ARICA”**

CAPITULO 9

MODELACION NUMERICA SITUACION CON OBRAS

CONTENIDO

9	MODELACIÓN NUMERICA SITUACION CON OBRAS	9-2
9.1	Condiciones de Borde.....	9-2
9.2	Esquema de Solución Propuesta.....	9-2
9.2.1	Defensas Ribereñas	9-2
9.2.2	Puente en Reposición Ruta A-133	9-3
9.2.3	Zonas inundables.....	9-3
9.3	Resultados Estudio Hidráulico Bidimensional de Crecidas	9-3

9 MODELACIÓN NUMERICA SITUACION CON OBRAS

En el presente capítulo se presenta el análisis hidráulico fluvial desarrollado con el modelo bidimensional para el cauce de la Quebrada de Acha desde el Kilómetro 33+250 hasta su desembocadura realizado con el modelo bidimensional Flo 2D para una Situación con Obra.

9.1 Condiciones de Borde

La condición de borde impuesta aguas arriba corresponde a los hidrogramas referidos en el acápite 9.2.3. Aguas abajo el Flo-2D no requiere considerar una condición de borde.

9.2 Esquema de Solución Propuesta

La alternativa considera las siguientes intervenciones, las cuales serán más especificadas en el capítulo de Medidas Estructurales y No Estructurales:

- Tres defensas ribereñas: Compuestas de gaviones y/o enrocados que impidan la inundación de sectores habitados o de actividad humana.
- Puente en Reposición Ruta A-133: Un nuevo puente que conecte las riberas del río San José.
- Rebajes ribereños
- Zona de restricción

9.2.1 Defensas Ribereñas

Se proponen tres estructuras de defensa contra la crecida del río en zonas donde se concentran viviendas y predios agrícolas afectados por el desbordamiento de la inundación, sus ubicaciones se aprecian en las siguiente tres figuras.

Tabla 9.1. Característica de las medidas estructurales propuestas

Defensa N°	Ubicación Defensa	Longitud Aprox. (m)	Tipo de Obra
1	Acha Baja	2050	Gavión/Enrocado
2	Acha Media	450	Gavión/Enrocado
3	Acha Alta	470	Gavión/Enrocado

Fuente: Elaboración propia.

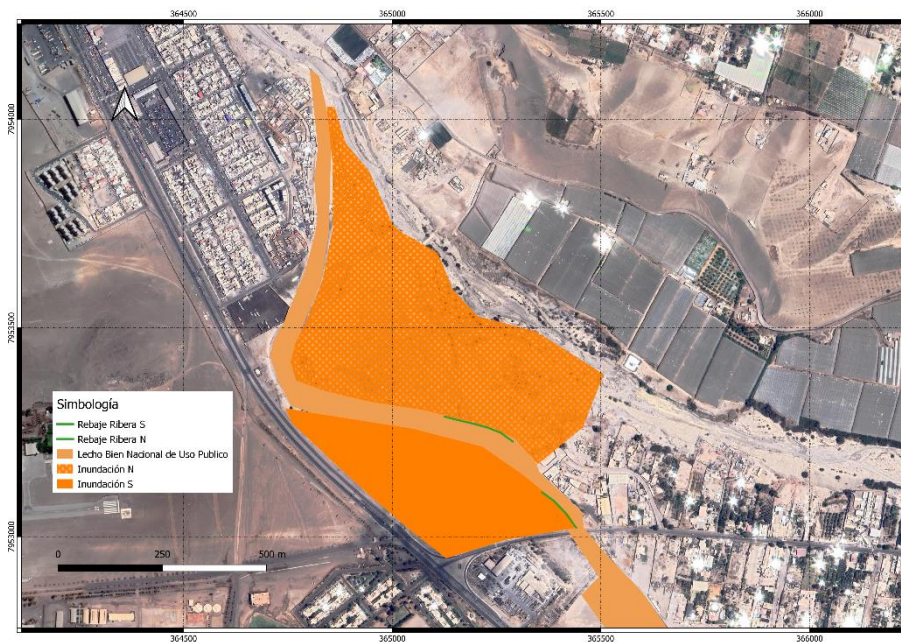
9.2.2 Puente en Reposición Ruta A-133

Para conectar las riberas del río San José por Santiago Flores, se plantea un nuevo puente de 30 metros de luz para tránsito de vehículos, el cual también considera gaviones y enrocados como medidas estructurales que intervienen el lecho.

9.2.3 Zonas inundables

Se designan dos áreas de inundación hacia ambas riberas en el tramo más bajo de la crecida del río, estas zonas se definen como el espacio natural del desbordamiento de una crecida. El terreno se limpia y empareja, permitiendo una inundación de forma controlada que evita que aguas abajo se produzcan desbordamientos indeseados en poblaciones aledañas. Se definen las áreas en función de la geometría proyectada de la geografía del sector, comprendido entre la Ruta 5 Norte llegando a la comuna de Arica, y el lecho del río San José en su límite superior.

Figura 9-1. Áreas de inundación determinadas para la crecida



9.3 Resultados Estudio Hidráulico Bidimensional de Crecidas

Entre la Figura 9-2 y Figura 9-7 se presentan los resultados de alturas de agua y velocidades para las distintas intervenciones obtenidas para T100 años de período de retorno.

Figura 9-2. Velocidades (m/s) Grilla Media-Defensa 1

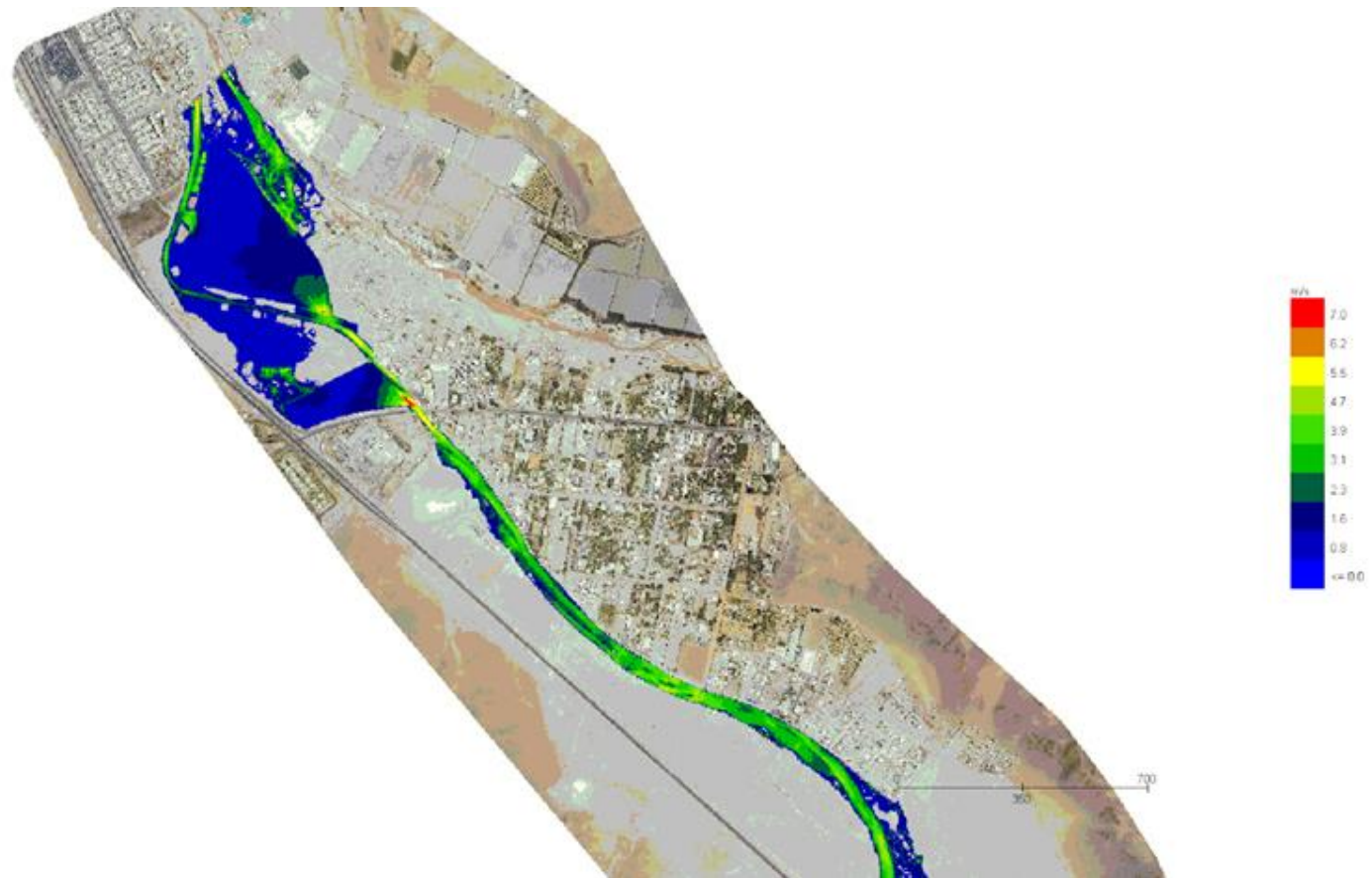


Figura 9-3. Alturas de agua (m) Grilla Media-Defensa 1



Figura 9-4. Velocidades (m/s) Grilla Media-Defensa 2

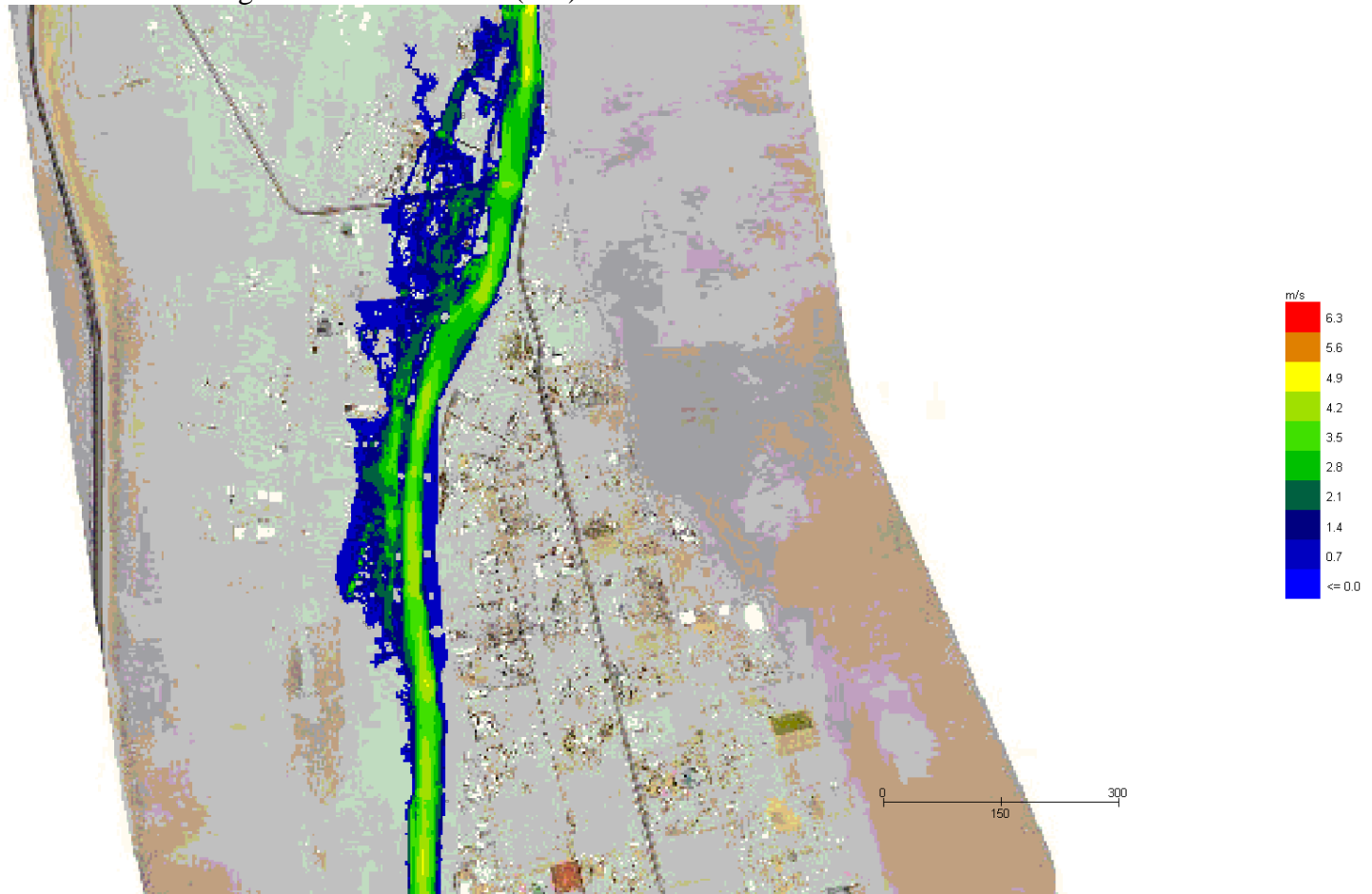


Figura 9-5. Alturas de agua (m) Grilla Media-Defensa 2

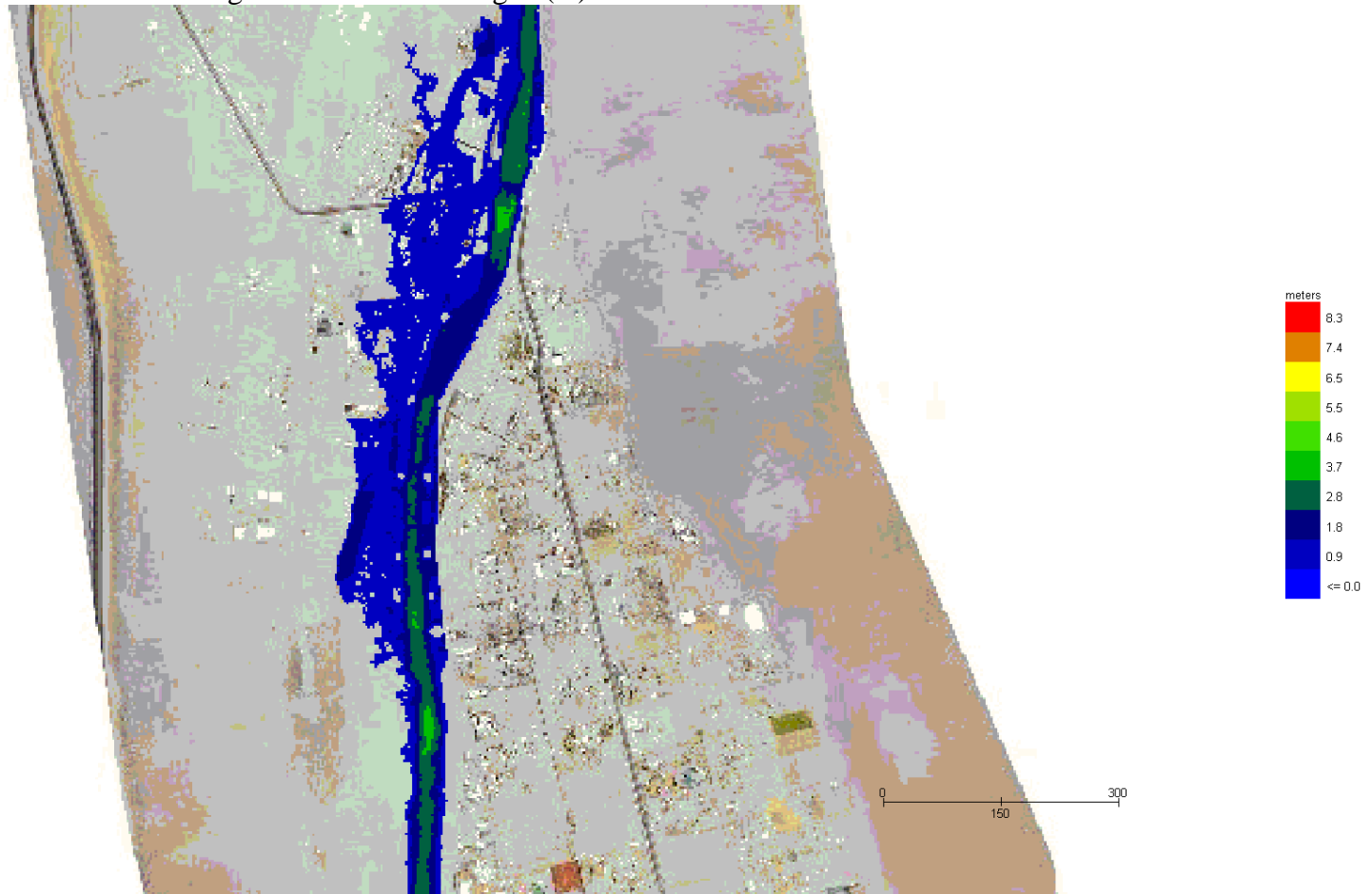


Figura 9-6. Velocidades (m/s) Grilla Media-Defensa 3

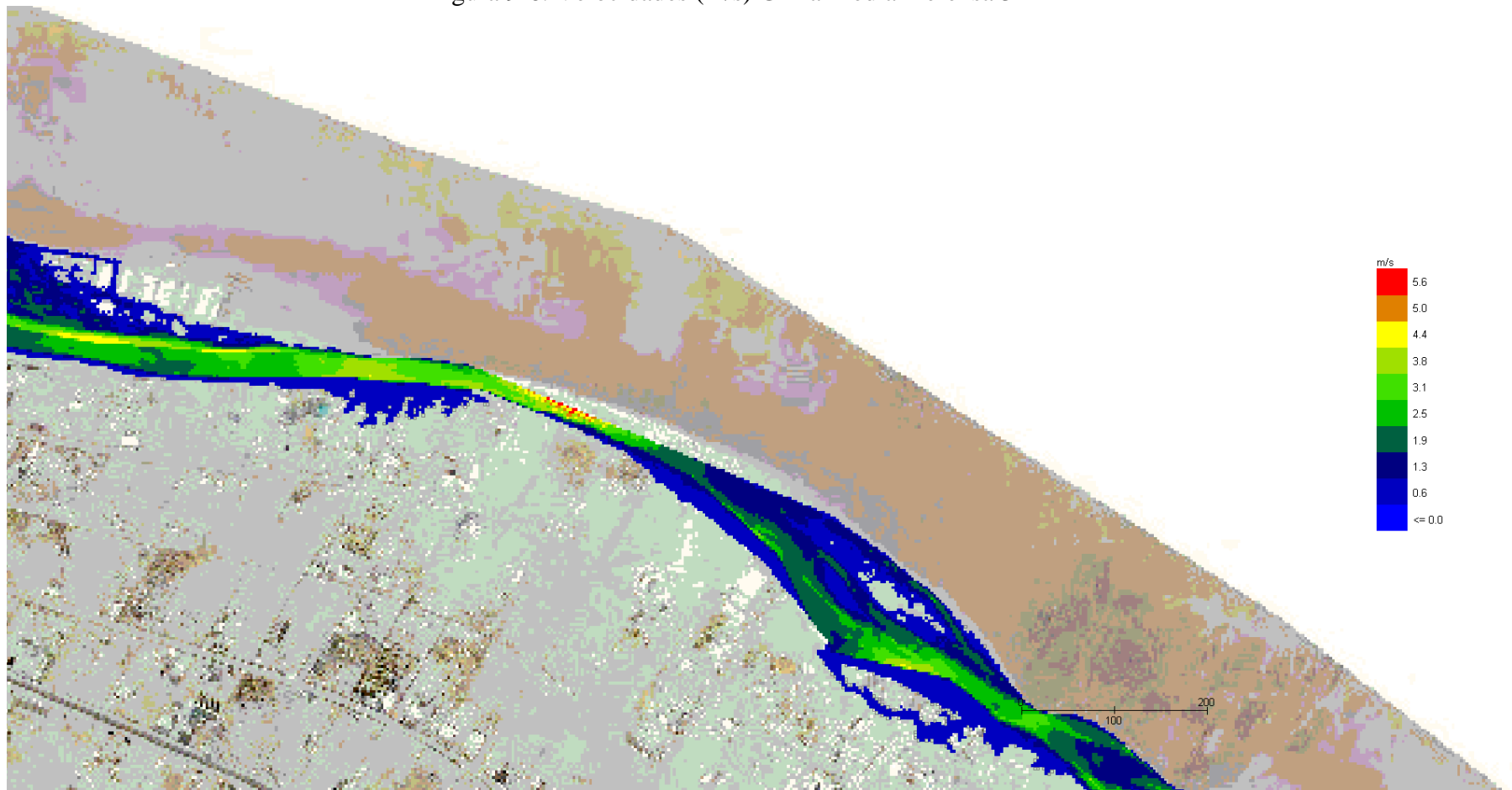
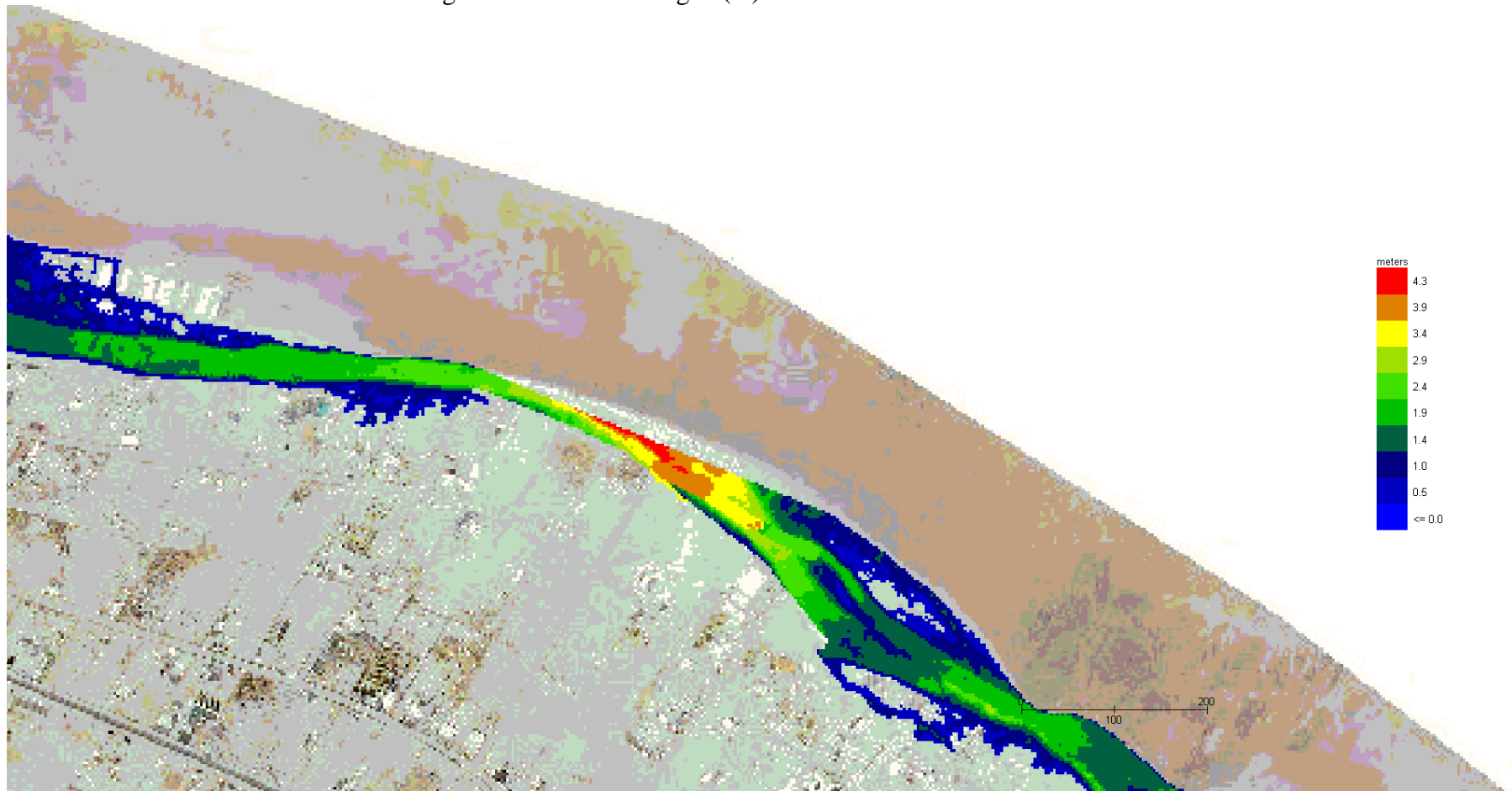


Figura 9-7. Alturas de agua (m) Grilla Media-Defensa 3



**“ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y MECÁNICO FLUVIAL DE QUEBRADA DE ACHA,
COMUNA DE ARICA”**

CAPITULO 10

MEDIDAS ESTRUCTURALES

CONTENIDO

10	MEDIDAS ESTRUCTURALES	10-2
10.1	Esquema de Solución Propuesta.....	10-2
10.1.1	Defensas Ribereñas	10-2
10.1.2	Puente en Reposición Ruta A-133	10-5
10.1.3	Puente en Ruta A-301	10-7
10.2	Prediseño	10-7
10.2.1	Consideraciones generales	10-7
10.2.2	Defensas ribereñas Acha Baja.....	10-8
10.2.3	Defensas ribereñas Acha Media.....	10-11
10.2.4	Defensas ribereñas Acha Alta	10-13
10.2.5	Puente en reposición Ruta A-133.....	10-15
10.2.6	Extensión puente Ruta A-301	10-16
10.3	Priorización de las medidas estructurales.....	10-19

10 MEDIDAS ESTRUCTURALES

10.1 Esquema de Solución Propuesta

Las medidas estructurales propuestas se concentran en 3 grandes obras:

- Tres defensas ribereñas: Compuestas de gaviones y/o enrocados que impidan la inundación de sectores habitados o de actividad humana.
- Puente en Reposición Ruta A-133: Un nuevo puente que conecte las riberas de la inundación por crecida en río Acha.
- Puente en Ruta A-301: Extensión de luz del puente que cruza las riberas del Río San

10.1.1 Defensas Ribereñas

Se proponen tres estructuras de defensa contra la crecida del río en zonas donde se concentran viviendas y predios agrícolas afectados por el desbordamiento de la inundación, sus ubicaciones se aprecian en las Figuras 1 a 3, mientras que la longitud previa al prediseño de las obras se resume en la Tabla 10-1.

Tabla 10.1. Característica de las medidas estructurales propuestas

Ubicación Defensa	Longitud Aprox. (m)	Tipo de Obra
Acha Baja	2050	Gavión/Enrocado
Acha Media	450	Enrocado
Acha Alta	470	Enrocado

Figura 10-1. Defensa ribereña en Acha Baja



Figura 10-2. Defensa ribereña en Acha Baja

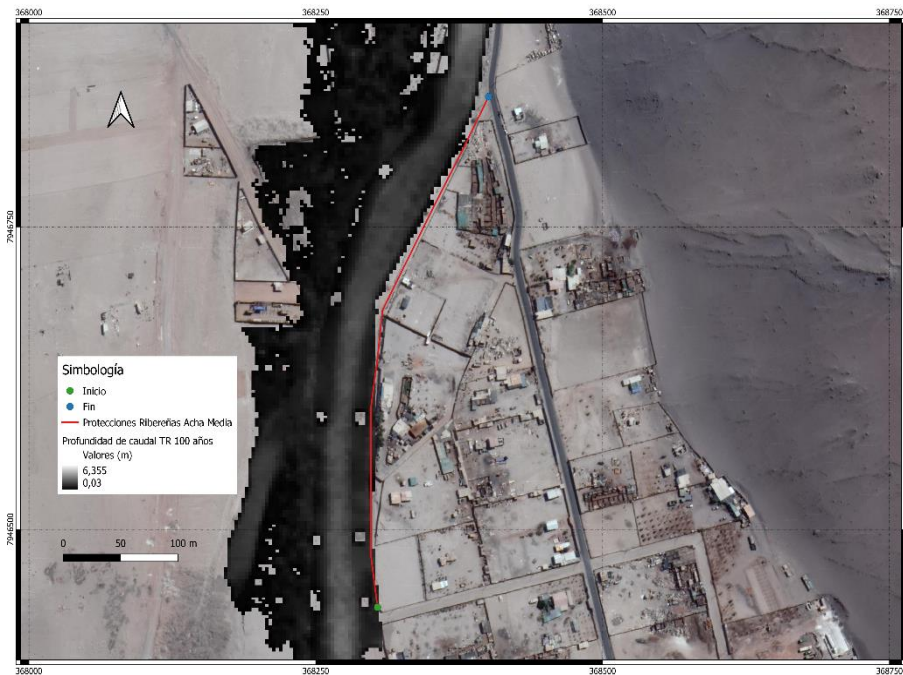


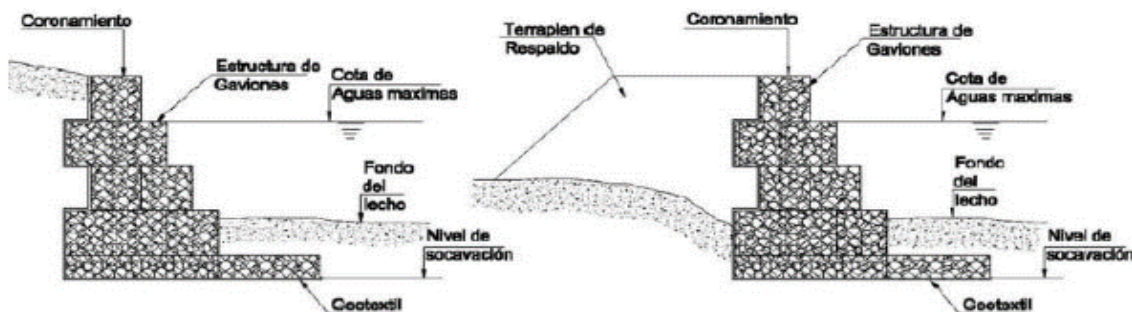
Figura 10-3. Defensa ribereña en Acha Baja



10.1.1.1 Gaviones

Se plantea el uso de gaviones como se indica en el punto 4.501.001 del Manual de Carreteras. La figura a continuación presenta un esquema del planteamiento de las obras.

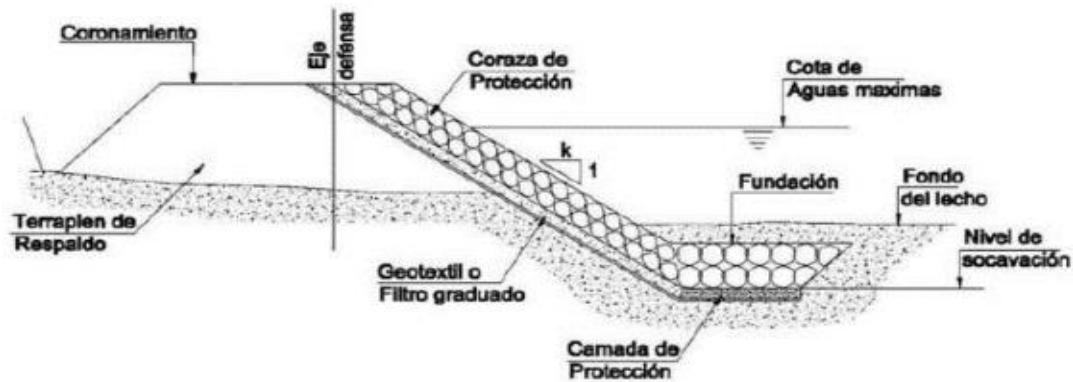
Figura 10-4. Defensa longitudinal de gaviones



10.1.1.2 Enrocados

Los enrocados propuestos también siguen los dispuesto en el punto 4.501.002 del Manual de Carreteras.

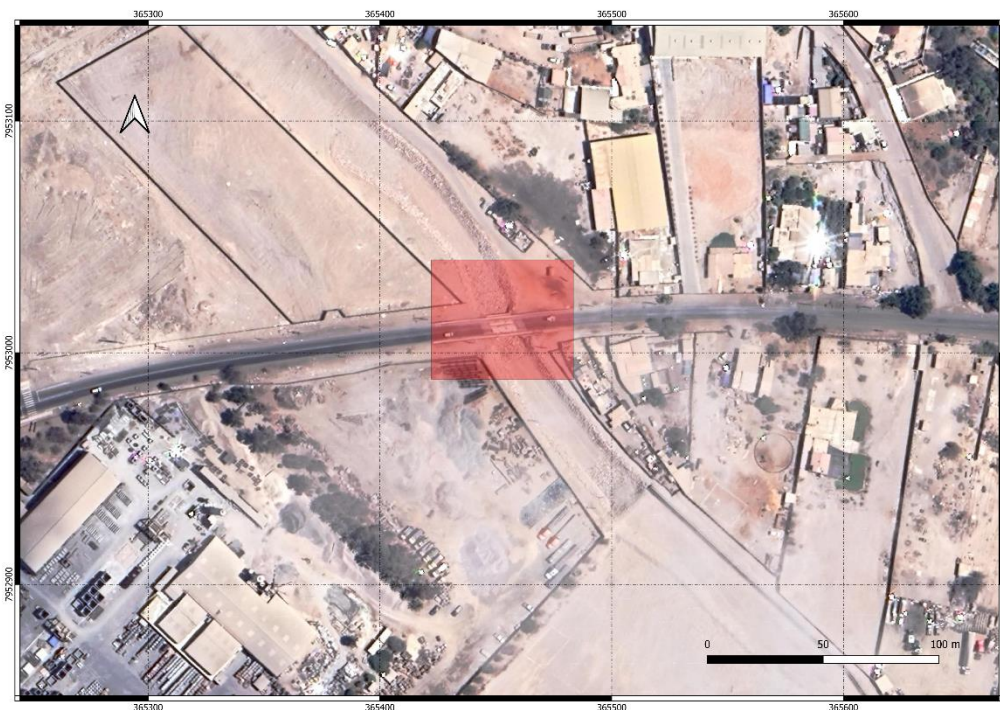
Figura 10-5. Defensa Longitudinal de Enrocados



10.1.2 Puente en Reposición Ruta A-133

Para conectar las riberas del río Acha por Santiago Flores, se plantea un nuevo puente de 30 metros de luz para tránsito de vehículos, el cual también considera gaviones y enrocados como medidas estructurales que intervienen el lecho.

Figura 10-6. Ubicación de puente propuesto (en rojo)



10.1.3 Puente en Ruta A-301

Se plantea una extensión de la luz de 30 metros del puente existente en el sector de Acha Medio, expandiéndolo a 40 metros. Esto requiere la demolición de los elementos en la ribera Oeste del curso del río Acha para instalar un nuevo estribo, excavación de riberas, reposición de pavimentos, etc.

Figura 10-10. Ubicación de puente A-301(en rojo)



10.2 Prediseño

Se plantea el prediseño de las defensas de ribera para el lecho de la inundación, como para el puente propuesto señalados en el punto anterior. En este punto se revisará la longitud final de las defensas de acuerdo con los niveles de escurrimiento que justifiquen la elevación de coronamientos mínimos, as

10.2.1 Consideraciones generales

Para las defensas ribereñas, se construyen los perfiles longitudinales de la cota hidráulica de inundación para un periodo de retorno de 100 años, junto con la cota del suelo del lecho y el relieve del coronamiento de la ribera de interés. Con esto se busca determinar donde se produce desbordamiento y con qué altura de caudal.

Una vez determinado estos puntos, se procede a diseñar un nuevo nivel de coronamiento en la ribera para evitar el desbordamiento del cauce, tomando el valor mínimo para enrocados y gaviones recomendados por el Manual de Carreteras 4.501.001 y 4.502.001, que corresponde a 0,5 metros por sobre el nivel de cota hidráulica. Estos nuevos niveles propuestos se construyen trazando rectas entre las cotas de agua más altas escogidas convenientemente, elevando el nivel del coronamiento cuando la cota hidráulica la sobrepase.

10.2.2 Defensas ribereñas Acha Baja

La defensa propuesta en Acha Baja presenta puntos de rebalse para los 2700 metros de avance aguas arriba aproximadamente, donde la línea punteada en la zona de coronamiento representa una obra propuesta para elevar el nivel de la defensa ribereña junto con usar el relieve existente. Se recomienda además considerar la línea existente de gaviones en la ribera del cauce que termina desde aguas abajo hasta 2047 metros de la línea del *talweg*.

Considerando ambos puntos discutidos, el rebalse del escurrimiento aguas arriba y la longitud de gaviones existente aguas abajo, se propone extender una defensa ribereña longitudinal de enrocados desde el punto donde finalizado el gavión, hasta el final de la defensa considerada, por lo cual la extensión de la defensa real es de 1210 metros.

Coordenadas de inicio y fin del tramo de acuerdo con el *talweg* del cauce se encuentran en los recuadros de la Figura 10-11.

Tabla 10.2. Posición y longitud de defensa de enrocados propuesta Acha Baja

Longitud (m)	Aguas Arriba		Aguas Abajo	
	X UTM (m)	Y UTM (m)	X UTM (m)	Y UTM (m)
1210	366783,8	7951913,3	365750,4	7952650,5

Fuente: Elaboración propia.

Figura 10-11. Extensión de gaviones para defensa ribereña en Acha Baja.

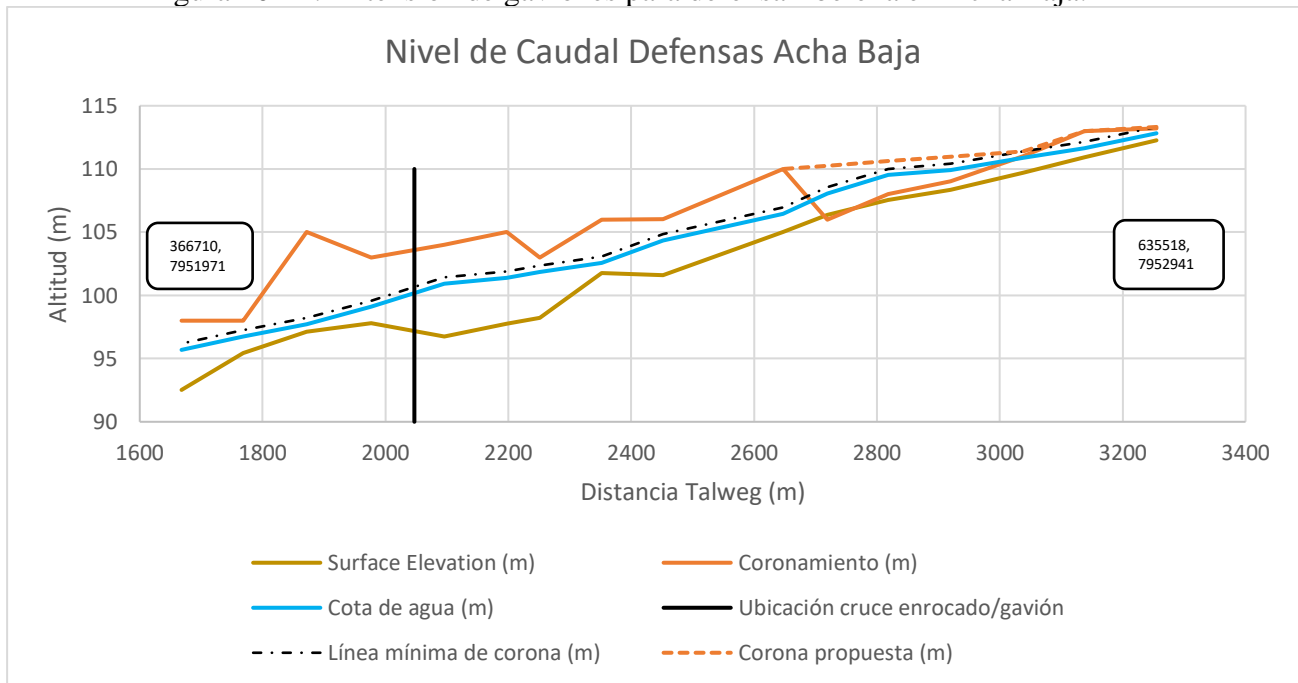
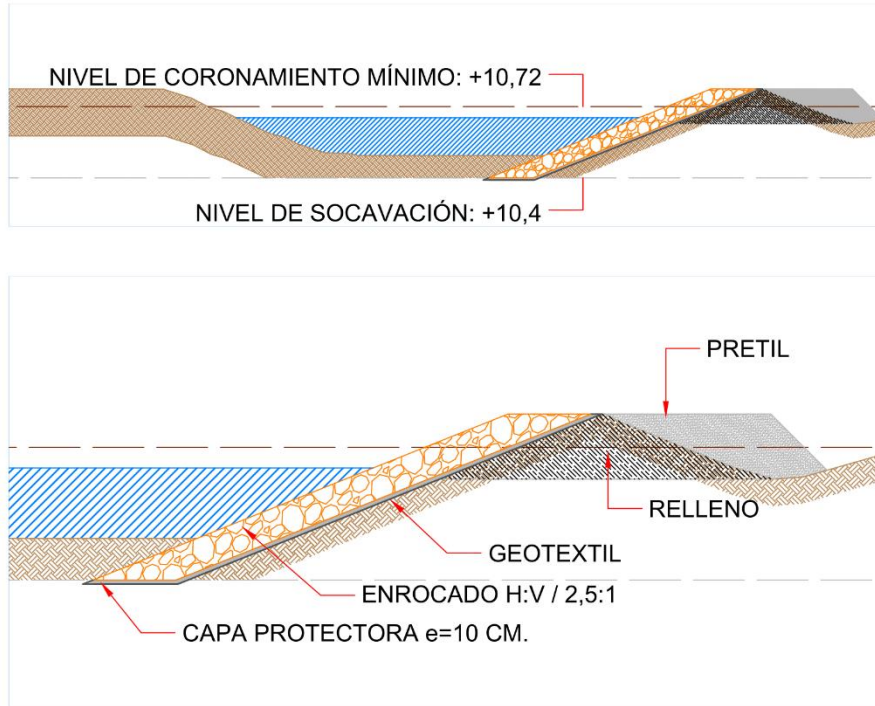


Figura 10-12. Corte transversal tipo para defensa de enrocados propuesta Acha Baja



Para determinar el peso y diámetro del enrocado a utilizar en esta defensa fluvial se utiliza la expresión para dimensionamiento de enrocados contenida en el punto 3.708.302(5) del Manual de Carreteras.

$$W = \frac{0,0113 \cdot s \cdot V^6}{[(s-1) \cdot \text{sen}(\phi - \theta)]^3}$$

W: Peso del enrocado (kg)

s: Peso específico relativo del enrocado = 2,65

V: Velocidad media del escurrimiento = 3,95 m/s, según valor máximo de modelación numérica de velocidad de cauce con periodo de retorno 100 años para el sector de la Defensa Fluvial.

θ : Ángulo de inclinación del talud H: V / 2,5:1 = 21,80° por pendiente propuesta para Defensa Fluvial.

ϕ : Ángulo de reposo del enrocado = 40° de acuerdo con Figura 3.708.302(5)A del Manual de Carreteras.

Reemplazando los parámetros en la ecuación, los resultados de peso y diámetro de enrocado se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 10.3. Valores de parámetros para cálculo de peso y diámetro de enrocados

s	V (m/S)	Φ (°)	θ (°)	W (kg)	Diámetro (m)
2,65	3,95	40	21,80	835	0,72

El diámetro del enrocado es estimado a partir de la relación de volumen y densidad, utilizando el peso determinado por la ecuación, y considerando el volumen de la roca como una esfera con diámetro a determinar.

Finalmente, se debe proponer una distribución granulométrica para la utilización de rocas en la defensa fluvial propuesta, la cual se plantea siguiendo las proporciones que se citan como ejemplo en la tabla 5.207.201.B del Manual de Carreteras.

Tabla 10.4. Distribución granulométrica de enrocados de protección para Acha Baja

SECTOR	ACHA BAJA	
	Diámetro Nominal (mm)	Peso (Kg)
ESPECIFICACIÓN		
100% menor que	1200	2398
a lo menos 20% mayor que	900	1012
a lo menos 50% mayor que	750	585
a lo menos 80% mayor que	500	173

Fuente: Elaboración propia.

10.2.3 Defensas ribereñas Acha Media

La defensa propuesta para Acha Media presenta puntos de rebalse para puntos cercanos a 9200 y 9400 metros, los niveles de coronamiento propuesto se diseñan buscando reducir cambios en el relieve actual, como se ve en la línea punteada en la Figura 11. Se determinan así tres tramos de coronamiento que cumplen con el mínimo de altura por sobre el nivel de cota de agua.

Coordenadas de inicio y fin del tramo de acuerdo con el talweg del cauce se encuentran en los recuadros de la Figura 10-11.

Tabla 10.5. Posición y longitud de defensa de enrocados propuesta Acha Media

Longitud (m)	Aguas Arriba		Aguas Abajo	
	X UTM (m)	Y UTM (m)	X UTM (m)	Y UTM (m)
450	368303,8	7946435,6	368400,61	7946857

Fuente: Elaboración propia.

Figura 10-13. Elevación de nivel de coronamiento para defensa ribereña en Acha Media.

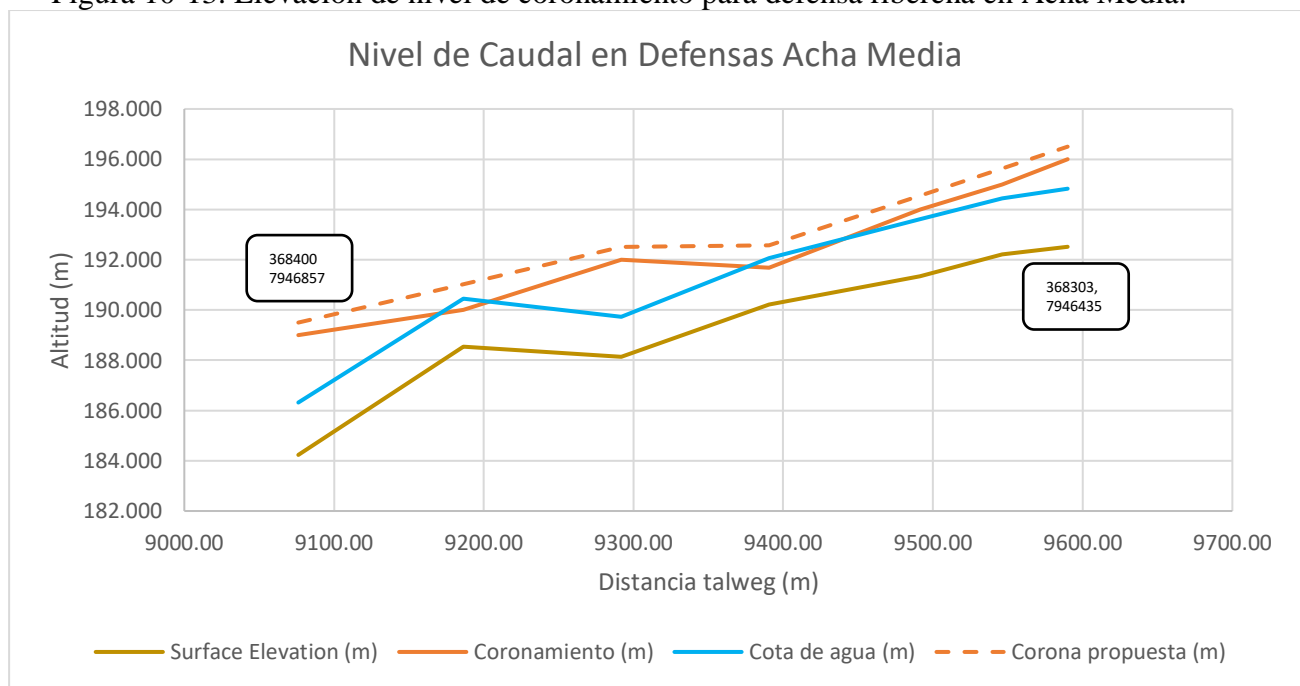
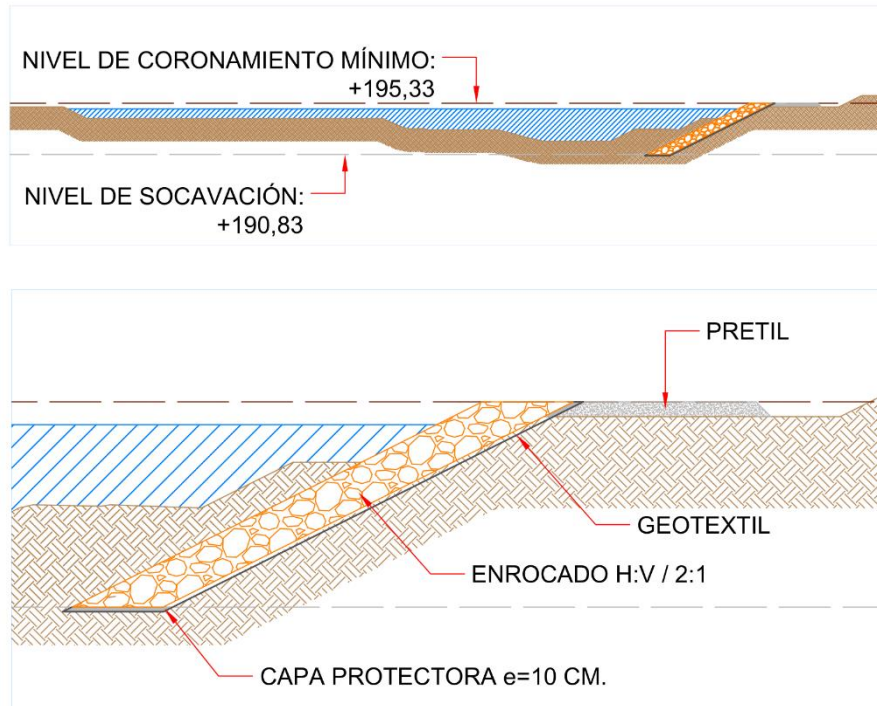


Figura 10-14. Corte transversal tipo para defensa de enrocados propuesta Acha Media



Para determinar el peso y diámetro del enrocado a utilizar en esta defensa fluvial se utiliza la expresión para dimensionamiento de enrocados contenida en el punto 3.708.302(5) del Manual de Carreteras, fórmula citada anteriormente en el punto 10.2.2 de prediseño de Defensa Fluvial en Acha Baja, cuyos parámetros se listan a continuación.

W: Peso del enrocado (kg)

s: Peso específico relativo del enrocado = 2,65

V: Velocidad media del escurrimiento = 3.64 m/s, según valor máximo de modelación numérica de velocidad de cauce con periodo de retorno 100 años para el sector de la Defensa Fluvial.

θ : Ángulo de inclinación del talud H:V / 2:1 = 26,57° por pendiente propuesta para Defensa Fluvial.

ϕ : Ángulo de reposo del enrocado = 40° de acuerdo con Figura 3.708.302(5).A del Manual de Carreteras.

Reemplazando los parámetros en la ecuación, los resultados de peso y diámetro de enrocado se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 10.6. Valores de parámetros para cálculo de peso y diámetro de enrocados

s	V (m/S)	ϕ (°)	θ (°)	W (kg)	Diámetro (m)
2,65	3,64	40	26,57	1243	0,82

El diámetro del enrocado es estimado a partir de la relación de volumen y densidad, utilizando el peso determinado por la ecuación, y considerando el volumen de la roca como una esfera con diámetro a determinar.

Finalmente, se debe proponer una distribución granulométrica para la utilización de rocas en la defensa fluvial propuesta, la cual se plantea siguiendo las proporciones que se citan como ejemplo en la tabla 5.207.201.B del Manual de Carreteras.

Tabla 10.7. Distribución granulométrica de enrocados de protección para Acha Medio

SECTOR ESPECIFICACIÓN	ACHA MEDIO	
	Diámetro Nominal (mm)	Peso (Kg)
100% menor que	1200	2398
a lo menos 20% mayor que	900	1012
a lo menos 50% mayor que	750	585
a lo menos 80% mayor que	500	173

Fuente: Elaboración propia.

10.2.4 Defensas ribereñas Acha Alta

La defensa propuesta para Acha Alta se debe construir en base a la altitud de la cota hidráulica únicamente, dado que el relieve de la ribera y el nivel de agua se encuentran a cotas similares durante la extensión de las defensas propuestas. De esta forma, se plantean cinco tramos de coronamiento cuidando siempre conservar el mínimo de 0,5 metros sobre la cota hidráulica.

El caso “limitado”, como se aprecia en la Figura 12, corresponde a la reducción de la profundidad de caudales mayores a 3 metros registrados, truncando las cifras a 3,0 metros, esto se justifica por medidas in situ y la experiencia en terreno que sugieren que el modelo sobrestimó la altura de agua en dicho tramo, que se extiende por más de 150 metros. Con esta consideración, se modifica el coronamiento propuesto, descendiendo respecto del caso sin cota hidráulica limitada.

Coordenadas de inicio y fin del tramo local se encuentran en los recuadros de la Figura 10-10.

Tabla 10.8. Posición y longitud de defensa de enrocados propuesta Acha Media

Longitud (m)	Aguas Arriba		Aguas Abajo	
	X UTM (m)	Y UTM (m)	X UTM (m)	Y UTM (m)
470	370372,63	7944059,9	370006,3	7944330,5

Fuente: Elaboración propia.

Figura 10-15. Elevación de nivel de coronamiento para defensa ribereña Acha Alta

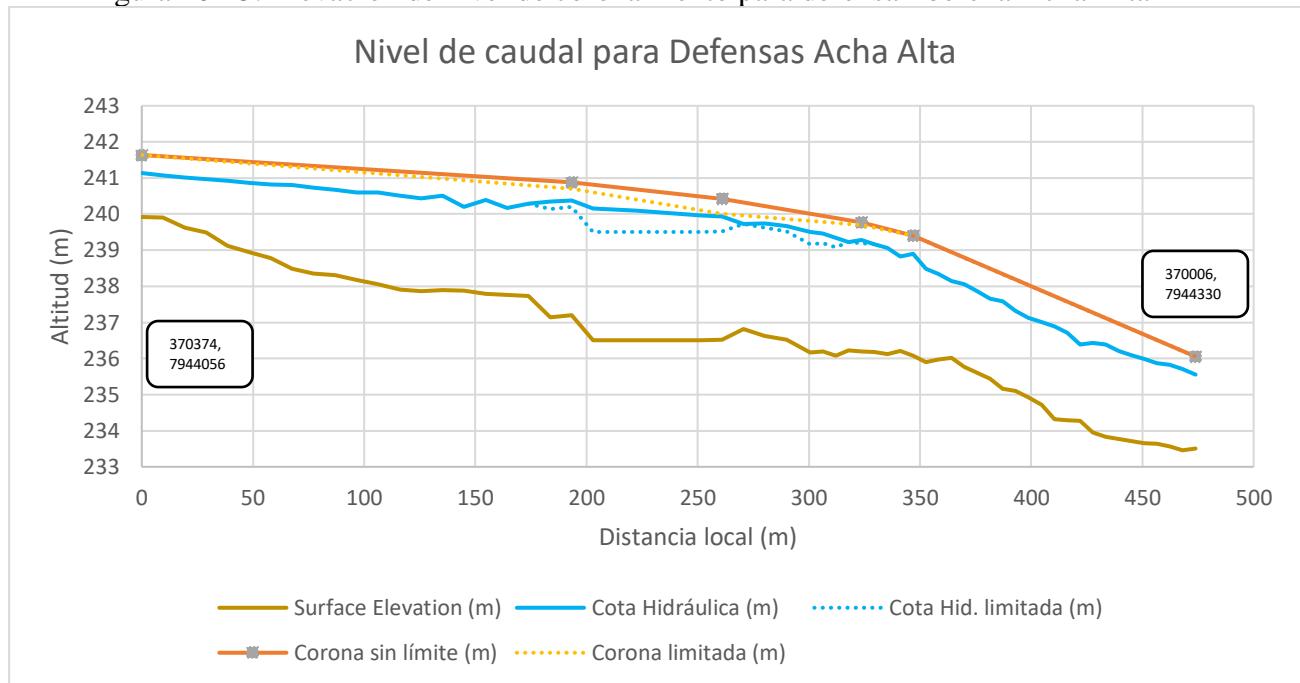
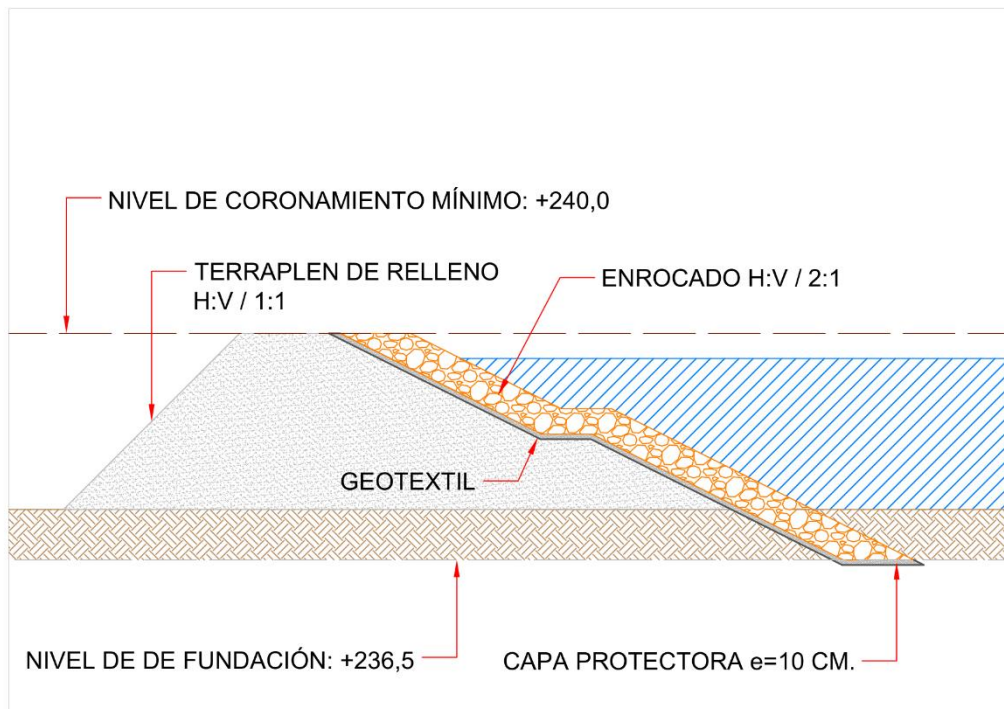


Figura 10-16. Corte transversal tipo para defensa de enrocados propuesta Acha Baja



Para determinar el peso y diámetro del enrocado a utilizar en esta defensa fluvial se utiliza la expresión para dimensionamiento de enrocados contenida en el punto 3.708.302(5) del Manual de Carreteras, fórmula citada anteriormente en el punto 10.2.2 de prediseño de Defensa Fluvial en Acha Baja, cuyos parámetros se listan a continuación.

W: Peso del enrocado (kg)

s: Peso específico relativo del enrocado = 2,65

V: Velocidad media del escurrimiento = 2,90 m/s, según valor máximo de modelación numérica de velocidad de cauce con periodo de retorno 100 años para el sector de la Defensa Fluvial.

θ : Ángulo de inclinación del talud H:V / 2:1 = 26,57° por pendiente propuesta para Defensa Fluvial.

ϕ : Ángulo de reposo del enrocado = 40° de acuerdo con Figura 3.708.302(5).A del Manual de Carreteras.

Reemplazando los parámetros en la ecuación, los resultados de peso y diámetro de enrocado se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 10.9. Valores de parámetros para cálculo de peso y diámetro de enrocados

s	V (m/S)	$\Phi(^{\circ})$	$\theta(^{\circ})$	W (kg)	Diámetro (m)
2,65	2,90	40	26,57	312	0,50

El diámetro del enrocado es estimado a partir de la relación de volumen y densidad, utilizando el peso determinado por la ecuación, y considerando el volumen de la roca como una esfera con diámetro a determinar.

Finalmente, se debe proponer una distribución granulométrica para la utilización de rocas en la defensa fluvial propuesta, la cual se plantea siguiendo las proporciones que se citan como ejemplo en la tabla 5.207.201.B del Manual de Carreteras.

Tabla 10.10. Distribución granulométrica de enrocados de protección para Acha Alta

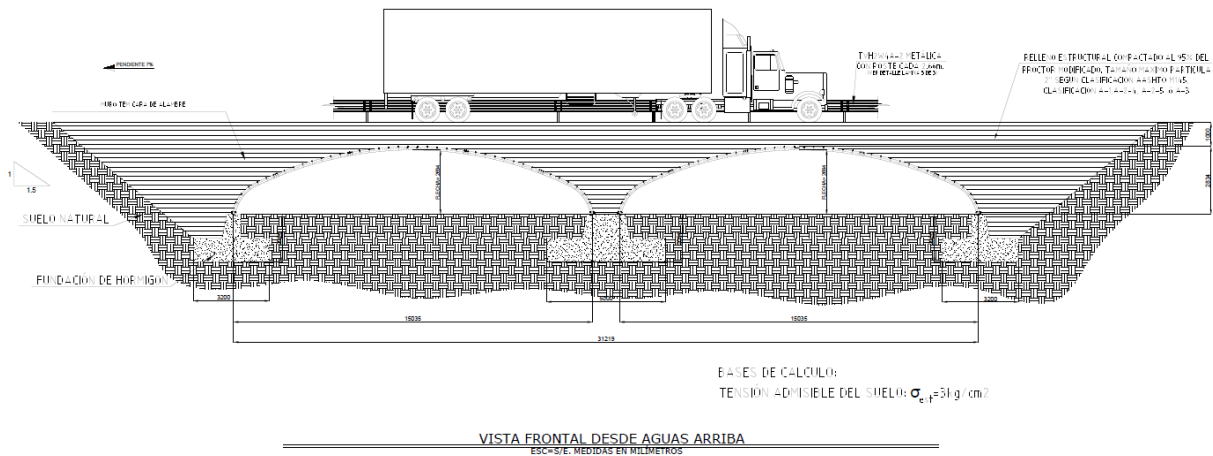
SECTOR	ACHA ALTA	
	Diámetro Nominal (mm)	Peso (Kg)
ESPECIFICACIÓN		
100% menor que	900	1012
a lo menos 20% mayor que	650	381
a lo menos 50% mayor que	550	230
a lo menos 80% mayor que	350	59

Fuente: Elaboración propia.

10.2.5 Puente en reposición Ruta A-133

La reposición del puente fue evaluada por la empresa Tecnovial, cuyo estudio de infraestructura vial solicitado se concentró en el prediseño del puente sustituto, análisis de calidad de suelo, cálculo de estructuras de acero propuestas, etc.

Figura 10-17. Vista longitudinal de puente propuesto aguas arriba



La obra propuesta consiste en dos arcos de acero estructural de corrugación profunda 381x140 mm. tal como se muestran en la lámina 3.1003.9.A del Manual de Carreteras. La estabilización de terraplenes se lleva a cabo con muros de tierra armada (TEM) y relleno estructural de material compactado al 95% Proctor, con una capa de concreto asfáltico de rodadura de aproximadamente 110 m².

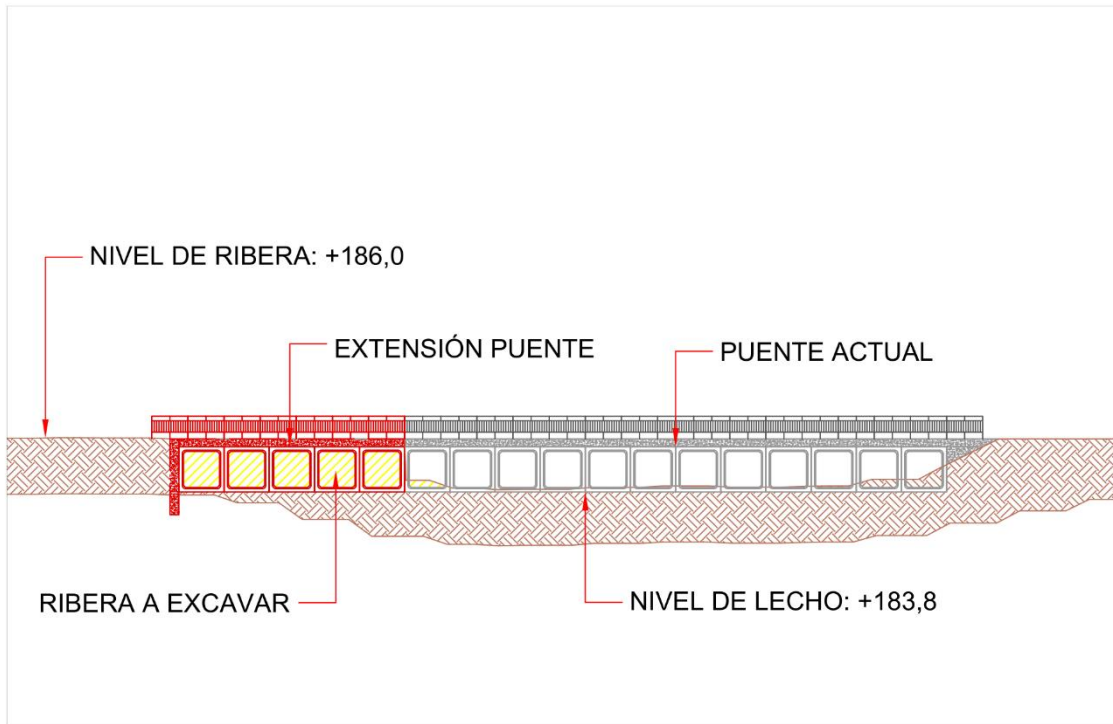
La restitución del puente considera además la restitución de los gaviones de protección en las riberas aledañas, revestidos con hormigón proyectado para mayor alivio del efecto erosivo del caudal.

En el punto 10-4 Anexo, en las Figuras 10-20 y 10-21 se presentan dos láminas provistas por la empresa para ejemplificar mejor el detalle de los elementos considerados.

10.2.6 Extensión puente Ruta A-301

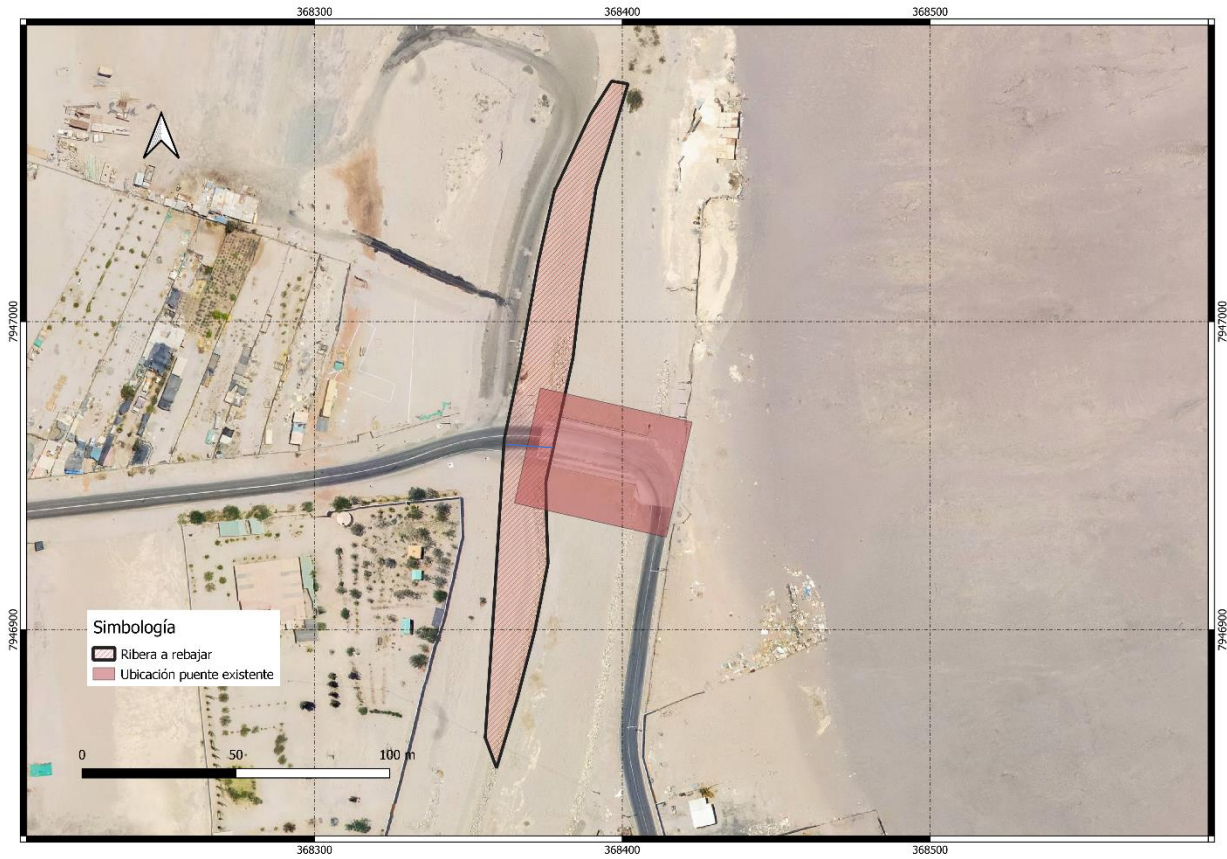
La extensión de 10 metros de luz del puente se realiza con la instalación de cajones prefabricados de hormigón de 2x2 metros, con 2 metros de ancho colaborantes con el ancho del puente de 16 metros, por lo tanto, se consideran 40 de estos cajones de hormigón para completar la extensión propuesta.

Figura 10-18. Corte transversal para extensión de puente A-301.



La extensión de ribera a excavar para encauzar el escurrimiento del río Acha frente al nuevo ancho de consta de aproximadamente 5200 metros cúbicos de movimiento de tierras, sin considerar esponjamiento del terreno, el cual se recomienda fijar en 1,2 lo cual totalizaría 6285 metros cúbicos de excavación a considerar. En la Figura 10-19 se muestra la superficie de ribera a retirar.

Figura 10-19. Vista en planta para recorte de ribera de puente A-301.



10.3 Priorización de las medidas estructurales

La priorización de las medidas propuestas se presenta en la siguiente Tabla

MEDIDA N°	TIPO DE MEDIDA	REQUERIMIENTO	MEDIDA A EJECUTAR	EVALUACIÓN DEL RIESGO QUE LA OBRA ELIMINA O AMINORA										EVALUACIÓN ECONÓMICA		PONDERRACIÓN DE RIESGO Y EVALUACIÓN	PRIORIZACIÓN
				HIDROLÓGICO	RIESGO A LAS PERSONAS	AISLAMIENTO	DAÑO A LAS PROPIEDADES	DAÑO A LOS CULTIVOS	DAÑO A LA INFRA-ESTRUCTURA	DAÑO AL PATRIMONIO	DAÑO AL MEDIOAMBIENTE	PONDERRACIÓN POR RIESGO	RIESGO	INVERSIÓN	RENTABILIDAD		
				Ponderación	Ponderación	Ponderación	Ponderación	Ponderación	Ponderación	Ponderación	Ponderación	Ponderación		Ponderación			
1	Estructural	Estudio	Defensa ribereña Acha Baja	1	2	1	1	1	3	3	2	14	1	1	2	I	
2	Estructural	Estudio	Defensa ribereña Acha Media	1	2	2	2	1	3	3	2	16	2	1	3	II	
3	Estructural	Estudio	Defensa ribereña Acha Alta	1	2	2	2	1	3	3	2	16	2	1	3	II	
4	Estructural	Estudio	Puente	2	2	1	1	3	4	3	3	19	3	2	5	III	

