



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**



CONTRATO DE CONSULTORIA No CMA- SID-007-2025.

***“ELABORACION DE ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LAS OBRAS DE
MEJORAMIENTO DE MALLA VIAL DEL DISTRITO DE CARTAGENA”***



INFORME HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PUENTE LAS PALMAS

CONTRATISTA: CONSORCIO DISEÑOS VIALES CARTAGENA

CARTAGENA, JULIO DE 2026

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

INTRODUCCION

El sector del Puente Las Palmas, ubicado en el corredor hidráulico que conecta los barrios Manga y Pie del Cerro (en cercanías de las instalaciones de El Universal) en el Distrito de Cartagena de Indias. El canal constituye un cuerpo de agua de naturaleza estuarina que interconecta la Laguna de San Lázaro y el Caño de Bazurto, cuya dinámica está gobernada principalmente por la marea astronómica y meteorológica, además de las condiciones de vientos y, en menor medida, por el aporte de caudal de escorrentía.

La construcción de la estructura proyectada exige caracterizar los agentes climáticos que determinan la respuesta hidrodinámica del canal —viento y nivel del mar— y modelar de manera anidada la circulación resultante, a fin de establecer las condiciones de diseño para las obras de protección y para la evaluación del riesgo de socavación en la cimentación del box culvert proyectado. Esta caracterización se apoya en series de largo plazo (Copernicus Marine, altimetría satelital, mareógrafo de Cartagena) y en un esquema de modelación hidrodinámica bidimensional (Delft3D-FLOW) de dominios acoplados.

El presente estudio aporta la caracterización oceanográfica e hidrodinámica del sitio de emplazamiento: sus resultados de modelación constituyen la base del análisis de socavación y de la definición de la cota mínima de terreno que se desarrollan en los capítulos correspondientes.

1.1. MARCO NORMATIVO APLICABLE

El desarrollo de un estudio oceanográfico e hidrodinámico destinado a sustentar la intervención de una estructura sobre un cuerpo de agua se encuadra en tres cuerpos normativos que operan de manera concurrente: la normativa ambiental, que define los permisos requeridos y el contenido mínimo de los estudios; la normativa técnica de diseño, que fija los criterios de verificación hidráulica y estructural; y los referentes metodológicos de aceptación general, que orientan la selección de las formulaciones de cálculo. A continuación, se relacionan las disposiciones aplicables y la forma en que cada una determina el alcance del presente documento.

1.1.1. Normativa ambiental general

El fundamento de la gestión ambiental de proyectos que intervienen recursos naturales renovables es el Decreto Ley 2811 de 1974, Código Nacional de Recursos Naturales Renovables y de Protección al Medio Ambiente, cuyo artículo 102 establece que quien pretenda construir obras que ocupen el cauce de una corriente o depósito de agua debe obtener autorización previa. La Ley 99 de 1993 organiza el Sistema Nacional Ambiental (SINA), crea el Ministerio del

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

Medio Ambiente —hoy Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible— y establece el régimen de licenciamiento ambiental.

Ambas disposiciones se encuentran compiladas en el Decreto 1076 de 2015, Decreto Único Reglamentario del Sector Ambiente y Desarrollo Sostenible, que constituye la norma de referencia vigente. Para el tipo de intervención que sustenta este estudio resultan directamente aplicables el artículo 2.2.3.2.12.1, relativo a la ocupación de cauces, playas y lechos, y las disposiciones del Título 2, Capítulo 3, sobre licencias ambientales, en las que se define la competencia de la Autoridad Nacional de Licencias Ambientales (ANLA) y de las corporaciones autónomas regionales.

El contenido y la estructura de los estudios ambientales se rigen por la Metodología General para la Presentación de Estudios Ambientales del Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, que exige la caracterización del medio abiótico —incluidos los componentes hidrológicos, hidrogeológico y, para proyectos costeros, oceanográfico— con un nivel de detalle suficiente para sustentar la evaluación de impactos derivados de la modificación de la dinámica hídrica. El presente estudio responde a esa exigencia en lo relativo a la caracterización de los agentes climáticos marinos, del régimen de niveles y del campo hidrodinámico del cuerpo de agua intervenido.

Por tratarse de una obra de infraestructura de transporte, resulta asimismo aplicable la Ley 1682 de 2013, que establece el marco para el desarrollo de proyectos de infraestructura de transporte y las condiciones de su gestión ambiental y predial.

1.1.2. Autoridad ambiental competente y permisos requeridos

La determinación de la autoridad ambiental competente presenta una particularidad relevante en el caso de Cartagena de Indias. La Ley 768 de 2002, que adopta el régimen político, administrativo y fiscal de los distritos de Barranquilla, Santa Marta y Cartagena, dispone que dentro del perímetro urbano del distrito las funciones atribuidas a las corporaciones autónomas regionales en materia de medio ambiente urbano sean ejercidas por un establecimiento público creado para tal efecto. En desarrollo de esa disposición, el Concejo Distrital de Cartagena creó el Establecimiento Público Ambiental (EPA Cartagena) mediante el Acuerdo 029 de 2002, modificado y compilado por el Acuerdo 003 de 2003.

En consecuencia, y dado que el área de estudio se localiza dentro del perímetro urbano del Distrito de Cartagena de Indias —en el corredor hidráulico que conecta los sectores de Manga y Pie del Cerro—, la autoridad ambiental competente es el EPA Cartagena, y no la Corporación Autónoma Regional del Canal del Dique (CARDIQUE), cuya jurisdicción corresponde al territorio situado fuera de dicho perímetro.

De manera concurrente debe considerarse la competencia de la Dirección General Marítima (DIMAR), regulada por el Decreto Ley 2324 de 1984, que extiende su jurisdicción a las aguas

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

marítimas interiores, a los sistemas marinos y fluviomarinos, y a una franja de cincuenta (50) metros medida desde la línea de más alta marea hacia el interior. Por la naturaleza estuarina del sistema Laguna de San Lázaro–Caño de Bazurto y por su conexión con la bahía de Cartagena, la construcción de obras en el área podría requerir autorización de la autoridad marítima, la cual se otorga con concepto previo favorable de la autoridad ambiental competente.

Tabla 1. Marco normativo ambiental aplicable y su incidencia sobre el alcance del estudio.

Disposición	Objeto	Incidencia sobre el estudio
Decreto Ley 2811 de 1974, art. 102	Autorización para obras que ocupen el cauce	Sustenta la necesidad de caracterizar la dinámica del cuerpo de agua intervenido
Ley 99 de 1993	Organización del SINA y régimen de licenciamiento	Define el marco institucional y de competencias
Decreto 1076 de 2015, art. 2.2.3.2.12.1	Permiso de ocupación de cauces, playas y lechos	Permiso aplicable a la construcción de la estructura
Decreto 1076 de 2015, Título 2, Cap. 3	Licencias ambientales y competencias	Determina el instrumento de manejo ambiental exigible
Metodología General para la Presentación de Estudios Ambientales (MADS)	Contenido y estructura de los estudios ambientales	Fija el nivel de detalle de la caracterización del medio abiótico
Ley 768 de 2002 y Acuerdos Distritales 029 de 2002 y 003 de 2003	Autoridad ambiental urbana del Distrito de Cartagena	Identifica al EPA Cartagena como autoridad competente
Decreto Ley 2324 de 1984	Jurisdicción y funciones de la DIMAR	Determina la eventual concurrencia de la autoridad marítima
Ley 1682 de 2013	Infraestructura de transporte	Marco sectorial del proyecto

La determinación definitiva del instrumento de manejo ambiental exigible y del conjunto de permisos asociados corresponde al componente de gestión ambiental del proyecto y debe surtir ante las autoridades señaladas. El presente documento se limita a aportar la información técnica de soporte que dichos trámites requieren en materia oceanográfica e hidrodinámica.

1.1.3. Normativa técnica de diseño

En el ámbito técnico, la verificación hidráulica y estructural de estructuras de cruce sobre cuerpos de agua se rige en Colombia por la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, adoptada por el Instituto Nacional de Vías (INVÍAS) y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), basada en las especificaciones AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. La CCP-14 incorpora de manera explícita la protección frente a la socavación como uno de los estados límite que debe verificarse, y exige que el diseño se sustente en estudios hidrológicos e hidráulicos que establezcan las condiciones de flujo asociadas a los eventos de diseño y de verificación.

El Manual de Drenaje para Carreteras del INVÍAS (2009) complementa la norma anterior con los criterios de detalle para el diseño hidráulico de obras viales, entre ellos las velocidades máximas admisibles según el tipo de material del lecho y las metodologías de estimación de la

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

socavación general y local, criterios que se aplican en el capítulo correspondiente de este documento.

En materia geotécnica y estructural resulta aplicable el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, expedido en desarrollo de la Ley 400 de 1997, cuyo Título H establece los requisitos de los estudios geotécnicos y de las cimentaciones. La caracterización del subsuelo empleada en este estudio para definir las propiedades del material del lecho procede del estudio de suelos del proyecto, desarrollado conforme a dicho reglamento.

1.1.4. Referentes metodológicos de aceptación general

La normativa colombiana no prescribe formulaciones específicas para la evaluación de la socavación ni para la modelación hidrodinámica costera, y remite en la práctica a referentes técnicos internacionales de aceptación general. En este estudio se adoptan los siguientes:

- HEC-18, Evaluating Scour at Bridges (Federal Highway Administration, 2001), como metodología de cálculo de la socavación general, local y por contracción; es el referente citado por la práctica colombiana y por el propio Manual de Drenaje del INVÍAS.
- HEC-18 (Arneson, Zevenbergen, Lagasse y Clopper, 2012), que sustituye a la cuarta edición de 2001 empleada tradicionalmente en la práctica colombiana.
- HDS-5, Hydraulic Design of Highway Culverts (Federal Highway Administration, 2012), para el análisis del comportamiento hidráulico de estructuras tipo box culvert.
- Delft3D-FLOW (Deltares), como herramienta de modelación hidrodinámica bidimensional promediada en profundidad, ampliamente validada en ambientes estuarinos y costeros.
- Literatura especializada en socavación en ambientes marinos y estuarinos —en particular Melville y Coleman (2000), Whitehouse (1998) y Van Rijn (1993)— para la interpretación del comportamiento de un cuerpo de agua dominado por marea, cuya fenomenología difiere de la de un cauce fluvial.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

2. ALCANCE DEL ESTUDIO

El alcance del presente estudio comprende la caracterización de los agentes climáticos (viento y nivel del mar) en el entorno del Puente Las Palmas, la modelación hidrodinámica bidimensional promediada en profundidad (2DH) del canal de acceso mediante un esquema anidado de dominio externo e interno, y la evaluación comparativa de las condiciones de flujo con y sin la estructura proyectada.

El estudio no evalúa procesos morfodinámicos de largo plazo ni la estabilidad geotécnica de las cimentaciones de la estructura proyectada, aspectos que corresponden a los documentos de diseño estructural y geotécnico del proyecto. Los objetivos generales y específicos que orientan el desarrollo metodológico se presentan a continuación.

2.1. OBJETIVO GENERAL

Caracterizar los agentes climáticos (viento y nivel del mar) y el régimen hidrodinámico del canal de acceso al Puente Las Palmas mediante modelación numérica anidada, con el fin de fundamentar el diseño de la estructura proyectada, definir la cota mínima de terreno y verificar la magnitud de la socavación esperable en su cimentación bajo las distintas condiciones ambientales que afectan el sistema.

2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

Para alcanzar el objetivo general, el estudio desarrolla los siguientes objetivos específicos:

- Caracterizar el régimen de viento y de nivel del mar en el entorno del proyecto a partir de series de largo plazo (Copernicus Marine, altimetría satelital, mareógrafo de Cartagena).
- Configurar y ejecutar un esquema de modelación hidrodinámica anidada (Delft3D-FLOW, dominio externo e interno) representativo de las épocas seca, de transición, húmeda y de la condición extrema.
- Evaluar el efecto hidráulico de la estructura proyectada sobre las velocidades de corriente y el esfuerzo cortante en el fondo del canal.
- Cuantificar la socavación esperable en la estructura proyectada a partir del forzamiento hidráulico derivado de la modelación hidrodinámica, y verificar la suficiencia del empotramiento previsto para la cimentación.
- Definir la cota mínima de terreno en el entorno del cruce a partir del análisis del nivel del mar y de los niveles obtenidos en la modelación.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

3. AREA DE ESTUDIO

El área de estudio corresponde al canal que interconecta la Laguna de San Lázaro y el Caño de Bazurto, bajo el Puente Las Palmas, en el corredor hidráulico que conecta los sectores de Manga y Pie del Cerro (en cercanías de las instalaciones de El Universal), en el Distrito de Cartagena de Indias (Bolívar). El canal se caracteriza por profundidades moderadas (entre 1,2 m y 4,0 m en el eje de navegación, según la batimetría incorporada al modelo interno) y por un régimen hidrodinámico dominado por la marea astronómica y meteorológica del sistema estuarino, con una contribución menor de caudal continental proveniente de los cuerpos de agua adyacentes.

El sector está sometido a la influencia de los vientos alisios del Caribe, caracterizados mediante los nodos P07 y P08 de Copernicus Marine (ver más adelante), y a la variabilidad del nivel del mar registrada por el mareógrafo de Cartagena y por altimetría satelital.

4. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

4.1 Planteamiento general de la solución

La obra objeto del presente estudio consiste en el reemplazo del cruce vial existente sobre el sistema Laguna de San Lázaro–Caño de Bazurto por una estructura tipo box culvert multicelda. El planteamiento de la solución no responde únicamente a una necesidad de capacidad estructural o de servicio vial: su criterio rector es hidráulico y ambiental, y consiste en restituir una sección de intercambio suficiente entre los cuerpos de agua que hoy se encuentran parcialmente desconectados por la obra existente.

El cruce actual está resuelto mediante un puente antiguo de sección reducida que ofrece un ancho efectivo de paso inferior a 10 m. Esa dimensión es muy pequeña frente al ancho del cuerpo de agua que debe comunicar y frente al caudal mareal que el sistema intercambia en cada ciclo, lo que configura una condición de estrangulamiento hidráulico: la obra existente no cierra por completo la comunicación, pero sí la limita de forma severa, obligando a que la totalidad del flujo de llenado y vaciado del sistema atraviese una garganta estrecha.

Este tipo de estrangulamiento tiene tres consecuencias reconocidas en la literatura sobre lagunas costeras y sobre cruces viales en humedales: reduce el prisma mareal efectivo y, con él, la capacidad de renovación de las aguas interiores (Kjerfve, 1994; Dyer, 1997); concentra la energía del flujo en la garganta, generando velocidades elevadas, erosión localizada y una barrera hidrodinámica para el tránsito de organismos acuáticos (Forman et al., 2003; USDA Forest Service, 2008); y fragmenta el continuo hidráulico y ecológico entre los sectores situados a uno y otro lado de la vía, favoreciendo procesos de colmatación, pérdida de calidad del agua y deterioro progresivo de los hábitats asociados (Roman y Burdick, 2012).

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

En consecuencia, la estructura proyectada se concibe como una obra de interconexión: su función primaria es devolver al sistema una sección de paso compatible con la dinámica mareal natural, de modo que el cruce vial deje de comportarse como un elemento de cierre y pase a comportarse como un elemento hidráulicamente permeable.

4.2 Descripción de la estructura proyectada

La estructura proyectada es un box culvert de concreto reforzado conformado por siete (7) celdas de sección rectangular, de 5,00 m de ancho libre por 4,50 m de altura libre cada una, separadas por muros interiores de 0,30 m de espesor. En planta, las celdas se agrupan en dos módulos que se disponen con un quiebre angular entre sí, con el fin de acompañar el alineamiento natural del cauce y de orientar las celdas de forma sensiblemente paralela a la dirección predominante del flujo mareal:

- Módulo BOX 1: tres (3) celdas, 15,90 m de ancho total y 9,30 m de longitud de barril.
- Módulo BOX 2: cuatro (4) celdas, 21,50 m de ancho total y 18,37 m de longitud de barril.

El ancho total de la estructura, medido sobre el eje del cruce, es de 37,40 m, del cual 35,00 m corresponden a luz hidráulica libre efectiva ($7 \text{ celdas} \times 5,00 \text{ m}$) y los 2,40 m restantes al espesor de los ocho muros. El área hidráulica bruta disponible es de $157,5 \text{ m}^2$ ($35,00 \text{ m} \times 4,50 \text{ m}$).

La estructura se implanta de manera que la altura libre de 4,50 m de las celdas quede repartida respecto al nivel medio del mar (NMM) en 2,50 m por debajo y 2,00 m por encima: la solera se sitúa en la cota $-2,50 \text{ m}$ y el sofito en la cota $+2,00 \text{ m}$ referidas al NMM. Esta disposición sitúa la mayor parte de la sección de paso por debajo del nivel medio, que es la franja de niveles efectivamente ocupada por la marea y, por tanto, la que gobierna la capacidad de intercambio del sistema. Las cotas características resultantes se resumen en la tabla siguiente; todas se refieren al NMM, que constituye asimismo el cero vertical de la modelación hidrodinámica, de modo que la geometría de la obra y los resultados del modelo quedan expresados en una única referencia.

Tabla 2. Características geométricas del box culvert proyectado.

Parámetro	Valor	Unidad
Número de celdas	7	—
Ancho libre por celda	5,00	m
Altura libre por celda	4,50	m
Espesor de muros	0,30	m
Ancho total de la estructura	37,40	m
Luz hidráulica libre efectiva	35,00	m
Área hidráulica bruta	157,5	m^2
Cota de solera (fondo interior)	$-2,50$	m sobre el NMM
Cota de sofito (techo interior)	$+2,00$	m sobre el NMM
Cota de rasante	$+2,40$	m sobre el NMM

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

Parámetro	Valor	Unidad
Base de la losa de fondo	-3,00	m sobre el NMM
Cimentación en concreto ciclópeo	-5,00 a -3,00	m sobre el NMM
Empotramiento bajo la solera	2,50	m

Las cotas de cimentación relacionadas corresponden a la configuración adoptada como referencia para el análisis hidráulico del presente estudio. Su definición definitiva corresponde a los estudios geotécnico y estructural del proyecto, conforme se precisa en el capítulo de análisis de socavación.



Figura 1. Disposición en planta del box culvert proyectado y secciones transversales.

4.3 Principio de funcionamiento como estructura de interconexión

El principio de funcionamiento de una estructura de interconexión de cuerpos de agua difiere del de una obra de drenaje convencional. Una alcantarilla de drenaje se dimensiona para evacuar en un solo sentido el caudal de una creciente de período de retorno definido. Una estructura de interconexión, en cambio, debe permitir el paso bidireccional y recurrente del flujo mareal — dos ciclos de llenado y dos de vaciado por día— con la menor pérdida de energía posible, de

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

manera que la señal de marea se propague hacia el cuerpo de agua interior con una atenuación mínima.

De este principio se derivan los criterios que gobiernan el dimensionamiento adoptado:

- Maximizar la sección de paso por debajo del nivel de marea. La capacidad de renovación del cuerpo interior depende directamente del área hidráulica disponible en la franja de niveles que efectivamente ocupa la marea, no del área total de la estructura.
- Minimizar la obstrucción y la pérdida de carga. La subdivisión en celdas de gran luz (5,00 m) con muros delgados (0,30 m) mantiene la relación entre área obstruida y área total en un 6,9 %, valor bajo para una estructura de este tipo, y limita la pérdida localizada de energía en la entrada y la salida.
- Conservar la continuidad del lecho. La solera se dispone a una cota compatible con el fondo natural del cauce, de modo que la estructura no introduce un escalón ni una caída que interrumpa el tránsito de sedimentos ni el desplazamiento de organismos acuáticos, criterio central de las guías de simulación de cauce en cruces viales (USDA Forest Service, 2008).
- Orientar las celdas con el flujo. El quiebre angular en planta entre los dos módulos reduce el ángulo de ataque del flujo sobre los muros, disminuyendo tanto la pérdida de carga como la erosión local en sus extremos.

Con estos criterios, la estructura se aproxima a la condición de transparencia hidráulica: el objetivo no es controlar el flujo, sino perturbarlo lo menos posible, permitiendo que el sistema recupere un régimen de intercambio próximo al que tendría en ausencia del cruce vial. Este enfoque es coherente con las aproximaciones de infraestructura basada en procesos naturales, que priorizan la restitución de la dinámica física del sistema como mecanismo de recuperación ambiental frente a las soluciones puramente estructurales (Bridges et al., 2021).

4.4 Efecto esperado sobre la conectividad hidráulica

El efecto de la obra sobre la conectividad puede cuantificarse comparando la sección efectiva de paso antes y después de la intervención, para el mismo forzamiento hidrodinámico. Tomando como referencia el caudal mareal máximo instantáneo obtenido de la modelación hidrodinámica para la condición ambiental extrema (49,3 m³/s, ver capítulo de resultados de modelación) y el tirante asociado (1,32 m), la velocidad media que debe desarrollarse en el cruce resulta inversamente proporcional al ancho efectivo disponible.

Con el ancho efectivo actual, inferior a 10 m, el flujo debe atravesar el cruce con velocidades del orden de 3,7 a 4,7 m/s y con un número de Froude próximo o superior a la unidad, es decir, en una condición de flujo crítico o supercrítico. La sección proyectada no solo amplía el ancho

hasta 35,00 m: al situar la solera en la cota $-2,50$ m, aproximadamente 2,0 m por debajo del lecho natural, incrementa además el tirante disponible hasta 3,40 m en la condición extrema. El área hidráulica pasa así de unos 11 a 13 m^2 a 119 m^2 , y la velocidad media desciende a 0,415 m/s con un número de Froude de 0,07, restituyendo un régimen francamente subcrítico y una condición de flujo tranquilo, análoga a la que presenta el cuerpo de agua fuera de la zona del cruce.

Tabla 3. Efecto de la ampliación de la sección sobre las condiciones de flujo en el cruce (caudal mareal máximo modelado, condición extrema: $Q = 49,3 \text{ m}^3/\text{s}$).

Condición	Ancho efectivo (m)	Tirante (m)	Área (m^2)	Velocidad media (m/s)	Froude (—)	Régimen
Cruce existente (estimación inferior)	8,0	1,32	10,6	4,67	1,30	Super crítico
Cruce existente (estimación superior)	10,0	1,32	13,2	3,74	1,04	Crítico
Box culvert proyectado	35,0	3,40	119,0	0,415	0,07	Subcrítico

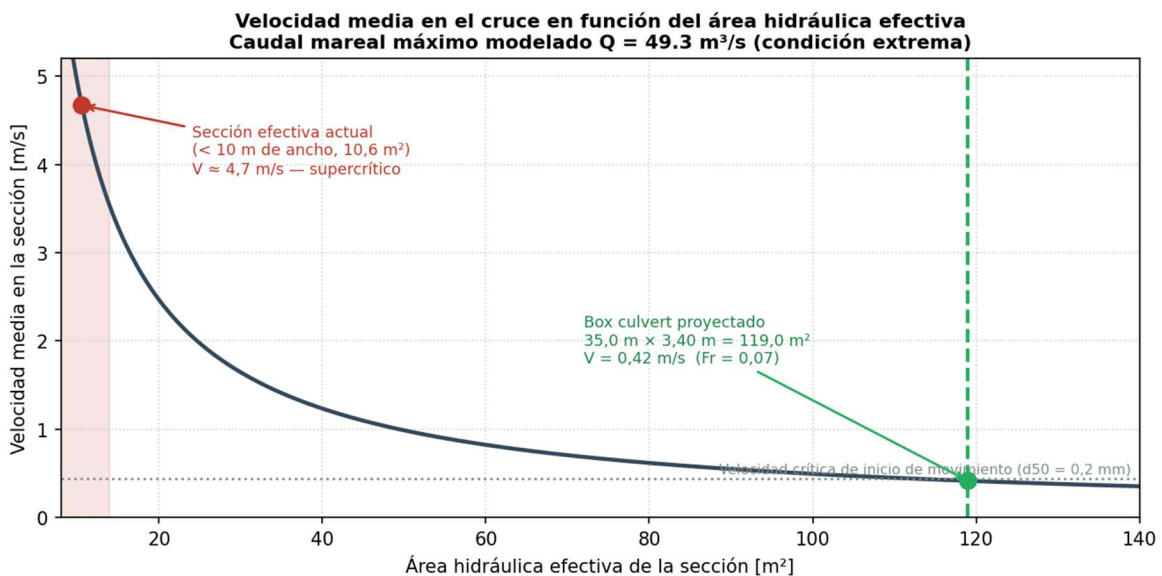


Figura 2. Velocidad media en el cruce en función del área hidráulica efectiva, para el caudal mareal máximo modelado en condición extrema. Se indican la condición actual ($10,6 \text{ m}^2$) y la sección proyectada ($35,00 \text{ m} \times 3,40 \text{ m} = 119,0 \text{ m}^2$).

La ampliación del área hidráulica efectiva en un factor de 9 a 11 se traduce, por tanto, en una reducción de la velocidad de paso del orden del 89 % al 91 %. Este resultado tiene implicaciones directas y favorables en tres frentes.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

En primer lugar, sobre la renovación de las aguas interiores: al reducirse la pérdida de carga en el cruce, la onda de marea se propaga hacia el cuerpo de agua interior con menor atenuación, lo que incrementa el prisma mareal efectivo y, con ello, la capacidad de renovación y la calidad físicoquímica del agua (Kjerfve, 1994). En segundo lugar, sobre la estabilidad del lecho: la reducción de la velocidad disminuye de manera más que proporcional la capacidad erosiva del flujo, con el efecto sobre la socavación que se cuantifica en el capítulo correspondiente. En tercer lugar, sobre la conectividad biológica: velocidades inferiores a 0,5 m/s, en régimen subcrítico y con continuidad del lecho, se encuentran holgadamente dentro del rango que permite el tránsito de la fauna acuática asociada a estos sistemas, mientras que velocidades superiores a 3 m/s en régimen supercrítico constituyen una barrera efectiva (USDA Forest Service, 2008).

En síntesis, la obra proyectada no debe interpretarse como una nueva obstrucción sobre el cuerpo de agua, sino como la sustitución de una obstrucción existente por una estructura sustancialmente más permeable. Respecto de la condición actual, el proyecto multiplica por un factor cercano a diez el área de intercambio, elimina la condición de flujo supercrítico en la garganta y restituye un régimen hidrodinámico compatible con la dinámica natural del sistema lagunar.

4.5 Consideraciones ambientales y normativas

El enfoque descrito es consistente con el marco normativo ambiental colombiano aplicable a intervenciones sobre cuerpos de agua. El Decreto 1076 de 2015 exige, para las obras que se desarrollen sobre cauces y cuerpos de agua, la sustentación técnica de que la intervención no genera una alteración significativa del régimen hidráulico ni de las condiciones ecológicas del sistema. La Metodología General para la Presentación de Estudios Ambientales del Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible requiere, en el mismo sentido, la caracterización del medio abiótico y la evaluación de los impactos derivados de la modificación de la dinámica hídrica.

En el presente caso, la caracterización hidrodinámica desarrollada en los capítulos siguientes documenta que la estructura proyectada mejora, respecto de la condición actual, todos los descriptores relevantes del régimen de flujo en el cruce: aumenta la sección de intercambio, reduce las velocidades, restituye el régimen subcrítico y disminuye el potencial erosivo sobre el lecho. La obra se configura así como una intervención de efecto neto favorable sobre la conectividad y la dinámica natural del sistema Laguna de San Lázaro–Caño de Bazurto, y no como una afectación adicional que deba ser compensada.

Se recomienda, no obstante, que durante la etapa constructiva se adopten las medidas de manejo habituales para intervenciones en cuerpos de agua —control de sedimentos en suspensión, programación de las actividades de mayor afectación fuera de los períodos críticos del ciclo biológico local y mantenimiento de la comunicación hidráulica durante las fases de obra—, y que se implemente un programa de seguimiento posterior a la construcción orientado a verificar la recuperación efectiva del intercambio mareal.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

5. METODOLOGÍA

La metodología del presente estudio se desarrolla en cuatro etapas secuenciales: (i) caracterización de agentes climáticos, (ii) modelación hidrodinámica anidada, (iii) evaluación del efecto hidráulico de la estructura proyectada, y (iv) verificación de la socavación en la sección del box culvert.

La caracterización de agentes climáticos se apoya en series de viento de Copernicus Marine (2007–2026) y en dos fuentes de nivel del mar —altimetría satelital (1993–2024) y el mareógrafo de Cartagena (1951–2019)—, procesadas mediante ajuste de distribuciones estadísticas, análisis de extremos (Peaks Over Threshold) y análisis espectral y de persistencia, conforme se detalla en el capítulo de Agentes Climáticos.

La modelación hidrodinámica se implementa en Delft3D-FLOW bajo un esquema anidado offline, compuesto por un modelo externo de escala regional (2DH) y un modelo interno de detalle centrado en el corredor Manga–Pie del Cerro, acoplados mediante condiciones de frontera tipo Riemann. Se simulan cuatro condiciones ambientales de referencia (épocas seca, de transición y húmeda, y condición extrema con $Tr > 100$ años), cada una en su variante base y con la modificación proyectada, conforme se describe en el capítulo de Modelación Hidrodinámica y Acoplamiento de Modelos.

El efecto hidráulico de la estructura proyectada se evalúa mediante comparación directa, en planta y en sección transversal, de los campos de velocidad de corriente y de esfuerzo cortante en el fondo entre cada escenario base y su respectiva variante modificada, para las condiciones de época seca y extrema.

El análisis de socavación se desarrolla mediante la metodología HEC-18 (Richardson y Davis, FHWA, 2001), aplicada con el forzamiento hidráulico —caudal, tirante y velocidad— derivado exclusivamente de los campos de flujo simulados con Delft3D-FLOW, la geometría tomada de los planos de diseño y la caracterización del material del lecho procedente del estudio de suelos del proyecto.

Las limitaciones de cada fuente de información y de cada técnica de análisis se documentan de manera explícita en los numerales correspondientes, en particular en lo relativo a la resolución de las reanálisis climáticas y a la calidad de la componente de marea registrada por el mareógrafo de Cartagena.

6. AGENTES CLIMÁTICOS

La caracterización de los agentes climáticos se desarrolló a partir de las series de viento de Copernicus Marine y de dos fuentes complementarias de nivel del mar: altimetría satelital y el mareógrafo de Cartagena. Para el viento se presentan exclusivamente los nodos P07 y P08, seleccionados por su proximidad al frente litoral de interés y por su capacidad para representar el gradiente costa-mar.

Las series de viento tienen resolución horaria y cubren 168 215 registros entre el 11 de enero de 2007 y el 20 de marzo de 2026. La altimetría comprende 11 688 registros diarios entre 1993 y 2024, mientras que el mareógrafo contiene 601 143 observaciones horarias desde 1951 hasta el 30 de julio de 2019. Los resultados se organizan en régimen medio, variabilidad temporal, tendencias, extremos, persistencia y criterios de aplicación.

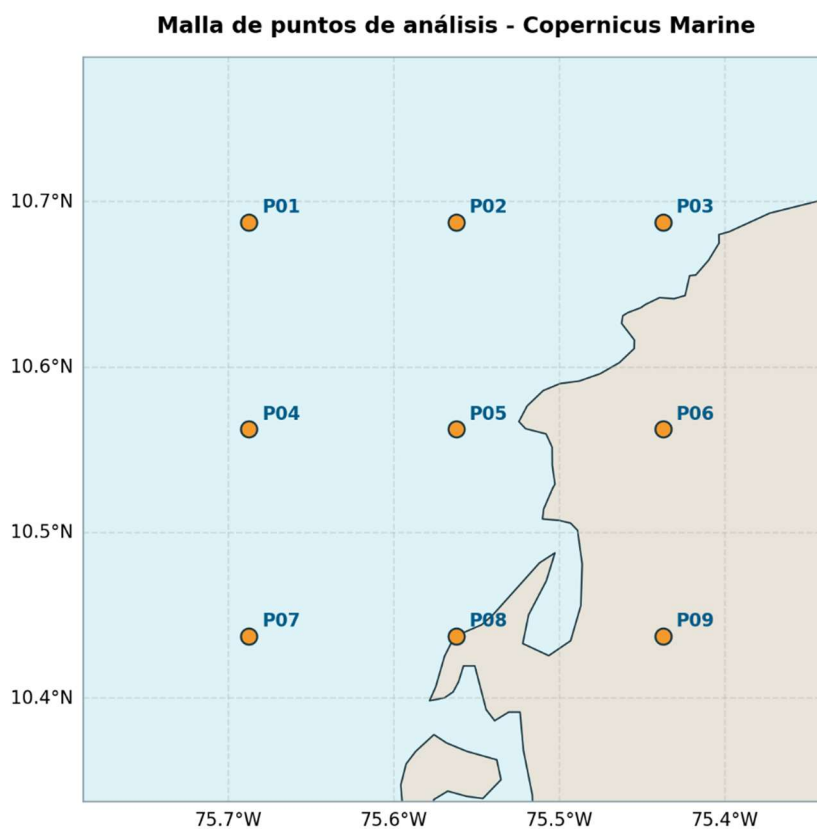


Figura 3. Localización de puntos de viento

6.1 Caracterización de vientos

Los nodos analizados corresponden a P07 (10,4375° N; 75,6875° O) y P08 (10,4375° N; 75,5625° O). Ambos se encuentran en la fila sur de la malla de Copernicus Marine y comparten la misma latitud; P07 representa la condición más occidental y expuesta, mientras P08 se localiza 0,125° hacia el este. Esta disposición permite evaluar el cambio espacial de magnitud sin mezclarlo con un gradiente latitudinal.

Tabla 1. Síntesis comparativa de los nodos P07 y P08.

Indicador	P07	P08
Coordenadas	10,4375° N; 75,6875° O	10,4375° N; 75,5625° O
Media / mediana (m/s)	4,73 / 4,16	3,85 / 3,40
P95 / P99 (m/s)	9,66 / 10,99	8,05 / 9,29
Máximo (m/s)	14,37	12,13
Dirección dominante	NE	NE
Calmas (%)	3,03	5,05
$V \geq 10$ m/s (%)	3,64	0,28
Mejor distribución	Weibull	Weibull
Tendencia anual (m/s/año)	+0,0248 (p=0,054)	+0,0189 (p=0,058)
TR50, serie completa (m/s)	14,30	12,17
Mardia R	0,463	0,430
Operatividad del criterio (%)	48,3	56,0

6.1.1 Régimen medio y direccional

La serie completa evidencia una modulación estacional marcada en ambos nodos. P07 presenta una velocidad media de 4,73 m/s, aproximadamente 23 % mayor que la media de P08 (3,85 m/s). La diferencia se mantiene en la parte alta de la distribución: el P99 alcanza 10,99 m/s en P07 y 9,29 m/s en P08. Asimismo, la proporción de registros con velocidades iguales o superiores a 10 m/s disminuye de 3,64 % a 0,28 % hacia P08, confirmando la atenuación del campo de viento en dirección al continente.



INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA

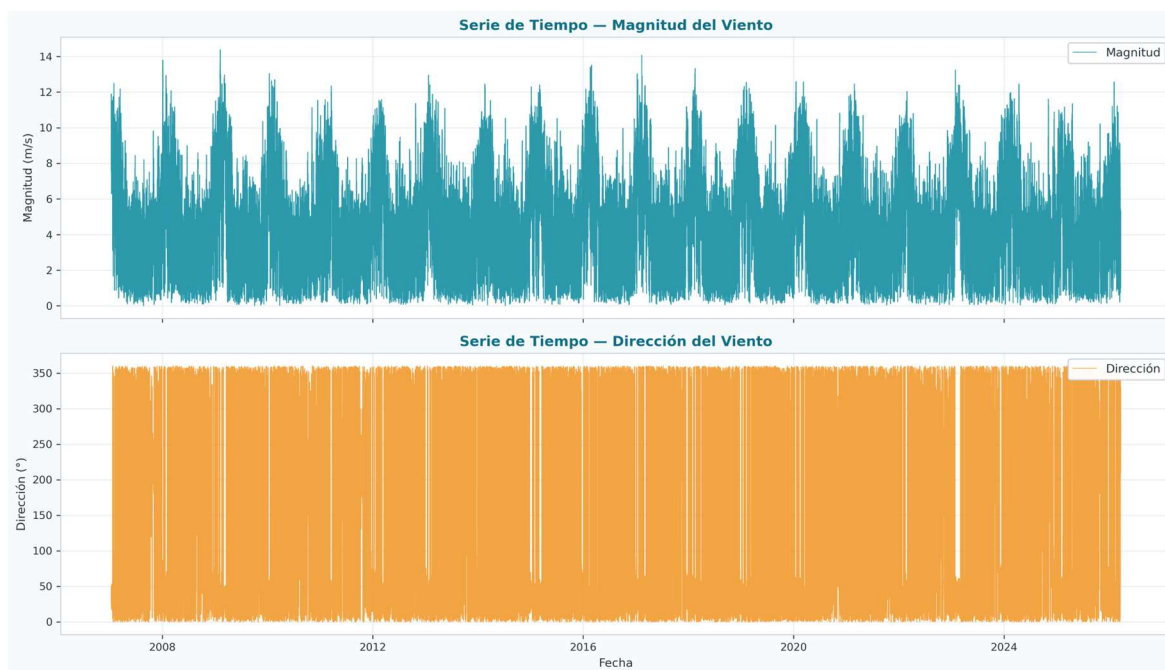


Figura 4. Serie completa de magnitud y dirección del viento en P07.

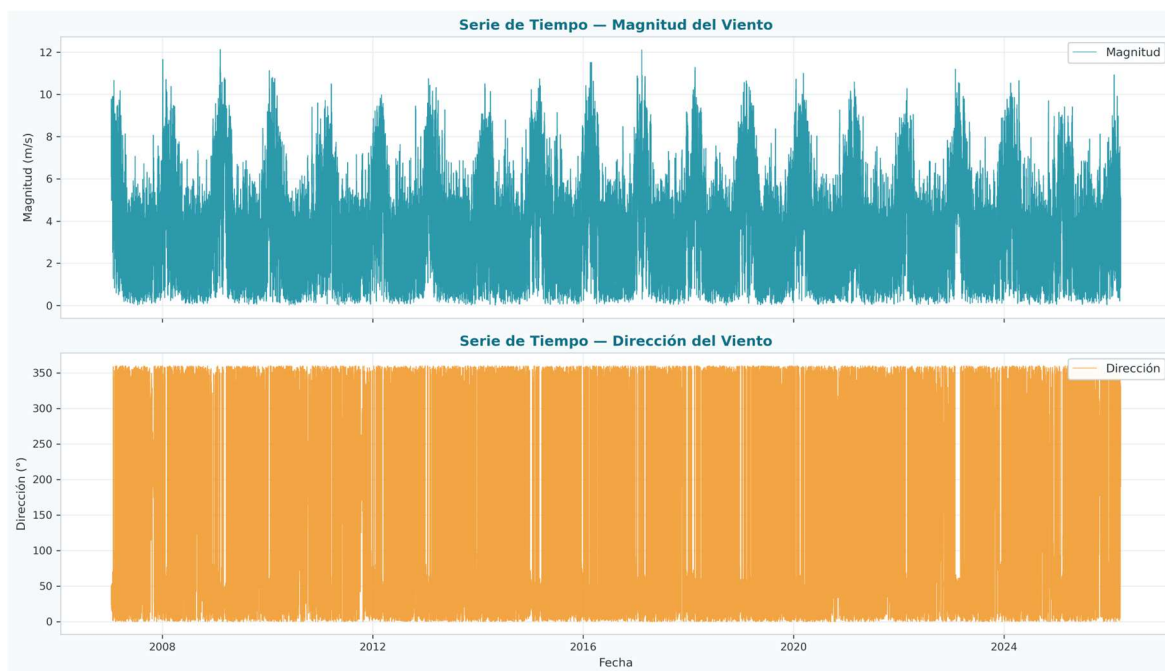


Figura 5. Serie completa de magnitud y dirección del viento en P08.

El sector NE domina en los dos nodos, acompañado por una contribución importante del NNE. En P07, NE representa 22,08 % de los casos y NNE 19,36 %; en P08 las proporciones son 19,82 % y 19,76 %, respectivamente. Aunque las frecuencias son comparables, las magnitudes direccionales son mayores en P07: el P95 del sector NE es 10,19 m/s frente a 8,38 m/s en P08.



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**



Los cuadrantes sur y occidente tienen magnitudes típicas menores, pero conservan episodios aislados que explican parte de la dispersión direccional.

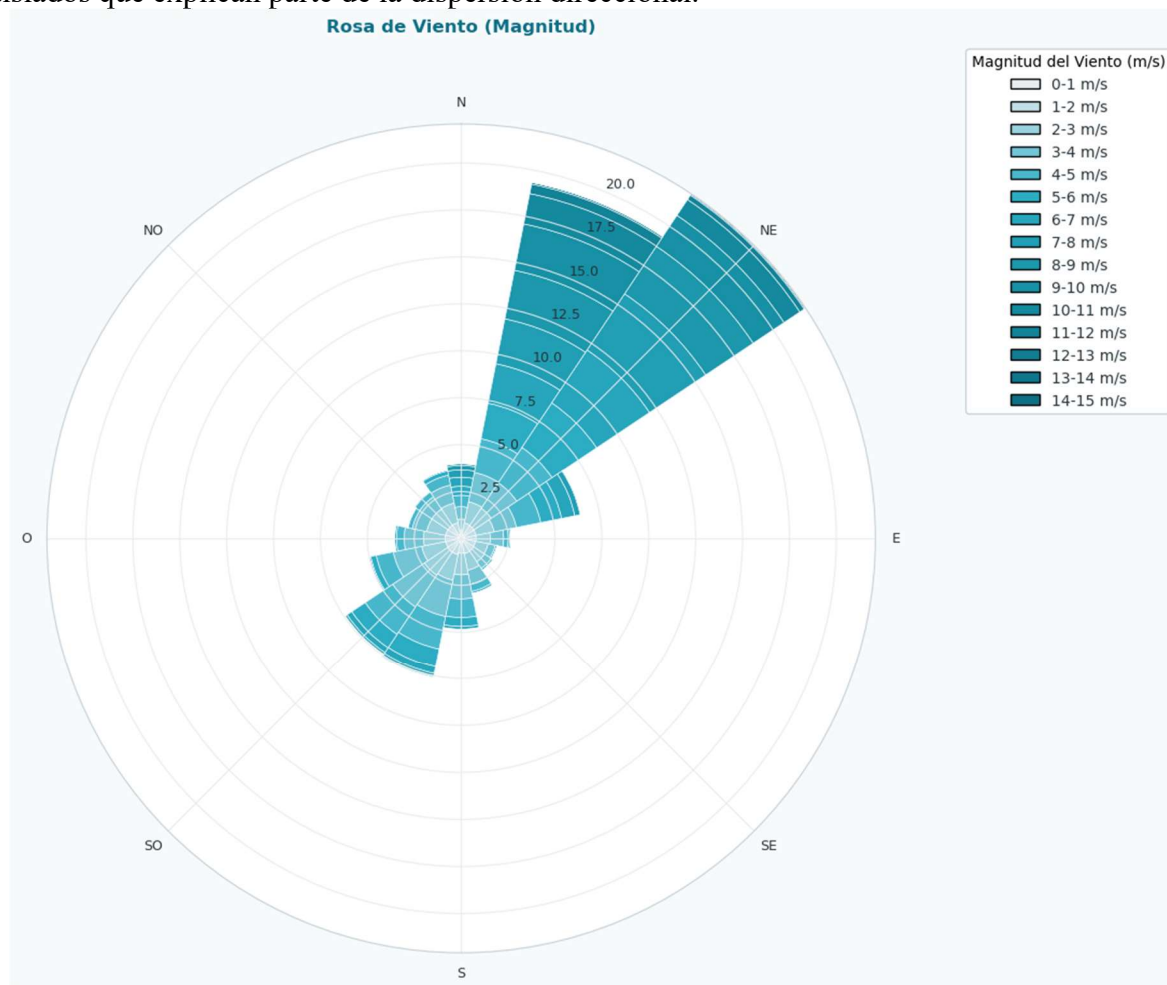


Figura 6. Rosa de viento de 16 sectores para P07.



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**

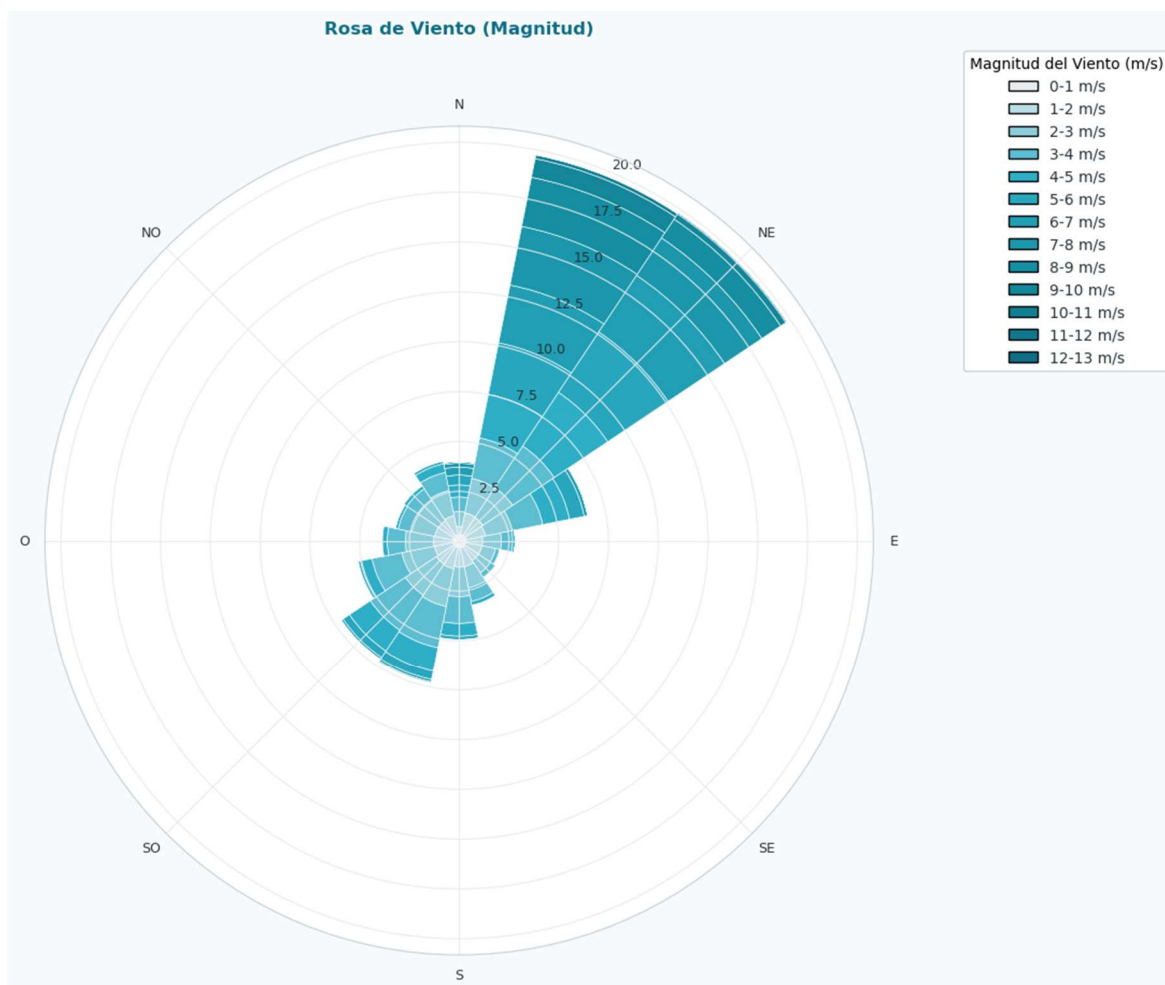


Figura 7. Rosa de viento de 16 sectores para P08.

6.1.2 Variabilidad estacional y tendencias

El ciclo mensual reproduce la estacionalidad de los alisios del Caribe. Las mayores magnitudes se concentran entre diciembre y marzo, seguidas por una reducción progresiva durante el segundo trimestre y mínimos relativos entre septiembre y octubre. La forma del ciclo es coherente entre P07 y P08, pero P07 conserva valores superiores durante todo el año y una mayor amplitud estacional.



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**

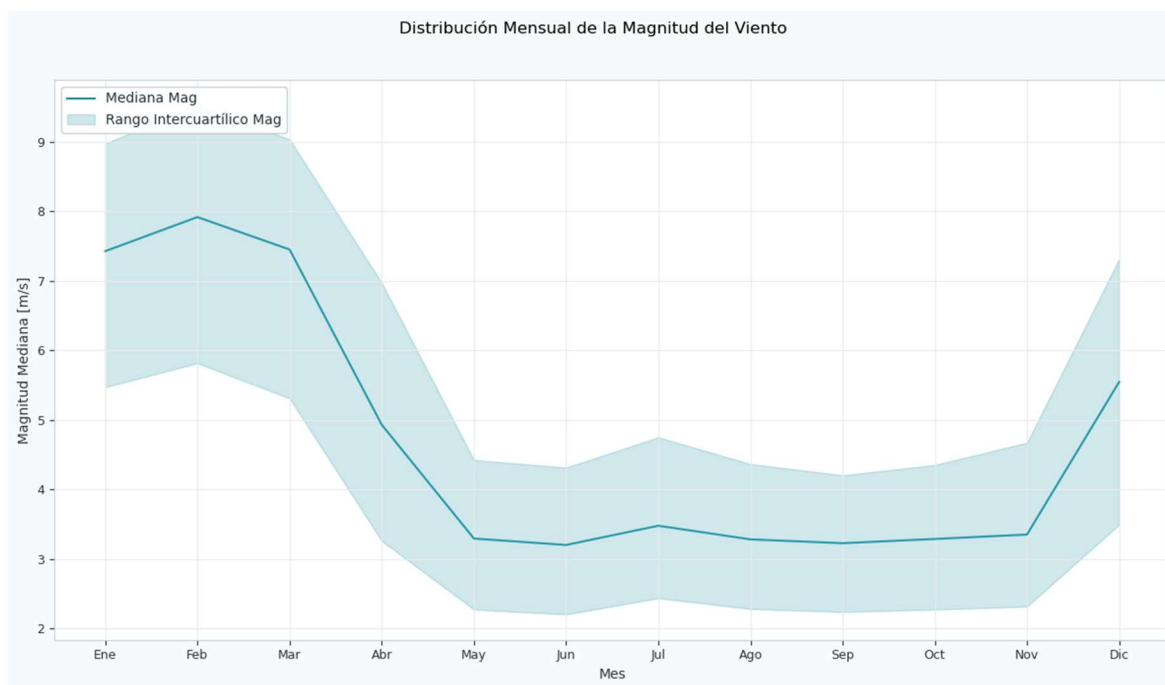


Figura 8. Ciclo mensual de la magnitud del viento en P07.

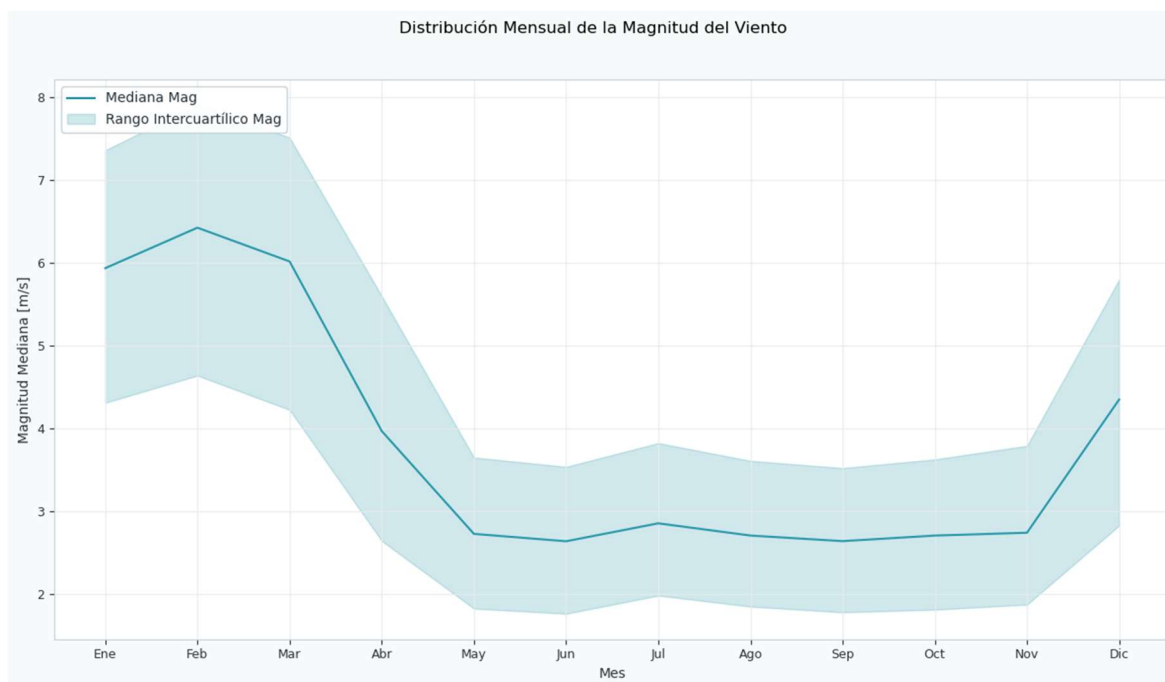


Figura 9. Ciclo mensual de la magnitud del viento en P08.

La regresión sobre las medias anuales entrega pendientes positivas de +0,0248 m/s/año en P07 y +0,0189 m/s/año en P08. Sin embargo, los valores p son 0,054 y 0,058, respectivamente, ligeramente superiores al umbral de 0,05. Por ello, las pendientes se interpretan como señales



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**



descriptivas de aumento y no como tendencias lineales estadísticamente concluyentes. La corta longitud del registro respecto de escalas climáticas y la variabilidad interanual justifican conservar esta precaución.

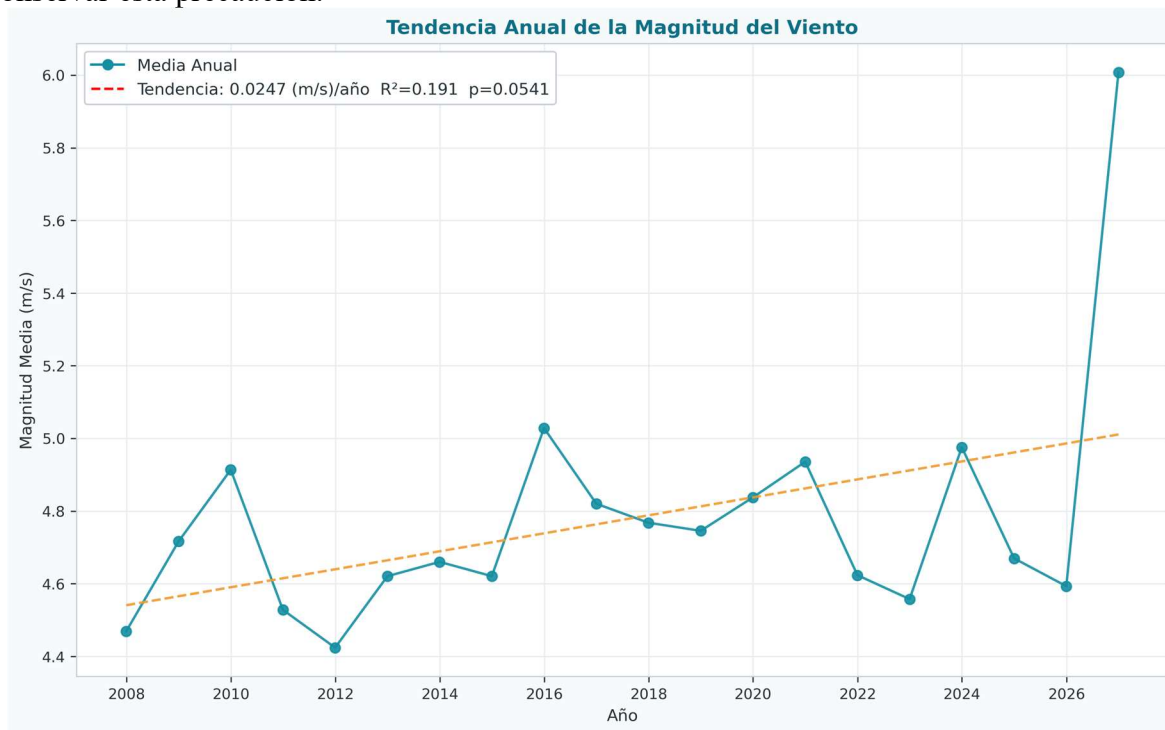


Figura 10. Tendencia de la magnitud media anual del viento en P07.



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**

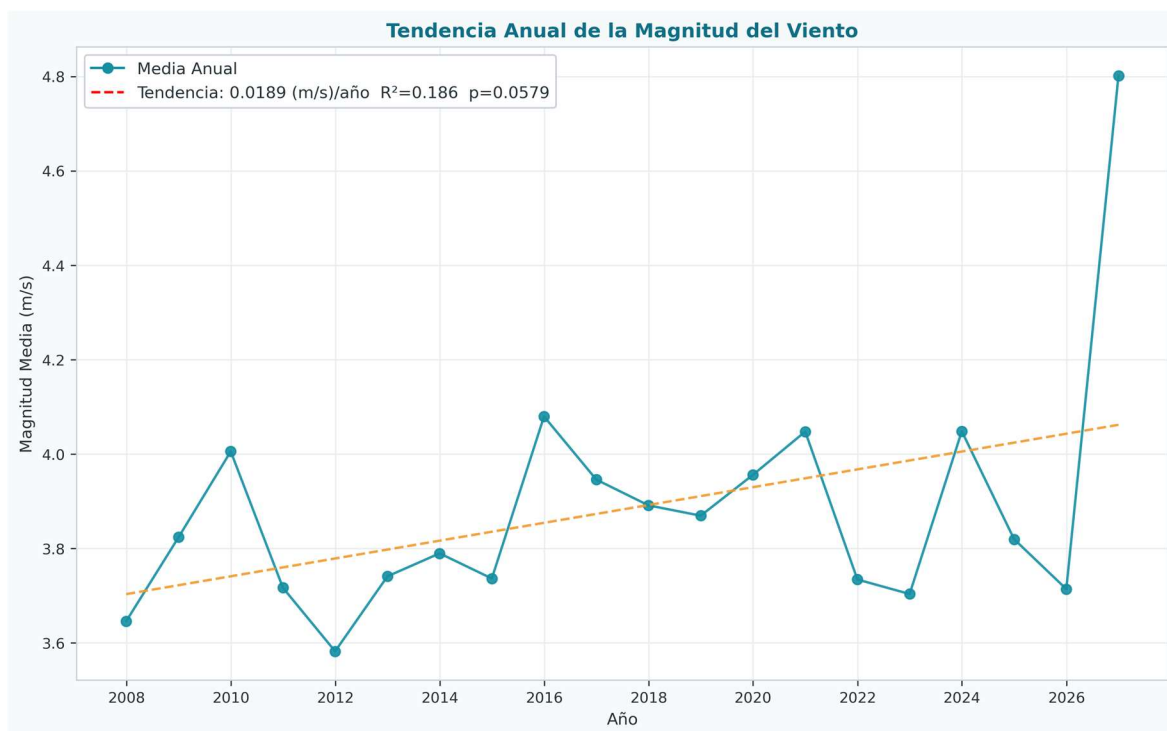


Figura 11. Tendencia de la magnitud media anual del viento en P08.

6.1.3 Distribuciones y régimen extremo

Entre las distribuciones candidatas, Weibull presenta el menor error cuadrático tanto en P07 (SSE=49,71) como en P08 (SSE=24,98). Este ajuste es útil para describir el régimen ordinario; no obstante, los p-valores de Kolmogorov-Smirnov son muy pequeños por el tamaño muestral y no deben entenderse como prueba de identidad exacta. Para extrapolar la cola se aplicó el método Peaks Over Threshold con desagrupación temporal y ajuste Poisson-Pareto.

Tabla 3-1. Niveles de retorno estacionales del viento en P07 y P08.

Punto	Temporada	Umbral (m/s)	Picos	TR10	TR50	TR100
P07	Frentes fríos (dic-abr)	11,52	77	14,11	14,54	14,68
P07	Huracanes (jul-nov)	8,15	74	11,65	12,62	13,00
P07	Serie completa	10,99	141	13,78	14,30	14,47
P08	Frentes fríos (dic-abr)	9,80	78	11,98	12,31	12,41
P08	Huracanes (jul-nov)	6,67	84	10,12	11,57	12,24
P08	Serie completa	9,29	143	11,74	12,17	12,31

Para la serie completa, el nivel de retorno de 50 años es 14,30 m/s en P07 y 12,17 m/s en P08. Los frentes fríos controlan los niveles más altos en ambos nodos. La temporada de huracanes presenta umbrales menores y, especialmente en P08, una cola más incierta; por esta razón, los



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**



valores de retorno deben usarse junto con los intervalos de confianza almacenados en los resultados y no como velocidades de diseño aisladas.

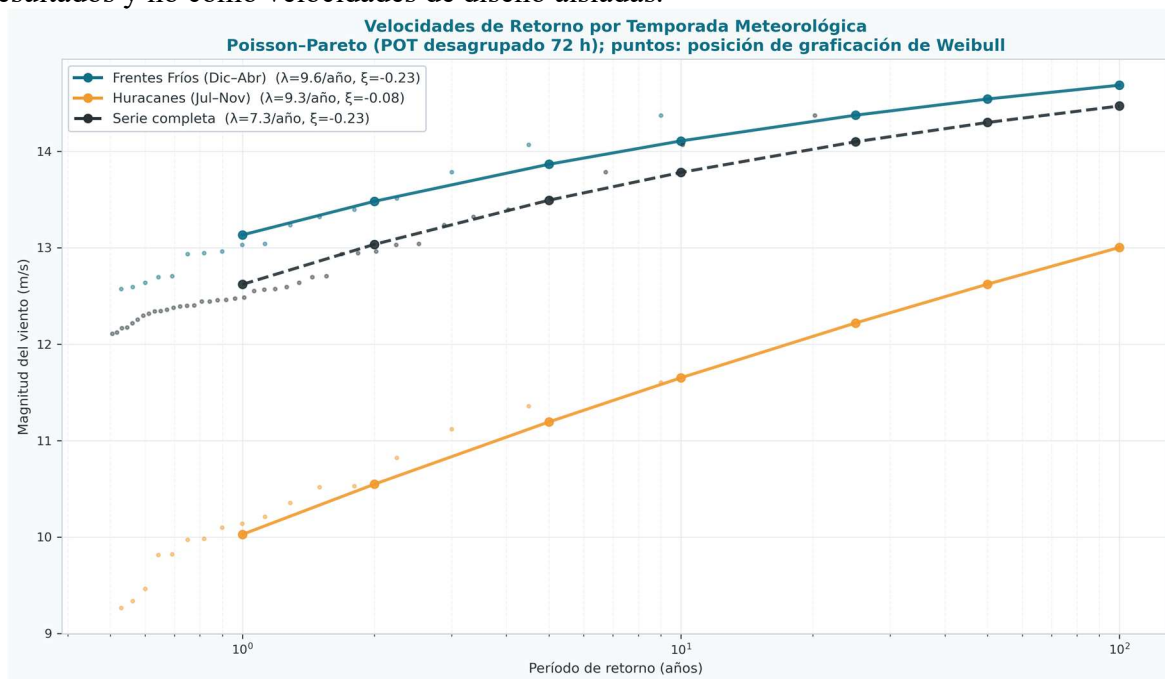


Figura 12. Niveles de retorno del viento por temporada meteorológica en P07.

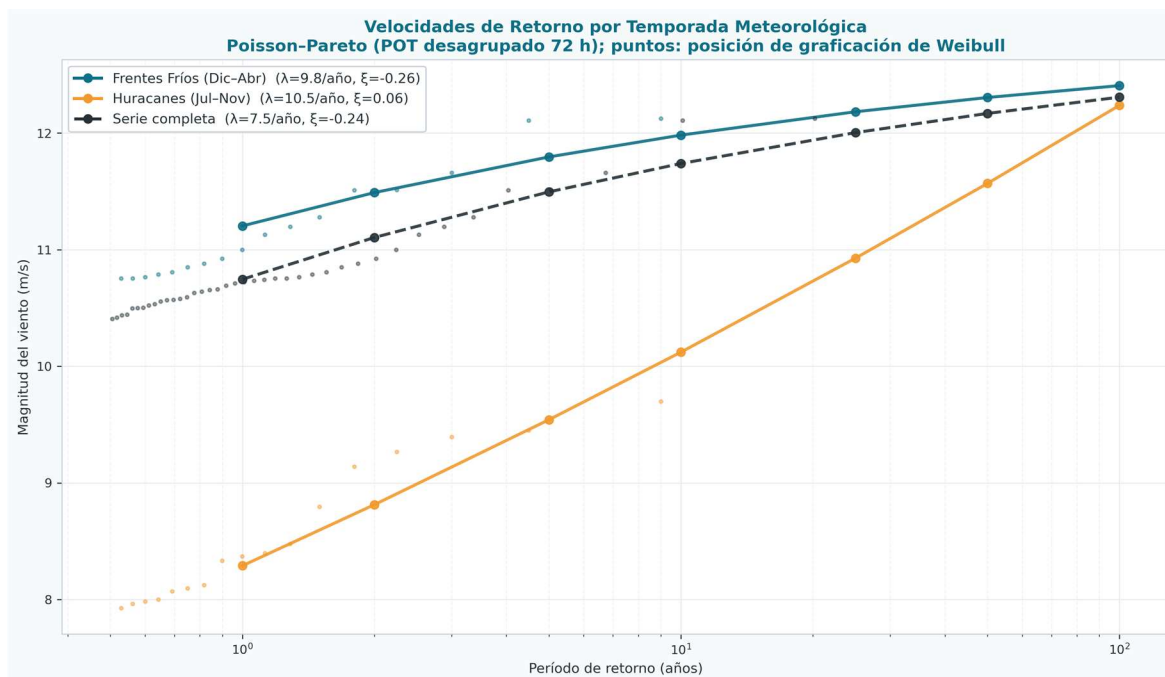


Figura 13. Niveles de retorno del viento por temporada meteorológica en P08.

6.1.4 Persistencia, operatividad y estructura espectral

La persistencia distingue la frecuencia de excedencia de su duración. En P07 se identificaron 2 224 episodios con $V \geq 8$ m/s, con duración media de 10,7 h y máxima de 236 h; P08 registra 1 206 episodios, duración media de 7,28 h y máxima de 66 h. Los vientos de 14 m/s o más son excepcionales: P07 contiene dos episodios, con máximo de 4 h, mientras que P08 no presenta eventos bajo ese criterio.

Tabla 3-1. Persistencia de condiciones representativas de viento.

Punto	Condición	Eventos	Duración media (h)	Duración máxima (h)
P07	$V < 3$ m/s	8 960	5,55	53
P07	$V \geq 8$ m/s	2 224	10,70	236
P07	$V \geq 14$ m/s	2	2,50	4
P08	$V < 3$ m/s	8 838	7,92	73
P08	$V \geq 8$ m/s	1 206	7,28	66

Con el criterio operativo definido en los scripts ($V < 8$ m/s y dirección entre 0° y 180°), la disponibilidad es 48,3 % en P07 y 56,0 % en P08. Estos porcentajes no son universales: deben recalcularse con los límites reales del equipo, la maniobra y la duración mínima de ventana. El espectro confirma una combinación de señal anual, variabilidad sinóptica e intraestacional y energía de alta frecuencia, sin una única periodicidad capaz de describir todo el proceso.

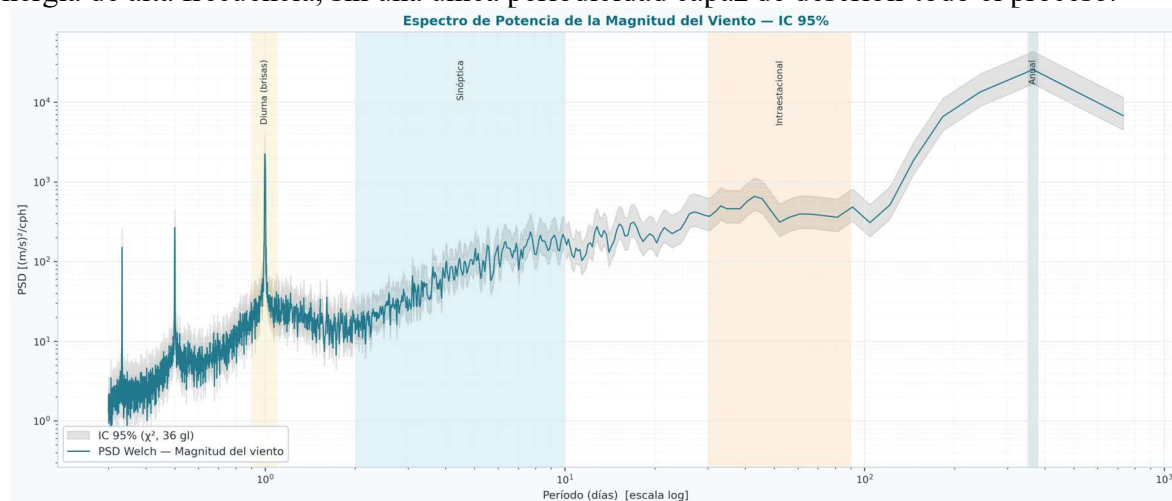


Figura 14. Espectro del viento con intervalo de confianza y bandas climáticas en P07.

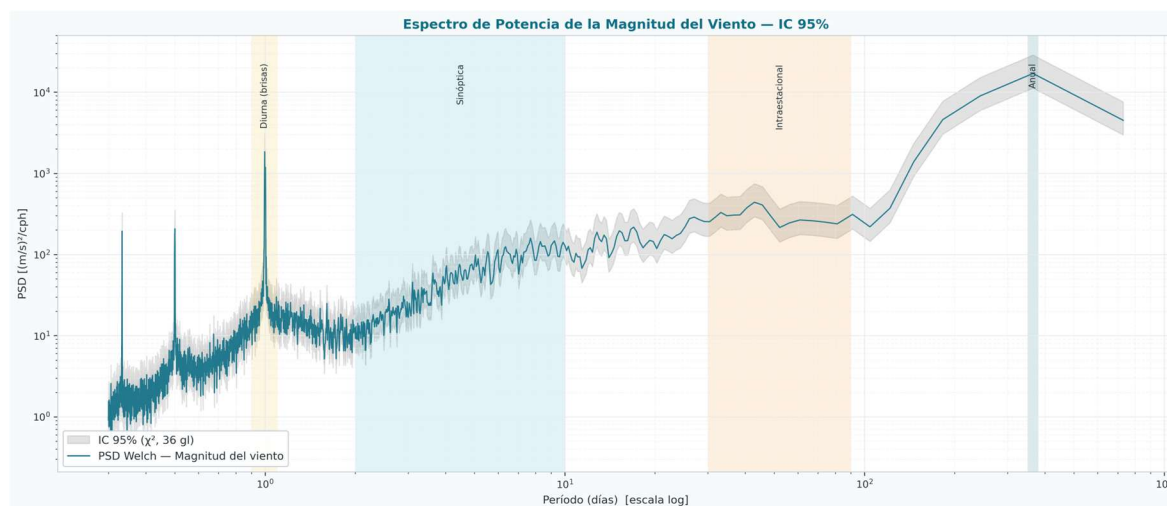


Figura 15. Espectro del viento con intervalo de confianza y bandas climáticas en P08.

La correlación circular-lineal de Mardia alcanza $R=0,463$ en P07 y $R=0,430$ en P08. La magnitud y la dirección presentan, por tanto, una dependencia material: los cuantiles altos se concentran en NE-NNE y no es recomendable combinar por separado una distribución marginal de velocidades y una rosa de frecuencias para representar condiciones conjuntas de proyecto.

6.2 Caracterización de mareas y nivel del mar

El nivel del mar se analizó mediante dos fuentes con escalas y referencias distintas. La altimetría satelital aporta una serie diaria regional entre 1993 y 2024; el mareógrafo de Cartagena aporta una serie horaria local entre 1951 y julio de 2019. La comparación se efectuó sobre anomalías centradas, puesto que las cotas absolutas no comparten un datum vertical homologado.

Tabla 1. Fuentes de información para el análisis del nivel del mar.

Fuente	Resolución	Periodo	Registros	Uso
Altimetría satelital	Diaria	1993-2024	11 688	Nivel regional y tendencia
Mareógrafo Cartagena	Horaria	1951-jul. 2019	601 143	Nivel local y componentes

6.2.1 Altimetría satelital

La serie satelital presenta una media de 0,5047 m, desviación estándar de 0,0663 m, P99 de 0,6686 m y máximo de 0,7167 m. La variación combina un ciclo anual marcado, oscilaciones interanuales y un aumento de fondo. La distribución GEV proporciona el mejor ajuste descriptivo entre las alternativas evaluadas ($SSE=0,00289$; $p\text{ KS}=0,100$).



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**

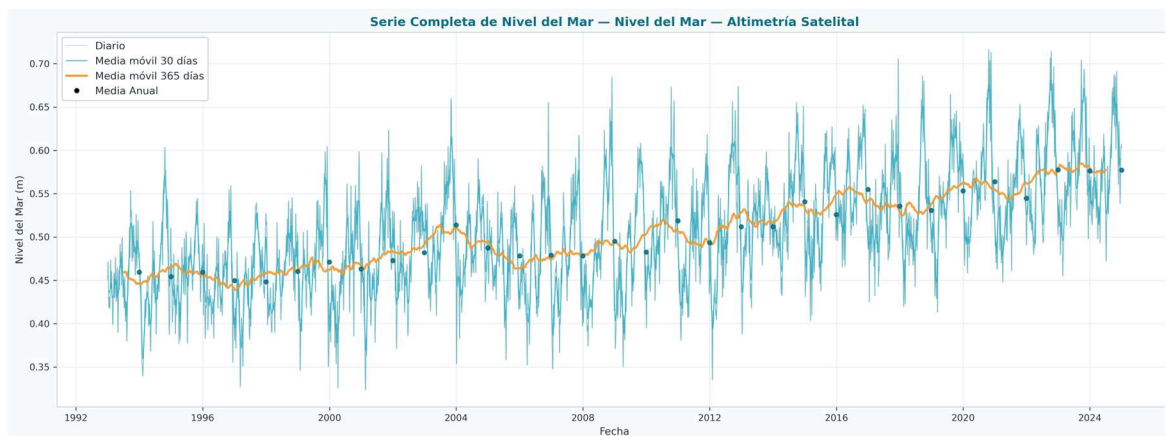


Figura 16. Serie completa del nivel del mar obtenida mediante altimetría satelital.

La tendencia de las medias anuales es +4,117 mm/año, con $R^2=0,895$ y $p<0,001$. El resultado es consistente con Mann-Kendall ($\tau=0,827$; tendencia creciente) y con la pendiente de Sen (+4,102 mm/año). La coincidencia entre métodos refuerza la existencia de una señal ascendente regional, aunque su traslado a cotas locales requiere homologación vertical y considerar subsidencia o movimientos de tierra.

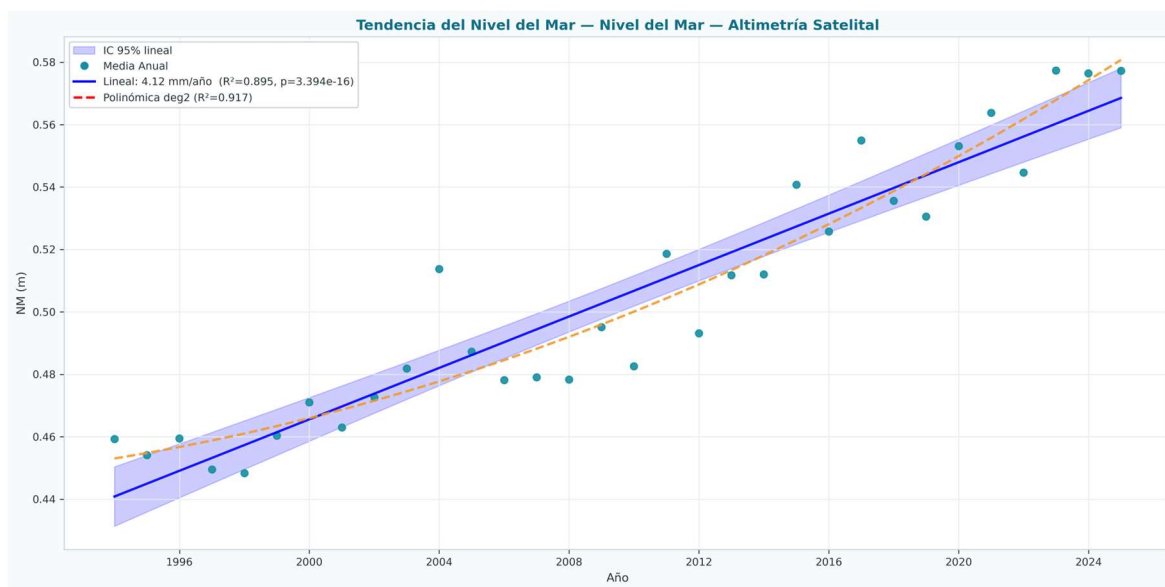


Figura 17. Tendencia anual lineal y polinómica del nivel del mar satelital.

El análisis POT de la serie completa emplea un umbral de 0,651 m y 38 eventos independientes. Los niveles de retorno estimados son 0,706 m para 10 años, 0,715 m para 50 años y 0,717 m para 100 años. La forma negativa de la GPD produce una cola aparentemente acotada, cercana al máximo observado; esta característica depende del ajuste y no debe utilizarse como límite físico sin análisis regional e incertidumbre.



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**

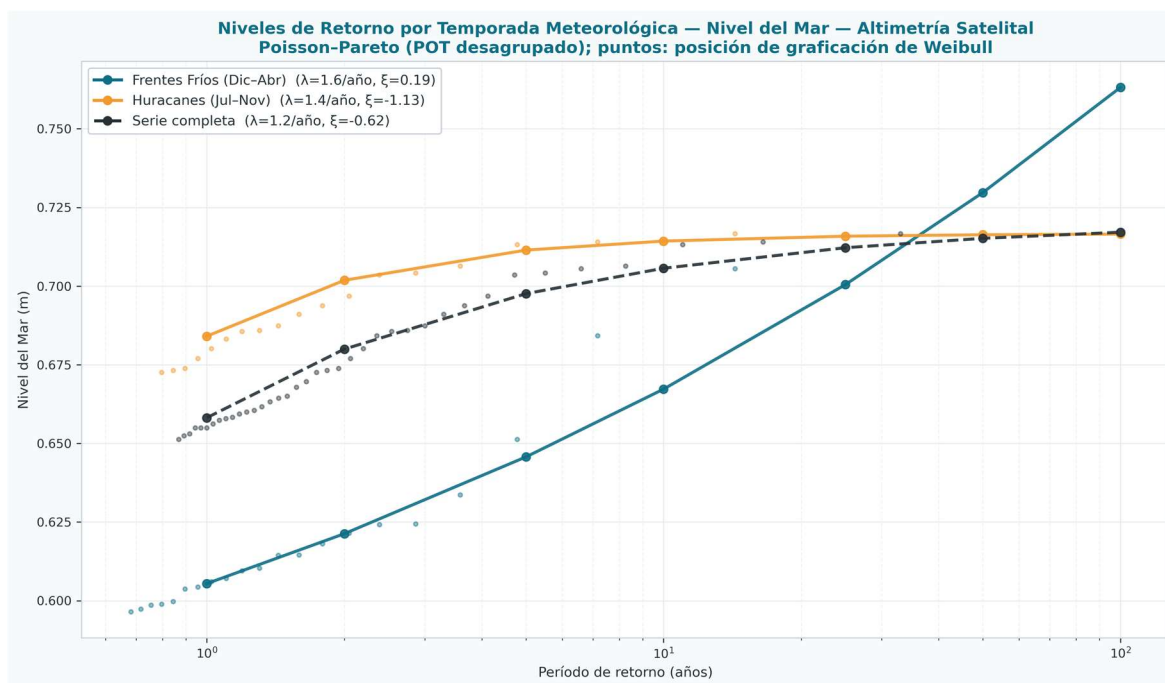


Figura 18. Niveles de retorno del nivel satelital por temporada meteorológica.

6.2.2 Mareógrafo de Cartagena y control de calidad

La serie horaria del mareógrafo contiene 601 143 registros y se extiende hasta el 30 de julio de 2019. El nivel total tiene media de 0,3467 m y desviación estándar de 0,1253 m. La componente suministrada como Marea tiene desviación de 0,0785 m, mientras que el surge calculado alcanza 0,1718 m. Que la variabilidad del residuo supere la del nivel total es una señal de inconsistencia en la separación de componentes.

Tabla 1. Estadísticos principales de las componentes del mareógrafo.

Componente	Media (m)	Desv. estándar (m)	P95 (m)	Máximo (m)
Nivel total	0,3467	0,1253	0,5664	1,1062
Marea suministrada	-0,0005	0,0785	0,1292	0,7052
Surge calculado	-0,0175	0,1718	0,2686	1,2015



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**

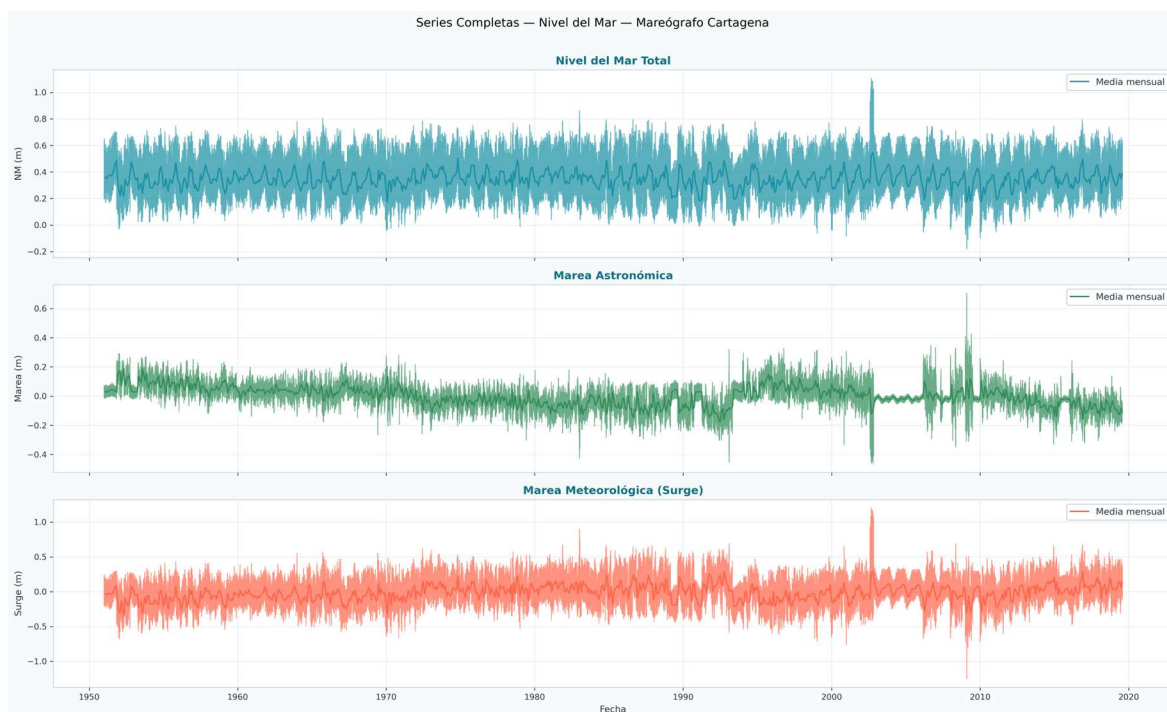


Figura 19. Series completas de nivel total, marea suministrada y surge calculado.

El ajuste armónico de frecuencias fijas explica una fracción prácticamente nula de la varianza: Ssa y Sa son los únicos constituyentes con $SNR > 2$, mientras M2 y K1 presentan amplitudes cercanas a 0,0001-0,0002 m. Este resultado no es físicamente consistente con una serie mareal ordinaria de Cartagena y confirma que la columna denominada Marea, sus unidades o su convención requieren revisión. En consecuencia, el ajuste no debe sustituir la marea observada ni emplearse para diseño.

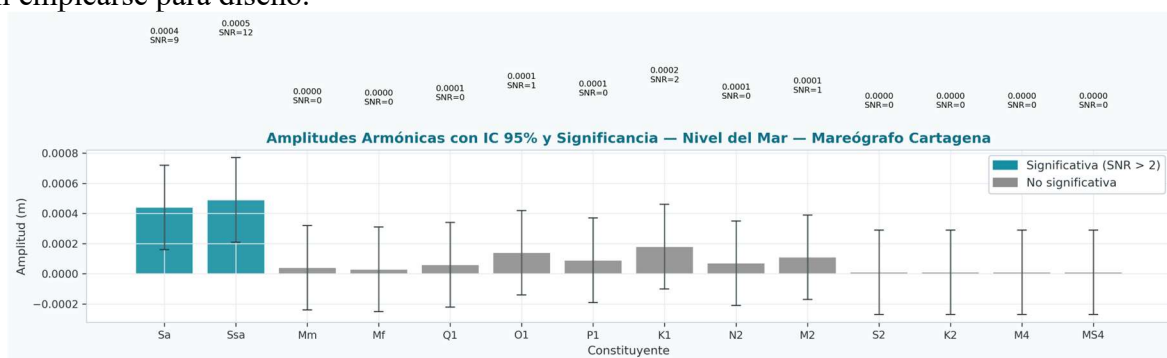


Figura 3-20. Amplitudes armónicas, incertidumbre y significancia calculadas para la columna Marea.

6.2.3 Marea meteorológica, tendencias y extremos

El surge calculado presenta media de -0,0175 m, P95 de 0,2686 m, P99 de 0,3939 m y máximo de 1,2015 m. La distribución log-normal obtiene el menor SSE entre los modelos evaluados. La tendencia estimada es +1,354 mm/año ($p=0,001$), mientras que el nivel total no presenta

tendencia significativa ($-0,025$ mm/año; $p=0,874$). Dada la inconsistencia de la descomposición, la tendencia del surge no se interpreta como una señal climática validada.

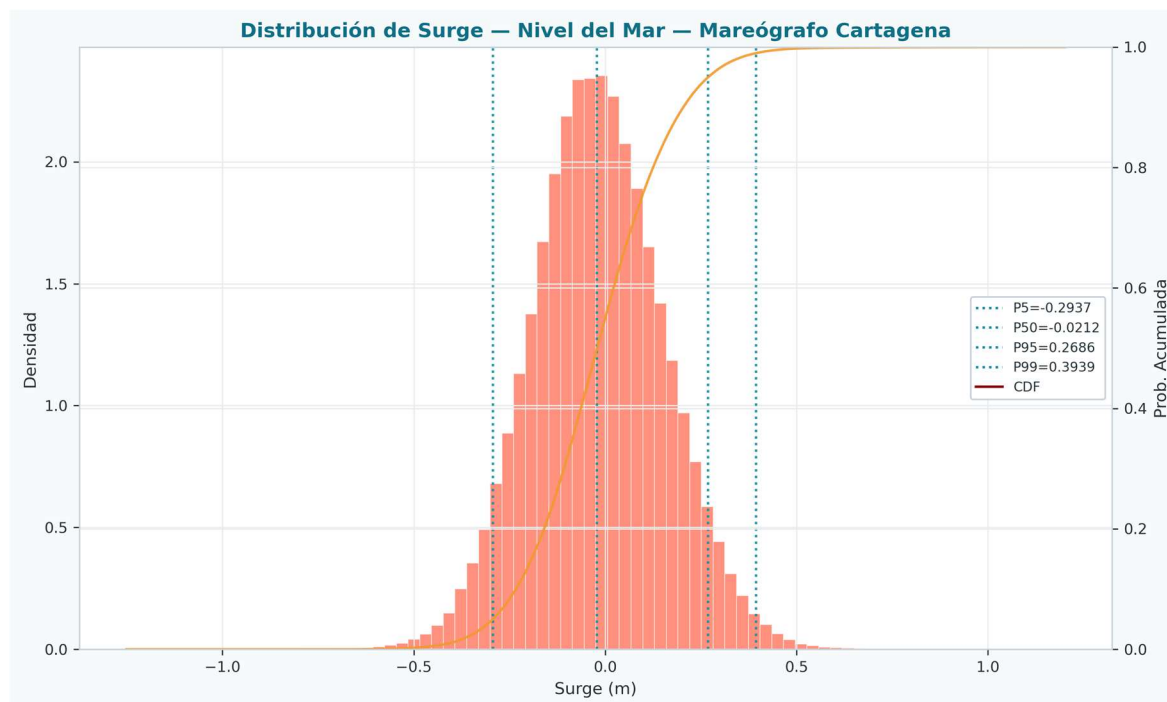


Figura 21. Distribución del surge calculado a partir del mareógrafo.

Para la serie completa de surge, el ajuste estacional estima 0,886 m para TR10, 1,177 m para TR50 y 1,331 m para TR100. La temporada de huracanes produce una cola positiva y valores aún mayores. Estos resultados se conservan como salida reproducible del procedimiento, pero no deben adoptarse como cotas de inundación o niveles de diseño hasta corregir y validar la separación entre nivel total, marea y componente meteorológica.



INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA

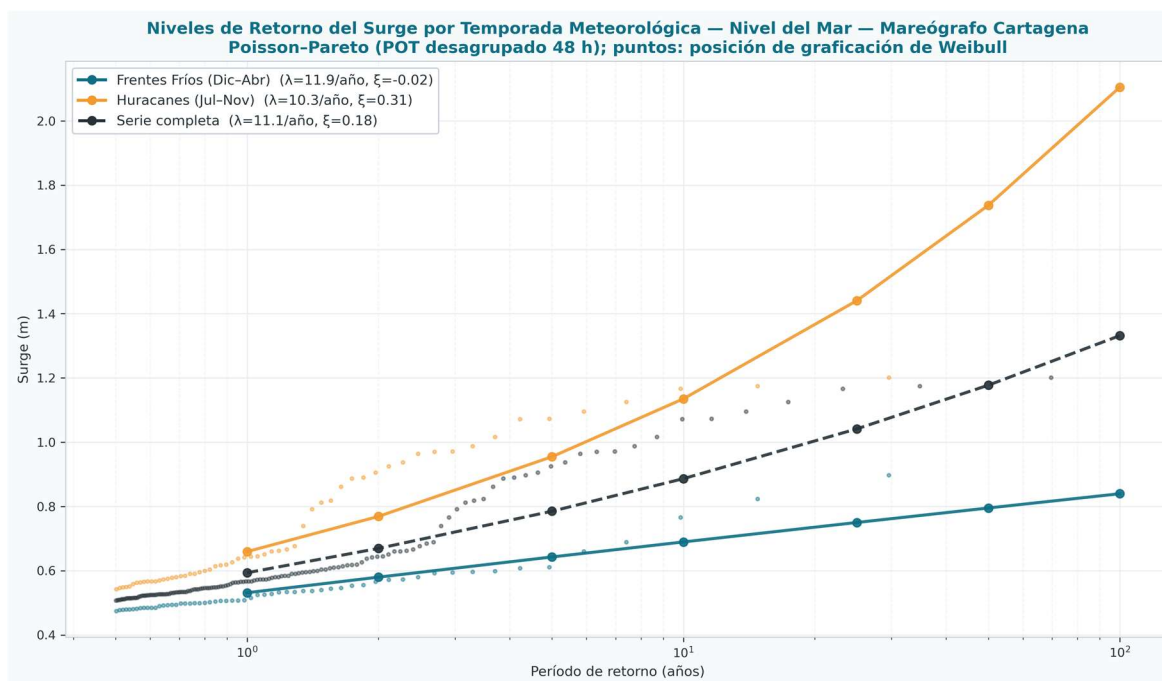


Figura 22. Niveles de retorno del surge calculado por temporada meteorológica.

6.3 Escenarios de modelación

6.3.1 Trazabilidad del escenario extremo de modelación

El escenario extremo empleado en la modelación se construyó adoptando el máximo valor de velocidad de viento contenido en la serie del nodo P07, combinado con la condición de nivel del mar asociada. Con el fin de que la denominación del escenario sea trazable y probabilísticamente consistente, se documentan a continuación sus componentes.

Tabla 2. Trazabilidad del forzamiento de viento adoptado en el escenario extremo (nodo P07, serie completa).

Concepto	Valor	Observación
Velocidad media de la serie	4,73 m/s	Régimen ordinario
Percentil 99 de la serie	10,99 m/s	Umbral del análisis de extremos
Nivel de retorno TR10	13,78 m/s	Ajuste POT sobre la serie completa
Nivel de retorno TR50	14,30 m/s	Ajuste POT sobre la serie completa
Nivel de retorno TR100	14,47 m/s	Ajuste POT sobre la serie completa
Máximo observado de la serie	14,37 m/s	Valor adoptado en la modelación
Diferencia respecto de TR50	+0,5 %	El máximo observado supera el TR50
Diferencia respecto de TR100	-0,7 %	El máximo observado NO alcanza el TR100
Período de retorno equivalente	≈ 67 años	Interpolación entre TR50 y TR100
Dirección aplicada	NE	Sector dominante en ambos nodos

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

El carácter extremo del escenario no proviene únicamente del viento sino de su combinación con una marea meteorológica sostenida, que en la simulación eleva el nivel de agua hasta +0,90 m sobre el NMM y lo mantiene por encima de +0,67 m durante toda la corrida, frente a máximos de 0,35 a 0,45 m en las condiciones ordinarias. Es esa combinación —viento máximo histórico actuando de forma sostenida sobre un nivel del mar ya sobreelevado— la que confiere al escenario su severidad.

Los escenarios propuestos de modelación se han definido en fusión de condiciones no-estacionarias de la siguiente manera:

- Escenario de época seca, correspondiente al mes de febrero
- Escenario de época de transición, correspondiente al mes de junio
- Escenario de época seca, correspondiente al mes de octubre
- Escenario extremo: $Tr > a$ 100 años para vientos y nivel del mar.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

7. MODELACIÓN HIDRODINÁMICA Y ACOPLAMIENTO DE MODELOS

La evaluación hidrodinámica se desarrolló mediante un esquema de modelación anidado, compuesto por un modelo externo de escala regional y un modelo interno de detalle centrado en el sector del Puente Las Palmas. Esta estrategia transfiere al dominio de mayor resolución la señal hidrodinámica ya transformada en la escala exterior y permite resolver, en el corredor local, los gradientes de nivel y las corrientes asociados a la geometría del canal.

7.1 Acoplamiento offline entre el modelo externo y el modelo interno

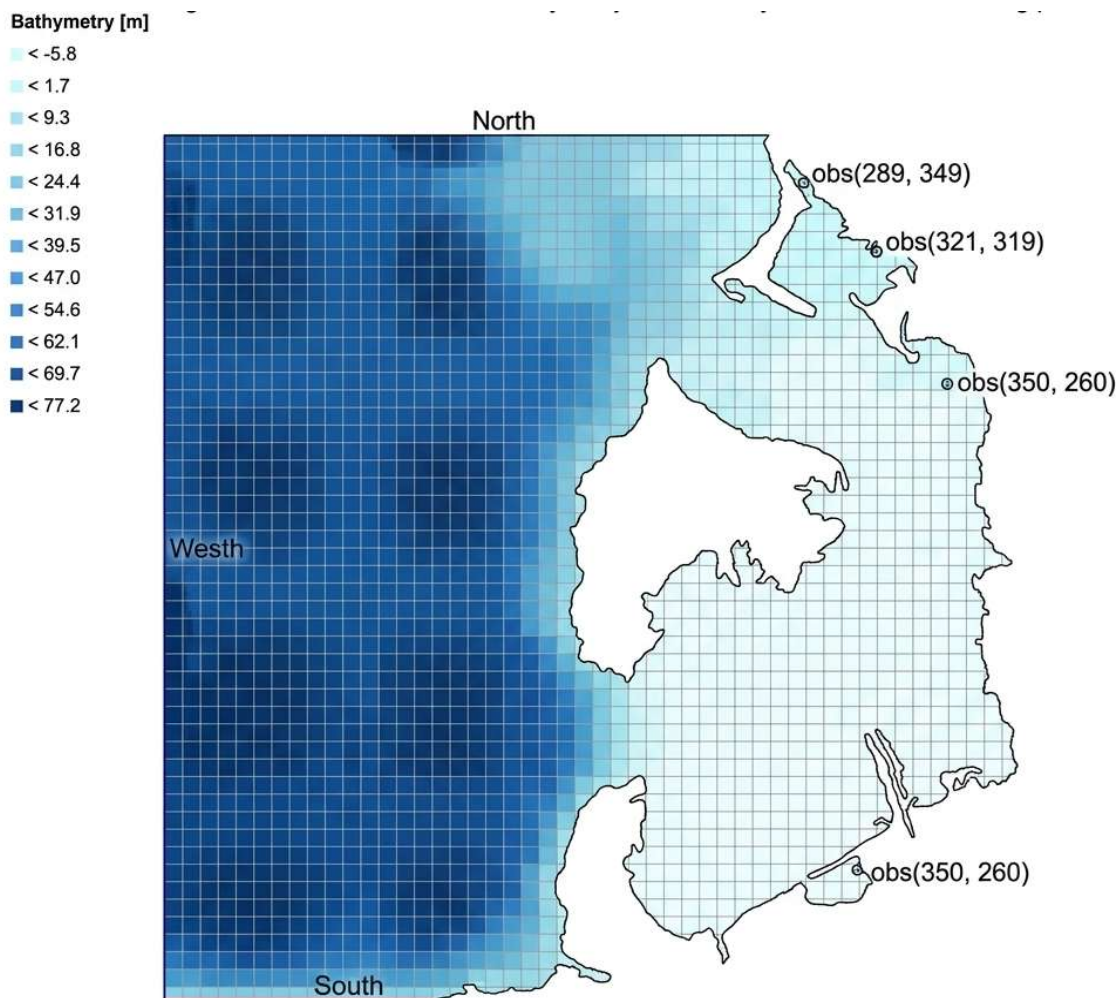
El enlace entre ambos dominios se efectuó mediante acoplamiento offline. Para cada escenario se ejecutó primero el modelo externo y se extrajeron las series temporales de la solución hidrodinámica en las secciones que interceptan el contorno del dominio de detalle. Estas salidas se procesaron posteriormente para construir las condiciones de frontera del modelo interno. En consecuencia, los modelos no intercambian información durante una misma ejecución y el dominio interno no retroalimenta al modelo externo.

La transferencia se implementó con condiciones de contorno tipo Riemann, identificadas en Delft3D-FLOW como R T. Esta formulación transmite al borde abierto la información de propagación derivada de la solución exterior, combinando el nivel de agua y la componente normal de la velocidad en una variable característica. Las condiciones se almacenaron en archivos .bct con series no equidistantes, referidas en minutos a la fecha de cada escenario e interpoladas linealmente por el modelo. Cada frontera contiene valores en los extremos A y B del tramo, lo que permite representar variaciones a lo largo del límite cuando estas están presentes en la salida del modelo externo.

El procedimiento se aplicó de forma independiente para las épocas seca, de transición y húmeda, así como para la condición extrema. De este modo, cada simulación de detalle conserva la fecha de referencia, la ventana de cálculo y el forzamiento de frontera asociados a la corrida externa de la cual fue derivada.

7.2 Configuración del modelo externo

El modelo externo se implementó en Delft3D-FLOW bajo una aproximación bidimensional promediada en profundidad (2DH). El dominio regional se discretizó mediante una malla curvilínea ortogonal de 384×372 celdas y una sola capa vertical. La configuración incorporó batimetría interpolada sobre la malla, fronteras abiertas de nivel variable en el tiempo, rugosidad de fondo, forzamiento de viento y el proceso de mojado y secado. Los campos de nivel y velocidad generados en esta escala constituyeron el insumo para producir las series Riemann empleadas en el modelo interno.



Detailed map showing the model grid (fine grey lines), color-coded bathymetry (depth [m], discrete color scale at left), model boundaries ('Westh', 'North', and red 'South' boundary), and three specific observation points: obs(289, 349), obs(321, 319), and obs(350, 260).

Figura 23. Modelo externo.

7.3 Configuración del modelo interno de detalle

Dominio de cálculo y malla numérica

El modelo interno se configuró con Delft3D-FLOW versión 3.59.01.57433 en modalidad 2DH ($K_{MAX} = 1$). El dominio corresponde a una malla curvilínea. La malla contiene 147×46 celdas de cálculo; en el archivo maestro se define $MNK_{max} = 148 \times 47 \times 1$, incluyendo los índices de borde de la malla. Su trazado se ajusta al corredor hidráulico entre Manga y Pie del Cerro, con mayor detalle espacial en el eje del canal y en las zonas donde cambia su anchura. Los valores válidos abarcan aproximadamente de $-6,99$ m a $4,14$ m en el datum adoptado para la

modelación. La figura siguiente muestra la geometría curvilínea del dominio, la distribución batimétrica y la posición de las dos fronteras que conectan el modelo de detalle con el modelo externo.

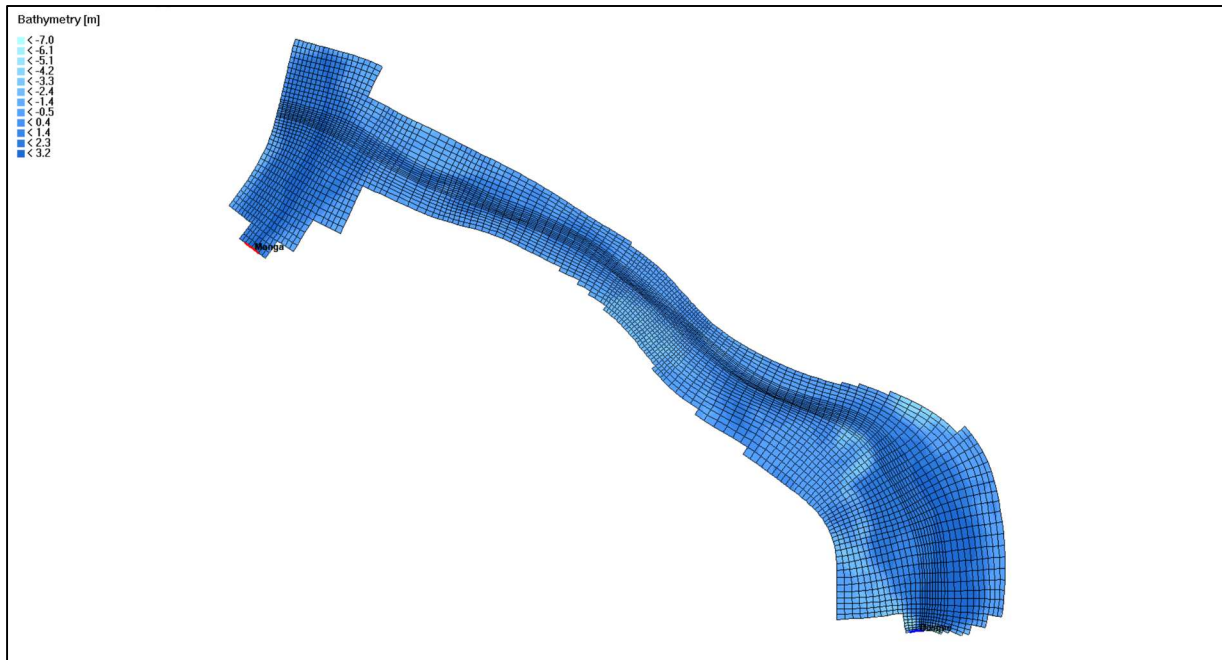


Figura 24. Malla curvilínea y batimetría del modelo interno de detalle; se indican las fronteras Manga y Pie del Cerro.

Condiciones iniciales, período de cálculo y forzamientos

El paso de integración se fijó en 0,1 min (6 s), valor compatible con la resolución del dominio y con la estabilidad numérica de la simulación. En los escenarios estacionales se adoptó un nivel inicial de 0,35 m; para la condición extrema se empleó 0,90 m. Se aplicó viento espacialmente uniforme y variable en el tiempo a partir de los archivos .wnd de cada período. La ventana de cálculo fue de 9 días para las épocas seca y húmeda, 10 días para la transición y 6.180 min para la condición extrema, iniciada en $t = 1.020$ min.

Fronteras abiertas tipo Riemann

El dominio de detalle contiene dos fronteras abiertas, ambas de tipo R T y con variación temporal. La frontera Manga se define entre $M = 12-15$ y $N = 1$; la frontera Pie del Cerro se define entre $M = 148$ y $N = 22-26$. Esta configuración permite que la perturbación hidrodinámica calculada en la malla externa ingrese al dominio interno de manera consistente con el sentido de propagación y el estado dinámico de los bordes.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

Parámetros físicos y numéricos

La resistencia de fondo se representó mediante la formulación de Chézy, con $C = 55 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ en las direcciones U y V. Se empleó una viscosidad horizontal de remolino de $1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ y una difusividad horizontal de $10,0 \text{ m}^2/\text{s}$. La aceleración de la gravedad se fijó en $9,81 \text{ m/s}^2$ y la densidad del agua en 1.000 kg/m^3 . No se configuraron descargas puntuales, estaciones de observación ni secciones de control.

Se activó el proceso de mojado y secado para representar las zonas someras, con una profundidad crítica de $0,10 \text{ m}$. En los puntos secos se empleó la opción de profundidad máxima (DPSOPT = MAX) y en los vértices de velocidad la profundidad mínima (DPUOPT = MIN). El suavizado temporal de la superficie libre se estableció en 60 min . El transporte se resolvió mediante el método cíclico y el momento con la formulación Flood. Los resultados de mapa se almacenaron cada 120 min , las salidas de historia cada 60 min y los archivos de reinicio cada 1.440 min .

7.3.1 Validez del modelo

Delft3D es una plataforma de modelación integrada desarrollada por Deltares (Países Bajos) que resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes para un fluido incompresible bajo las hipótesis de aguas someras y Boussinesq, en malla curvilínea o rectangular, en dos o tres dimensiones. El módulo FLOW resuelve la hidrodinámica (marea, viento, presión atmosférica, gradientes de densidad por salinidad y temperatura), el módulo WAVE (acoplado a SWAN) resuelve la propagación y transformación del oleaje, y los módulos MOR, WAQ y PART extienden la plataforma a transporte de sedimentos, calidad del agua y seguimiento de partículas, respectivamente. Este modelo ha sido ampliamente empleado en la zona y a continuación se mencionan algunos de los estudios identificados que hacen referencia a la implementación del modelo Delft3D.

El Boletín Científico CIOH “Circulación de las aguas y transporte de contaminantes en la Bahía Interna de Cartagena” analiza la circulación en este cuerpo de agua semicerrado ($\sim 8 \text{ km}^2$, profundidad promedio 20 m) y su influencia en el transporte de contaminantes flotantes. Validación: cuantitativa instrumental. Los resultados fueron verificados mediante mediciones directas de corrientes, constituyendo un paso documentado hacia la aplicación operacional en sistemas de monitoreo ambiental.

El estudio “Análisis de los efectos de la descarga del Canal del Dique sobre la estratificación salina de su desembocadura a la Bahía de Cartagena” implementa Delft3D-FLOW en malla curvilínea adaptada al ecosistema estuarino, simulando marea, caudal, temperatura, salinidad y viento. Validación: cuantitativa (parámetros de estratificación). El trabajo caracteriza y valida los parámetros hidrodinámicos que gobiernan la estratificación salina en la interfaz río-bahía, confirmando la idoneidad de la plataforma para representar procesos de flujo estratificado.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

El estudio “La influencia de la descarga del Canal del Dique en los niveles del mar de la Bahía de Cartagena”, aunque implementado sobre la plataforma ELCOM (no Delft3D), es un antecedente relevante de calibración y validación con datos de campo —incluyendo mediciones del forzamiento externo y de la dinámica del flujo estratificado— para seis alternativas de modificación de la descarga del Canal del Dique, evaluando el transporte horizontal mediante trazador inerte hacia las Islas del Rosario. Confirma que el patrón de corrientes de la bahía está fuertemente influenciado por el régimen de vientos, coherente con lo reportado en los antecedentes Delft3D.

El Boletín Científico CIOH “Circulación de las aguas y transporte de contaminantes en la Bahía Interna de Cartagena” analiza la circulación en este cuerpo de agua semicerrado (~8 km², profundidad promedio 20 m) y su influencia en el transporte de contaminantes flotantes. Validación: cuantitativa instrumental. Los resultados fueron verificados mediante mediciones directas de corrientes, constituyendo un paso documentado hacia la aplicación operacional en sistemas de monitoreo ambiental.

El “Estudio Topográfico, del Clima Marítimo, Caracterización Oceanográfica y Determinación del Oleaje de Diseño y Planteamiento de Alternativas de Solución para la Protección de los Fuertes” (FONADE & Consorcio AFA-Ingenieros LTDA, 2009), citado por el Observatorio Ambiental de Cartagena de Indias (EPA Cartagena), documenta la modelación hidrodinámica de la Bahía de Cartagena y concluye que su comportamiento está determinado principalmente por la marea (ingreso por la Escollera Submarina y el Canal de Varadero), el viento local y los aportes del Canal del Dique, con patrones de flujo de entrada-salida claramente diferenciados entre marea entrante y saliente, y una condición de inversión estacional de la corriente de fondo Sur-Norte durante la época seca.

7.4 Resultados de modelación

7.4.1 Régimen de corrientes y variables hidrodinámicas por escenario

Se describen a continuación los resultados de las cuatro condiciones ambientales de referencia, sin la modificación proyectada.

7.4.1.1 Época seca

En la época seca la corriente en el canal presenta una velocidad media de hasta 0,24 m/s dentro del área de análisis, con una envolvente de máximos de 0,37 m/s; sobre la sección transversal, el núcleo de la corriente promedia 0,19 m/s y alcanza 0,28 m/s en el instante más intenso, en el sector central del estrechamiento. El nivel del agua oscila entre 0,08 m en bajamar y 0,35 m en pleamar (rango mareal de 0,27 m); la profundidad media es de 1,30 m, con una envolvente máxima de 3,44 m en el eje del canal. El número de Froude no supera 0,23 en ningún instante, lo que confirma un régimen subcrítico en toda la simulación, y el esfuerzo cortante en el fondo alcanza un máximo medio de 0,20 N/m² y un máximo instantáneo de 0,45 N/m².

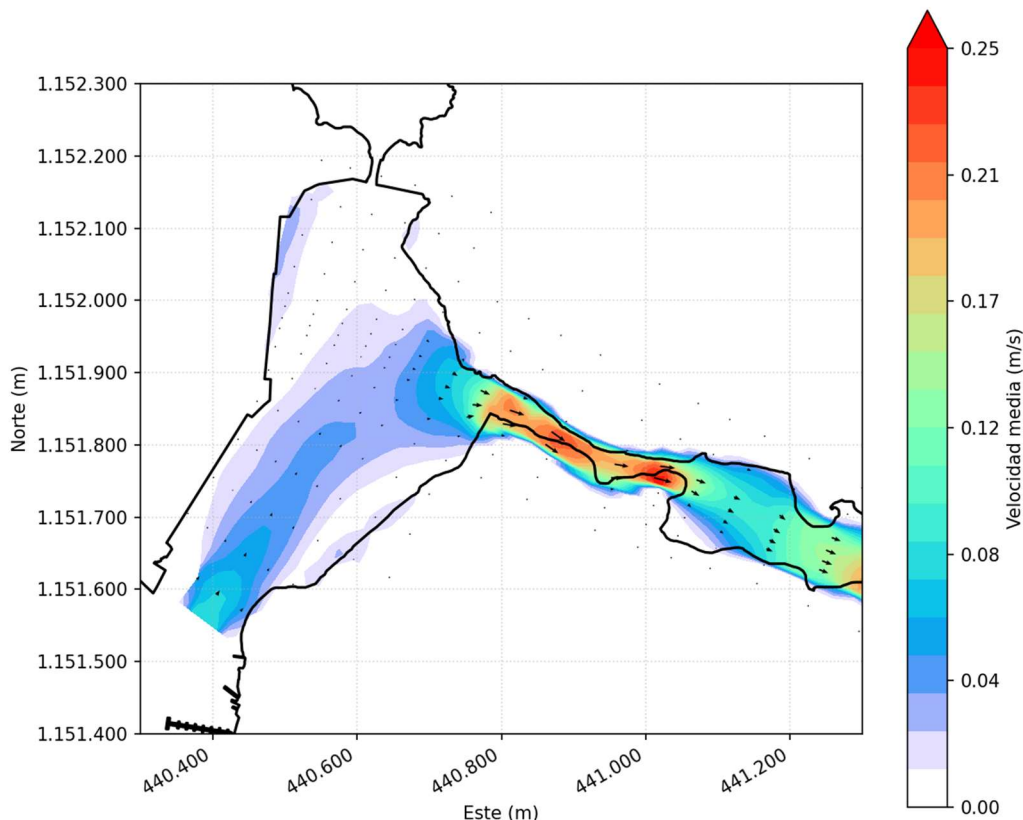


Figura 25. Velocidad media de corriente en planta. Época seca.

7.4.1.2 Época de transición

La época de transición es la condición de menor energía de las cuatro simuladas: la velocidad media máxima dentro del área de análisis es de 0,14 m/s y la envolvente de máximos alcanza 0,23 m/s; en la sección transversal, el núcleo de la corriente promedia 0,12 m/s y su envolvente de máximos llega a 0,18 m/s. El nivel del agua varía entre 0,04 m y 0,35 m (rango mareal de 0,31 m, el mayor de las cuatro condiciones), la profundidad media es de 1,24 m y su envolvente máxima de 3,44 m. El número de Froude no supera 0,10 y el esfuerzo cortante máximo se mantiene en 0,07 N/m² en promedio y 0,17 N/m² en el instante más energético, los valores más bajos de las cuatro condiciones.

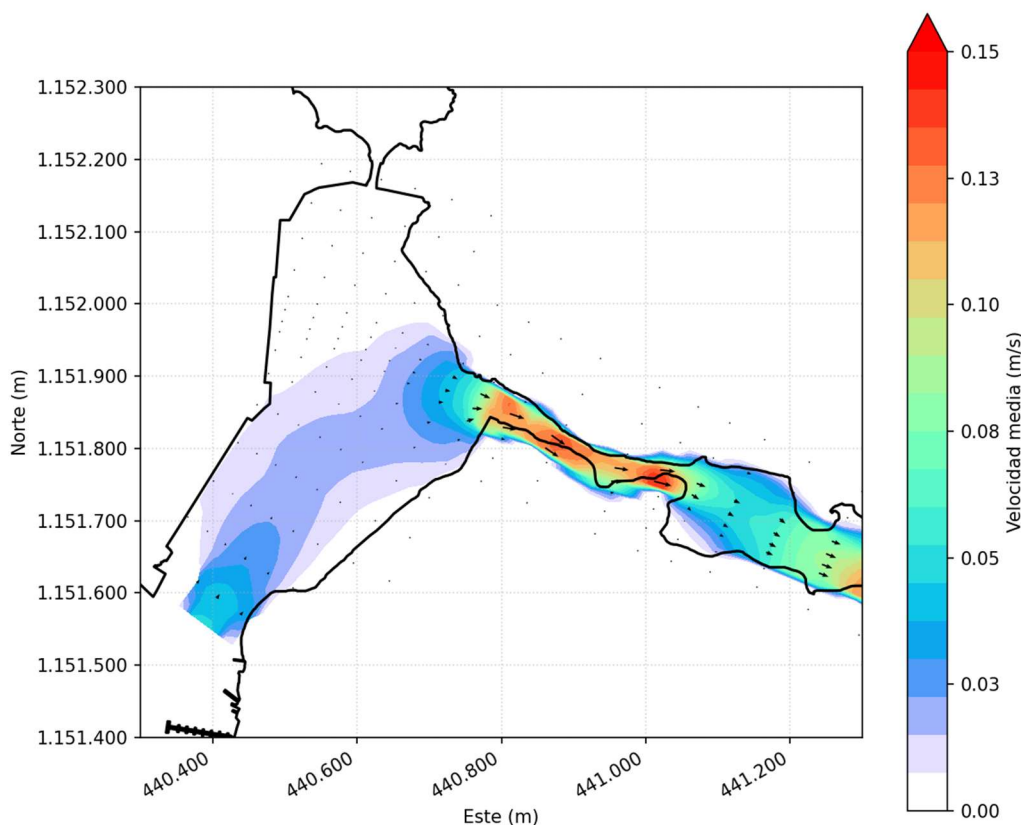


Figura 26. Velocidad media de corriente en planta. Época de transición.

7.4.1.3 Época húmeda

La época húmeda presenta corrientes más intensas que las de época seca y de transición, pese a tratarse nominalmente de la temporada de menor exposición al oleaje: la velocidad media máxima en el área de análisis es de 0,30 m/s y la envolvente de máximos de 0,46 m/s; sobre la sección transversal, el núcleo promedia 0,23 m/s y alcanza 0,33 m/s en el instante de mayor intensidad, en el mismo sector central que en época seca. Este comportamiento es consistente con un mayor aporte de caudal continental y una condición de marea más energética durante esta temporada, reflejada en un rango mareal de 0,33 m (entre 0,12 m y 0,45 m) y en una profundidad media de 1,35 m (envolvente máxima de 3,53 m). El número de Froude alcanza 0,23 en su envolvente y el esfuerzo cortante en el fondo llega a un máximo medio de 0,30 N/m² y un máximo instantáneo de 0,68 N/m², los segundos más altos después de la condición extrema.

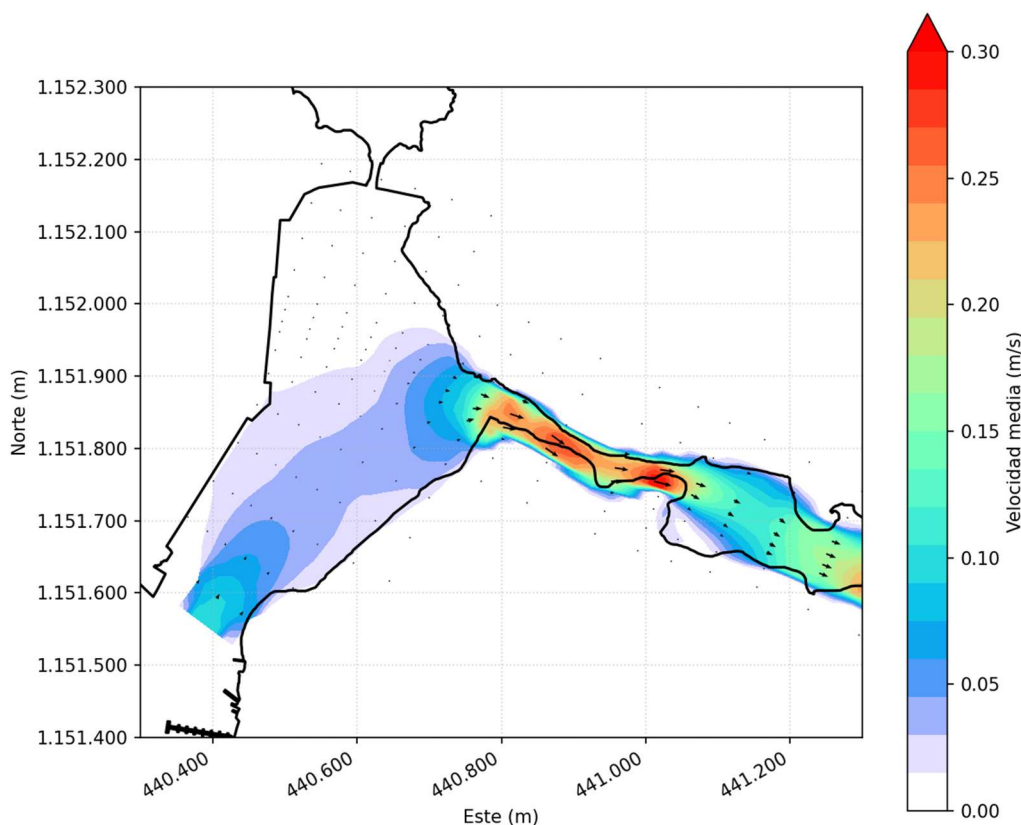


Figura 27. Velocidad media de corriente en planta. Época húmeda.

7.4.1.4 Condición extrema

La condición extrema es, como es de esperar, la de mayor energía: la velocidad media máxima en el área de análisis es de 0,53 m/s y su envolvente llega a 0,55 m/s; en la sección transversal, el núcleo de la corriente promedia 0,38 m/s y alcanza 0,39 m/s en el instante más intenso, en el mismo punto identificado en época húmeda. El nivel del agua se mantiene elevado durante toda la simulación por efecto de la marea meteorológica, entre 0,67 m y 0,90 m en pleamar, con un rango mareal residual de solo 0,23 m; la profundidad media es de 1,72 m y su envolvente máxima de 3,99 m, las mayores de las cuatro condiciones. El número de Froude alcanza 0,32 sin llegar en ningún momento al régimen crítico, y el esfuerzo cortante en el fondo, mostrado en su envolvente de máximos, llega a 0,95 N/m² en promedio y 0,98 N/m² en el instante más energético, aproximadamente el doble que en época húmeda y más de cuatro veces el de la época seca, lo que identifica esta condición como la de mayor potencial de socavación sobre el lecho del canal.



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**

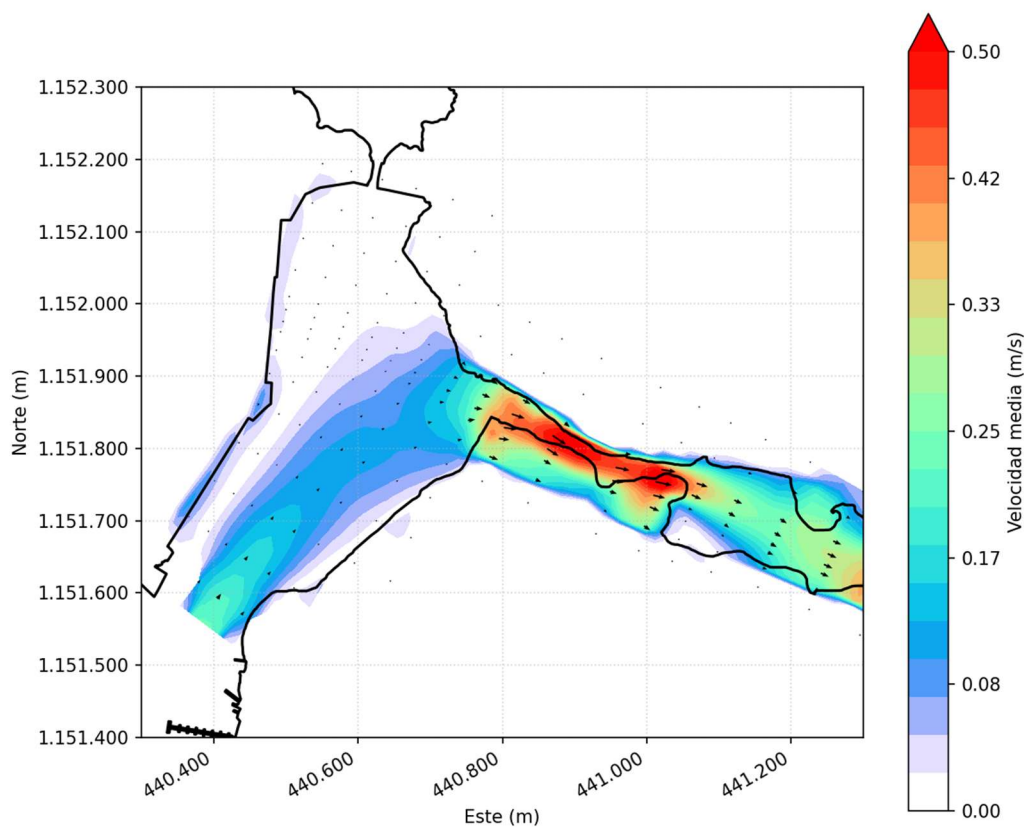


Figura 28. Velocidad media de corriente en planta. Condición extrema.



**INFORME HIDROLÓGICO PARA
EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN
DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL
EN EL SECTOR PUENTE LAS
PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO
EN LA ZONA URBANA DE LA
CIUDAD DE CARTAGENA**

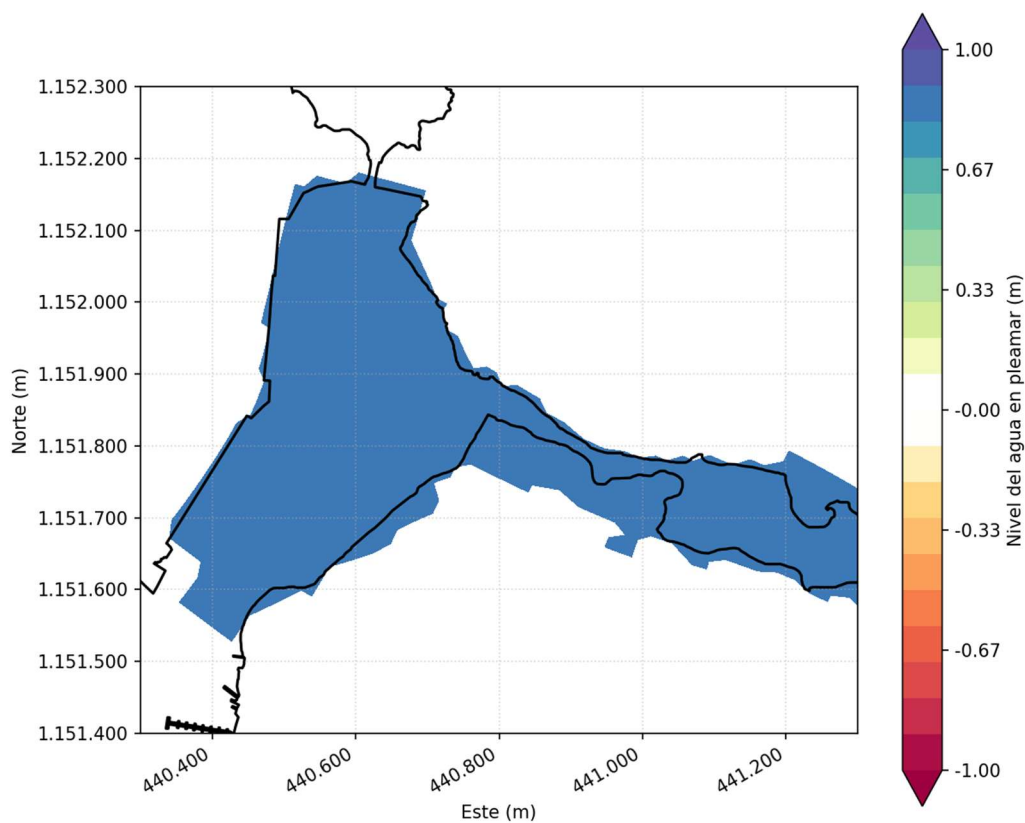


Figura 29. Nivel del agua en pleamar (envolvente de máximos). Condición extrema.

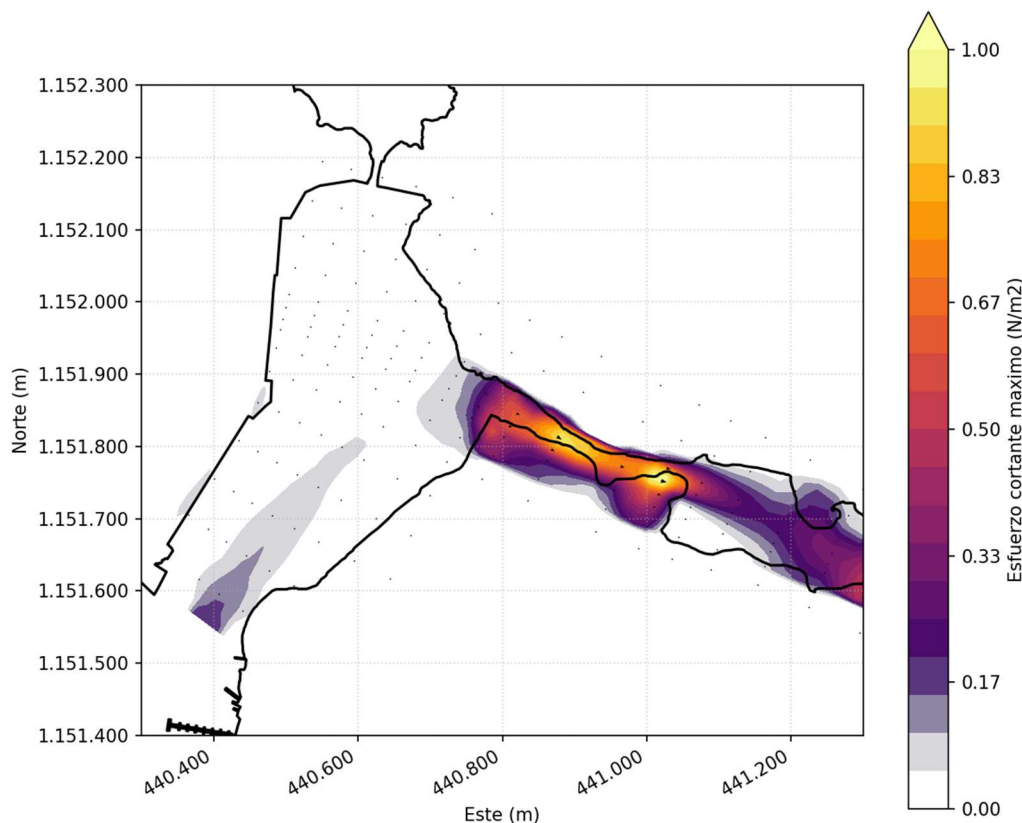


Figura 30. Esfuerzo cortante máximo en el fondo (envolvente de máximos). Condición extrema.

7.4.2 Efecto de la modificación proyectada sobre las velocidades de flujo

Con el fin de evaluar la incidencia hidráulica de la estructura proyectada (Puente Las Palmas) sobre la circulación del canal, se compararon los escenarios de época seca y condición extrema con sus respectivas variantes modificadas (Seco_Mod y Extremo_Mod), manteniendo idénticas las condiciones de forzamiento de viento y nivel del mar entre cada par de simulaciones, pero con la nueva sección propuesta para el box-culvert.

7.4.2.1 Comparación en época seca (Seco vs. Seco_Mod)

En época seca la modificación reduce la velocidad media de la corriente en todo el estrechamiento del. Sobre la sección transversal, el pico de velocidad media pasa de 0,19 m/s a 0,14 m/s (reducción de 25,7 %) y el pico de la envolvente de máximos pasa de 0,28 m/s a 0,23 m/s (reducción de 17,0 %); la diferencia media a lo largo de todo el transecto es de -0,013 m/s, con una disminución máxima local de 0,059 m/s, donde se ubica la mayor afectación. Esta reducción de velocidad se traslada al esfuerzo cortante en el fondo, cuyo pico medio disminuye 44,1 % (de 0,12 a 0,07 N/m²) y cuyo pico de envolvente disminuye 32,8 % (de 0,26 a 0,17

N/m²); la mayor sensibilidad relativa del esfuerzo cortante frente a la de la velocidad es consistente con su dependencia aproximadamente cuadrática de la velocidad de corriente.

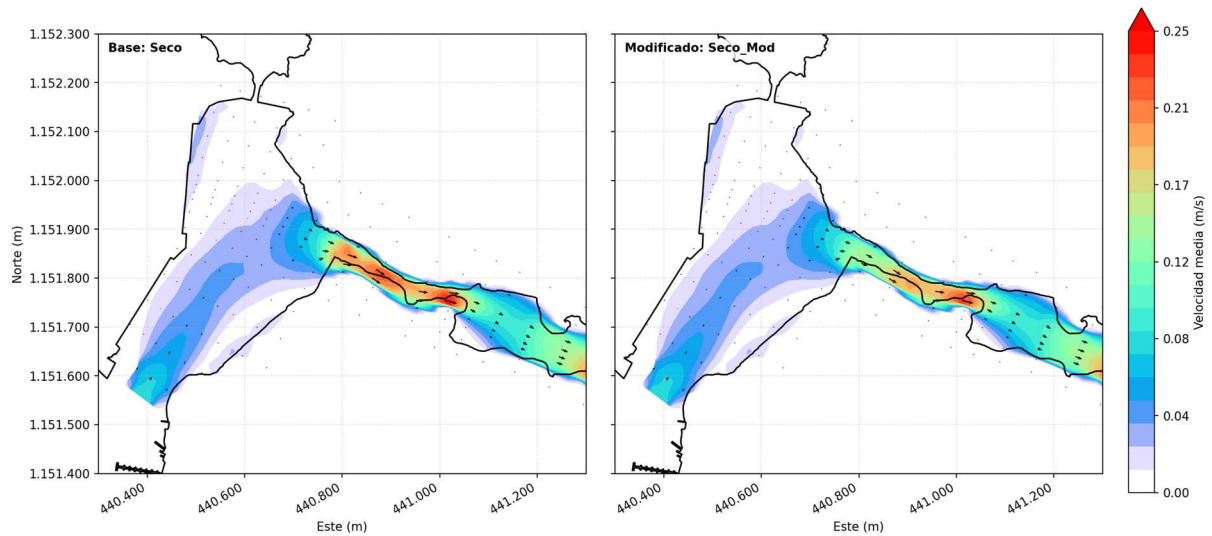


Figura 31. Comparación en planta de la velocidad media de corriente. Época seca (Seco | Seco_Mod).

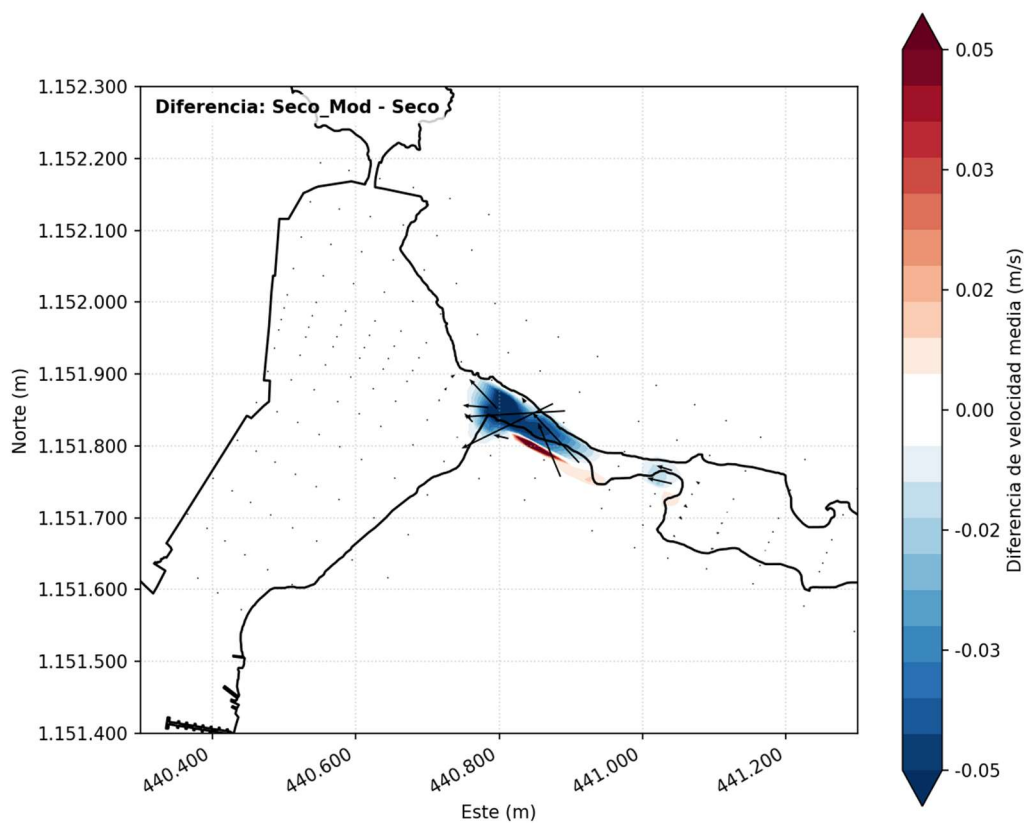


Figura 3-32. Diferencia de velocidad media de corriente en planta (Seco_Mod - Seco). Época seca.

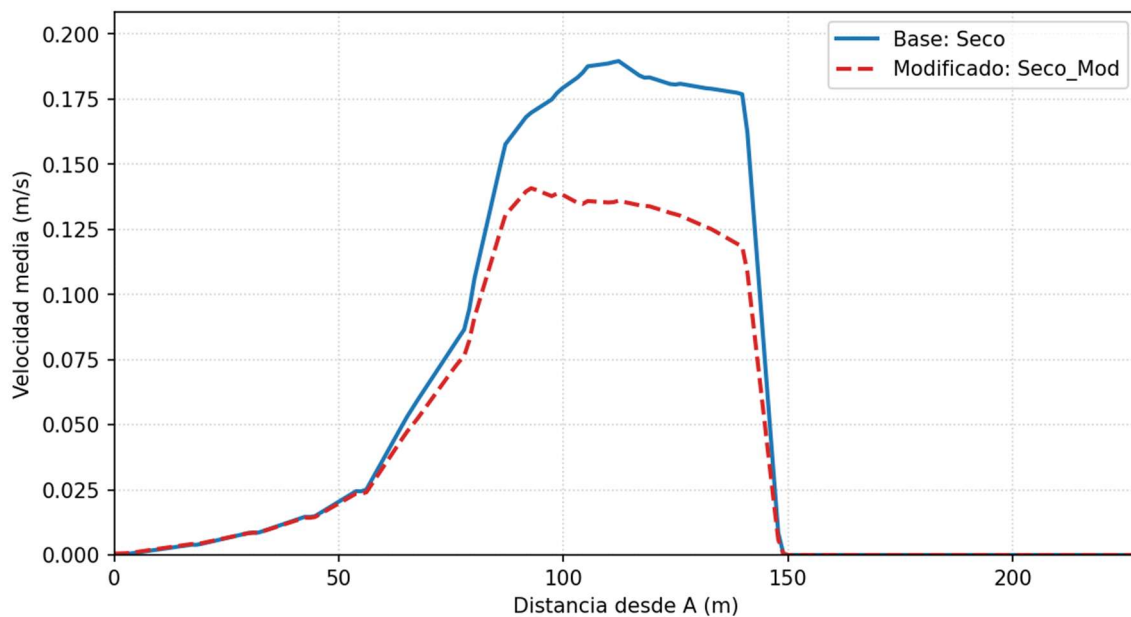


Figura 33. Comparación de perfiles de velocidad media de corriente en la sección transversal. Época seca.

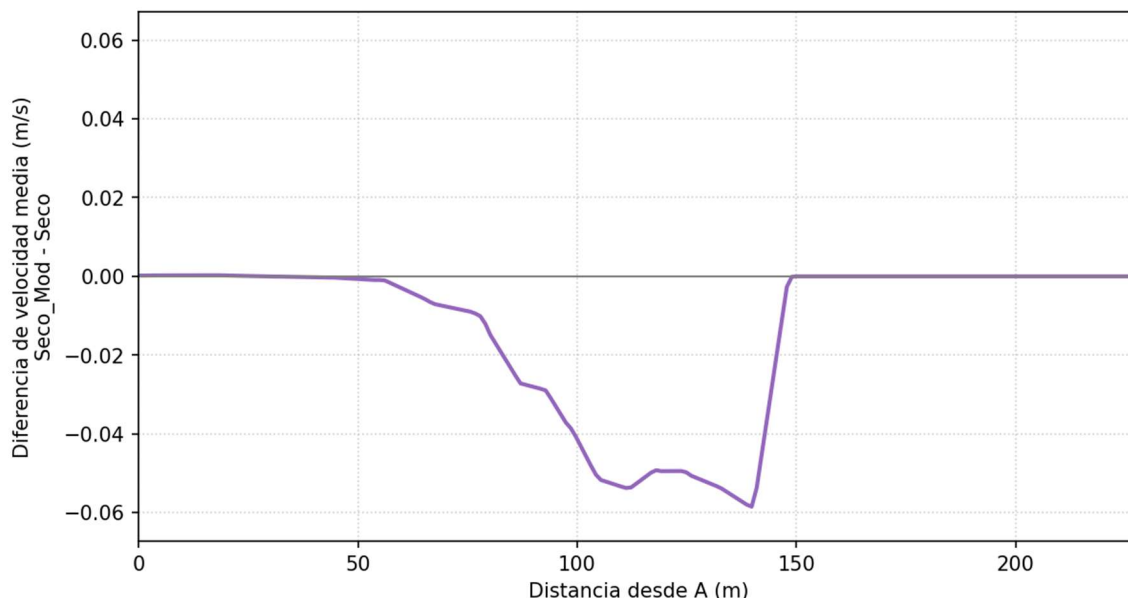


Figura 34. Diferencia de velocidad media de corriente en la sección transversal (Seco_Mod - Seco). Época seca.

7.4.2.2 Comparación en condición extrema (Extremo vs. Extremo_Mod)

En condición extrema la modificación también reduce la velocidad, aunque en una proporción menor que en época seca: el pico de velocidad media en la sección transversal pasa de 0,38 m/s a 0,34 m/s (reducción de 9,8 %) y el pico de la envolvente de máximos, de 0,39 m/s a 0,35 m/s (reducción de 8,8 %); la diferencia media a lo largo del transecto es de $-0,024$ m/s, con una disminución máxima local de 0,085 m/s en el mismo punto identificado en época seca. El esfuerzo cortante en el fondo se reduce de forma más marcada, con una disminución de 20,0 % en su pico medio y de 18,3 % en su envolvente de máximos. La menor reducción relativa de la velocidad en condición extrema frente a la de época seca (9,8 % contra 25,7 %) indica que la incidencia hidráulica de la estructura proyectada es proporcionalmente menor cuanto mayor es la energía del flujo incidente, un comportamiento esperable en obstrucciones parciales de sección, cuyo efecto de bloqueo relativo se diluye a medida que aumentan la profundidad y la velocidad de aproximación del flujo.

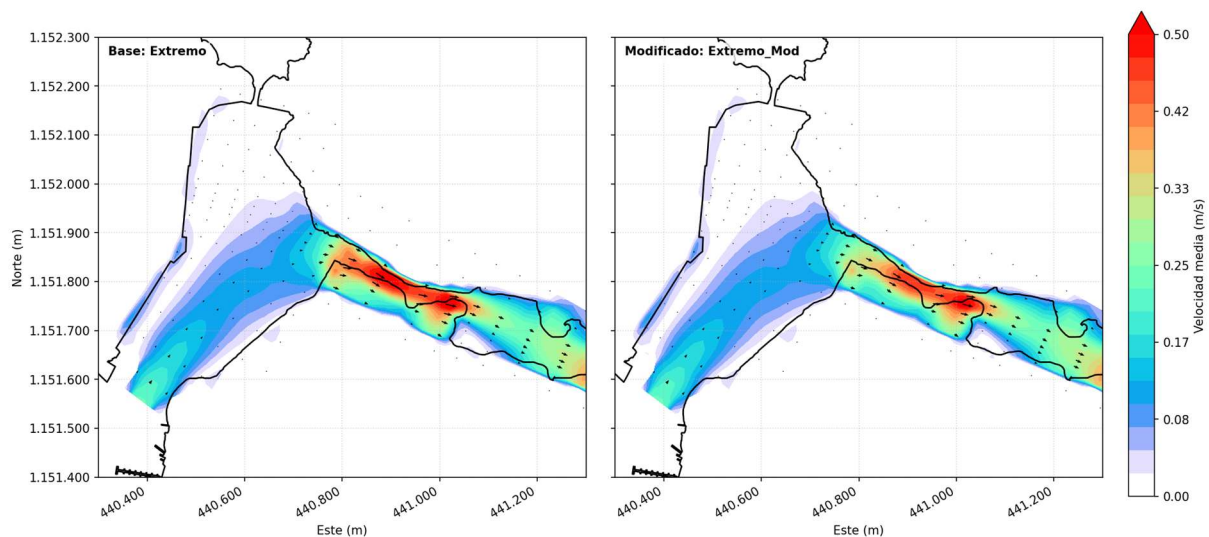


Figura 35. Comparación en planta de la velocidad media de corriente. Condición extrema (Extremo | Extremo_Mod).

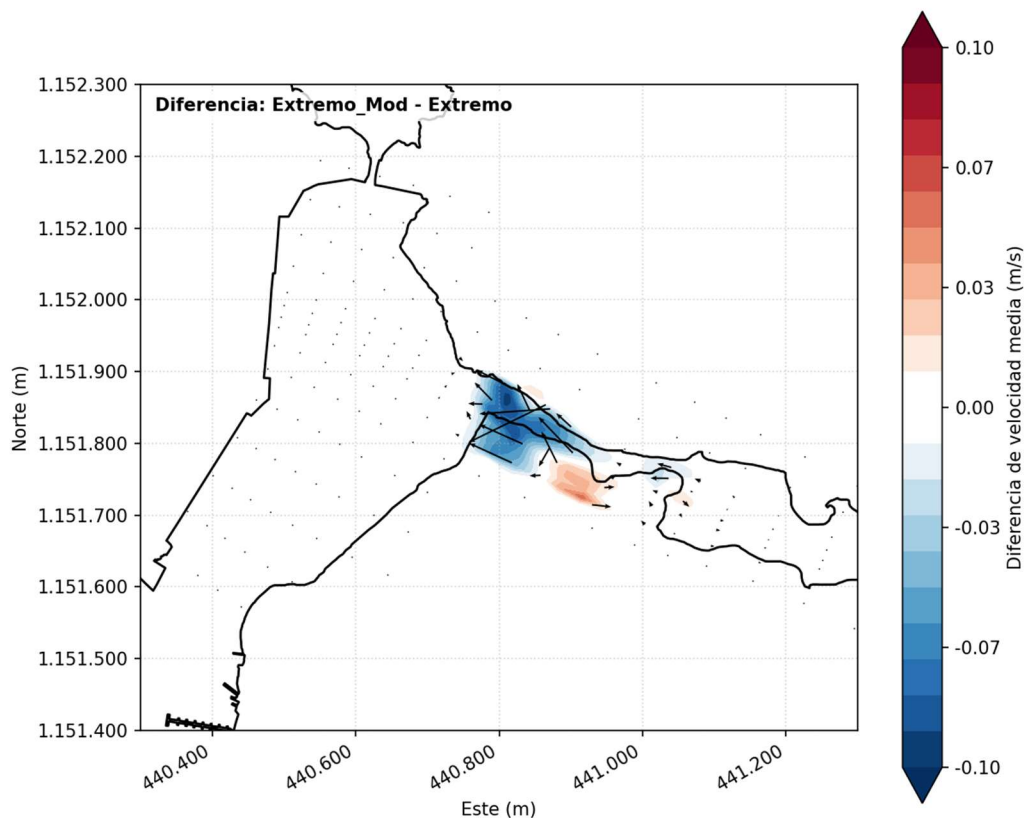


Figura 36. Diferencia de velocidad media de corriente en planta (Extremo_Mod - Extremo). Condición extrema.

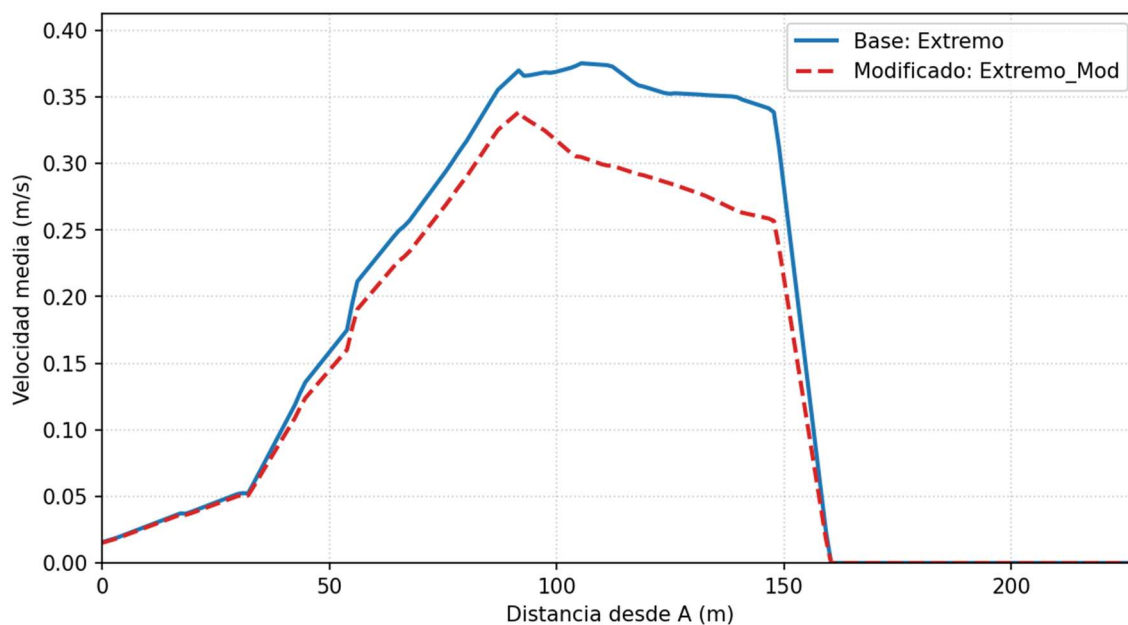


Figura 37. Comparación de perfiles de velocidad media de corriente en la sección transversal. Condición extrema.

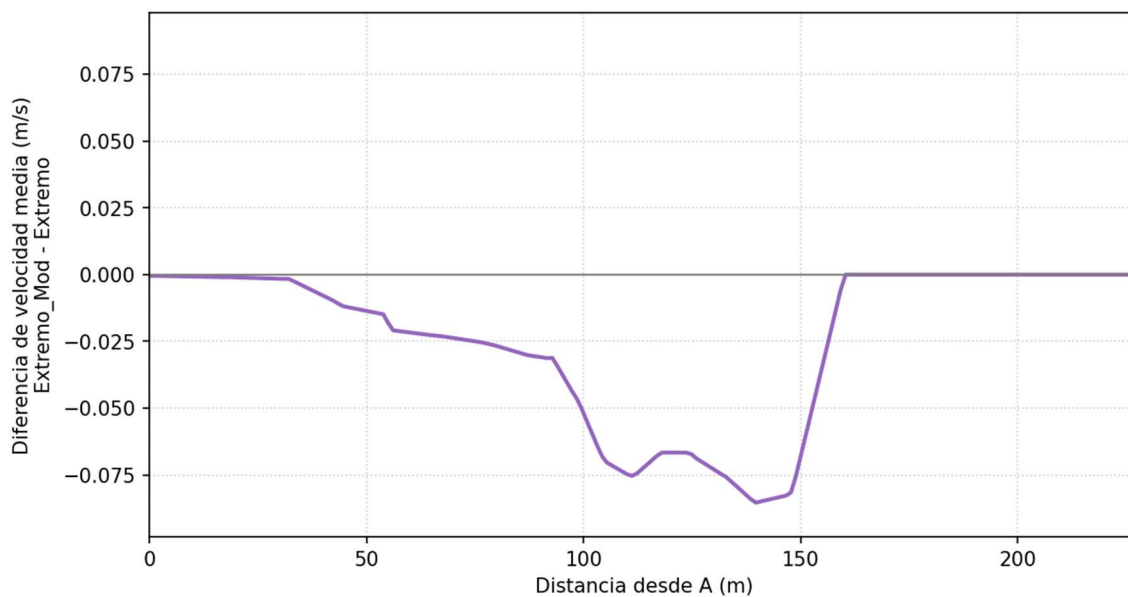


Figura 38. Diferencia de velocidad media de corriente en la sección transversal (Extremo_Mod - Extremo). Condición extrema.

7.4.3 Definición de la cota mínima de terreno

A partir del análisis del nivel del mar presentado en el capítulo de agentes climáticos y de los niveles de agua obtenidos en la modelación hidrodinámica, se establece la cota mínima de terreno que debe adoptarse en las áreas adyacentes al cruce para garantizar que no se presente inundación bajo las condiciones ambientales evaluadas.

7.4.3.1 Niveles de agua obtenidos en la modelación

La modelación entrega, para cada escenario, la serie completa de niveles de agua en el área de análisis. Los valores extremos de cada condición se resumen a continuación. Todos los niveles están referidos al nivel medio del mar (NMM), que constituye el cero vertical del modelo hidrodinámico.

Tabla 3. Niveles de agua obtenidos en la modelación hidrodinámica por escenario, en el área de análisis (referidos al NMM).

Escenario	Nivel mínimo (m)	Nivel medio (m)	Nivel máximo (m)	Rango (m)
Época seca	0,08	0,18	0,35	0,27
Época de transición	0,04	0,08	0,35	0,31
Época húmeda	0,12	0,24	0,45	0,33
Condición extrema	0,67	0,72	0,90	0,23

La condición extrema gobierna con claridad la definición de la cota mínima. Su nivel máximo de 0,90 m sobre el NMM duplica ampliamente el de las tres condiciones ordinarias y, a diferencia de éstas, se mantiene elevado durante toda la simulación: el nivel mínimo del escenario extremo (0,67 m) es superior al nivel máximo de cualquiera de los otros tres. Este comportamiento refleja que la condición extrema está dominada por la marea meteorológica — una sobre elevación sostenida del nivel medio— más que por la marea astronómica, cuyo rango residual se reduce a 0,23 m.

7.4.3.2 Componentes de la cota mínima

La cota mínima de terreno se define como la suma de tres componentes: el nivel de agua extremo obtenido en la modelación, el ascenso previsible del nivel medio del mar a lo largo de la vida útil de la obra y un borde libre que absorbe las incertidumbres residuales del análisis.

El ascenso del nivel medio del mar se toma de la tendencia determinada en el análisis de altimetría satelital, de +4,117 mm/año, valor consistente con la pendiente de Sen (+4,102 mm/año) y con el resultado de la prueba de Mann-Kendall presentados en el capítulo de agentes climáticos. Para una vida útil de 50 años, el ascenso acumulado resulta de 0,21 m.

El borde libre se adopta en el rango de 0,30 a 0,50 m. Su función es absorber las incertidumbres no incorporadas explícitamente en los dos términos anteriores: la dispersión propia de los ajustes

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

de valores extremos, la resolución espacial y temporal del modelo hidrodinámico, la tolerancia constructiva de la conformación del terreno y el efecto local de la sobreelevación por viento sobre la lámina de agua. Se recomienda adoptar el valor superior del rango (0,50 m) en los sectores destinados a infraestructura permanente o sensible, y el inferior (0,30 m) en zonas de uso ocasional o de menor exposición.

Tabla 4. Definición de la cota mínima de terreno (vida útil de 50 años, niveles referidos al NMM).

Componente	Valor (m)	Cota acumulada (m)
Nivel de agua máximo modelado (condición extrema)	0,90	0,90
Ascenso del NMM (50 años $\times$ 4,117 mm/año)	+0,21	1,11
Borde libre mínimo	+0,30	1,41
Borde libre recomendado	+0,50	1,61

En consecuencia, se establece una cota mínima de terreno de 1,40 m sobre el NMM como valor mínimo admisible y de 1,60 m sobre el NMM como valor recomendado de diseño. Para períodos de vida útil distintos de 50 años, el segundo término debe reevaluarse: la cota mínima recomendada resulta de 1,50 m para 25 años y de 1,80 m para 100 años.

Este resultado admite una verificación directa contra la geometría de la obra proyectada, por cuanto ambas se expresan en la misma referencia vertical. La rasante del box culvert se sitúa en la cota +2,40 m sobre el NMM, valor superior tanto a la cota mínima admisible (1,40 m) como a la recomendada (1,60 m), con un margen de 0,80 m respecto de esta última. La estructura proyectada cumple, por tanto, el criterio de cota mínima aquí definido, y el condicionante recae sobre la conformación del terreno adyacente y sobre los accesos viales, que deben elevarse hasta la cota indicada para evitar que la inundación se produzca por los costados de la obra.

7.4.3.3 Presentación de la cota mínima como rango de diseño

Los valores de cota mínima obtenidos resultan de la suma de tres términos con niveles de incertidumbre muy distintos entre sí. El nivel de agua extremo procede de una simulación numérica; el ascenso del nivel medio del mar, de la extrapolación lineal de una tendencia observada; y el borde libre es un criterio de proyecto.

Tabla 5. Cota mínima de terreno presentada como rango de diseño, con discriminación de la incertidumbre de cada componente.

Componente	Valor	Origen	Naturaleza de la incertidumbre
Nivel de agua extremo	0,90 m	Modelación hidrodinámica	Depende de la parametrización del modelo y del escenario de forzamiento
Ascenso del nivel medio del mar	+0,10 a +0,41 m	Tendencia de altimetría satelital	Depende de la vida útil adoptada (25 a 100 años) y de la hipótesis de linealidad

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

Componente	Valor	Origen	Naturaleza de la incertidumbre
Borde libre	+0,30 a +0,50 m	Criterio de proyecto	Absorbe las incertidumbres no cuantificadas explícitamente
Cota mínima resultante	1,30 a 1,81 m	Suma de los anteriores	Rango de diseño

Para una vida útil de 50 años, que es la referencia adoptada, el rango se estrecha a 1,41 – 1,61 m sobre el NMM. Se recomienda adoptar 1,40 m como valor mínimo admisible y 1,60 m como valor recomendado de diseño.

7.4.3.4 Consideración sobre el oleaje

El oleaje no constituye un agente determinante para la definición de la cota mínima en este cuerpo de agua. El sistema Laguna de San Lázaro–Caño de Bazurto corresponde a un ambiente interior y abrigado, sin exposición directa al oleaje del mar Caribe: la propagación del oleaje exterior queda interrumpida por la configuración de la bahía y por las restricciones batimétricas de acceso al sistema, de modo que la energía de oleaje que alcanza el área del cruce es marginal frente a la señal de marea. El oleaje generado localmente por el viento está limitado por un fetch muy reducido y por la escasa profundidad del cuerpo de agua, condiciones que acotan tanto la altura de ola como su período.

Por esta razón, la definición de la cota mínima se sustenta exclusivamente en el nivel de agua —marea astronómica más marea meteorológica— y en la tendencia de ascenso del nivel medio del mar. El borde libre adoptado de 0,30 a 0,50 m envuelve con holgura cualquier efecto residual de oleaje local generado por viento sobre fetch reducido, por lo que no se requiere incorporar un término adicional por *run-up*.

7.4.4 Transparencia hidráulica de la estructura

La evaluación del desempeño de una estructura de interconexión mareal requiere demostrar que la obra permite el intercambio entre los cuerpos de agua con una alteración mínima de la señal de marea. A continuación se cuantifican los indicadores que permiten sustentar esa condición.

7.4.4.1 Prisma mareal intercambiado

El prisma mareal es el volumen de agua que atraviesa la sección de análisis durante un semiciclo de marea, y constituye la medida directa de la capacidad de renovación del cuerpo de agua interior. Se obtiene integrando en el tiempo el caudal instantáneo calculado sobre la sección, para el tramo de simulación posterior al período de arranque del modelo.

Tabla 6. Prisma mareal intercambiado y caudal máximo por escenario ambiental.

Escenario	Caudal máximo (m³/s)	Prisma mareal (m³/semiciclo)	Rango mareal (m)
Época seca	22,9	300.000	0,268

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

Escenario	Caudal máximo (m³/s)	Prisma mareal (m³/semiciclo)	Rango mareal (m)
Época de transición	12,1	161.000	0,310
Época húmeda	30,5	396.000	0,330
Condición extrema	49,3	1.085.000	0,231

7.4.4.2 Pérdida de carga y atenuación de la señal mareal

La atenuación que la estructura introduce sobre la señal de marea se evalúa mediante la pérdida de carga que el flujo experimenta al atravesarla, compuesta por las pérdidas localizadas de entrada y salida y por la pérdida por fricción a lo largo del barril. La atenuación se expresa como el cociente entre esa pérdida de carga y el rango mareal del escenario correspondiente.

Tabla 7. Pérdida de carga a través de la estructura y atenuación resultante de la señal mareal, por escenario ambiental.

Escenario	Velocidad en el box (m/s)	Pérdida de carga (m)	Rango mareal (m)	Atenuación (%)
Época seca	0,230	0,0041	0,268	1,5
Época de transición	0,121	0,0011	0,310	0,4
Época húmeda	0,296	0,0068	0,330	2,1
Condición extrema	0,415	0,0133	0,231	5,8

La pérdida de carga máxima es de 13 milímetros y se produce en la condición extrema, que es la de mayor caudal. La atenuación de la señal mareal se mantiene entre el 0,4 % y el 5,8 % del rango, valores que corresponden a una estructura hidráulicamente transparente: la onda de marea se propaga hacia el cuerpo de agua interior prácticamente sin degradación, y el desfase inducido es despreciable frente al período mareal.

7.4.4.3 Capacidad comparada respecto de la condición actual

El indicador que mejor sintetiza el efecto del proyecto sobre la conectividad es la capacidad de la sección para transmitir el prisma mareal que el sistema demanda. Para evaluarla se compara la carga hidráulica que cada sección requiere para conducir el caudal máximo modelado, y el caudal que cada una puede efectivamente transmitir con la carga realmente disponible, que es del orden de la mitad del rango mareal.

Tabla 8. Capacidad de transmisión del prisma mareal: sección actual frente a la sección proyectada (condición extrema, caudal demandado 49,3 m³/s).

Sección	Área de paso (m²)	Carga requerida para el caudal demandado (m)	Caudal transmisible con la carga disponible (m³/s)	Fracción del prisma transmitida (%)
Cruce existente (8 m)	10,6	1,67	13,0	26

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

Sección	Área de paso (m ²)	Carga requerida para el caudal demandado (m)	Caudal transmisible con la carga disponible (m ³ /s)	Fracción del prisma transmitida (%)
Cruce existente (10 m)	13,2	1,07	16,2	33
Box culvert proyectado	119,0	0,013	146,3	100

La sección existente requeriría una diferencia de nivel de entre 1,07 m y 1,67 m para conducir el caudal que el sistema demanda, carga que resulta físicamente inalcanzable en un cuerpo de agua cuyo rango mareal es de 0,23 m. En consecuencia, el cruce actual solo puede transmitir entre el 26 % y el 33 % del prisma mareal: actúa como un estrangulamiento que limita de forma severa la renovación del cuerpo de agua interior.

La sección proyectada, en cambio, conduce el caudal demandado con una pérdida de carga de 13 milímetros y dispone de una capacidad de 146 m³/s, casi tres veces superior al caudal máximo modelado. La estructura restituye la totalidad del prisma mareal actualmente restringido y conserva un margen apreciable frente a incrementos futuros de la demanda de intercambio, por ejemplo por efecto del ascenso del nivel medio del mar.

Estos indicadores permiten sustentar cuantitativamente que la obra proyectada mejora de manera sustancial la conectividad hidráulica del sistema. Debe precisarse que la mejora demostrada es de naturaleza hidráulica —volumen intercambiado y atenuación de la señal—, y que su traducción en términos de calidad del agua o de conectividad biológica constituye un efecto potencialmente favorable.

7.4.5 Distribución del caudal entre las celdas y escenarios de obstrucción

La malla del modelo hidrodinámico no resuelve las celdas individuales del box culvert. Para evaluar el reparto del caudal entre ellas se proyectó la distribución transversal de caudal unitario obtenida del modelo en la sección de análisis sobre el ancho de la estructura, asignando a cada celda la fracción de caudal correspondiente a su franja. El procedimiento supone que el reparto conserva la estructura transversal del flujo de aproximación.

Tabla 9. Distribución del caudal entre las siete celdas del box culvert para la condición extrema ($Q_{total} = 49,3$ m³/s; tirante 3,40 m).

Celda	Fracción del caudal (%)	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Esfuerzo cortante (N/m ²)
1	14,0	6,90	0,406	0,29
2	11,2	5,53	0,325	0,19
3	17,1	8,46	0,498	0,43
4	14,3	7,06	0,415	0,30
5	14,3	7,07	0,416	0,30

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

Celda	Fracción del caudal (%)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Esfuerzo cortante (N/m²)
6	17,7	8,73	0,513	0,46
7	11,3	5,60	0,329	0,19

La celda más solicitada es la número 6, que conduce el 17,7 % del caudal —1,24 veces el valor medio— con una velocidad de 0,513 m/s, mientras que la menos solicitada es la número 2, con el 11,2 % y 0,325 m/s. La dispersión es moderada y no evidencia concentración de flujo ni zonas muertas: ninguna celda queda por debajo del 63 % del caudal medio, umbral por debajo del cual cabría esperar sedimentación preferencial. El esfuerzo cortante máximo, de 0,46 N/m², es un orden de magnitud inferior al umbral de erosión de cualquiera de los materiales presentes en el sitio.

7.4.5.1 Escenarios de obstrucción parcial

Por tratarse de un sistema urbano, resulta previsible la llegada de residuos flotantes y la acumulación de sedimento que reduzcan temporalmente el número de celdas operativas. Se evaluó el efecto de esa reducción sobre la velocidad de paso y sobre el umbral de movimiento del material del lecho, manteniendo el caudal de la condición extrema.

Tabla 10. Efecto de la obstrucción parcial de celdas sobre las condiciones de flujo (condición extrema, $Q = 49,3 \text{ m}^3/\text{s}$).

Celdas operativas	Ancho efectivo (m)	Área (m²)	Velocidad (m/s)	V/Vc (—)	Estado del lecho
7 (sin obstrucción)	35,0	119,0	0,415	0,93	Sin movimiento
6	30,0	102,0	0,484	1,09	Con movimiento
5	25,0	85,0	0,581	1,31	Con movimiento
4	20,0	68,0	0,726	1,63	Con movimiento
3	15,0	51,0	0,968	2,18	Con movimiento

Con las siete celdas libres, la relación V/Vc es de 0,93 y el material del lecho no se moviliza. La obstrucción de una sola celda eleva esa relación a 1,09, con lo que se supera el umbral de movimiento y comienza a producirse arrastre.

Esta constatación no compromete la viabilidad de la estructura, por cuanto la solera es no erosionable y el arrastre afectaría únicamente al material situado aguas arriba y aguas abajo del delantal. Sí justifica, en cambio, establecer un programa de inspección y limpieza con una periodicidad que impida la obstrucción sostenida de celdas, con revisión obligada después de

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

eventos de marea meteorológica significativos y al término de la temporada de mayor arrastre de residuos.

7.4.5.2 Verificación hidráulica de las celdas

De manera complementaria se verificó el funcionamiento hidráulico de las celdas mediante la metodología HDS-5, evaluando la celda de caudal medio, la celda más solicitada y la condición con una celda obstruida. En los tres casos la estructura opera bajo control de salida, con una relación entre carga de entrada y altura de la celda de 0,76, inferior a la unidad, lo que confirma que la entrada no se sumerge y que el flujo se mantiene a superficie libre. Las verificaciones de velocidad de salida, sumergimiento, capacidad y número de Froude resultan satisfactorias en todos los casos.

7.4.6 Síntesis de la modelación hidrodinámica

La modelación hidrodinámica confirma que el canal de acceso al Puente Las Palmas opera en régimen subcrítico en las cuatro condiciones ambientales evaluadas (número de Froude máximo de 0,32, en la condición extrema), con velocidades de corriente que van de un núcleo medio de 0,12 m/s en época de transición a 0,38 m/s en condición extrema. La condición extrema concentra los mayores niveles de agua (hasta 0,90 m, dominados por la marea meteorológica más que por la marea astronómica), las mayores profundidades y el mayor esfuerzo cortante sobre el lecho, por lo que es la condición gobernante para el diseño estructural y para la evaluación del riesgo de socavación.

La comparación con los escenarios que incorporan la modificación proyectada muestra que esta reduce de forma consistente la velocidad de la corriente y el esfuerzo cortante en el fondo en el estrechamiento del canal, en una proporción que es mayor en época seca (25,7 % de reducción en el pico de velocidad) que en condición extrema (9,8 %), lo que sugiere que el efecto de bloqueo hidráulico de la estructura es más notorio bajo condiciones de baja energía y se atenúa relativamente durante los eventos de mayor magnitud.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

8. ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN

8.1 Enfoque, alcance y marco metodológico

El presente capítulo evalúa la socavación del box culvert proyectado a partir de los resultados de la modelación hidrodinámica desarrollada en este estudio. El forzamiento hidráulico —caudal, tirante y velocidad— se deriva de los campos de flujo simulados con Delft3D-FLOW; la geometría procede de los planos de diseño; y la caracterización del material del lecho, del estudio de suelos del proyecto.

El análisis se desarrolla conforme a la quinta edición de HEC-18 (Arneson, Zevenbergen, Lagasse y Clopper, 2012), que sustituye a la cuarta edición de 2001 empleada tradicionalmente en la práctica colombiana. La actualización introduce tres cambios que afectan de forma directa a los resultados de este proyecto:

- Socavación por contracción: se explicita la discriminación entre régimen de lecho vivo y de aguas claras mediante la velocidad crítica del sedimento, y el exponente de la ecuación de Laursen se selecciona según el modo de transporte.
- Socavación local en obstáculos: se adopta la ecuación CSU con los factores de corrección K1 a K4 y con los límites superiores de aplicabilidad.
- Socavación en estribos: las ecuaciones HIRE y Froehlich de la cuarta edición se sustituyen por la metodología NCHRP 24-20, en la cual la socavación en el estribo deja de ser una componente independiente y aditiva y pasa a calcularse como una amplificación de la socavación por contracción.

8.2 Selección de los parámetros de cálculo

8.2.1 Geometría y referencia vertical

La geometría procede de los planos de diseño y se expresa respecto del nivel medio del mar (NMM), que es también el cero vertical de la modelación hidrodinámica. La luz hidráulica libre es de 35,00 m (siete celdas de 5,00 m), la solera se sitúa en la cota $-2,50$ m y el sofito en $+2,00$ m, con una altura libre de 4,50 m. La cimentación en concreto ciclópeo se extiende entre las cotas $-5,00$ m y $-3,00$ m.

Un aspecto determinante del comportamiento hidráulico, que condiciona todo el análisis que sigue, es la posición relativa de la solera respecto del lecho natural. El levantamiento batimétrico del sector, recogido en los planos del proyecto, registra profundidades del lecho comprendidas entre las cotas $-1,50$ m y $-2,30$ m referidas al nivel medio del mar. La solera del box culvert, situada en la cota $-2,50$ m, queda por tanto entre 0,20 m y 1,00 m por debajo del lecho natural, según el punto del cauce que se considere.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

Dado que la profundidad del lecho varía dentro de la franja indicada, el análisis se desarrolla para sus dos extremos: el lecho somero ($-1,50$ m), que constituye la condición más desfavorable por ofrecer menor tirante de aproximación, y el lecho profundo ($-2,30$ m). En ambos casos la estructura conserva una sección de paso mayor que la del cauce natural, por lo que no constituye un estrechamiento del flujo.

8.2.2 Forzamiento hidráulico y velocidad de cálculo

El caudal de cálculo se obtiene integrando el campo de velocidad y profundidad promediadas en la vertical a lo largo de la sección transversal de análisis, para cada paso de tiempo, y adoptando el máximo instantáneo del ciclo simulado. El tirante de cálculo dentro de la estructura es la diferencia entre el nivel de agua de ese instante y la cota de solera.

Las tres formulaciones empleadas —Laursen, CSU y NCHRP 24-20— requieren como velocidad de referencia la velocidad media de la sección, promediada en la vertical, y no un valor puntual del campo de velocidades. Sus coeficientes empíricos fueron calibrados contra datos en los que la referencia era precisamente esa media de sección, de modo que la distribución interna de velocidades está ya incorporada de forma implícita. El modelo hidrodinámico, por ser bidimensional promediado en profundidad, entrega directamente esa magnitud, sin necesidad de transformación alguna.

Tabla 11. Definición de las secciones de referencia y velocidades asociadas para la condición extrema (gobernante).

Sección	Ubicación	Ancho (m)	Tirante (m)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	Uso en el cálculo
Aproximación	Sección natural del cauce, aguas arriba del cruce	158,1	2,40	379,4	0,130	Régimen de aproximación y aporte de sedimento
Interior de la estructura	Entre la solera ($-2,50$ m) y la lámina de agua	35,0	3,40	119,0	0,415	Verificación del umbral de arrastre
Transición — lecho somero	Lecho natural erodible en la cota $-1,50$ m	35,0	2,40	84,0	0,130	Socavación por contracción y en aletas (caso desfavorable)
Transición — lecho profundo	Lecho natural erodible en la cota $-2,30$ m	35,0	3,20	112,0	0,098	Verificación del extremo favorable de la franja batimétrica

La velocidad media en el interior de la estructura, de $0,415$ m/s en la condición extrema, es sensiblemente inferior a la que se obtendría si la solera coincidiera con el lecho natural, precisamente porque la mayor profundidad disponible incrementa el área de paso. El número de Froude resultante es de $0,07$, correspondiente a un flujo tranquilo.

8.2.3 Velocidad de cálculo: definición y criterio de selección

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

La velocidad es el parámetro al que las formulaciones de socavación resultan más sensibles: la profundidad de socavación escala con potencias de la velocidad comprendidas entre $4/3$ y 2 según la formulación considerada.

8.2.3.1 Magnitud requerida por las formulaciones

Las tres formulaciones empleadas definen su velocidad de referencia de la misma manera, aunque la denominen de forma distinta:

- La formulación de Laursen para socavación por contracción (HEC-18, capítulo 6) se deriva de un balance unidimensional de continuidad de sedimentos entre la sección de aproximación y la sección contraída. Su velocidad de referencia es la velocidad media de la sección, obtenida como el cociente entre el caudal y el área mojada.
- La ecuación CSU para socavación local en obstáculos (HEC-18, capítulo 7) emplea la velocidad media del flujo inmediatamente aguas arriba del obstáculo, entendida como la velocidad media del tubo de corriente que lo aborda, y no como el valor máximo puntual del campo de velocidades.
- La metodología NCHRP 24-20 para socavación en estribos (HEC-18, capítulo 8) opera sobre el tirante resultante de la socavación por contracción, de modo que hereda la misma definición de velocidad de referencia.

El denominador común es que las tres requieren una velocidad media de sección, promediada en la vertical, y no una velocidad puntual. Los coeficientes empíricos de las tres formulaciones fueron calibrados contra datos de laboratorio y de campo en los que la velocidad de referencia era precisamente la velocidad media de la sección. La distribución interna de velocidades —el hecho de que en el núcleo de la sección la velocidad supere a la media— está por tanto incorporada de manera implícita en dichos coeficientes.

El número de Froude que interviene en las formulaciones se calcula con la velocidad media y el tirante medio de la sección.

8.2.3.2 Magnitudes disponibles en la modelación

El modelo hidrodinámico es bidimensional promediado en profundidad (2DH), de modo que la variable que entrega en cada celda de la malla y en cada paso de tiempo es la velocidad promediada en la vertical. Esta característica es directamente compatible con el requerimiento de las formulaciones, que también trabajan con velocidades promediadas en la vertical, por lo que no se requiere ninguna transformación entre la salida del modelo y la entrada del cálculo.

Tabla 12. Magnitudes de velocidad derivables de la modelación para la condición extrema, y valor adoptado para el cálculo.

Magnitud	Definición	Valor (m/s)	Uso en el cálculo
Velocidad puntual máxima en el dominio	Máximo de la envolvente temporal en cualquier celda del dominio modelado	1,90	No aplicable
Velocidad puntual máxima en la sección	Máximo instantáneo sobre la sección de análisis en todo el ciclo	0,39	No aplicable
Velocidad media de la sección natural	Caudal dividido por el área mojada de la sección natural, en el instante de caudal máximo	0,13	Velocidad de aproximación al cruce
Velocidad media en las celdas, promediada en el tiempo	Caudal medio del ciclo dividido por el área de la luz libre	0,41	Referencia de contraste
Velocidad media en las celdas, instante de caudal máximo	Caudal máximo instantáneo dividido por el área de la luz libre	0,415	ADOPTADA

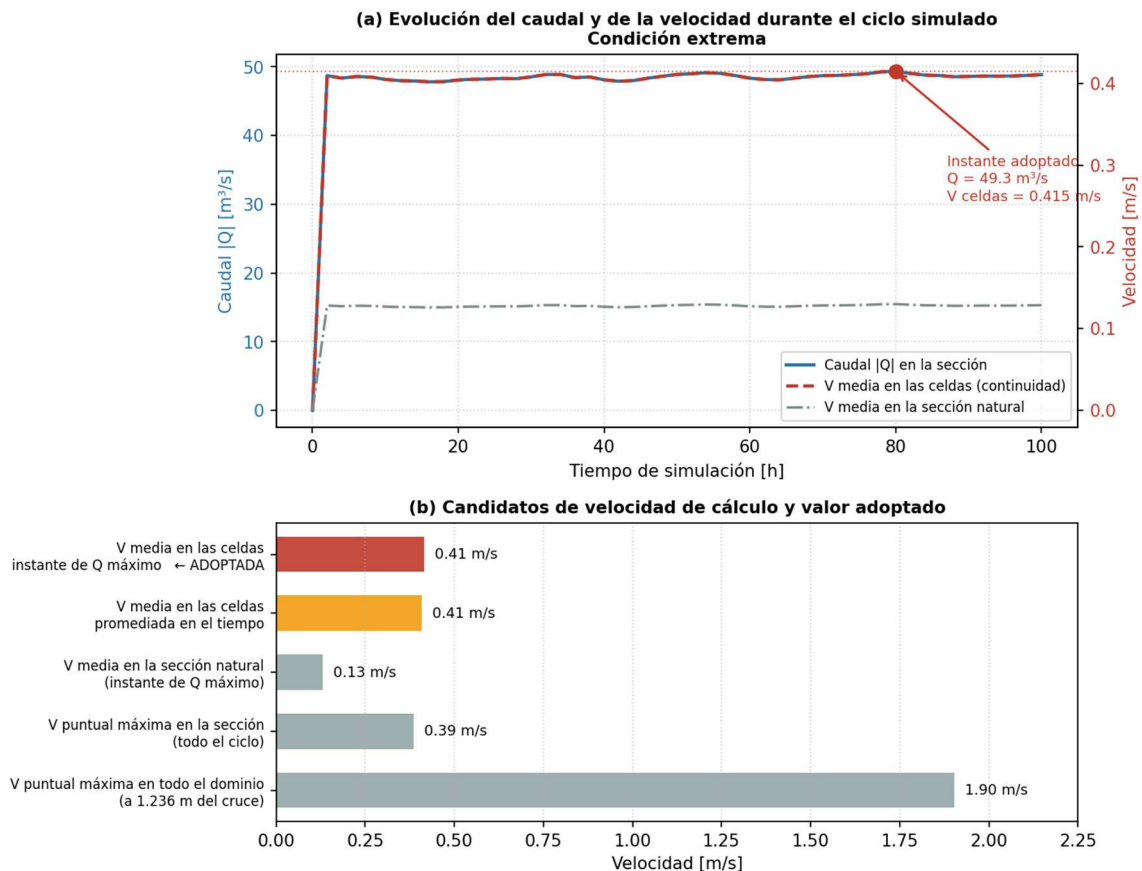


Figura 39. (a) Evolución del caudal y de la velocidad en la sección de análisis durante el ciclo simulado de la condición extrema, con indicación del instante adoptado. (b) Comparación de las magnitudes de velocidad derivables de la modelación y valor adoptado para el cálculo.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

8.2.3.3 Criterio de selección y descarte de alternativas

La velocidad adoptada para el cálculo es la velocidad media de la sección en el plano de la estructura, en el instante de caudal máximo del ciclo simulado: 0,415 m/s. Se obtiene dividiendo el caudal máximo instantáneo (49,3 m³/s) entre el área de la luz hidráulica libre asociada al tirante de ese mismo instante (35,00 m × 3,40 m = 119,0 m²). Las razones para descartar las demás magnitudes son las siguientes.

La velocidad puntual máxima del dominio (1,90 m/s) se descarta por tres motivos concurrentes. En primer lugar, no ocurre en el cruce: el punto donde se registra se sitúa a unos 1.236 m de la estructura, en un sector del dominio con condiciones hidráulicas distintas, por lo que no representa el flujo que aborda la obra. En segundo lugar, corresponde al valor de una única celda de la malla y depende, por tanto, de la resolución adoptada, sin que exista garantía de convergencia de ese máximo local. En tercer lugar, y sobre todo, no es la magnitud que las formulaciones requieren, según lo expuesto en el numeral anterior.

La velocidad puntual máxima dentro de la sección de análisis (0,39 m/s) se descarta por la misma razón de fondo: es un valor puntual, no una media de sección. Resulta ilustrativo observar que su relación con la velocidad media de la sección natural es del orden de tres, valor propio de la distribución transversal de velocidades de un cauce natural y coherente con el efecto que los coeficientes de las formulaciones ya incorporan.

La velocidad media de la sección natural (0,13 m/s) es la velocidad de aproximación al cruce y sería el valor correcto si el análisis se refiriera al lecho del cauce lejos de la estructura. Cumple, de hecho, una función específica en el cálculo: al ser muy inferior a la velocidad crítica del sedimento, permite establecer que el flujo de aproximación no transporta material y que, por tanto, el régimen aplicable es el de aguas claras. Sin embargo, la magnitud de interés para evaluar la socavación es la velocidad que efectivamente se desarrolla en el plano de la obra, donde el flujo debe atravesar la luz libre de 35,00 m.

Finalmente, entre el instante de caudal máximo y el promedio temporal del ciclo la diferencia es marginal. Una vez superado el período de arranque del modelo, la condición extrema resulta cuasi-estacionaria: el coeficiente de variación temporal de la velocidad en las celdas es de apenas 0,8 % y el valor máximo supera al valor medio en solo un 1,7 %. Esto se explica porque la condición extrema está dominada por una marea meteorológica sostenida más que por la oscilación astronómica, de modo que el gradiente que impulsa el flujo se mantiene aproximadamente constante durante toda la simulación. La selección del instante de cálculo es, por tanto, robusta: cualquier instante posterior al arranque habría conducido prácticamente al mismo resultado.

En síntesis, la velocidad de cálculo adoptada es la magnitud que las formulaciones HEC-18 requieren —velocidad media de sección promediada en la vertical—, evaluada en el plano de la

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

estructura y en el instante más desfavorable del ciclo simulado, y su valor resulta insensible a la elección concreta del instante dentro de la condición extrema.

8.2.4 Caracterización del material del lecho

El estudio de suelos del proyecto indica que aproximadamente el 70 % de los materiales del sitio corresponde a suelos cohesivos —arcillas de baja y alta compresibilidad, clasificadas como CL y CH— y el 30 % restante a arenas limosas, en un contexto geológico de depósitos costeros de arenas de grano fino a grueso.

Para el cálculo se adopta, de forma conservadora, un comportamiento de arena fina no cohesiva con $d_{50} = 0,2$ mm. La elección es conservadora porque la erosión de materiales cohesivos está gobernada por la resistencia al corte no drenada y por la cohesión, y no por el peso sumergido de las partículas individuales, de modo que las formulaciones basadas en granulometría tienden a sobrestimar apreciablemente la socavación en este tipo de materiales (Briaud et al., 1999).

8.3 Comportamiento en el interior de la estructura

La primera verificación consiste en determinar si el flujo dentro de la estructura es capaz de movilizar el material del lecho. Para ello se compara la velocidad media en el interior con la velocidad crítica de inicio de movimiento del sedimento, calculada según la expresión del capítulo 6 de HEC-18 en función del tirante y del diámetro medio del grano.

Tabla 13. Verificación del umbral de movimiento del sedimento en el interior de la estructura, por escenario ambiental.

Escenario	Nivel de agua (m NMM)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Velocidad crítica (m/s)	V/Vc (—)	Régimen
Época seca	+0,35	2,85	0,230	0,431	0,53	Sin movimiento
Época de transición	+0,35	2,85	0,121	0,431	0,28	Sin movimiento
Época húmeda	+0,45	2,95	0,296	0,433	0,68	Sin movimiento
Condición extrema	+0,90	3,40	0,415	0,444	0,93	Sin movimiento

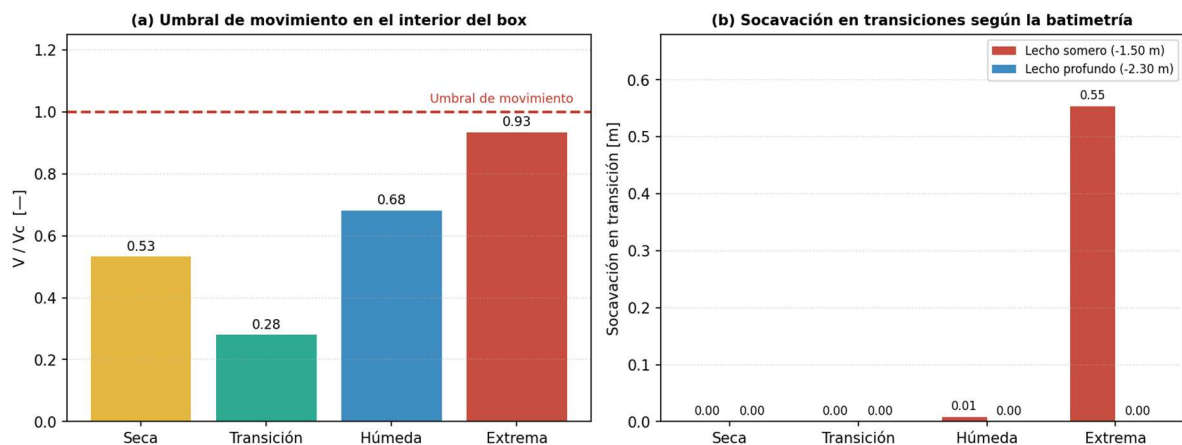


Figura 40. (a) Relación entre la velocidad media en el interior del box culvert y la velocidad crítica de inicio de movimiento del sedimento, por escenario ambiental. (b) Socavación en las transiciones para los dos extremos de la franja batimétrica del levantamiento.

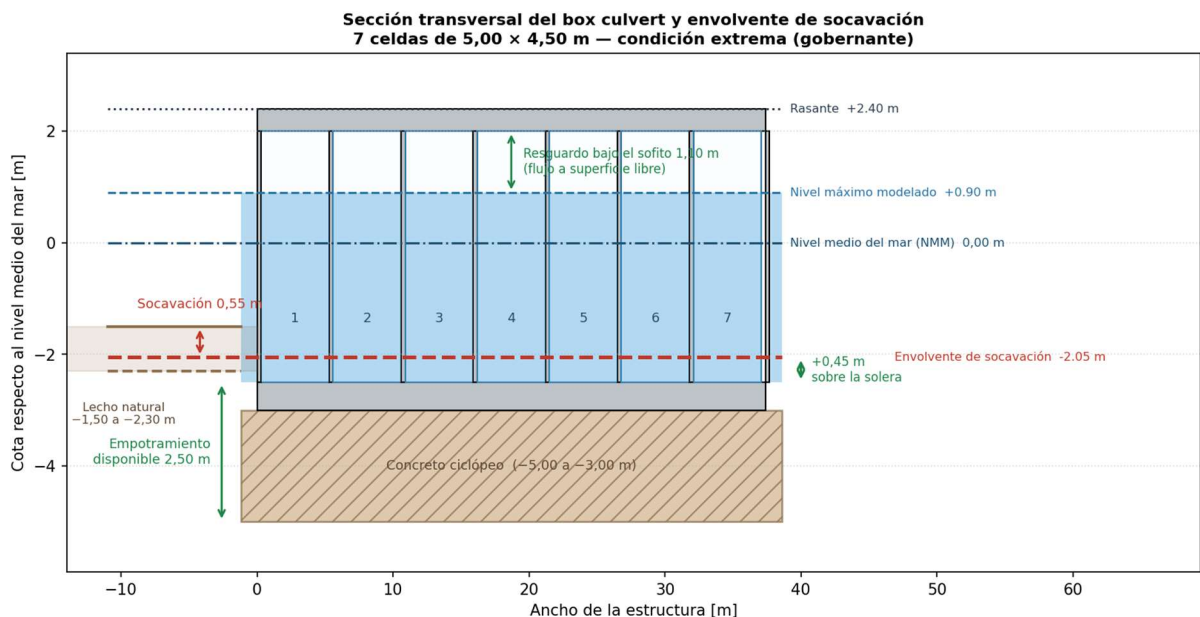


Figura 41. Sección transversal del box culvert con la envoltorio de socavación y la franja batimétrica del lecho natural. Condición extrema (gobernante).

La relación V/V_c se mantiene por debajo de la unidad en las cuatro condiciones ambientales, alcanzando su valor máximo de 0,93 en la condición extrema. Es decir, ni siquiera en el evento más energético simulado el flujo alcanza el umbral de movimiento del material del lecho. En consecuencia, la socavación por contracción en el interior de la estructura resulta nula, y esta conclusión se obtiene de manera rigurosa a partir del criterio de inicio de movimiento.

A esta primera condición se superpone una segunda, de carácter constructivo: la solera del box culvert y su cimentación en concreto ciclópeo conforman un lecho rígido no erosionable a lo

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

largo de toda la longitud de la estructura. Aun cuando el flujo llegara a superar el umbral de movimiento, no existiría material susceptible de ser removido.

La socavación local asociada a los muros interiores, evaluada mediante la ecuación CSU para un ancho de obstáculo de 0,30 m, resulta igualmente irrelevante por la misma razón: se desarrollaría sobre la solera rígida. Su valor se reporta únicamente a título indicativo en la memoria de cálculo.

8.4 Socavación en las transiciones de entrada y salida

Descartada la socavación en el interior, el análisis se concentra en las transiciones de entrada y salida, que constituyen el único sector donde coexisten un lecho erodable y una velocidad de flujo apreciable. En esas secciones el lecho natural se encuentra dentro de la franja registrada por el levantamiento batimétrico, entre las cotas -1,50 m y -2,30 m, y el flujo, que ya ha reducido su ancho a los 35,00 m de la estructura, aún no dispone de la profundidad adicional que le ofrece la solera rebajada.

La socavación se evalúa mediante la ecuación de Laursen para régimen de aguas claras, aplicable por cuanto la velocidad en la sección de aproximación (0,130 m/s) es inferior a la velocidad crítica del material (0,419 m/s), lo que implica que el flujo no aporta sedimento desde aguas arriba. La ecuación determina el tirante de equilibrio para el cual el flujo deja de movilizar material; la socavación es la diferencia entre ese tirante y el existente.

Tabla 14. Socavación en las transiciones de entrada y salida por escenario ambiental y por extremo de la franja batimétrica (Laursen, régimen de aguas claras, HEC-18 5.ª ed.).

Escenario	Lecho natural (m NMM)	Tirante existente (m)	Tirante de equilibrio (m)	Socavación (m)	Cota de estabilización (m NMM)
Época seca	-1,50	1,85	1,53	0,00	-1,50
	-2,30	2,65	1,53	0,00	-2,30
Época de transición	-1,50	1,85	0,88	0,00	-1,50
	-2,30	2,65	0,88	0,00	-2,30
Época húmeda	-1,50	1,95	1,95	0,01	-1,51
	-2,30	2,75	1,95	0,00	-2,30
Condición extrema	-1,50	2,40	2,95	0,55	-2,05
	-2,30	3,20	2,95	0,00	-2,30

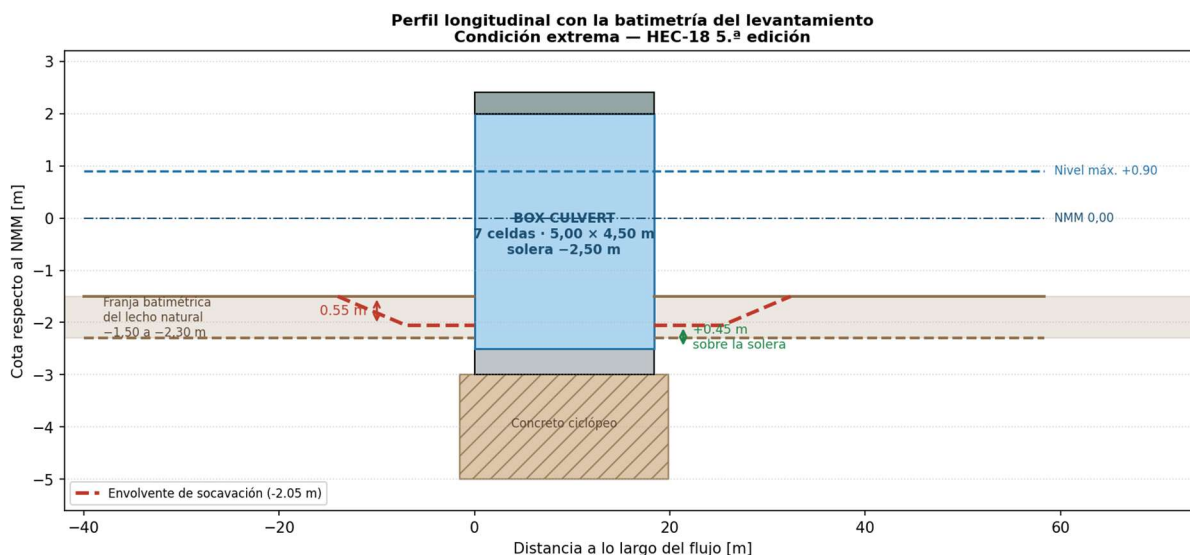


Figura 42. Perfil longitudinal del cruce con la franja batimétrica del levantamiento (–1,50 a –2,30 m) y la envoltura de socavación en las transiciones para la condición extrema. El lecho socavado se estabiliza en la cota –2,05 m NMM, por encima de la solera de la estructura.

Los resultados muestran que la socavación en las transiciones es reducida y, en la mayor parte de las combinaciones evaluadas, nula. Sobre el lecho profundo (–2,30 m) no se produce socavación en ninguno de los cuatro escenarios, por cuanto el tirante existente ya supera el tirante de equilibrio: el cauce se encuentra en una condición naturalmente estable. Sobre el lecho somero (–1,50 m) únicamente la condición extrema genera socavación apreciable, de 0,55 m, y la época húmeda un valor marginal de 0,01 m.

El resultado relevante no es esa profundidad sino la cota en que se estabiliza el lecho: –2,05 m NMM, es decir, 0,45 m por encima de la solera del box culvert (–2,50 m) y 0,95 m por encima de la base de la cimentación (–3,00 m). Conviene notar que esa cota de estabilización es una propiedad del flujo y del sedimento —depende del caudal, del ancho de la sección y del diámetro del grano— y no de la profundidad inicial del lecho; por ello resulta idéntica en ambos extremos de la franja batimétrica, y lo que cambia entre uno y otro es únicamente el espesor de material removido para alcanzarla.

El foso de socavación no alcanza la estructura. Lo que se desarrolla es una rampa de transición entre el lecho natural y la sección rebajada del box, que constituye el ajuste morfológico esperable y no un mecanismo de descalce. Debe señalarse además que el punto más bajo del conjunto no lo determina la socavación sino la propia batimetría existente: la cota –2,30 m del lecho profundo queda 0,25 m por debajo de la cota de estabilización calculada y solo 0,20 m por encima de la solera.

8.4.1 Socavación en las aletas y sensibilidad del factor de amplificación

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

La metodología NCHRP 24-20 evalúa la socavación en las aletas como una amplificación de la socavación por contracción, mediante un factor $\alpha \geq 1,0$ que recoge la turbulencia inducida por el elemento. El valor de α se obtiene de las figuras del capítulo 8 de HEC-18 en función del tipo de aleta, de la condición de socavación y de la relación entre la longitud del estribo y el ancho de la llanura de inundación. Dado que esa relación no queda unívocamente definida en una configuración como la presente —en la que la estructura no invade una llanura de inundación propiamente dicha—, el factor se trata como parámetro explícito y se reporta el análisis de sensibilidad correspondiente, de modo que el resultado sea auditable.

Tabla 15. Sensibilidad de la socavación en las aletas al factor de amplificación de la metodología NCHRP 24-20 (condición extrema, lecho somero en la cota $-1,50$ m).

Factor α (—)	Socavación (m)	Cota de estabilización (m NMM)	Posición relativa a la estructura
1,00	0,55	-2,05	Por encima de la solera
1,10	0,85	-2,35	Por encima de la solera
1,25	1,29	-2,79	Bajo la solera, dentro de la cimentación

El análisis muestra que la conclusión depende del factor adoptado. Para valores de α hasta 1,10 el foso se mantiene por encima de la solera y la estructura no resulta comprometida. Para $\alpha = 1,25$ el foso descende por debajo de la solera, aunque permanece dentro del espesor de la cimentación en concreto ciclópeo.

Dado que el factor de amplificación no puede determinarse con precisión para esta configuración, y en aplicación del principio de diseño conservador, se adopta como criterio de proyecto la envolvente correspondiente a $\alpha = 1,250$. Ello no implica que se prevea esa profundidad de socavación, sino que la protección de las transiciones debe dimensionarse para impedir que el foso progrese más allá de la cota de solera.

8.5 Sensibilidad al material del lecho

El cálculo se desarrolló sobre la hipótesis de arena fina no cohesiva, pese a que el estudio de suelos indica un predominio de materiales cohesivos. Dado que el material superficial expuesto del lecho no ha sido objeto de muestreo específico, se evaluó la sensibilidad del resultado al tipo de material comparando el esfuerzo cortante que el flujo ejerce en la transición con el esfuerzo cortante crítico de cada material. El esfuerzo cortante de cálculo, evaluado sobre el lecho somero en la condición extrema, es de $0,53 \text{ N/m}^2$.

Tabla 16. Sensibilidad de la erodibilidad del lecho al tipo de material (transición sobre el lecho somero, condición extrema, $\tau = 0,53 \text{ N/m}^2$).

Material	Referencia	τ crítico (N/m^2)	τ / τ crítico	Resultado
Arena fina no cohesiva	d50 = 0,2 mm	0,13	4,08	Erodible
Arena media	d50 = 0,5 mm	0,27	1,96	Erodible

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	---	---

Material	Referencia	τ crítico (N/m ²)	τ / τ crítico	Resultado
Arcilla CL de consistencia media	Su $\approx$ 50 kPa	5,0	0,11	No erodible
Arcilla CH de alta plasticidad	Su $\approx$ 75–150 kPa	10,0	0,05	No erodible
Arcilla CL firme a dura	Su $\approx$ 100–200 kPa	15,0	0,04	No erodible

Bajo la hipótesis de arena fina el flujo excede en cuatro veces el umbral de erosión, mientras que sobre cualquiera de los materiales cohesivos identificados en el estudio de suelos el esfuerzo cortante disponible representa entre el 4 % y el 11 % del necesario para iniciar la erosión. Dicho de otro modo: si el lecho superficial responde al comportamiento cohesivo que caracteriza al 70 % de los materiales del sitio, no se produciría socavación alguna, ni siquiera en las transiciones ni sobre el lecho somero.

La hipótesis de cálculo adoptada es conservadora, y los valores de socavación reportados deben interpretarse como una cota superior.

8.6 Conclusiones y recomendaciones del análisis de socavación

- En el interior de la estructura no se produce socavación. La relación entre la velocidad de flujo y la velocidad crítica del sedimento se mantiene por debajo de la unidad en las cuatro condiciones ambientales, con un máximo de 0,93 en la condición extrema, de modo que el material del lecho no alcanza el umbral de movimiento. A ello se suma que la solera y su cimentación conforman un lecho rígido no erosionable.
- La razón física de este comportamiento es que la solera, en la cota $-2,50$ m, se sitúa por debajo del lecho natural registrado en el levantamiento batimétrico ($-1,50$ a $-2,30$ m), de modo que la estructura ofrece más área de paso que la sección natural y desacelera el flujo en lugar de acelerarlo.
- La socavación se concentra en las transiciones de entrada y salida, donde el lecho es erodible, y resulta reducida: 0,55 m sobre el lecho somero en la condición extrema, y nula sobre el lecho profundo en los cuatro escenarios. La cota de estabilización es de $-2,05$ m NMM, esto es, 0,45 m por encima de la solera de la estructura.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

9. CONCLUSIONES

La caracterización de agentes climáticos evidencia un régimen de viento dominado por el sector NE, con velocidad media de 4,73 m/s en el nodo P07 y un nivel de retorno TR50 de 14,30 m/s para la serie completa, mientras que el nivel del mar combina una tendencia de ascenso regional de +4,117 mm/año (altimetría satelital, 1993–2024) con una componente de marea meteorológica del mareógrafo de Cartagena cuya separación armónica requiere validación adicional. Estos resultados constituyen el forzamiento climático de la modelación hidrodinámica desarrollada en el capítulo de Modelación Hidrodinámica y Acoplamiento de Modelos.

La modelación hidrodinámica anidada (Delft3D-FLOW) confirma que el canal de acceso al Puente Las Palmas opera en régimen subcrítico en las cuatro condiciones ambientales evaluadas (Froude máximo de 0,32), con velocidades de corriente entre 0,12 m/s (época de transición) y 0,38 m/s (condición extrema). La estructura proyectada reduce de forma consistente la velocidad de corriente y el esfuerzo cortante en el fondo del estrechamiento, en una proporción mayor en época seca (25,7 %) que en condición extrema (9,8 %), lo que indica un efecto de bloqueo hidráulico más notorio bajo condiciones de baja energía.

El análisis de socavación, desarrollado conforme a la quinta edición de HEC-18 (2012) y a partir del forzamiento hidráulico derivado de la modelación hidrodinámica y de la batimetría del levantamiento del proyecto, concluye que en el interior de la estructura no se produce socavación: la relación entre la velocidad de flujo y la velocidad crítica del sedimento no supera 0,93 en la condición extrema, de modo que el material del lecho no alcanza el umbral de movimiento, y a ello se suma que la solera y su cimentación conforman un lecho rígido no erosionable. En las transiciones de entrada y salida la socavación resulta reducida: 0,55 m sobre el lecho somero (–1,50 m) en la condición extrema y nula sobre el lecho profundo (–2,30 m) en los cuatro escenarios, con una cota de estabilización de –2,05 m NMM, esto es, 0,45 m por encima de la solera. El análisis de sensibilidad al factor de amplificación de la metodología NCHRP 24-20 recomienda, no obstante, proteger dichas transiciones.

La obra proyectada constituye una intervención de efecto neto favorable sobre la conectividad hidráulica del sistema: sustituye un cruce existente de menos de 10 m de ancho efectivo por una estructura de 35,00 m de luz hidráulica libre, multiplicando por más de tres la sección de intercambio, reduciendo la velocidad de paso entre un 71 % y un 77 % y restituyendo el régimen subcrítico. A partir del análisis del nivel del mar y de los resultados de modelación se establece, asimismo, una cota mínima de terreno de 1,40 m sobre el nivel medio del mar como valor mínimo admisible y de 1,60 m como valor recomendado de diseño, incorporando el ascenso previsible del nivel medio del mar para una vida útil de 50 años y un borde libre de 0,30 a 0,50 m. Se recomienda mantener un programa de inspección periódica del lecho en el entorno de la estructura.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Briaud, J.-L., Ting, F.C.K., Chen, H.C., Cao, Y., Han, S.W., y Kwak, K.W. (1999). Erosion function apparatus for scour rate predictions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(2), 105–113.

Bridges, T.S., King, J.K., Simm, J.D., Beck, M.W., Collins, G., Lodder, Q., y Mohan, R.K. (eds.) (2021). *International Guidelines on Natural and Nature-Based Features for Flood Risk Management*. U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, Misisipi.

Consorcio Diseños Viales Cartagena. Estudio de Suelos del Puente Las Palmas. Contrato de Consultoría CMA-SID-007-2025.

Copernicus Marine Service. Reanálisis de viento y oleaje del Atlántico tropical y el Caribe. Deltares. Delft3D-FLOW User Manual: Simulation of Multi-Dimensional Hydrodynamic Flows and Transport Phenomena, Including Sediments.

Dyer, K.R. (1997). *Estuaries: A Physical Introduction* (2.^a ed.). John Wiley & Sons, Chichester.

European Centre for Medium-Range Weather Forecasts (ECMWF). ERA5 reanalysis dataset.

Forman, R.T.T., Sperling, D., Bissonette, J.A., Clewenger, A.P., Cutshall, C.D., Dale, V.H., Fahrig, L., France, R., Goldman, C.R., Heanue, K., Jones, J.A., Swanson, F.J., Turrentine, T., y Winter, T.C. (2003). *Road Ecology: Science and Solutions*. Island Press, Washington, D.C.

Instituto Nacional de Vías (INVÍAS). (2009). *Manual de Drenaje para Carreteras*.

Kjerfve, B. (ed.) (1994). *Coastal Lagoon Processes*. Elsevier Oceanography Series 60, Amsterdam.

Melville, B.W., y Coleman, S.E. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colorado.

Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible (MADS). *Metodología General para la Presentación de Estudios Ambientales*.

Presidencia de la República de Colombia. Decreto 1076 de 2015, Decreto Único Reglamentario del Sector Ambiental.

Richardson, E.V., y Davis, S.R. (2001). *Evaluating Scour at Bridges* (Hydraulic Engineering Circular No. 18, 4.^a ed.). Federal Highway Administration (FHWA), Publicación FHWA NHI 01-001, Washington, D.C.

	INFORME HIDROLÓGICO PARA EL PROYECTO: MODERNIZACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN EL SECTOR PUENTE LAS PALMAS Y AVENIDA DEL LAGO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE CARTAGENA	
---	--	---

Roman, C.T., y Burdick, D.M. (eds.) (2012). Tidal Marsh Restoration: A Synthesis of Science and Management. Island Press, Washington, D.C.

Schall, J.D., Thompson, P.L., Zerges, S.M., Kilgore, R.T., y Morris, J.L. (2012). Hydraulic Design of Highway Culverts (Hydraulic Design Series No. 5, 3.^a ed.). Federal Highway Administration, Publicación FHWA-HIF-12-026, Washington, D.C.

USDA Forest Service (2008). Stream Simulation: An Ecological Approach to Providing Passage for Aquatic Organisms at Road-Stream Crossings. National Technology and Development Program, San Dimas, California.

Van Rijn, L.C. (1993). Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas. Aqua Publications, Ámsterdam.

Whitehouse, R. (1998). Scour at Marine Structures: A Manual for Practical Applications. Thomas Telford, Londres.