



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – MAESTRÍA EN COSTAS RÍOS

DIMENSIONAMIENTO DE UN SISTEMA DE BYPASS DE ARENA EN EL PUERTO
DE SISAL, YUCATÁN.

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
PEDRO EDUARDO REYES CABAÑAS

TUTOR
DR. PAULO SALLES AFONSO DE ALMEIDA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. (MES EN QUE SE REALIZÓ EL EXAMEN) 2015

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Torres Freyermuth Alec
Secretario: Dr. López González José
Vocal: Dr. Salles Afonso De Almeida Paulo
1 er. Suplente: M. en C. Appendini A. Christian M.
2 d o. Suplente: Dr. Figueroa Espinoza Bernardo

**Lugar o lugares donde se realizó la tesis:
Laboratorio de Ingeniería y Procesos Costeros del Instituto de Ingeniería,
Sisal, Yucatán, México.**

TUTOR DE TESIS:

NOMBRE

Dr. Paulo Salles Afonso De Almeida

FIRMA

Contenido

1. INTRODUCCIÓN.....	8
1.1. Antecedentes de la Costa Yucateca.....	8
1.2. Objetivos.....	11
1.2.1. Objetivo General.....	11
1.2.2. Objetivos Particulares.....	11
1.3. Metodología.....	12
1.4. Alcances.....	13
1.5. Organización de la Tesis.....	13
2. SISTEMAS DE BYPASS DE ARENA.....	15
2.1. Clasificación.....	15
2.1.1. Sistemas Fijos.....	15
2.1.2. Sistemas Móviles.....	17
2.1.3. Sistemas Semi-móviles.....	18
2.2. Casos de Sistemas de Bypass en el Mundo.....	18
2.2.1. Tweed River.....	18
2.2.2. Nerang River.....	20
2.2.3. Indian River Inlet Sand Bypassing System, Delaware, U.S.A.....	21
3. MODELO NUMÉRICO.....	23
3.1. Módulo Hidrodinámico (HD).....	23
3.2. Módulo de Oleaje Espectral (SW).....	24
3.3. Módulo de Transporte de Sedimentos (ST).....	26
3.4. Módulo de Rastreo de Partículas (PT).....	26
4. ESTUDIO DEL CASO: PUERTO DE SISAL.....	28
4.1. Descripción del Sitio.....	28
4.2. Clima Marítimo.....	30
4.2.1. Viento.....	30
4.2.2. Oleaje.....	31
4.2.3. Marea.....	36
4.3. Morfología de Playa.....	38
4.3.1. Sedimento.....	38
4.3.2. Playa.....	41
4.3.3. Línea de Costa.....	44
4.3.4. Canal de Navegación.....	46
4.4. Implementación del Modelo Numérico.....	48
4.4.1. Dominio.....	49
4.4.2. Parámetros de Entrada de Módulo HD.....	50

4.4.3.	Parámetros de Entrada de Módulo SW	51
4.4.4.	Parámetros de Entrada del Módulo ST	52
4.4.5.	Parámetros de Entrada del Módulo PT	52
4.5.	Hidrodinámica	52
4.6.	Transporte Litoral.....	54
4.6.1.	Fórmula del CERC.....	55
4.6.2.	Fórmula del Kamphuis	56
4.6.3.	Perfiles de Playa	57
4.6.4.	Modelación Numérica	57
4.6.5.	Resultados.....	58
4.7.	Localización de los Elementos del SBA	60
4.7.1.	Tubo de Succión.....	60
4.7.2.	Tubería de Descarga	63
5.	DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA	66
5.1.	Descripción de los Componentes	66
5.2.	Procedimiento de Cálculo	69
5.2.1.	Velocidad Crítica (VCR)	70
5.2.2.	Gasto Mínimo Requerido Para Transporte de Sólidos en Suspensión (Q_{SUPmin}) ..	70
5.2.3.	Gasto de Succión.....	70
5.2.4.	Selección del Eyector	71
5.2.5.	Relaciones de: Flujo (M), Carga (N) y Área del Eyector (R)	72
5.2.6.	Gasto de Descarga Q_{DIS} del Eyector.....	73
5.2.7.	Máxima Concentración de Sólidos en la Tubería de Descarga CV_{MAX} y Tasa de Excavación Máxima EXC_{MAX}	73
5.2.8.	Carga de Presión Total en la Descarga H_{DIS}	74
5.2.9.	Carga de Presión del Eyector H_{SUC}	75
5.2.10.	Carga de Presión Requerida H_{SUP}	75
5.2.11.	Determinación de Q_{SUP}	75
5.2.12.	Revisión por Cavitación del Eyector	76
5.2.13.	Calculo de Carga Dinámica Total (T_{DHS}).....	76
5.2.14.	Carga Neta Positiva de Succión (CNPS)	78
5.3.	Memoria de Cálculo	79
5.4.	Propuesta	83
6.	CONCLUSIONES	86
7.	REFERENCIAS.....	88
8.	ANEXOS	91
A.	PERFILES DE LAS CAMPAÑAS DE TOPO-BATIMETRÍA.....	91
B.	CORTES TRANSVERSALES EN EL CANAL DE NAVEGACIÓN.....	102

C.	VELOCIDAD CRÍTICA	110
D.	VELOCIDAD DE ASENTAMIENTO	110
E.	DETERMINACIÓN DE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN	111
F.	PARÁMETROS ADIMENSIONALES DEL EYECTOR	112
G.	PARÁMETROS ADIMENSIONALES DEL EYECTOR	113
H.	MEMORIA DE CÁLCULO A DETALLE	114
1.	Velocidad Crítica Requerida (V_{CR}) y Velocidad de asentamiento (w_s)	114
2.	Gasto de suministro mínimo de agua al eyector (Q_{SUPmin})	115
3.	Gasto de Succión (Q_{SUC})	115
4.	Selección del Eyector	116
5.	Determinación del relación de flujo (M), relación de carga (N) y Relación de Área (R) de la Jet Pump.....	117
6.	Calculo del Gasto de Descarga (Q_{DIS}) del Eyector	117
7.	Calculo con Volumen máximo de sólidos en la tubería de descarga del Eyector (CV_{MAX})	117
8.	Carga de presión requerida en la descarga (H_{DIS}).....	118
9.	Calculo de Carga de Presión del eyector (H_{SUC}).....	119
10.	Carga de Presión total a suministrar (H_{SUP}).....	119
11.	Determinación de (Q_{SUP}).....	119
12.	Revisión por cavitación del Eyector	120
13.	Calculo de Carga Dinámica Total (T_{DHS}).....	121
14.	Carga neta positiva de succión ($CNPS$).....	122
15.	Selección del equipo de bombeo	122

Agradecimientos

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, institución a la cual tuve el honor de pertenecer y que contribuyó de manera determinante en mi formación académica y profesional.

A mi tutor Dr. Paulo Salles Afonso de Almeida, quien gracias a su experiencia, paciencia y asesoría contribuyó en las revisiones y correcciones que hicieron de éste, un trabajo de calidad.

Al Dr. José López González por su asesoría, sugerencias y disposición para atender las dudas que surgieron durante el desarrollo de esta tesis. También por su participación y asesoría para llevar a cabo los levantamientos de Topo-batimetría

Al Instituto de Ingeniería y al Dr. José López que gracias al proyecto interno 1162 (*Caracterización hidrodinámica y evaluación de riesgo costero por degradación de la zona arrecifal de Akumal*) facilitaron los medios para la difusión de este proyecto en el congreso Young Coastal Engineers of North America 2015.

A la M. I. Paola Souto Ceccon quien contribuyó con la validación del Modelo Hidrodinámico implementando y que además fue mi compañera de cubículo propiciando siempre a la creación de un excelente ambiente de trabajo.

Al M. C. Christian M. Appendini por haber contribuido a mi aprendizaje del Modelo Mike 21.

A mis compañeros Marcos García, Mauricio Bravo, Luis Angel Gallegos y David Gracia quienes siempre tuvieron la disponibilidad para colaborar en las campañas de topografía y batimetría.

Y en general a las personas que hicieron posible este proyecto ya sea con sus sugerencias o con su apoyo moral, de corazón muchas GRACIAS.

Resumen

En vista del frecuente desequilibrio de las playas causado por la construcción de escolleras para delimitar canales en puertos, este trabajo propone un sistema permanente de transferencia o bypass de arena (SBA) de un lado al otro del canal del puerto, lo cual puede ser una solución para disminuir (i) el crecimiento de la playa de un lado del canal, lo cual llega a generar la pérdida de funcionalidad de dichas estructuras y el consiguiente azolve del canal, así como (ii) la erosión de la playa del otro lado del canal.

En particular, este estudio se enfoca en el dimensionamiento de un SBA para el Puerto de Sisal, en el noreste de la Península de Yucatán, en el cual, a pesar de los esfuerzos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes por dragar periódicamente el canal y retirar arena de la playa al Este del mismo, existe la problemática descrita de retención/erosión del sistema playero y azolve del canal del puerto.

Para ello, primero se estimó el transporte litoral en la zona por medio de (a) análisis volumétrico de perfiles playeros durante un año, (b) fórmulas paramétricas y (c) modelación numérica de la hidrodinámica y morfo-dinámica de la zona con el modelo Mike21. Para (b) y (c) se realizó un análisis del clima marítimo y del sedimento en la zona. Los sitios de succión y descarga de sedimento se definieron igualmente por medio de modelación numérica con un módulo seguimiento de partículas.

Con lo anterior se propuso un sistema consistente en: bomba centrífuga de 102 KW de potencia, eyector tipo Venturi para la extracción de sedimento, tuberías de succión y descarga de 9 y 8 pulgadas, respectivamente, resultando en una capacidad de transferencia de $26 \text{ m}^3/\text{h}$, suficiente para mitigar la recurrente problemática de erosión/azolve. El estudio sugiere detener la operación del sistema durante la ocurrencia de Nortes. Estudios similares podrían realizarse para otras zonas costeras con problemáticas similares.

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de las actividades marítimas ha sido uno de los factores que han detonado el avance de la humanidad. Ya desde aproximadamente 2500 A. C. las culturas del golfo pérsico utilizaron rutas marítimas para establecer relaciones comerciales con Mesopotamia y la India (Silva & Salles, 2004). Esta necesidad del hombre por transportar productos, conquistar nuevas tierras o simplemente de expandir su cultura motivó a la construcción de vehículos capaces de surcar los océanos y como consecuencia directa a la construcción de obras costeras (puertos) con las cuales darles asilo al momento de arribar a la costa.

Sin embargo la construcción de puertos y demás obras costeras alteran la configuración de la costa, generando efectos que pueden resultar problemáticos como la erosión o crecimiento de las playas vecinas, alteración en la dinámica de las barras de arena, modificación de la hidrodinámica y la alteración de los patrones de transporte litoral. Por otro lado, dichos efectos pueden desencadenar en problemas como el azolve en canales de navegación, riesgos en la navegación, erosión en zonas costeras pobladas e incluso la desaparición de especies marítimas. Razones por las cuales la mayoría de los países dedica una gran cantidad de recursos enfocados al estudio del comportamiento costero ante la influencia antropogénica.

México a pesar de ser un país con un alto potencial costero con aproximadamente 15,570 km de perímetro de los cuales 11,122 km son de costa, concentra la mayoría de sus actividades económicas en ciudades del altiplano como Monterrey, Distrito Federal y Guadalajara, a diferencia de los principales desarrollos urbanos e industriales del mundo que se localizan en la costa (Montoya, 2004) poniendo en evidencia la falta de cultura costera. Esta situación crea un déficit de especialistas, así como la carencia de información debido a que cuando se requiere, es medida por breves periodos (o estimada), lo cual conlleva a veces a la obtención de conclusiones equivocadas al momento de la planeación y diseño de obras marítimas (Silva & Salles, 2004).

Esta situación es alarmante debido que sin un adecuado plan de manejo costero es imposible realizar un buen aprovechamiento de los recursos (Salles & Silva, 2004), conllevando a la necesidad de implementar soluciones que remedien o mitiguen los problemas generados por la infraestructura mal planeada. Por tal motivo y en virtud de que en varias zonas costeras el problema se origina por alteraciones del transporte litoral, este trabajo pretende contribuir a dar solución algunos aspectos de esta problemática, particularmente la erosión playera y el azolve de canales por presencia de escolleras.

1.1. Antecedentes de la Costa Yucateca

En el caso particular de la costa norte de Yucatán, ésta se constituye principalmente de material proveniente de la erosión de rocas metamórficas y sedimentarias (material autigénico), depósitos

de conchas y otros organismos marinos (material biogénico). El carácter no cohesivo del sedimento, aunado a la orientación de la costa y un régimen de oleaje y corrientes con una marcada dirección predominante hacia el oeste generan un transporte litoral importante y vuelve a la costa vulnerable a fenómenos naturales e intervenciones antropogénicas (Cuevas-Jimenez & Euan-Avila, 2009).

Un listado de factores que impactan a la costa de Yucatán de acuerdo a su origen se muestra en la Figura 1-1, donde el clima marítimo regular genera transporte litoral neto hacia el Oeste, el cual dependiendo de la orientación de la costa en la celda litoral de análisis, puede contribuir a crear zonas de potencial erosión, depositación o estables. Por otro lado, los eventos meteorológicos extremos (tormentas, huracanes, *Nortes*), así como las actividades humanas, particularmente la construcción de infraestructura costera (puertos, marinas, rompeolas y espigones) y en menor medida la modificación del nivel freático en la costa, afectan la configuración y la estabilidad de las playas contribuyendo a la aparición de nuevas zonas de erosión y/o acreción y en ciertos casos al azolve en el interior de puertos y sus canales de navegación.



Figura 1-1. Agentes de cambio más significativos en la costa del Estado de Yucatán.

En ciudades como Progreso, Chuburná y Chelem, la erosión es tan grave que pone en riesgo propiedades e inmuebles (Figura 1-2), como se ha documentado en trabajos realizados por Lira (2012) y Fernández (2012).



Figura 1-2. Problemas de Erosión en las playas de Progreso

Esta situación ha motivado el estudio del comportamiento morfo-dinámico en la Península, destacando el realizado por Appendini et al. (2012), quienes caracterizaron el transporte de sedimento a lo largo de la costa norte de la península de Yucatán (sin considerar estructuras costeras). Este trabajo se resume a grandes rasgos en la Figura 1-3, donde el panel superior compara la orientación de equilibrio de la línea de costa contra su configuración actual, identificando en el panel inferior las secciones de la costa caracterizadas como zonas de potencial erosión, estables o de potencial acreción resaltadas en colores negro, blanco, y café respectivamente. Se muestran además los valores de transporte potencial neto correspondiente a cada sección analizada en donde el signo negativo indica movimiento hacia el oeste.

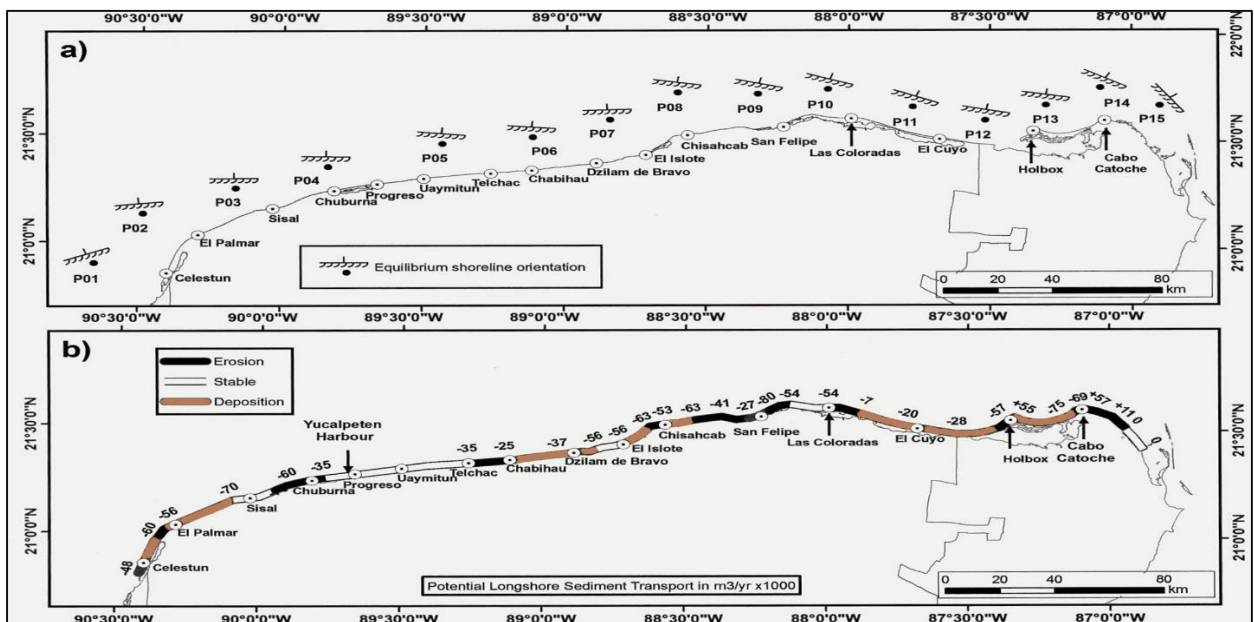


Figura 1-3. (a) Orientación de equilibrio en la costa norte de Yucatán y (b) potencial de transporte de sedimentos ($m^3/año \times 1000$) [Appendini et al. 2012].

El estudio sugiere que existen zonas de erosión (Chuburná), estables (Sisal) y depositación (El Palmar). Sin embargo, recalca el hecho de que zonas estables pueden modificar su condición de forma importante, en donde debido a la construcción de estructuras costeras y a las condiciones de oleaje, el transporte es retenido por dichas estructuras, provocando por un lado el crecimiento de la playa y por otro la erosión en otros sitios.

Debido al crecimiento de la playa por retención del transporte litoral, las escolleras de los puertos pierden gradualmente su funcionalidad, al grado de que llegan a permitir la entrada de sedimento al canal de acceso, produciendo su azolve y dificultando o imposibilitando la navegación, además de que producen erosión en las playas vecinas al oeste. Con el fin de mitigar estos problemas, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) implementa campañas de dragado y remoción de arena para recuperar la funcionalidad de las escolleras y la operatividad de los canales de acceso a los puertos, y de esa manera poder también inyectar de arena las playas erosionadas al Oeste de los puertos. Sin embargo, se ha observado que, al menos para la costa de Sisal, los dragados periódicos no han sido la solución adecuada y que los Sistemas de Bypass de Arena (SBA) podrían ser una solución más adecuada (Richardson & McNair, 1981). En ese sentido, este estudio se enfoca en dimensionar un SBA para el puerto de abrigo de Sisal, Yucatán.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

El objetivo general de este trabajo es el dimensionamiento hidráulico de un sistema de bypass de arena que sirva para restaurar el flujo natural de arena y mitigar tanto el azolve en el canal de navegación como la erosión en las playas del lado Oeste del Puerto de Sisal.

1.2.2. Objetivos Particulares

- Determinación de clima marítimo en la zona.
- Determinación de la configuración topo-batimétrica de la región y su variabilidad durante un año.
- Estimación de las tasas de transporte litoral de sedimento paralelo a la costa a través de:
 - Formulaciones existentes (e.g., fórmula del CERC).
 - Análisis de perfiles de playa.
 - Modelación numérica utilizando el modelo MIKE 21 ST.
- Dimensionamiento de los componentes del SBA.

1.3. Metodología

La metodología de este trabajo se ha dividido en cinco secciones: recopilación y análisis de datos, modelado numérico, obtención de parámetros de diseño y dimensionamiento del sistema, como se muestra en el siguiente diagrama.

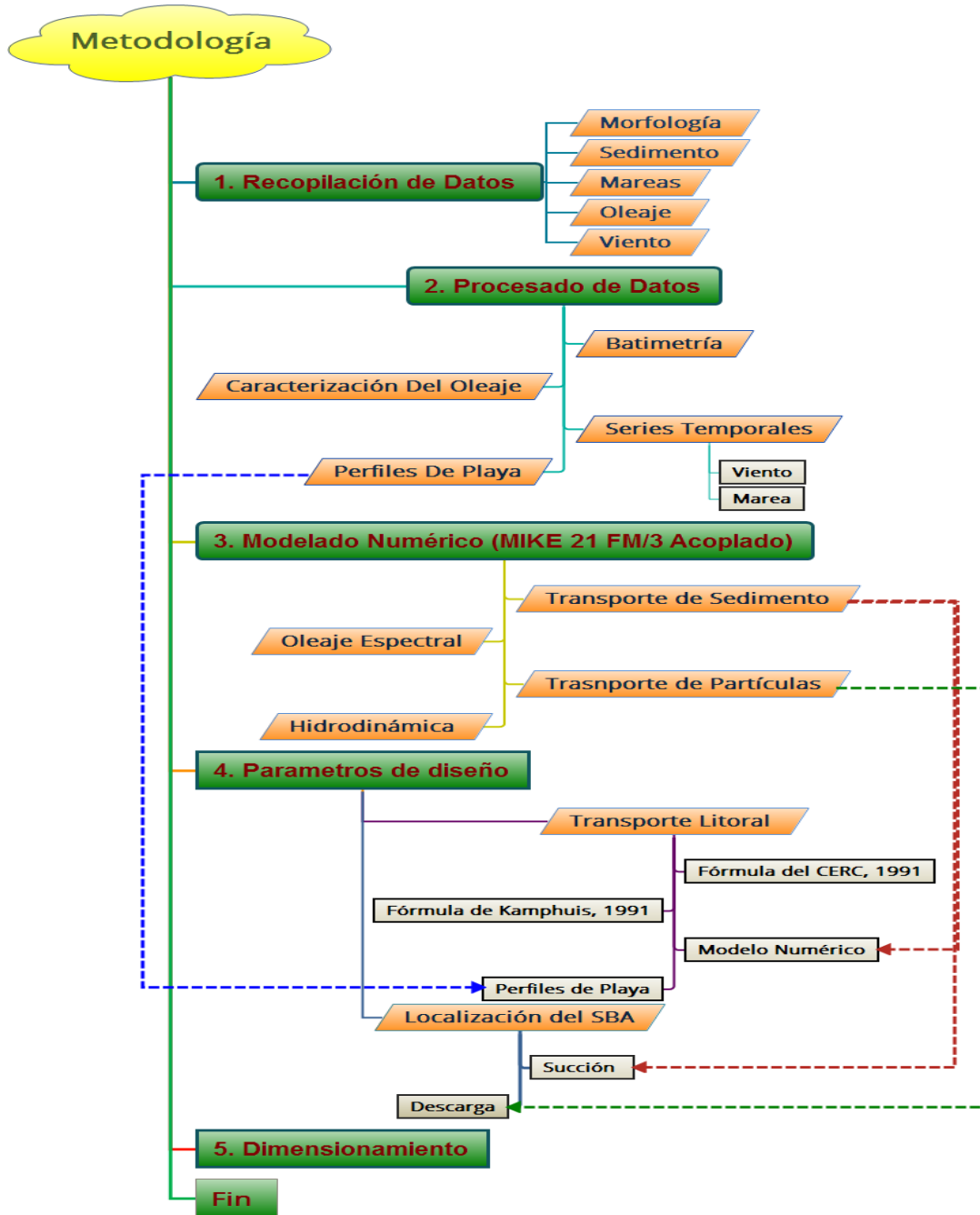


Figura 1-4. Diagrama de flujo de la metodología de dimensionamiento del SBA

Respecto al diagrama anterior:

- ✓ El paso 1 se refiere a la adquisición de los datos (de campo y a partir de modelos).
- ✓ El paso 2 se refiere a la manipulación, procesamiento y análisis de los datos para la adquisición de información que resulte de utilidad para la caracterización del sitio, el clima marítimo presente y la evolución morfológica medida durante un año.
- ✓ El paso 3 se refiere a la implementación del modelo numérico y los diferentes módulos utilizados (hidrodinámico, morfo-dinámico, transporte de sedimentos y transporte de partículas). El modelo fue forzado con viento y oleaje (paso 2) y marea (paso 1).
- ✓ El paso 4 se refiere a la determinación de los parámetros requeridos para dimensionar el sistema, los cuales constan de: el transporte litoral y la ubicación de los componentes de succión y descarga del SBA.
- ✓ Una vez caracterizado el clima marítimo y definido los parámetros de diseño se procede con el dimensionamiento del sistema en el paso 5.

1.4. Alcances

El alcance de este estudio es el dimensionamiento hidráulico de un Sistema de Bypass de Arena (en adelante SBA) en base al valor de transporte litoral estimado, incluyendo tipo y capacidad de bombas, dimensiones de las tuberías de succión y descarga, determinación de áreas para succión y descarga y el análisis del comportamiento del sedimento descargado al Oeste del puerto.

1.5. Organización de la Tesis

El presente trabajo de investigación está organizado en 6 capítulos y dos apartados complementarios que corresponden a las referencias y a los anexos.

Capítulo 1. Se presentó información general sobre la situación costera en México, se plantearon los problemas en las costas Yucatecas, se presentaron los objetivos del trabajo, se propuso una alternativa de solución (Sistemas de Bypass o transvase de Arena) y la metodología para realizarla, finalmente se especificaron los alcances del trabajo.

Capítulo 2. Se presenta información referente a la clasificación, componentes, descripción técnica y casos de aplicación de los Sistemas de Bypass de Arena.

Capítulo 3. Se presenta información relevante sobre el modelo numérico MIKE 21/3 FM, así como las ecuaciones que gobiernan los módulos que utilizaron, los cuales son: Hidrodinámico (HD), de Oleaje Espectral (SW), Transporte de Sedimento (ST) y de Partículas (PT).

Capítulo 4. Se presenta el estudio de caso en el puerto de Sisal, Yucatán, consistente en: descripción del sitio, determinación del clima marítimo y de la morfología de la playa, implementación del modelo, modelación numérica, estimación del transporte litoral y determinación de la ubicación del tubo de succión y descarga del Sistema de Bypass de Arena.

Capítulo 5. Se presenta la descripción de los componentes de un sistema de bypass típico, el procedimiento de cálculo para su dimensionamiento, la memoria de cálculo y se plantea una propuesta de configuración.

Capítulo 6. Se presentan las conclusiones, recomendaciones y trabajos a futuro que se derivan del presente estudio.

Como parte complementaria de este trabajo se presentan las referencias y los anexos en donde se presenta la bibliografía citada, las secciones en las que se realizaron perfiles playeros, los cortes en el canal de navegación, las gráficas con las que se determinaron los parámetros y coeficientes necesarios para el dimensionamiento del sistema y finalmente la memoria de cálculo a detalle.

2. SISTEMAS DE BYPASS DE ARENA

El término “Sistema de Bypass de Arena” se refiere a un sistema permanente de transferencia de arena por medios mecánicos, desde una zona de acumulación hacia una zona de pérdida o déficit de sedimento (erosión) con el fin de restablecer el flujo natural de arena (a diferencia del dragado, que consiste en la remoción de sedimento de cuerpos de agua para garantizar una profundidad operativa).

La implementación de los SBA se recomienda en casos donde después de la construcción de infraestructura marítima (en particular espigones o escolleras perpendiculares a la costa que se construyen para delimitar una boca o entrada a puerto), la zona costera experimenta efectos de crecimiento de playa corriente arriba de una escollera o espigón (*updrift*), erosión de la playa corriente abajo (*downdrift*) y eventualmente azolve en los canales de navegación. Estos efectos son indicadores de que el flujo natural de transporte ha sido alterado y de la necesidad de una solución para su restauración.

El diseño de los Sistemas de Bypass de Arena implica un conocimiento detallado de la zona afectada, ya que los métodos, técnicas y equipo a utilizar, así como el éxito del sistema, dependen del conocimiento del entorno físico incluido el transporte litoral en la zona, el cual es el parámetro principal de diseño de todo SBA. Con este dato es posible establecer la capacidad y horarios de bombeo, así como la cantidad de material disponible (Weggel et al., 1988).

Para su implementación además es importante conocer el entorno social del sitio, así como considerar el funcionamiento de proyectos previos, consultar sus métodos y si es posible a ingenieros y operarios de otros sistemas en funcionamiento (USACE, 2002).

2.1. Clasificación

Los SBA se han clasificado de múltiples formas, sin embargo la característica que más afecta su idoneidad es la movilidad con la que se disponga. La movilidad se define como la facilidad con la que el sistema puede llegar a varias áreas del sitio del proyecto (Richardson & McNair, 1981). De acuerdo con esto, los sistemas de bypass se dividen en sistemas fijos, móviles y semi-móviles.

2.1.1. Sistemas Fijos

Son sistemas de transferencia de sedimento diseñados para trabajar en un punto fijo; su principal ventaja es que evitan la movilización de equipos de dragado y que una vez instalados la interferencia a las actividades portuarias es prácticamente nula. Los componentes característicos de estos sistemas son: equipo de succión para extraer material y una tubería de descarga para transportar material de la zona de succión a la zona de descarga o restauración.

El equipo de succión consta de una bomba y una tubería de succión. Las bombas más usadas son las de inyección o chorro y las bombas sumergibles. La tubería de descarga puede ser de acero galvanizado o de polietileno de alta densidad la cual garantiza una larga duración así como facilidad de instalación. El tipo de bomba a utilizar para la extracción y transferencia de sedimento depende de las características del sitio, sin embargo Bruun (1996) ha destacado la obtención de ventajas económicas y técnicas en el uso de *Eyectores* (dispositivos tipo Venturi que aprovechando las diferencias de presión succionan el sedimento depositado) .

Otra alternativa es la utilización de bombas sumergibles de extracción de lodos, que tienen la ventaja de tener bajo costo de adquisición y tamaño reducido que hace posible el uso de un equipo mínimo para su instalación, además de capacidad para extraer una mayor concentración de sólidos e incluso restos como madera o algas. La desventaja de este tipo de equipo es su susceptibilidad a presentar averías y altos costos de operación a largo plazo.

Los componentes de esta instalación son:

- a) *Tubería de succión*: generalmente es de acero o PEAD (polietileno de alta densidad) y suele estar sostenida por una grúa que le da cierto movimiento vertical y lateral, que le permite dragar en un sector (ver Figura 2-1),
- b) *Bomba de succión*: bomba para extraer arena, se recomienda utilizar motores eléctricos especialmente en lugares en donde se quiere evitar el ruido y la contaminación,
- c) *Tubería de descarga*: es por donde se transporta el material extraído a la zona de erosión o restauración y suelen ser de PEAD,
- d) *Caseta de protección*: necesaria en plantas estacionarias para proteger los componentes del sistema contra oleaje y tormentas.

Estos componentes se pueden apreciar gráficamente en la Figura 2-1 que representa un sistema fijo instalado sobre un espigón visto en planta (arriba) y en corte (abajo).

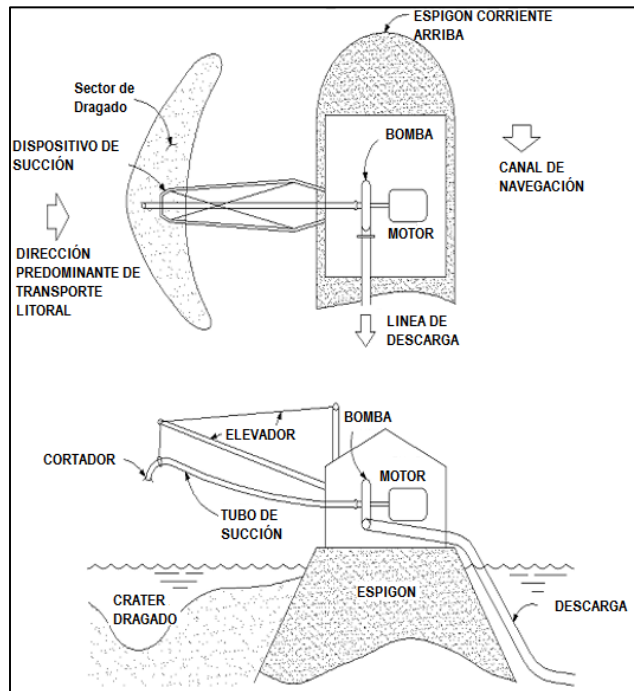


Figura 2-1. Esquema de una planta típica fija de un sistema de bypass (USACE, 2002)

2.1.2. Sistemas Móviles

Los sistemas móviles de bypass más utilizados son las dragas convencionales y los equipos terrestres. En este caso, el equipo de dragado se traslada hasta la zona de trabajo y se puede desplazar a lo largo de ésta. Entre el equipo para bypass móvil figuran:

- a) *Dragas de succión:* Estos equipos succionan el material y lo pueden verter cerca de la costa esperando que sea movido por el oleaje o directamente en la playa a través de una tubería. Sin embargo, se debe considerar que debido al tamaño y peso de este tipo de equipos, no se pueden acercar demasiado a la costa, por lo que necesitan siempre de algún equipo auxiliar para hacer llegar el material a la playa. Estos equipos están principalmente recomendados para grandes obras o para trabajos en mar abierto.
- b) *Dragas mecánicas:* No se suelen utilizar para realizar trabajos de bypass debido a que sus volúmenes de producción no son muy elevados y que están subordinadas al uso de otros equipos auxiliares, excepto en el caso de tener partículas de gran tamaño o en presencia de pizarras y guijarros, donde su uso está especialmente recomendado.
- c) *Equipos terrestres:* En trabajos de pequeño volumen se pueden montar equipos de dragado sobre ruedas, que extraen el material y lo transportan a pequeñas distancias. Los costes asociados a la movilización de estos equipos son relativamente reducidos.

La selección del equipo de dragado dependerá de las condiciones de trabajo y su tamaño quedará fijado por la cantidad de material que se deba extraer y del tiempo del que se disponga para

realizarlo. El oleaje limitará el uso y la eficiencia del equipo de dragado. Generalmente se realiza un estudio para detectar la época del año en que las alturas de ola son menores y aprovecharla para realizar los trabajos. También se suelen aprovechar áreas más protegidas como la zona entre espigones o detrás de un dique exento, para realizar el dragado.

2.1.3. Sistemas Semi-móviles

Los sistemas semi-móviles son aquellos que tienen la capacidad de realizar movimientos, pese a estar sobre instalaciones fijas lo cual facilita el abarcar una mayor área para la extracción de sedimento. En la Figura 2-2 se muestra la configuración de un sistema semi-móvil en donde el mecanismo montado sobre el espigón brinda movilidad al sistema permitiendo una mayor área de alcance.

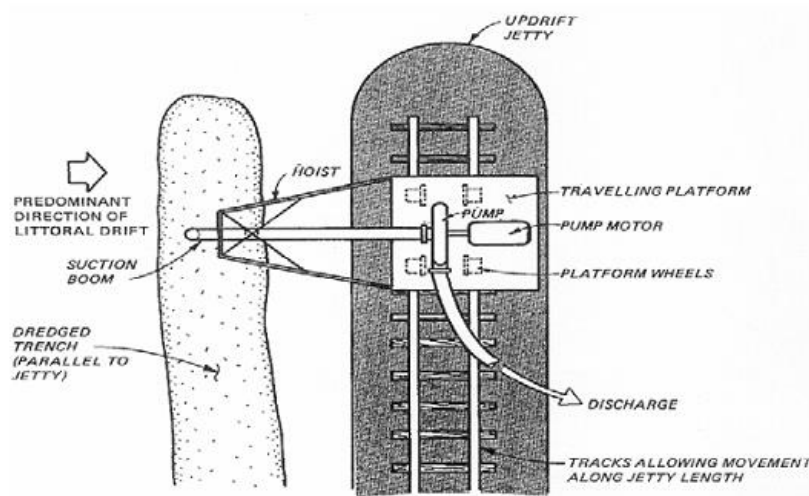


Figura 2-2. Configuración de una planta semi-móvil de bypass (USACE, 2002).

2.2. Casos de Sistemas de Bypass en el Mundo

Boswood et al. (2001) realizó una recopilación de los sitios que cuentan con sistemas de bypass, enlistando en 2001 un total de 53 SBA en el mundo, de los cuales la mayoría se encuentran en los Estados Unidos (67%) y Australia (9%). Con el fin de mostrar la motivación que dio pie a la construcción de SBA, así como sus especificaciones técnicas, a continuación se presentan tres ejemplos de SBA actualmente en funcionamiento.

2.2.1. Tweed River

Durante años las barras formadas en la desembocadura del Río Tweed, Australia, implicaron riesgos a la navegación, debido a lo cual en los años 60 se realizó la extensión de los espigones que dan protección a la entrada del canal. Esta medida solucionó el problema durante un periodo

breve de tiempo, después del cual la erosión en la zona al norte de los espigones afectó las playas al sur de Costa Dorada, resultando en un aumento en inundaciones debido a la pérdida de playa que fungía como protección natural frente a la zona urbana costera.

El alargamiento de los espigones contribuyó a la interrupción del transporte litoral y a la acreción de la playa corriente arriba del canal, por lo que en el año 2001 comienza la instalación y operación de un sistema de bypass permanente que fue diseñado para un volumen de transferencia de arena de 500,000 m³/año de acuerdo al valor de transporte neto de la zona.

El SBA tuvo como objetivos:

- ✓ Mantener el canal de navegación en condiciones óptimas.
- ✓ Restaurar las playas al sur de Costa Dorada para su uso con fines recreativos, de acuerdo a una tasa de bypass consistente con el transporte litoral de la zona.

Actualmente la configuración de estas playas es mostrada en la Figura 2-3, donde al sureste del canal se puede apreciar el espigón sobre el que está instalado el sistema de bombeo.



Figura 2-3. Configuración actual de la costa en la Desembocadura del Río Tweed en Queensland, Australia.

El sistema de la Figura 2-3 está constituido por 11 bombas que operan a profundidades que van desde los 6.5 m hasta los 15 metros debajo del nivel medio del mar; el sistema mecánico tiene capacidad para expulsar 1500 m³/hora de lodos, que equivale a 500 m³ de arena por cada hora de operación que son descargados en 4 sitios que se muestran en el diagrama de la Figura 2-4. La descarga más cercana está a 500 metros de la fuente de arena en Durambah Beach y la más

alejada a 2 km en Kira Point. Entre ellas existen otras dos descargas: la descarga principal, a 1 km en Point Danger y la cuarta descarga en Snapper Rocks.

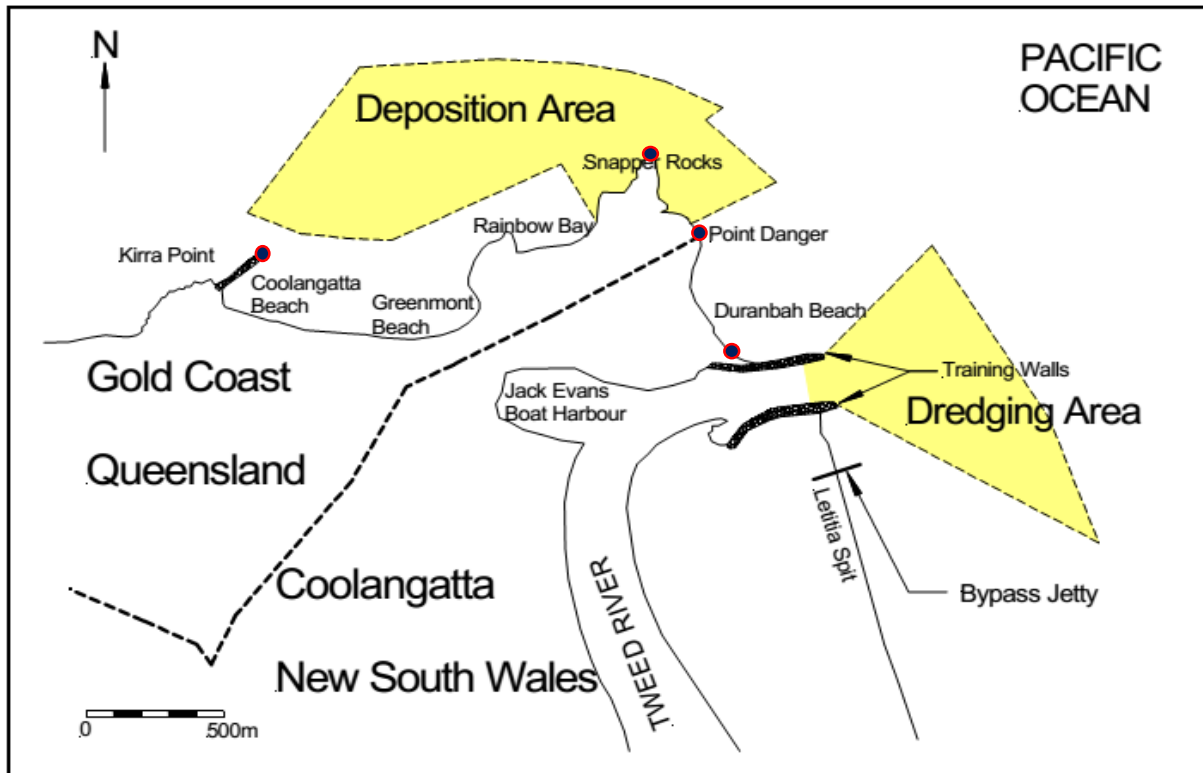


Figura 2-4. Croquis de ubicación del Sistema de Bypass de Tweed River (Tomado de: Jackson et al. 2001)

2.2.2. Nerang River

Esta obra, localizada en la desembocadura del Río Nerang en Queensland, Australia, fue la obra de ingeniería más avanzada de su época. En este sitio los vientos provenientes del sureste generan un movimiento de oleaje hacia el norte y tasas de transporte litoral neto de hasta 500,000 m³/año a lo largo del sureste de la Costa de Queensland.

El movimiento progresivo del canal hacia el norte a una velocidad de 20 – 40 m por año causó la acreción de la playa en Southport Spit y la erosión del extremo sur de Strad Broke Island. Este efecto, así como el cambio de ubicación de las barras y bancos de arena trajo consigo riesgos en la navegación, obligando al gobierno de Queensland a realizar trabajos para estabilizar esta boca de acceso durante el periodo que va de septiembre de 1984 a mayo de 1986. Las obras de remediación consistieron en la construcción de dos rompeolas que dieron paso a un nuevo canal de navegación, al cierre del anterior y a la instalación de un SBA fijo.

El diseño del SBA consistió en un espigón formado por una estructura de acero colocada perpendicular a la costa y que se extiende 500 hacia mar adentro y 250 metros al sureste del canal, donde se instalaron 10 bombas espaciadas a cada 30 metros, las cuales en conjunto tienen una capacidad de realizar un bypass de 500,000 m³ anuales de arena (Boswood et al., 2001).



Figura 2-5. Configuración Actual de la desembocadura del Río Nerang (The Gold Coast Waterways Authority)

2.2.3. Indian River Inlet Sand Bypassing System, Delaware, U.S.A.

La boca de Indian River se encuentra localizada aproximadamente 16 kilómetros al norte de Ocean City, Maryland, USA y conecta las bahías de Indian River y de Rehoboth con el Océano Atlántico.

Debido al alargamiento de los espigones del canal de acceso de 1938 a 1940, la playa al norte del canal comenzó a sufrir un intenso grado de erosión poniendo en riesgo el funcionamiento de la autopista Estatal #1 que corre paralela a la línea de costa (Figura 2-6). Para mitigar el problema se construyó un SBA, el cual está compuesto por una bomba centrífuga de 400 HP, una bomba de presión con capacidad de 600 HP, una draga móvil y un eyector de 63 mm en la boquilla y 150 mm de diámetro en la cámara de mezclado, con una capacidad para extraer un flujo volumétrico de 150 m³/hr, con una capacidad anual de transferir 84,000 m³ anuales de sedimento.

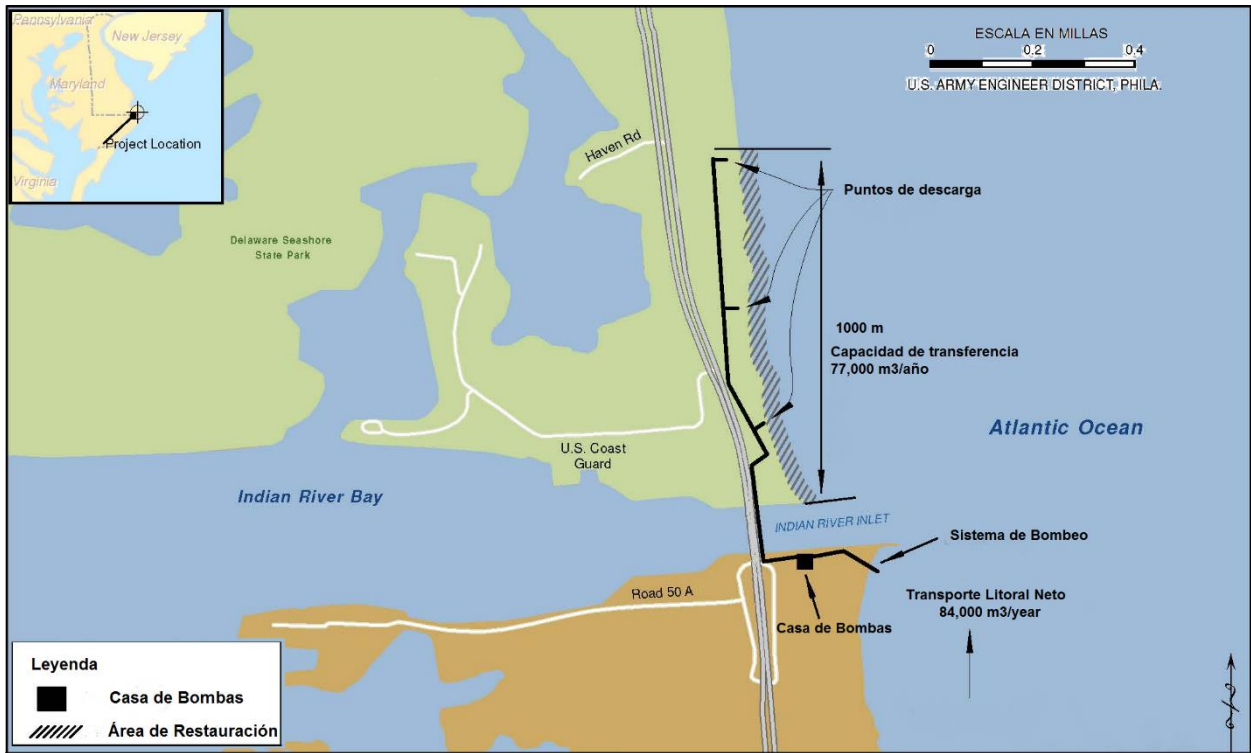


Figura 2-6. Plano de Ubicación de Sistema de bypass en Indian River Inlet

La zona de restauración se extiende 1,000 metros hacia el norte del canal del Indian River, la descarga se realiza en tres puntos marcados en la Figura 2-6 a través de una tubería de diámetro interior de 10.8 pulgadas (274 mm).

3. MODELO NUMÉRICO

El modelado numérico es una técnica utilizada en el campo de la ingeniería para validar o refutar modelos conceptuales generados a partir de observaciones o derivados de otras teorías. Un modelo numérico resuelve una ecuación o conjunto de ecuaciones de gobierno con el objetivo de representar una situación real o hipotética. Si los resultados del modelo se ajustan a las observaciones entonces se puede decir que el modelo es válido.

La utilidad de esta herramienta reside primero en poder resolver ecuaciones que no tienen una solución analítica y segundo en la posibilidad de realizar una gran cantidad de ensayos probando diferentes escenarios. Con este fin, se utilizó el modelo numérico MIKE 21, para realizar simulaciones numéricas sobre el comportamiento hidrodinámico, la propagación del oleaje y el transporte de sedimento así como la evolución morfo-dinámica de la costa ante diferentes condiciones de oleaje.

Mike 21/3 FM Acoplado es un sistema de modelado dinámico diseñado por DHI-Water & Environment, para aplicaciones en el análisis de costas, estuarios y ríos. El modelo está compuesto por los módulos siguientes:

- Hidrodinámico (HD).
- Transporte de sedimentos no-cohesivos (ST).
- Módulo de propagación de oleaje (SW).
- Seguimiento de Partículas (PT)

Los componentes básicos de MIKE 21/3 FM son los módulos hidrodinámico y de oleaje. El sistema permite simular la interacción mutua oleaje y corriente usando un acoplamiento dinámico entre ellos. También incorpora un acoplamiento entre el módulo de transporte de sedimentos y la hidrodinámica, además tiene la opción de incluir una realimentación completa de los cambios de nivel en el lecho debidos al oleaje y corrientes.

MIKE 21/3 FM tiene la capacidad de retroalimentar cada uno de los módulos entre sí, razón por la cual se utilizaron los módulos HD, SW, ST y PT para realizar una simulación acoplada de la hidrodinámica, el oleaje, transporte de sedimentos y las dispersión del sedimento en la zona de estudio.

3.1. Módulo Hidrodinámico (HD)

Este módulo resuelve las ecuaciones de Navier - Stokes promediadas por Reynolds en tres dimensiones, para simular la variación del nivel de agua y corrientes sujetas a forzamientos y condiciones de frontera. El modelo considera la hipótesis de incompresibilidad, suponiendo flujo de Boussinesq y presión hidrostática.

La ecuación de continuidad se puede escribir como:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = S \quad (3-1)$$

y las ecuaciones de momento para las componentes de x, y respectivamente son:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{\partial vu}{\partial y} + \frac{\partial wu}{\partial z} = fv - g \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial \rho_a}{\partial x} - \frac{g}{\rho_0} \int_z^\eta \frac{\partial p}{\partial x} dz - \frac{1}{\rho_0 h} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) + F_u + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial z} \right) + u_s S \quad (3-2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v^2}{\partial y} + \frac{\partial uv}{\partial x} + \frac{\partial wv}{\partial z} = fv - g \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial \rho_a}{\partial y} - \frac{g}{\rho_0} \int_z^\eta \frac{\partial p}{\partial y} dz - \frac{1}{\rho_0 h} \left(\frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) + F_v + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial v}{\partial z} \right) + v_s S \quad (3-3)$$

en donde t es el tiempo, x, y, z son las coordenadas cartesianas, η es la elevación de la superficie, $h = \eta + d$ es la profundidad total, u, v, w son las componentes de velocidad en la dirección x, y y z , $f = 2 \Omega \sin \phi$ es el parámetro de Coriolis, (Ω) es la tasa de revolución angular y ϕ la latitud geográfica, g la aceleración de la gravedad, S la magnitud de la descarga; S_{xx}, S_{yx}, S_{yy} son las componentes del tensor radiación; v_t es la viscosidad turbulenta vertical; ρ_a es la presión atmosférica; ρ_0, u_s, v_s son la densidad de referencia del agua y las velocidades de descarga de las fuentes de agua respectivamente.

3.2. Módulo de Oleaje Espectral (SW)

El modelo SW es un modelo espectral de viento y oleaje basado en mallas no estructuradas. El modelo simula el crecimiento, decaimiento, y transformación del oleaje, generado por el viento y mar de fondo en zonas costeras y en aguas profundas. El modelo incluye aumento de oleaje por la acción del viento, interacción no lineal ola-ola, interacción ola-corriente, disipación por descrestamiento, disipación por fricción del fondo, disipación por rotura de las olas y refracción por variaciones de profundidad. Así mismo, reproduce los principales fenómenos físicos asociados con la propagación del oleaje como asomeramiento, reflexión y difracción.

La dinámica de las ondas de gravedad está descrita por la ecuación de transporte para la densidad de acción de onda. Para aplicaciones a pequeña escala el transporte básico es usualmente formulado en coordenadas cartesianas, mientras que para aplicaciones a grandes escalas se utiliza un sistema coordenada esférico-polar.

Mike 21 SW está formulado en términos de la dirección de oleaje (θ) y la frecuencia angular relativa (σ), donde la densidad de acción $N(\sigma, \theta)$, se relaciona con la densidad de energía $E(\sigma, \theta)$ del espectro por:

$$N = \frac{E}{\sigma} \quad (3-4)$$

La dirección de propagación del oleaje α se obtiene a partir de la irrotacionalidad del vector número de onda:

$$\bar{\nabla} \times \bar{k} = 0 \quad (3-5)$$

y los parámetros correspondientes derivados de la teoría lineal del oleaje:

$$\omega = \sigma + \bar{\nabla} \times \bar{k} \quad (3-6)$$

$$\sigma^2 = gk \tanh(kd) \quad (3-7)$$

donde ω es la frecuencia angular absoluta, g es la aceleración de la gravedad, d es la profundidad, \vec{k} el vector número de onda, k su magnitud y el módulo de la celeridad de grupo está dada por:

$$C_g = \frac{\partial \sigma}{\partial k} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right) \quad (3-8)$$

mientras que la celeridad de fase está dada por:

$$c = \frac{\sigma}{k} \quad (3-9)$$

La función fuente de energía S , representa una sobre posición de distintas funciones fuentes que describen los múltiples fenómenos físicos, y está dada por:

$$S = S_{in} + S_{nl} + S_{ds} + S_{bot} + S_{surf} \quad (3-10)$$

donde S_{in} representa la energía del viento, S_{nl} representa las interacciones no lineales ola-ola, S_{ds} es la disipación de energía debido al descrestamiento, S_{bot} es la disipación de energía por fricción de fondo descrita en Johnson & Kofoed-Hansen (2000); y S_{surf} es la disipación de energía por rotura del oleaje, descrita por Battjes and Janssen (1978) y Eldeberky and Battjes (1996). La discretización de las ecuaciones de gobierno se realiza utilizando el método de volúmenes finitos centrado en la celda utilizando una malla no estructurada para el dominio geográfico. La

integración en tiempo se basa en una aproximación de paso fraccional aplicando un método de multi-secuencia explícito para la propagación de acción de oleaje.

3.3. Módulo de Transporte de Sedimentos (ST)

El módulo de transporte de sedimento (no cohesivo) ST permite estimar la tasa de transporte, así como las variaciones en la morfología del área costera sujeta al efecto combinado del oleaje y las corrientes.

Este modelo se fundamenta en las formulaciones de Meyer-Peter & Mueller (1948), Engelund & Hansen (1967) y Zyserman & Fredsøe (1978). La ecuación de transporte total por unidad de ancho unitario, q_t , se compone de transporte de fondo (q_b) y transporte en suspensión (q_s) de acuerdo a:

$$q_t = q_b + q_s \quad (3-11)$$

en el que q_b y q_s están dadas por:

$$q_b = 0.005Uh \left[\frac{U - U_{cr}}{\sqrt{gd_{50}(s-1)}} \right]^{2.4} \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{1.2} \quad (3-12)$$

$$q_s = 0.012Uh \left[\frac{U - U_{cr}}{\sqrt{gd_{50}(s-1)}} \right]^{2.4} \left(\frac{d_{50}}{hD_*} \right)^{0.6} \quad (3-13)$$

donde U (m/s) es la velocidad horizontal promediada en vertical del flujo, U_{cr} (m/s) es la velocidad umbral de inicio de movilización del sedimento, h (m) es la profundidad del agua, g (m²/s) es la aceleración de la gravedad, d_{50} (mm) es el tamaño medio del sedimento, $s = \frac{\rho_s}{\rho}$ es la densidad específica del sedimento, siendo ρ_s (kg/m³) la densidad de la arena, ρ (kg/m³) la densidad del fluido y D_* es un parámetro adimensional del sedimento expresado por la ecuación:

$$D_* = d_{50} \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right] \quad (3-14)$$

donde ν (m²/s) es la viscosidad cinemática del agua.

3.4. Módulo de Rastreo de Partículas (PT)

La implementación de este módulo es una forma eficiente de estudiar el destino y dispersión de partículas dadas las condiciones hidrodinámicas del sitio a estudiar. Esta técnica utiliza la

discretización de Lagrange, separando la masa total del sistema en un número de partículas con coordenadas específicas en 3D.

La idea principal del Módulo PT, es el transporte de partículas de acuerdo a un régimen de deriva agregando dispersión mediante la introducción de un término de paso aleatorio.

El desempeño del Rastreo de Partículas depende directamente del número de partículas en el dominio, la simulación se realiza rápidamente si la masa en el dominio se divide en pocas partículas y lentamente si se divide en muchas partículas.

La estimación de transporte y dispersión de partículas, se hace siguiendo el principio de la ecuación de Langevin, quien junto con otros autores formularon la dinámica del movimiento Browniano en términos de una ecuación diferencial estocástica, la cual se expresa mediante la ecuación:

$$dX_t = a(t, X_t)dt + b(t, X_t)\xi_t dt \quad (3-15)$$

en donde:

a = término de deriva

b = término de difusión

ξ_t = Número aleatorio

Para simular la trayectoria Y con la aproximación de Euler, para un tiempo discreto dado se inicializa el valor $Y_0 = X_0$ y se procede de manera recursiva para generar el siguiente valor, esto se representa como:

$$Y_{n+1} = Y_n + a(t, X)Y_n\Delta_n + b(t, X_t)Y_n\Delta W_n \quad (3-16)$$

Para $n = 1, 2, 3, \dots$ de acuerdo al esquema de Euler con coeficiente a de deriva y b coeficiente de difusión $\Delta W_n = W_t - W_s \in N(\mu = 0, \sigma^2 = \Delta_n)$ es el incremento de la distribución normal gaussiana del proceso de Wiener, que es un proceso gaussiano estocástico continuo con incrementos independientes sobre el sub intervalo $\tau_n \leq t \leq \tau_{n+1}$.

4. ESTUDIO DEL CASO: PUERTO DE SISAL

4.1. Descripción del Sitio

El puerto de Sisal (Figura 4-1) se encuentra localizado en la costa Noroeste del Estado de Yucatán a 63 km de la ciudad de Mérida (SCT, 2009). Actualmente es un puerto de abrigo dedicado a la pesca y en menor medida al turismo. En sus tiempos de auge (segunda mitad del siglo XIX) fue el principal puerto de Yucatán, por donde se exportaba la fibra de Henequén. Actualmente el refugio pesquero tiene acceso protegido por dos escolleras: la escollera Oriente con longitud de 271 m y la Poniente de 218 m (Figura 4-2). Las áreas de agua están integradas por un canal de navegación de 30 m de plantilla y 3.6 m de profundidad, y una dársena interior de 25,000 m² incluyendo 3 zonas de fondeaderos. Dispone de una longitud de atraque total de 490 m distribuidos en tres muelles, uno marginal y dos en peine (SCT, 2009).

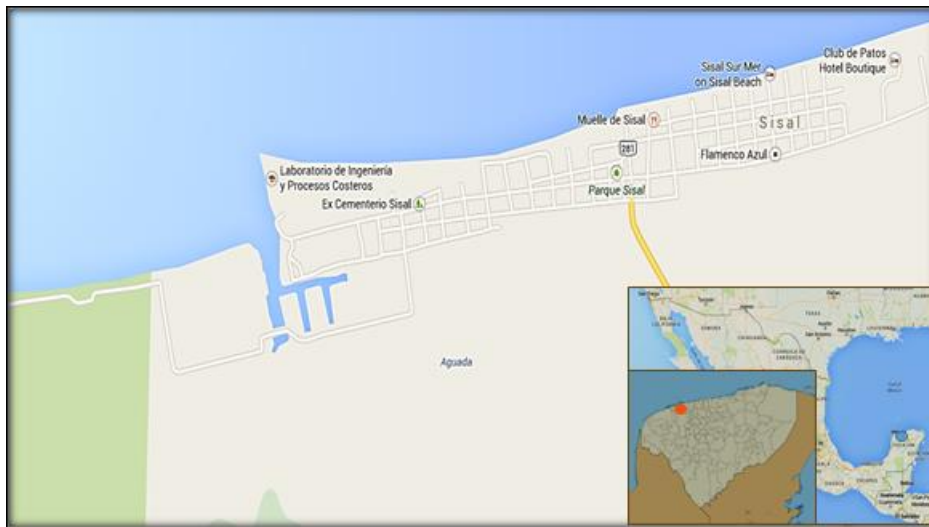


Figura 4-1. Localización de la zona de estudio

El clima de Sisal es cálido subhúmedo con lluvias regulares en verano, temperaturas máximas de 37° y una media anual de 25.6°C, respecto al clima marítimo este se caracterizan por un oleaje reinante poco energético ($H_s < 1$ m) con dirección predominante al suroeste. Este régimen de oleaje es alterado durante el paso de eventos meteorológicos extremos (tormentas, huracanes y *Nortes*).

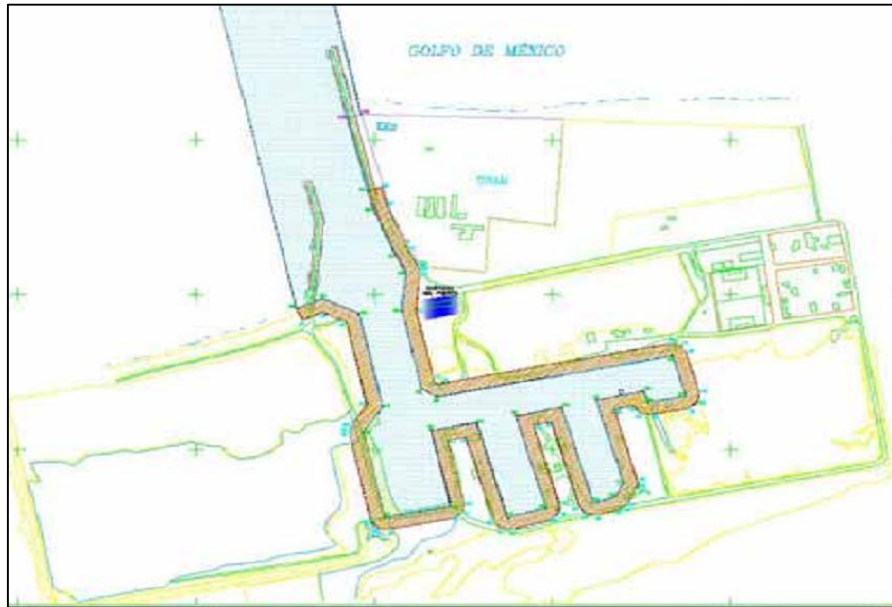


Figura 4-2. Plano de delimitación del Puerto de Sisal (SCT, 2009)

Respecto a los huracanes, si bien son los fenómenos que generan el oleaje más energético, su influencia y afectación al puerto de Sisal es poco frecuente. Si vemos la Figura 4-3 se observa que al Noroeste de la península (círculo con centro en Sisal y 50 millas náuticas de radio) han pasado 12 huracanes desde 1903 a la fecha, siendo que 3 de ellos (1933, 1955 y 1974) no afectaron mucho (en cuanto a oleaje y marea de tormenta) esa región de la península porque pasaron por el Sur y/u Oeste de Sisal y zonas aledañas. En cuanto a los *Nortes*, evaluar su impacto en la costa es de mayor importancia debido a que su ocurrencia es mayor que la de los huracanes, con alrededor de 40 eventos anuales en promedio.

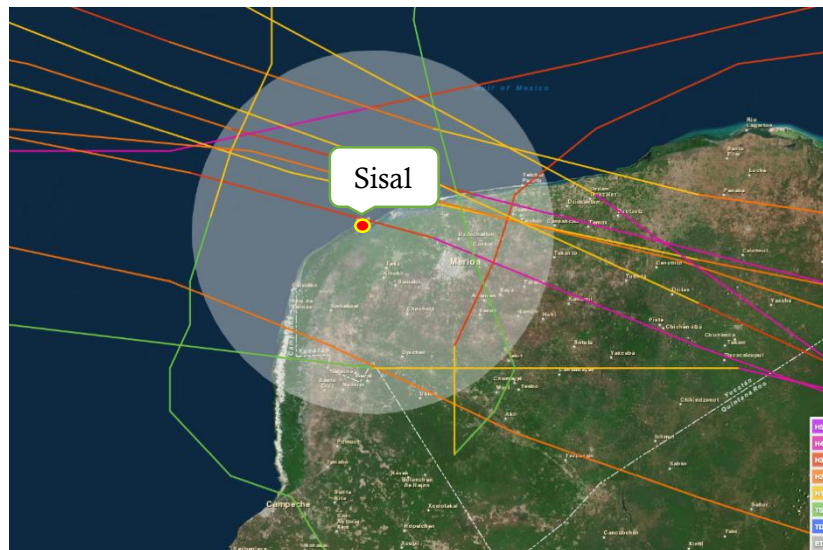


Figura 4-3. Trayectorias de los huracanes que han pasado por cerca de la zona Noroeste de la Península de Yucatán desde 1903 a la fecha (Fuente: coast.noaa.gov/hurricanes/)

Como ya se ha dicho, tanto Nortes como huracanes generan oleaje de mayor energía, así como marea de tormenta y como consecuencia mayor transporte litoral. Sin embargo, la acumulación de sedimento al Este de las escolleras de los puertos de abrigo en las costas del Estado de Yucatán es principalmente debido al transporte litoral asociado con el oleaje reinante.

4.2. Clima Marítimo

El clima marítimo de Sisal corresponde en general al de la costa Norte de la Península de Yucatán. El viento dominante proviene del Sureste, Norte y Noreste (brisas), con patrones repetitivos de frentes fríos (conocidos localmente como *Nortes*) originados en el Norte y que traen consigo vientos intensos, lluvia y un descenso significativo en la temperatura, sin embargo el viento más energético se genera debido a la aparición de tormentas y huracanes (Figueroa-Espinoza et al., 2014), los cuales se forman en el periodo de mayo a octubre.

4.2.1. Viento

Los datos de viento se tomaron de un anemómetro instalado a 6 metros de altura en una torre de 50 metros localizada en la posición 21°09'53" N y 90°02' 48" W en los terrenos de la Unidad Académica de la UNAM, instalado por el LIPC dentro del proyecto "Caracterización de la capa límite atmosférica en la zona noroeste de la Península de Yucatán", financiado por el Fondo Sectorial CONACYT-CFE.

A continuación se presentan tres rosas de viento, correspondientes a los meses de enero, junio y octubre de 2014, con lo cual se muestra respectivamente el comportamiento del viento de las temporadas de *Nortes*, secas y huracanes.

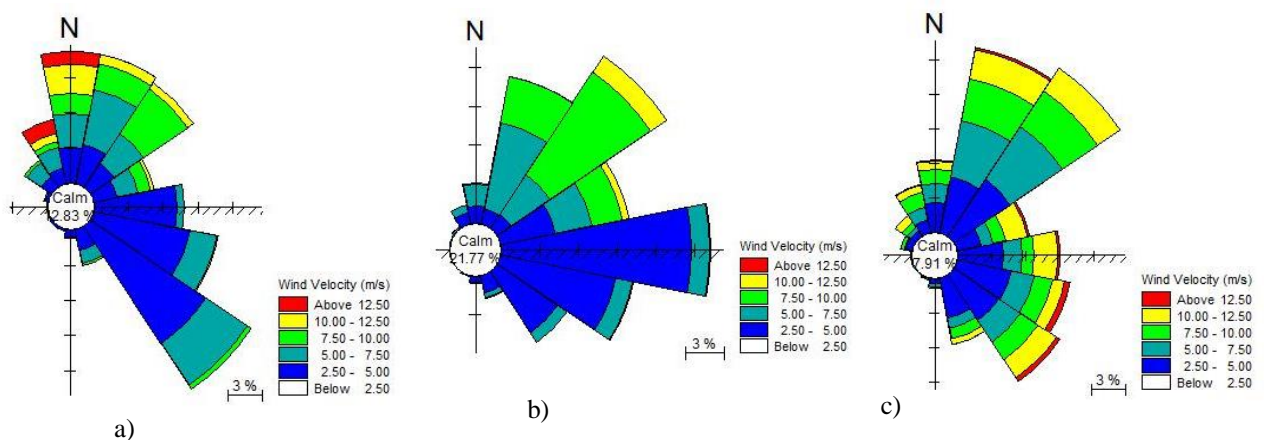


Figura 4-4. Rosas de viento del año 2014 para los meses de: a) enero b) junio y c) octubre

Como se aprecia en la Figura 4-4, los vientos reinantes en todos los meses provienen del sureste y noreste, mientras que los más intensos (dominantes) del norte y noroeste (principalmente en la época de *Nortes*), resultados que son consistentes con los de Figueroa-Espinoza et al. (2014).

4.2.2. Oleaje

Los registros de oleaje se obtuvieron de un perfilador de corrientes acústico Doppler (ADCP: Acoustic Doppler Current Profiler) colocado a una profundidad de 8.5 m y de un hindcast de oleaje del Golfo de México generado a partir de un re-análisis de viento con el que se obtuvieron series de datos de 30 años 1979-2008 (Appendini, Torres-Freyermuth, et al., 2012).

El ADCP se colocó a una distancia de 10 km de la costa de Sisal, mientras los datos del hindcast fueron tomados de un nodo de la malla del modelo localizado aproximadamente a 12 km de la costa. Ambos puntos se encuentran indicados en la Figura 4-5.



Figura 4-5. Puntos de extracción de datos de oleaje cercanos a la costa de Sisal (Fuente: Google Earth)

La malla de cálculo utilizada para el hindcast es mostrada en la Figura 4-6 la cual presentan una mayor resolución en la zonas III y IV de 19 y 12 km correspondientes al litoral Mexicano.

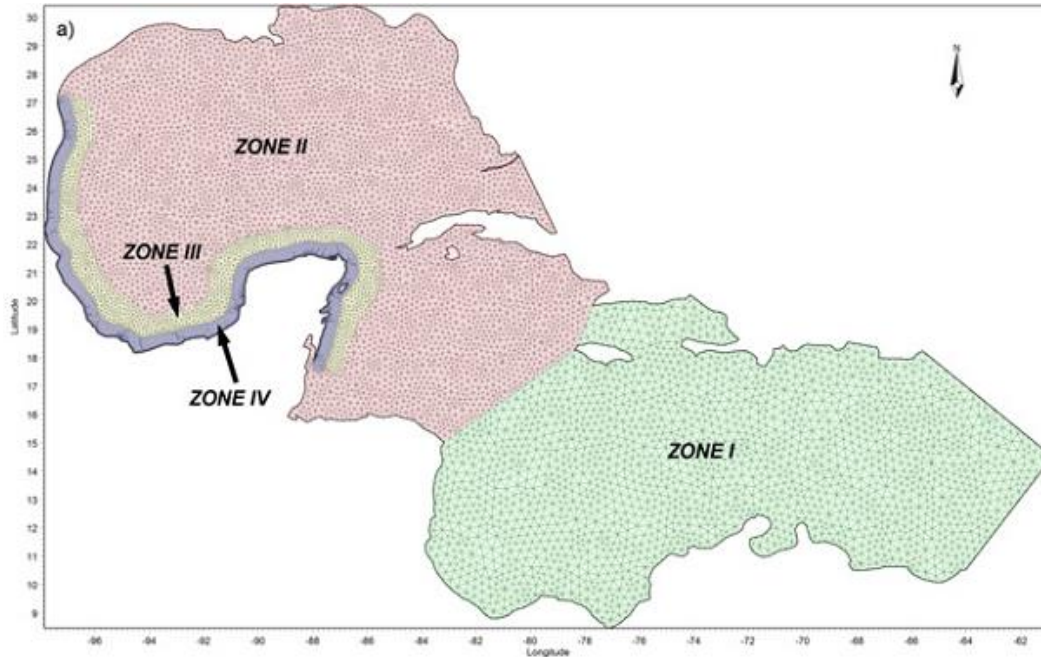


Figura 4-6. Malla de cómputo utilizada en el estudio de oleaje en el Golfo de México (Appendini, Torres-Freyermuth, et al., 2012)

La caracterización del oleaje se realizó en la forma que a continuación se describe:

- I. Se agruparon los datos en un histograma de probabilidad discreta, y se compararon los datos medidos con los obtenidos del modelo (Figura 4-7)

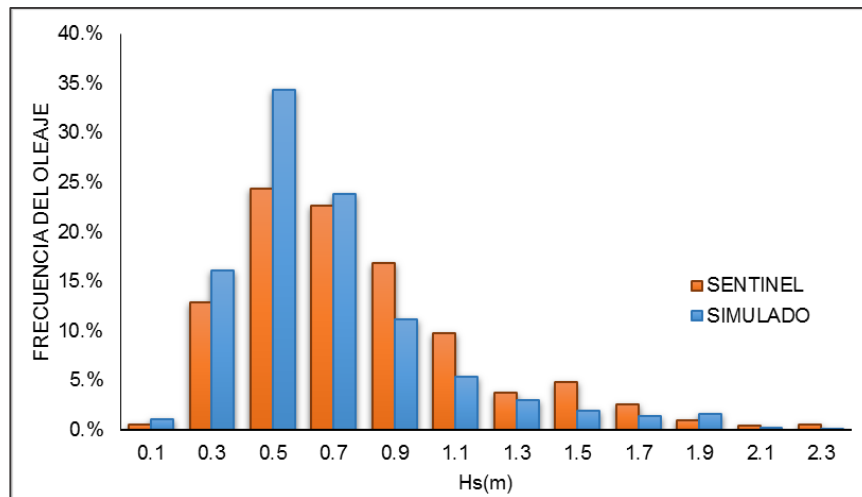


Figura 4-7. Histograma de frecuencias de oleaje medido (ADCP) y de re-análisis (hindcast).

Del histograma de la Figura 4-7 se puede notar que los datos del hindcast y los datos medidos presentan una distribución de probabilidad similar, no obstante el hindcast presenta valores más altos.

- II. La dirección del oleaje reinante se identificó con rosas de oleaje que se dividieron en 16 direcciones, en donde las rosas de la Figura 4-8 se realizaron considerando a) oleaje medido b) oleaje del hindcast para el mismo periodo que el oleaje medido y c) oleaje total del hindcast.

Inicialmente se contó con datos medidos en diciembre de 2013 y enero de 2014, los cuales al compararlos (Figura 4-8a) con los datos del hindcast 1979-2008 (Figura 4-8b) únicamente para los meses de enero y diciembre, se observa que presentan similitudes respecto a la dirección de propagación y distribución de Hs en la rosa de oleaje, así como mayor aportación del norte.

Por otro lado en la figura en Figura 4-8c se observa que para el total de los datos del hindcast, el oleaje reinante proviene de la dirección Noreste (NE) y Nor-noreste (NNE), con una componente con menor ocurrencia del Norte (N) y Nor-noroeste (NNW) pero de mayor intensidad.

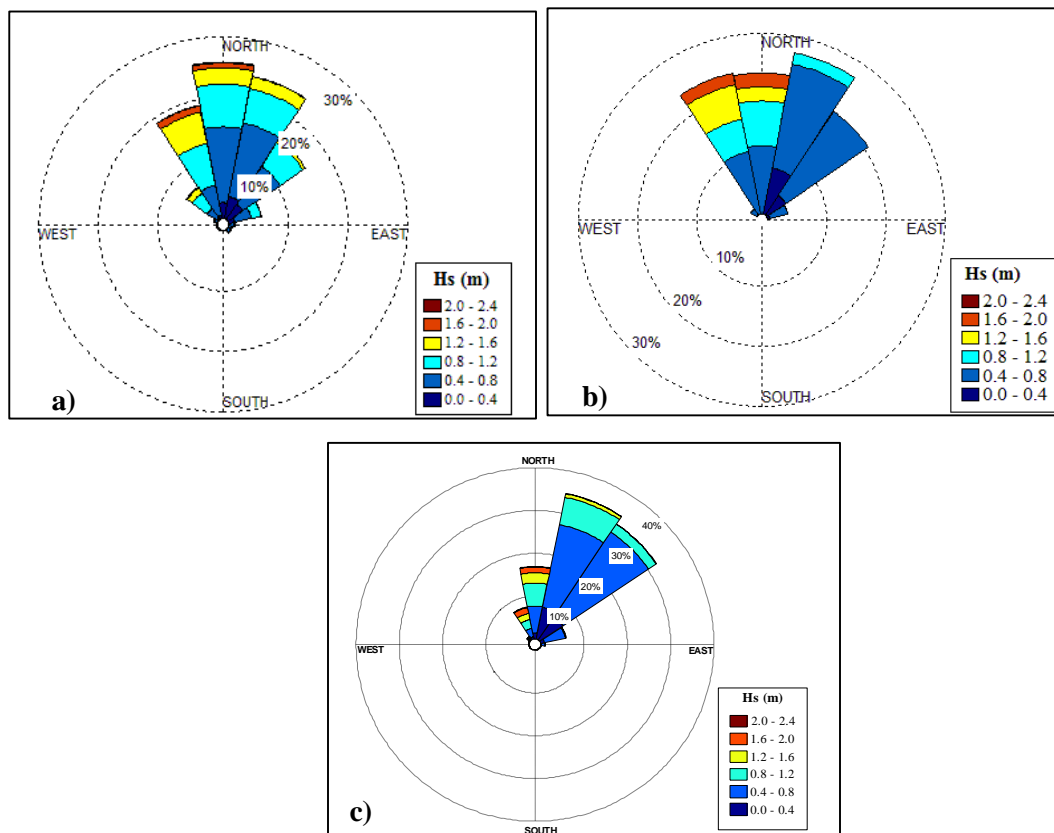


Figura 4-8. Rosas de oleaje para la zona del Puerto de Sisal a) oleaje de re análisis únicamente para los meses de enero y diciembre b) oleaje medido diciembre de 2013 y enero 2014 c) total de registros del hindcast (30 años)

Del análisis anterior se aprecia que el oleaje más intenso proviene del Norte y Nor-noroeste, por lo que se infiere que es provocado por *Nortes*, sin embargo el comportamiento de estos eventos

es descrito con más detalle en los trabajos de Hernández (2015), quien identificó su influencia tanto para el clima medio de oleaje como extremal en la zona costera del Golfo de México. Para obtener el periodo asociado a la altura de ola, se realizó una curva de ajuste de los datos que se muestra en la Figura 4-9 y que está dada por la ecuación:

$$T_p = 6.95\sqrt{H_s} \quad (4-1)$$

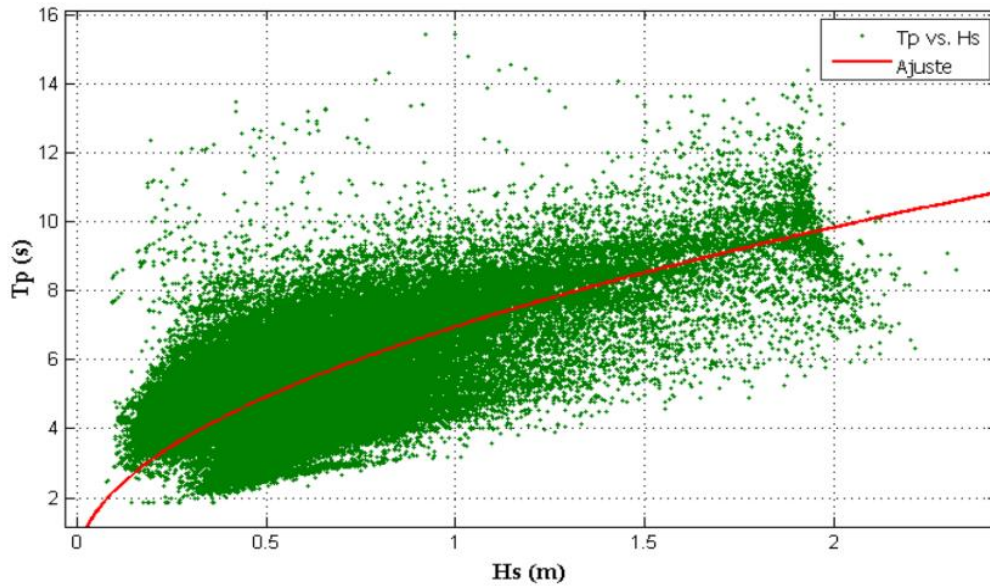


Figura 4-9. Gráfica de H_s (m) vs T_p (s) y curva de ajuste cuadrático de los datos

Para comparar los resultados obtenidos con el procedimiento antes descrito se construyeron las gráficas de la Figura 4-10 en donde el panel izquierdo (Figura 4-10a) representa el número de olas (eje Z) a las cuales se asocian a un par de valores (X, Y) que representan H_s y T_p respectivamente, mientras que la Figura 4-10b representa la vista en planta de la primera y permite apreciar más claramente la relación entre los valores de H_s y T_p , en donde los colores representan el número de ocurrencias de acuerdo al número de olas.

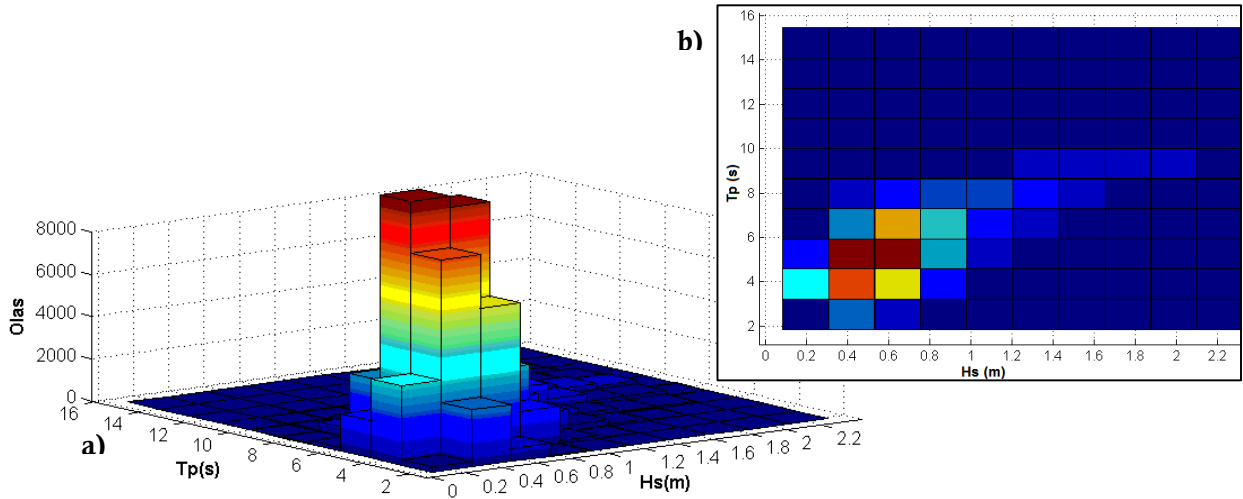


Figura 4-10. (a) Representación de la altura del oleaje asociado al periodo pico (b) mismos resultados con vista superior.

Se puede apreciar que los resultados a obtener en la Figura 4-9 son del mismo orden a los de la Figura 4-10, y que la mayor ocurrencia de olas presenta valores de H_s que van 0.3 a 1 m con un periodo pico asociado que varía entre 3 y 8 s, siendo que el pico corresponde a una altura entre 0.4 y 0.6 m con un período asociado de 5 s.

III. Una vez determinada la dirección del oleaje y el periodo pico asociado (T_p) de acuerdo a la altura significativa (H_s), y con el fin de utilizar los datos de oleaje para estimar el transporte litoral se siguió la metodología propuesta por el USACE (2002) y con datos del hindcast, se realizó una ponderación de los valores de altura significativa de cada dirección, en donde el valor promedio ponderado de H_s por cada dirección de la rosa de la Figura 4-8c, se estimó mediante la expresión:

$$\tilde{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i w_i}{\sum_{i=1}^n w_i} = \frac{x_1 w_1 + x_2 w_2 + x_3 w_3 + \dots + x_n w_n}{w_1 + w_2 + w_3 + \dots + w_n} \quad (4-2)$$

en donde

\tilde{x} = Es el valor de H_s promedio ponderado

x_i = Es un valor de H_s dentro de la banda de dirección en análisis de la rosa de oleaje

w_i = Peso o número de ocurrencias del evento x_i

IV. En este paso se obtuvieron los parámetros de rotura del oleaje de acuerdo a la teoría lineal de ondas para transformación del oleaje de aguas profundas a la zona de rompiente y se generó la Tabla 4-1 de distribución direccional del oleaje, en la cual el parámetro H_b

representa la altura de rotura del oleaje. A partir de los datos de la tabla se seleccionaron los casos de simulación con el modelo numérico, como se verá más adelante.

Tabla 4-1. Distribución direccional del oleaje de acuerdo a su aportación al total de las olas contabilizadas

DIRECCIÓN	H_s (m)	T_p (s)	H_b (m)	Aportación
1. N	0.95	6.77	1.25	17%
2. NNE	0.64	5.56	0.79	35%
3. NE	0.54	5.13	0.60	32%
4. ENE	0.52	5.03	0.54	6%
5. E	0.52	5.02	0.50	1%
6. NNO	1.04	7.11	1.25	7%
	Total			99%

Como se aprecia en la Tabla 4-1 el oleaje presenta mayormente una altura de ola significativa $H_s < 1$ m en aguas de profundidad intermedia. Respecto al oleaje reinante, este proviene de las direcciones NNE y NE ($H_s = 0.64 - 0.54$ y $T_p = 5.56 - 5.13$ respectivamente), el cual al aproximarse a la costa rompe con una altura de ola de $H_b = 0.79 - 0.60$. Este oleaje es considerado de baja intensidad, no obstante conserva la capacidad de mover partículas inestables con factor de forma menor 0.7 mm (Ruiz, 2010) y durante eventos meteorológicos extremos puede llegar a presentar alturas significantes superiores a 2 metros (Fernández, 2012).

4.2.3. Marea

Los datos de marea se tomaron del mareógrafo instalado en el puerto de Sisal, ubicado en las coordenadas 21°09.7 N y 90°02.9 W, dentro del puerto de abrigo. La estación pertenece al Servicio Mareográfico del Instituto de Geofísica de la UNAM. Para efectos de este estudio los datos fueron proporcionados por el LIPC para los años 2013 y 2014, de los cuales se realizó un análisis armónico generando los resultados que a continuación se muestran en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2. Componentes de Marea

Armónico	Frec (h^{-1})	Periodo (hr)	Amplitud (cm)
*O1	0.0387	25.8	13.1
*K1	0.0418	23.9	16.1
*N2	0.0790	12.7	2.3
*M2	0.0805	12.4	6.8
*S2	0.0833	12.0	1.8

Los resultados obtenidos coinciden respecto al régimen y rango de marea identificados por Cuevas-Jimenez y Euan-Avila (2009), quienes la caracterizaron como de tipo mixto, con

predominancia de marea diurna en marea viva, semi-diurna en marea muerta y un rango que varía de 0.1 metros en mareas muertas a 0.8 metros en mareas vivas.

Para ilustrar este comportamiento de la marea se construyeron las gráficas correspondientes al mes de febrero de 2014 que a continuación se presentan, en donde la marea predominante (diurna) se aprecia en la segunda y cuarta semana (Figura 4-13 y Figura 4-15) durante mareas vivas, la marea semidiurna (Figura 4-12) se presenta en la primera semana, mientras que en la tercera semana se aprecia la ocurrencia de marea muerta (Figura 4-14).

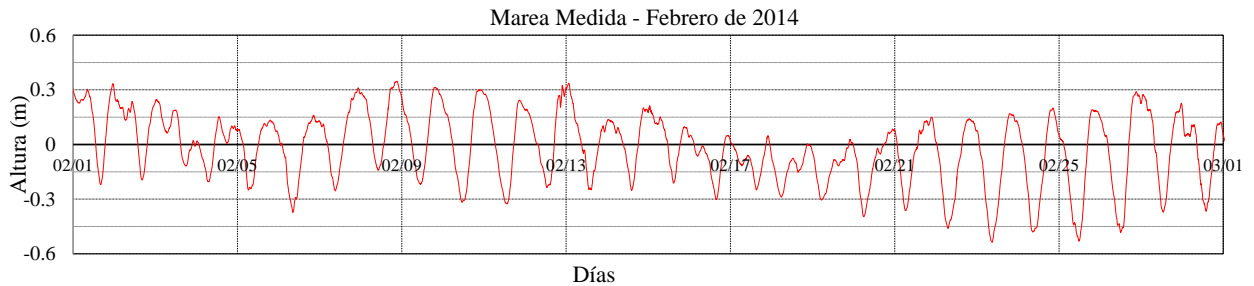


Figura 4-11. Marea medida correspondiente al mes de febrero de 2014

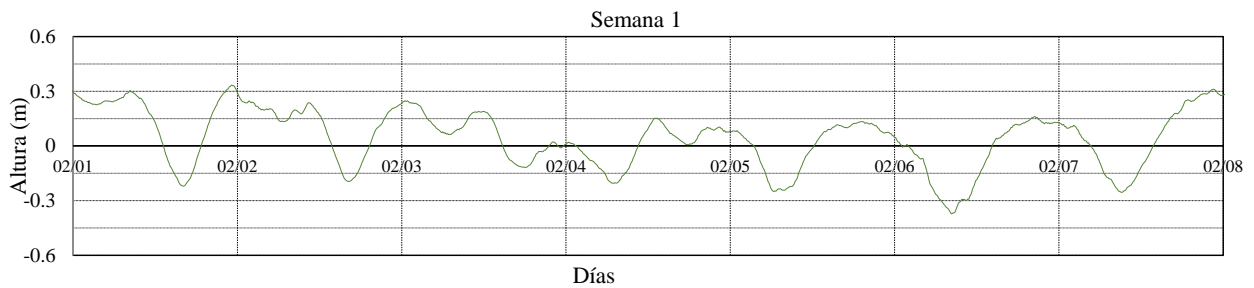


Figura 4-12. Marea durante la primera semana de febrero

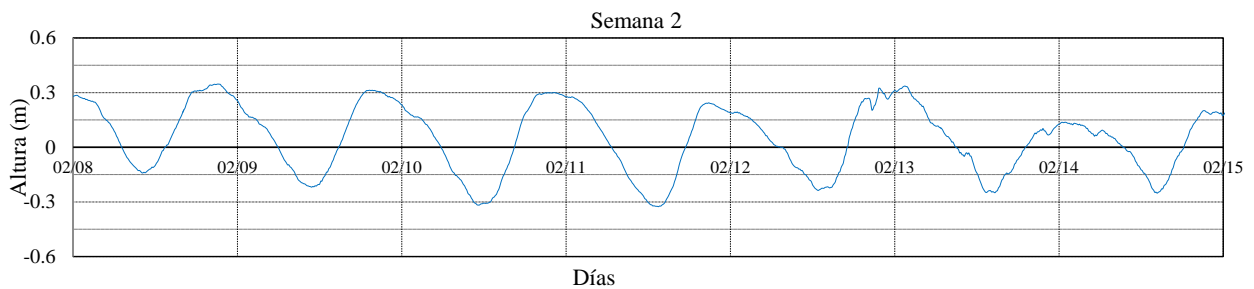


Figura 4-13. Marea durante la segunda semana de febrero

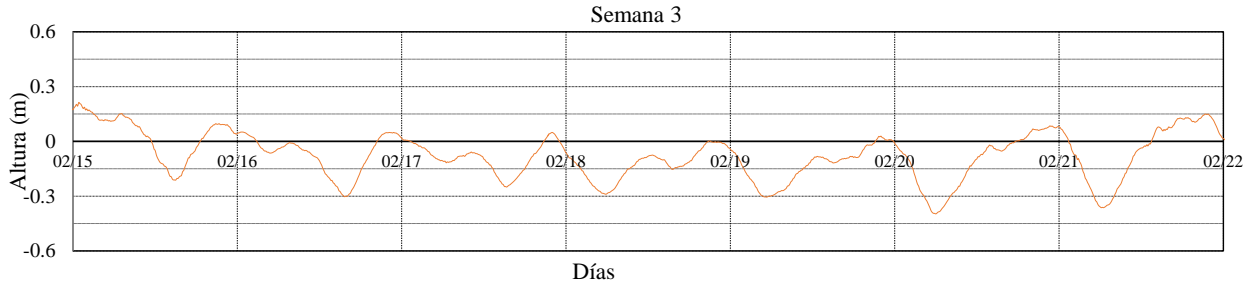


Figura 4-14. Marea durante la tercera semana de febrero

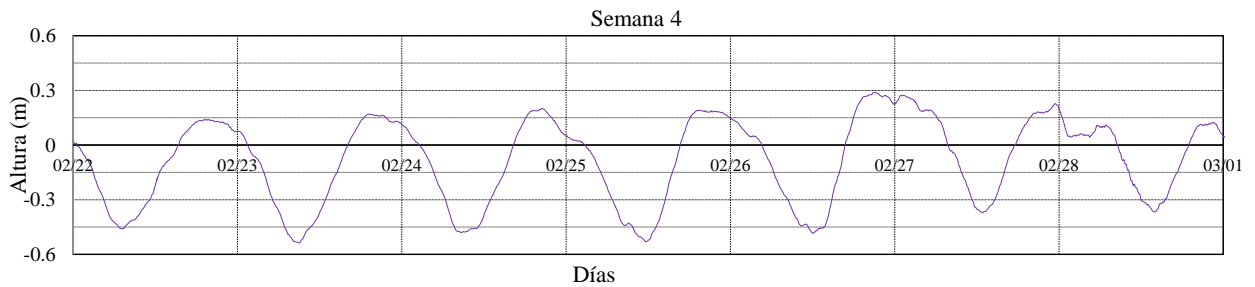


Figura 4-15. Marea durante la cuarta semana de febrero

4.3. Morfología de Playa

4.3.1. Sedimento

El sedimento de la costa de Yucatán proviene de la erosión de rocas metamórficas y sedimentarias y está constituido de materiales carbonatados propios de la misma plataforma y carente de materiales terrígenos (Cuevas-Jimenez & Euan-Avila, 2009). En la zona de estudio se puede observar la presencia de fragmentos de conchas, caracol, algas y otros elementos marinos que son arrastrados a la orilla del mar por acción del oleaje y las corrientes.

Respecto a los procesos de suspensión, transporte y depositación del sedimento, estos no solo dependen de las condiciones del flujo, sino también de las propiedades del material transportado, y que desde un punto de vista hidráulico las más importantes están relacionadas a la gravedad específica, tamaño de grano y velocidad de asentamiento (Fredsoe & Deigaard, 1992).

El peso específico del sedimento (γ_s) es un parámetro que exhibe variaciones pequeñas y que al relacionarlo con el peso específico del agua (γ) determina la llamada densidad relativa o gravedad específica (s):

$$s = \gamma_s / \gamma \quad (4-3)$$

la cual para sedimento compuesto por arenas cuarzosas, en la mayoría de los casos presenta valores cercanos a 2.65.

Para tener una estimación del tamaño del sedimento se realizó un análisis granulométrico a partir de muestras de arena tomadas en los transectos 1, 4, 8, 14 y 18 los cuales se presentan en la Figura 4-18. En cada transecto se recogieron dos muestras, la primera en la línea de orilla y la segunda al inicio de la berma (puntos 1 y 2 de la Figura 4-16) el día 23 de enero.

Las muestras se almacenaron en bolsas herméticas, se retiró la materia orgánica y a través de cuarteos se obtuvieron partes representativas de cada una, las cuales fueron caracterizadas de acuerdo al tamaño de partícula con un instrumento que mide la distribución de partículas (CAMSIZER[®]) mediante la implementación de un sistema de cámaras duales con las cuales se analizan aspectos de forma y diámetro de partículas con tamaños de 20 μm a 30 mm , con el que se obtuvieron valores de d_{50} y se construyeron las curvas que se muestran en la Figura 4-17.

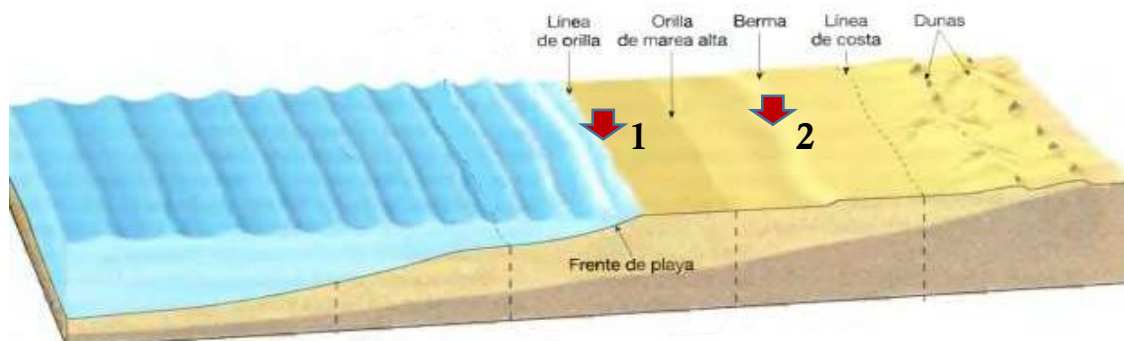


Figura 4-16. Ubicación de los puntos de muestreo en la costa de Sisal.

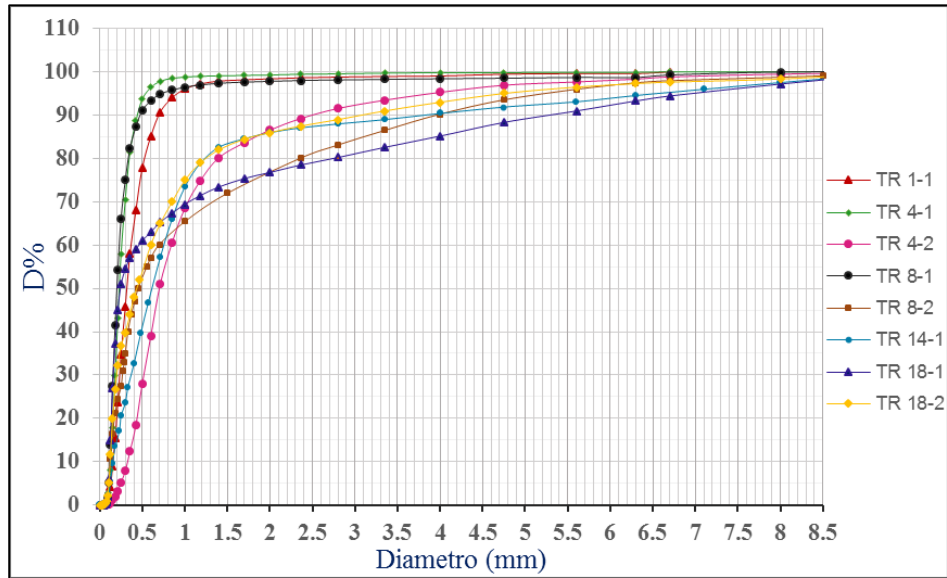


Figura 4-17. Curvas de granulometría para distintos puntos de muestreo de Sedimento.

De acuerdo una inspección visual de las muestras y al análisis granulométrico, la playa al este del Puerto de Abrigo está formada por arenas finas y depósitos de conchas con valores de d_{50} variables entre 0.2 y 0.7 mm. Estos valores son consistentes con los utilizados por Appendini et al. (2012) y Cuevas-Jimenez & Euan-Avila (2009) quienes tomaron d_{50} con rangos de 0.1 a 0.6 mm para el desarrollo de sus investigaciones, mientras que Lira (2012) utilizó d_{50} de entre 0.28 a 0.46 mm obtenidos de muestreos de campo en la playa Oeste del Puerto de Chelem, con los cuales podemos ver que la costa de Yucatán presenta cierta uniformidad en cuanto al tamaño de material sedimentario.

Otro parámetro relevante para este estudio y que depende del tamaño del sedimento es la velocidad de asentamiento o caída de la partícula (w_s). Una forma de estimar este parámetro es con las gráficas del anexo D y otra forma es mediante la ecuación:

$$w_s = \frac{(\rho_s - \rho)gd^2}{18\nu} \quad (4-4)$$

en donde:

ρ_s = densidad del sedimento (kg/m^3)

ρ = densidad del Fluido (kg/m^3)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

d = diámetro de partícula (d_{50} en mm)

ν = viscosidad dinámica del agua (N-s/m^2)

4.3.2. Playa

La playa es un sistema morfo-dinámico formado por un lado, en el caso de Sisal, por material no cohesivo y por otro lado por la presencia de forzamientos que se expresan en la zona costera en forma de olas, viento o corrientes, induciendo patrones de flujo que interactúan con el fondo. Esto implica también que los patrones de flujo determinan el transporte litoral y cambios en la batimetría si el gradiente en dicho transporte es alto (Souto, 2015). En caso de que exista una interrupción del transporte litoral por la existencia de una estructura, como es el caso en Sisal, la playa crece de manera proporcional a la intensidad del transporte litoral, hasta que la estructura pierde su funcionalidad y el transporte litoral rebasa la estructura. En este estudio se llevaron a cabo levantamientos de topografía y batimetría con el fin de estimar el transporte litoral en función de las variaciones del volumen de arena existente en la playa.

Las campañas de batimetría y perfiles playeros se realizaron en los meses de marzo, abril, junio, agosto y septiembre de 2014, así como febrero y marzo de 2015, en el área comprendida del muelle hacia el puerto de Sisal en una longitud de 1.6 km y 750 m hacia mar adentro (Figura 4-18) con transectos sensiblemente perpendiculares a la línea de costa y equiespaciados una distancia de 50 metros tomando como mínimo la duna de la playa como inicio de la sección.

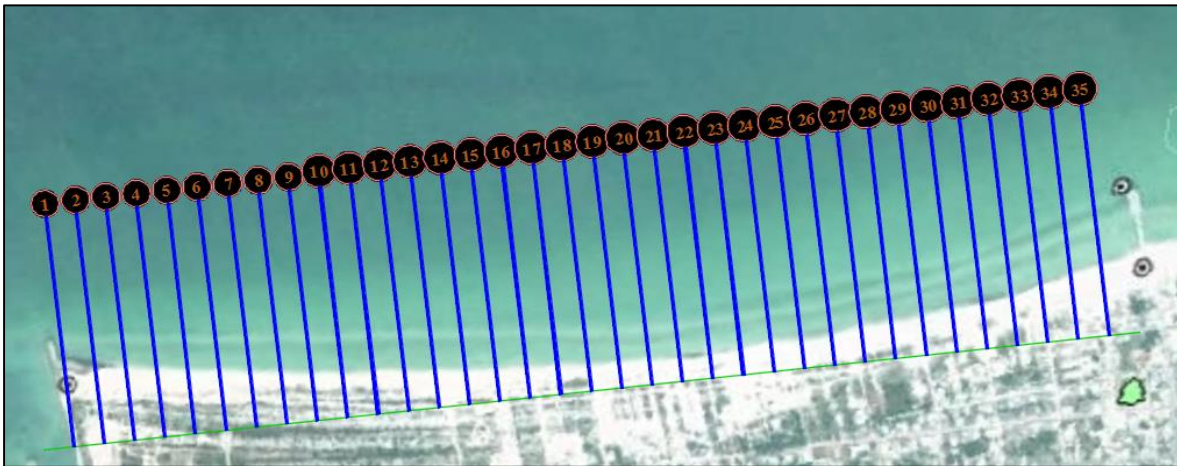


Figura 4-18. Transectos sobre los que se realizaron perfiles playeros durante los años 2014 y 2015.

Los levantamientos de batimetría se realizaron a bordo de una embarcación con motor fuera de borda con una ecosonda de precisión hidrográfica de dos canales desde una distancia aproximada de 100 m de la línea de costa hasta 750 m fuera de la costa, mientras que los de topografía y perfil de playa se hicieron con equipo GPS desde el final de la zona arenosa de la playa hasta una distancia aproximada de 120 m mar adentro (Figura 4-19). Ambos levantamientos (perfiles topo-batimétricos y batimetría en lancha) se realizaron en la misma fecha y se consideró el efecto de variación de la marea en el análisis de la batimetría (Figura 4-20), con el fin de obtener perfiles continuos.



Figura 4-19. Salida a campo para levantamiento de datos de batimetría (izquierda), ecosonda (derecha superior) y GPS diferencial (derecha inferior) utilizados en los levantamientos de batimetría y topobatimetría.

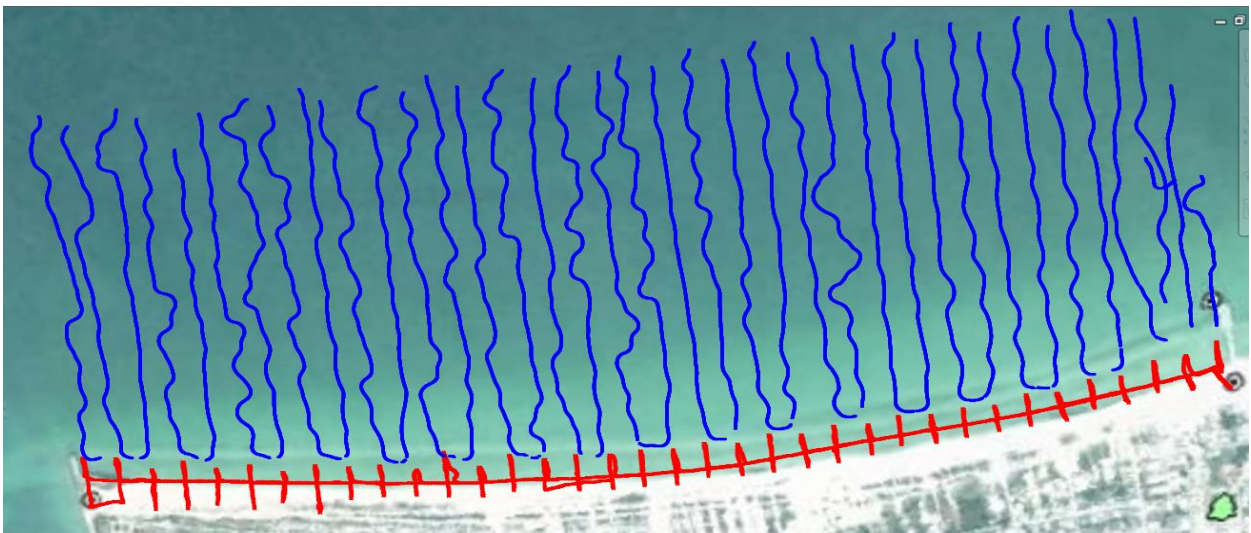


Figura 4-20. Vista de planta de perfiles de playa emergida y sumergida (rojo) y levantamiento batimetría (azul) que se realizó en el mes de febrero de 2015

Con estos datos se obtuvieron perfiles playeros de los cuales a continuación se presentan los correspondientes a las secciones 2 y 19 (las demás secciones se presentan en el Anexo A).

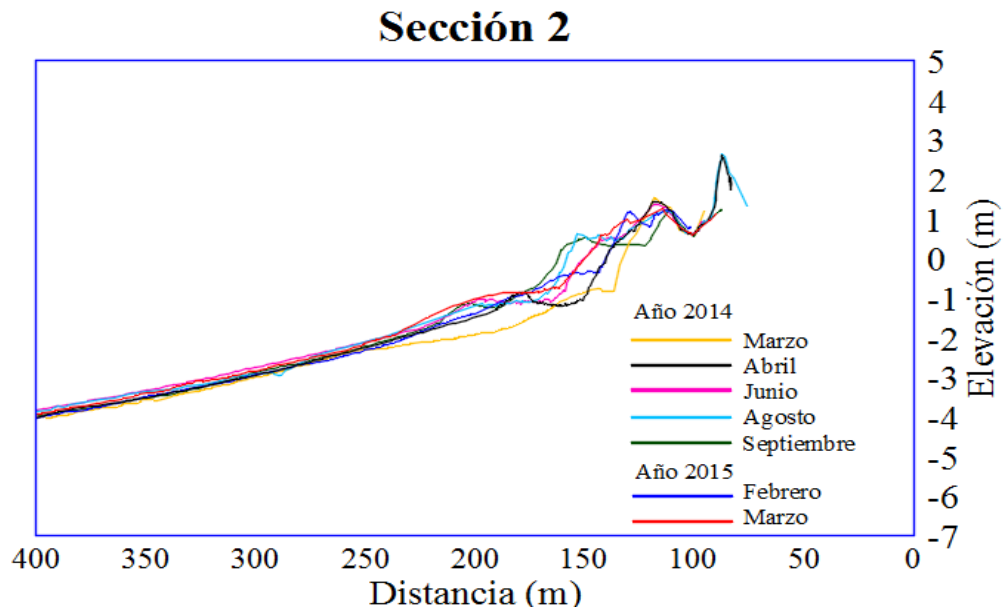


Figura 4-21. Perfiles medidos en la sección 2 en diferentes meses del año 2014 y 2015

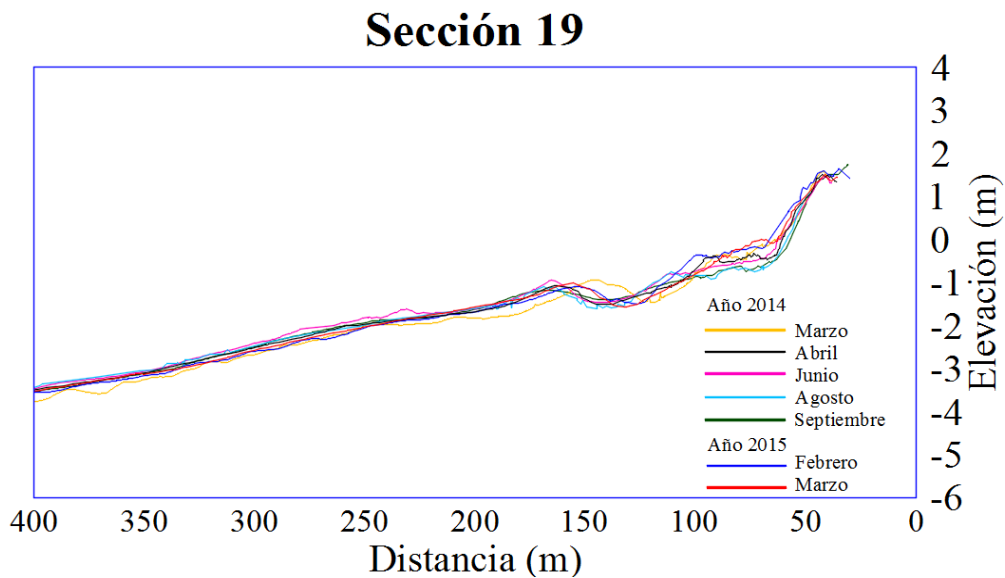


Figura 4-22. Perfiles medidos en la sección 19 para diferentes meses del año 2014 y 2015

En la sección 2 (Figura 4-21), ubicada a 100 m de la escollera, se presentan cambios más significativos en los diferentes periodos de medición, comparado con la sección 19 ubicada a 950 m de la escollera (Figura 4-22), debido al hecho de que la sección 2 se encuentra más cercana a la escollera que interrumpe el transporte litoral. En dichas figuras el eje horizontal representa la distancia transversal en metros desde el inicio del transecto (línea base en Figura 4-18) hasta una distancia de 400 m, mientras que el eje vertical representa la profundidad (m) del perfil respecto al nivel medio del mar.

Del análisis de los perfiles se encontró que la playa presenta un aumento en el volumen de arena durante la primera mitad del año y de pérdida durante el periodo correspondiente a junio y septiembre de 2014, tal como se puede observar en la Figura 4-23, en la cual se compara la ganancia o pérdida mensual de arena entre periodos de medición a través de barras en las que los valores por arriba del cero representan ganancia de sedimento y crecimiento de la playa durante el periodo.

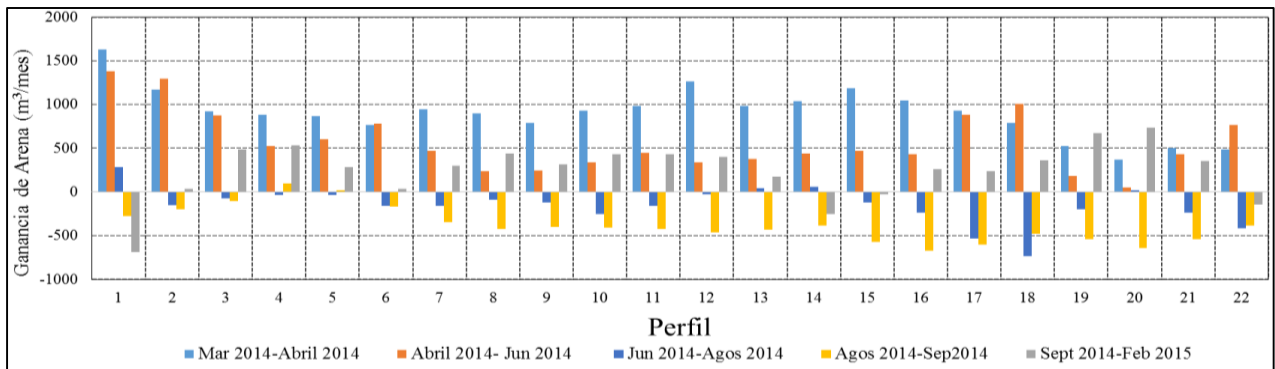


Figura 4-23. Gráfica de ganancia/perdida de volumen de arena entre periodos de medición

Un aspecto más que se debe considerar es el comportamiento de las barras sumergidas. En efecto, se sabe que dadas las condiciones locales (presencia de micro-marea), las barras en la costa de Sisal son paralelas a la línea de costa y de acuerdo a Plant et al. (2001) su posición busca estar en equilibrio con la zona de rotura del oleaje, por lo que, un crecimiento de la playa justo al Este del Espigón implicaría que las barras también tendrían un movimiento hacia mar adentro, lo cual puede transportar sedimento hacia el canal del puerto y promover su azolve si la nueva posición de la barra se presenta a una distancia mayor de la playa que la longitud de la escollera, al frente del canal. De esta manera, la implementación del SBA contribuiría a controlar el crecimiento de la playa y el desplazamiento de las barras al frente del canal, promoviendo una mayor funcionalidad del espigón.

Cabe señalar que este posible escenario es una hipótesis y se requiere de un estudio más detallado sobre el comportamiento de dichas formaciones, lo cual se sale del alcance de este trabajo.

4.3.3. Línea de Costa

La presencia de las escolleras en la costa de Sisal claramente modificó la posición de la línea costa. Para estudiar este cambio, se hizo un análisis a partir de las mediciones de topografía playera y se creó la gráfica de la Figura 4-24 que muestra su variación a lo largo de un año.

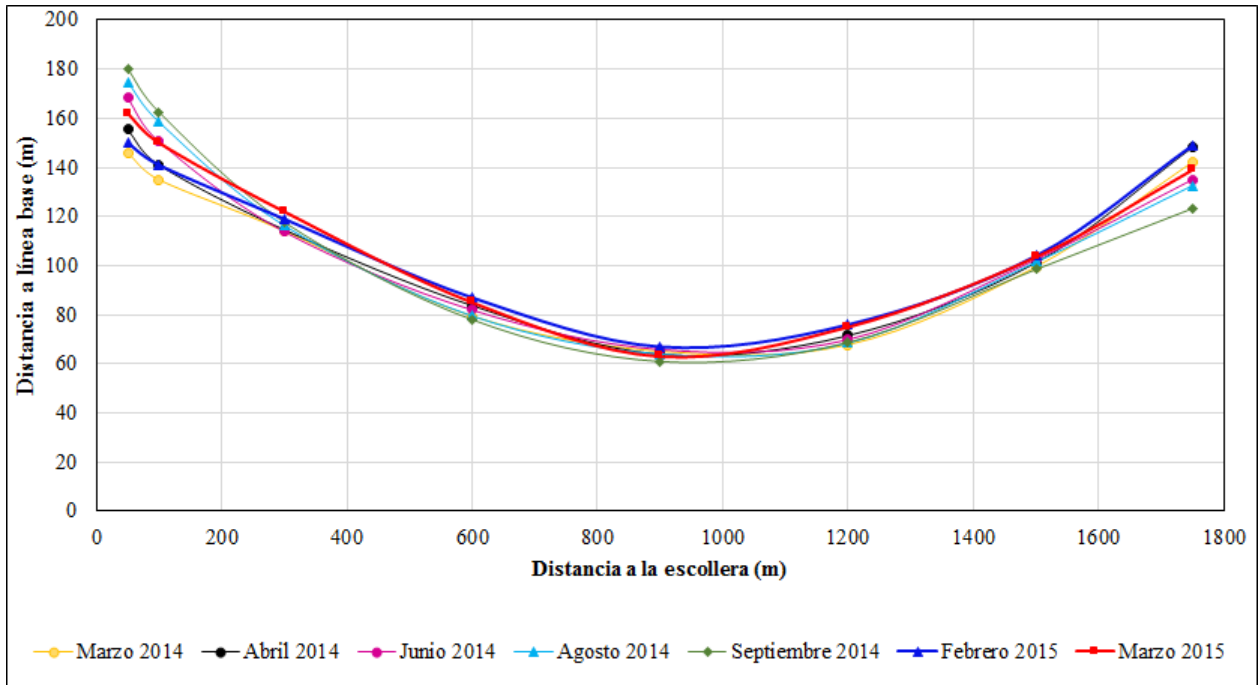


Figura 4-24. Evolución de la línea de costa

Se observa en la Figura 4-24, que a partir de la escollera y hasta una distancia de 900 metros, la playa experimenta un crecimiento desde el mes de marzo hasta septiembre de 2014 en el que la playa gana 35 metros. Dicha tendencia cambia a partir de septiembre 2014 a marzo de 2015, periodo en el que la playa retrocede 15 metros, siendo que de junio a diciembre de 2014 se realizó el retiro de material de esa playa por parte de SCT. Ahora bien, tomando como posición inicial la línea de costa observada en marzo de 2014 y como final a la observada en marzo de 2015, la ganancia total anual de playa fue de 20 metros. Se debe considerar que para la estimación del transporte litoral por esta técnica debe de tomarse en cuenta el volumen retirado por la SCT.

Por otro lado mediante inspección visual de fotografías tomadas del sistema SIRENA de adquisición de imágenes de código abierto (Ojeda et. al., 2013) instalado en Sisal, se observó el comportamiento de la costa como se muestra en la Figura 4-25, en donde las fotografías a-c corresponden a los meses de marzo, junio y agosto 2014, respectivamente, mientras que las fotografías d-f corresponden al mismo día pero del año 2015. Se aprecia que existe acreción de la playa durante cada año, y al mismo tiempo se puede ver que entre agosto 2014 (imagen c) y marzo 2015 (imagen d) existe un retroceso importante, el cual está asociado con (i) el transporte litoral durante la época de *Nortes*, el cual en gran medida erosiona la playa, y con (ii) el retiro de material por parte de SCT que se produjo entre las imágenes (c) y (d). Esta información será utilizada más adelante para la estimación del transporte litoral.



Figura 4-25. a) 08 de enero de 2014 b) 02 de junio de 2014 c) 07 de agosto de 2014 d) 08 de enero de 2015 e) 02 de junio de 2015 y f) 04 de agosto de 2015.

4.3.4. Canal de Navegación

Además de las campañas topo-batimétricas de la zona de estudio al este del puerto, se llevó a cabo un monitoreo batimétrico del canal de acceso al puerto durante los trabajos de dragado efectuados por la SCT. La zona de estudio comprende la zona desde la entrada del canal hasta la zona de la dársena, donde se realizaron batimetrías en los meses de marzo, junio, septiembre y diciembre de 2014, así como en febrero y marzo de 2015, identificando las áreas de mayor cambio a través de secciones transversales al canal donde se analizó su comportamiento antes, durante y después de los dragados, los cuales iniciaron a principios del mes de junio y finalizaron en diciembre de 2014.

En la Figura 4-26 se presentan tres secciones representativas que se seleccionaron para ilustrar la condición en la entrada, en medio y al final del canal de navegación, y a la derecha su localización en planta. El total de las secciones se pueden consultar en el anexo 0.

En la sección 2 se puede apreciar que la profundidad oscila entre 1.6 y 2 metros, llegando a un 1 metro en algunas temporadas del año. Por otro lado, en la sección 8 se aprecia la evolución del dragado (abril, junio y agosto) iniciando con una profundidad aproximada de 1.6 metros que aumentó a 3 metros para septiembre de 2014. A partir de ese momento el perfil inició a restablecer su condición anterior retornando a una profundidad a 2.5 m para diciembre del mismo año, mientras que para febrero y marzo de 2015 la profundidad osciló entre 1.5 y 2 metros.

Por otro lado en la sección 15 se aprecia que el dragado de esta zona fue después de septiembre de 2014, debido a que presenta una profundidad similar a los meses de abril, junio y agosto del mismo año, sin embargo una vez dragada esta zona la profundidad es más estable tal como lo

muestran los perfiles correspondientes a los meses febrero y marzo de 2015 con una profundidad máxima de 3.5 metros, lo cual indica que el azolve del canal se presenta principalmente en su sección más cercana al mar.

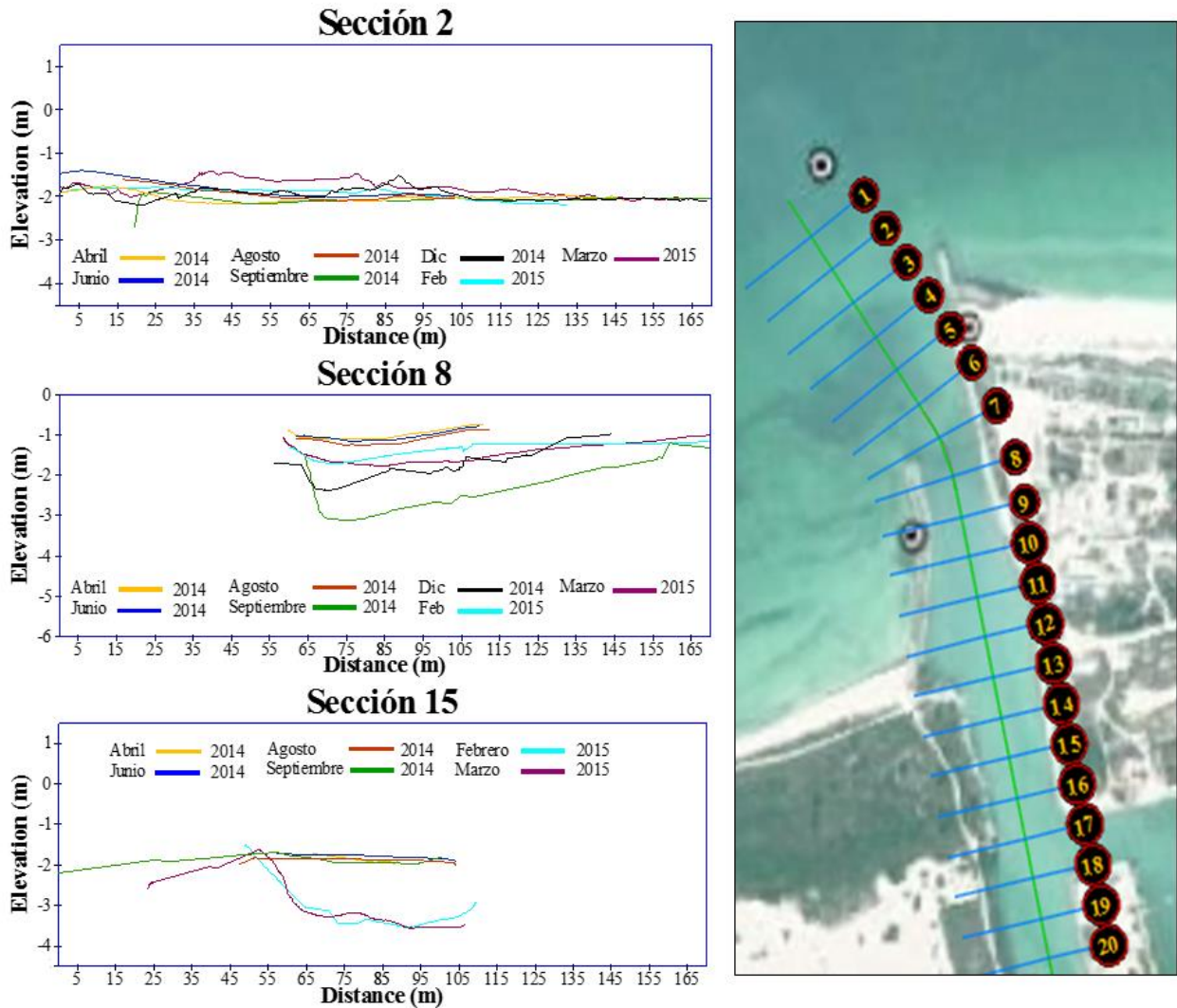


Figura 4-26. Secciones transversales del canal de navegación y delimitación de la zona de estudio.

Lo anterior muestra que el azolvamiento del canal, después del dragado y del retiro de arena de la playa ocurrió en pocos meses, sugiriendo que esta técnica de mantenimiento del canal no es efectiva, y sugiere la conveniencia que puede representar un sistema de bypass de arena como el que se propone con este estudio.

4.4. Implementación del Modelo Numérico

El modelado numérico se realizó para tener una aproximación del comportamiento de las corrientes y el oleaje, así como para estimar el transporte litoral y la dispersión del sedimento debido a una descarga de arena del SBA al Oeste del canal.

Respecto al modelo hidrodinámico (HD), este fue forzado con un campo de viento variable en el tiempo y constante en el dominio, una serie temporal de marea en las fronteras y retroalimentación del tensor de radiación generado por el modelo de oleaje espectral (SW).

Por otro lado, debido a la carencia de datos continuos de oleaje, el modelo de oleaje espectral (SW) fue forzado con diferentes escenarios de oleaje a fin de tomar en cuenta el comportamiento del oleaje en las diferentes estaciones del año.

Mientras que los modelos de transporte de sedimentos no-cohesivos (ST) y de partículas (PT), fueron forzados con los datos de corriente y campos de oleaje de los modelos (HD) y (SW).

La implementación del sistema de modelado consistió en la determinación de ciertos parámetros tales como:

- ◆ Dominio
- ◆ Parámetros utilizados para Módulo Hidrodinámico
- ◆ Parámetros utilizados para Módulo de Propagación del Oleaje
- ◆ Parámetros utilizados para Módulo de Sedimento No-cohesivos
- ◆ Parámetros utilizados para Módulo de Transporte de Partículas

y en la especificación de las condiciones iniciales y casos de estudio para los que se llevará a cabo la modelación numérica.

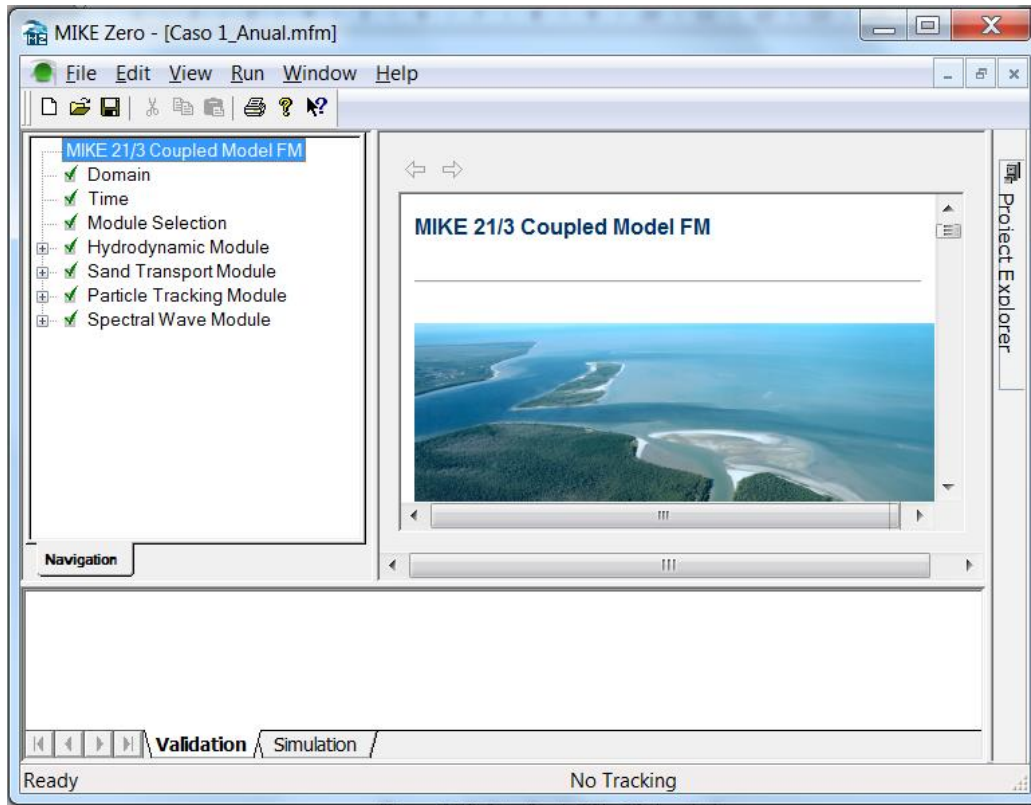


Figura 4-27. Interfaz de Mike 21

4.4.1. Dominio

El dominio representa el área de modelación y está delimitado por 4 fronteras (Norte, Sur, Este y Oeste). En nuestro caso, el dominio tiene una extensión aproximada 20.6 km en las fronteras Norte y Sur por 18.56 km en las fronteras Este y Oeste. La malla es flexible de tipo irregular con 10691 nodos y 20931 elementos triangulares, los cuales están distribuidos en tres zonas con una resolución aproximada de 200 m, 100 m y 40 m en cada zona respectivamente, configuración que se aprecia en la Figura 4-28, marcadas como zonas 1, 2 y 3.

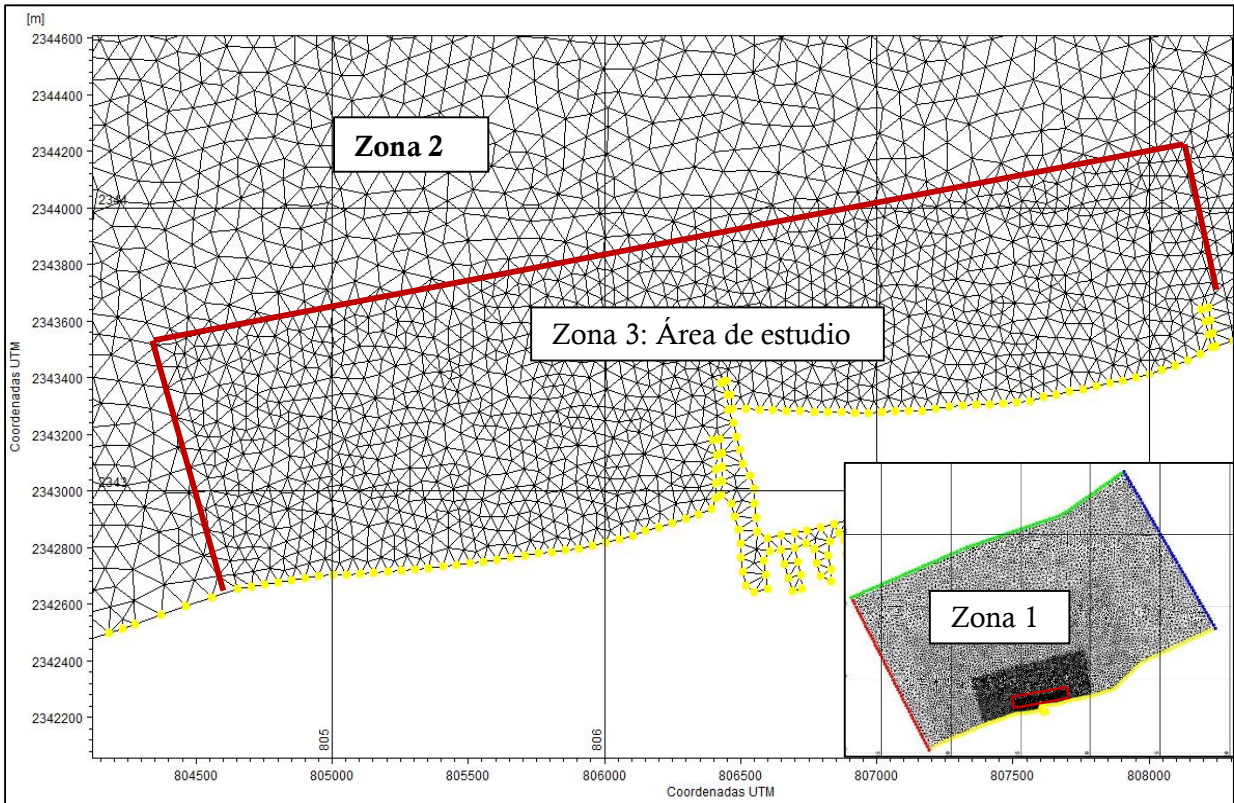


Figura 4-28. Dominio del Modelo numérico y zona de estudio dentro de la malla de cálculo

4.4.2. Parámetros de Entrada de Módulo HD

Los parámetros implementados en el módulo hidrodinámico se muestran en la Tabla 4-3.

Tabla 4-3. Parámetros de entrada del módulo hidrodinámico en Mike 21

PARÁMETRO	VALOR
<i>Especificación del Archivo</i>	
<i>Malla y batimetría.</i>	Malla flexible con 20931 elementos y 10691 nodos
<i>Periodos de simulación</i>	01/01/2014 12:00:00 a.m. - 31/12/2014 03:00:00 p.m.
<i>Intervalo de paso de tiempo</i>	0.01-1800 s
<i>Paso de tiempo guardado</i>	1800 s
<i>No. De pasos de tiempo</i>	17500
<i>Solución Técnica</i>	Tiempo de integración
	Bajo orden, logaritmo rápido
	Incremento de tiempo mínimo: 0.1
	Tiempo máximo :1800 s
	Discretización del espacio
<i>Áreas secas y mojadas</i>	Alto orden.
	Profundidad de secado: 0.005 m
	Profundidad de inundación: 0.05 m

	Profundidad de mojado: 0.1 m
<i>Densidad</i>	Barotrópica
<i>Viscosidad Turbulenta</i>	Formulación Smagorinsky: 0.28 m ² /s
<i>Fricción de fondo</i>	Número de Manning: 32 m ^{1/3} /s
<i>Viento</i>	Variable en el tiempo, constante en el dominio
<i>Tensores de radiación</i>	Acoplados a la simulación del módulo de oleaje SW.
<i>Fronteras</i>	Este: marea constante en la frontera
	Oeste: marea constante en la frontera
	Norte: marea constante en la frontera

4.4.3. Parámetros de Entrada de Módulo SW

Los parámetros implementados para la simulación de oleaje se presentan a continuación:

Tabla 4-4. Parámetros de entrada del módulo de oleaje espectral en Mike 21 FM

PARÁMETRO	VALOR
<i>Formulación espectral</i>	Paramétrica directamente desacoplada
<i>Formulación temporal</i>	Estacionaria
<i>Parámetro de tiempo</i>	Tiempo de Inicio: 0 s (tiempo de inicio de los cálculos de oleaje espectral, respecto al inicio de la simulación del sistema)
<i>Propiedades del Sedimento</i>	Porosidad: 0.4
	D50: 0.35 mm
	Dispersión Geométrica: 1.9
<i>Discretización espectral</i>	Rosa de 360° (16 direcciones)
<i>Solución Técnica: Formulación Estacionaria</i>	Discretización espacial geográfica: Bajo orden, algoritmo rápido
	Número máximo de niveles de transporte: 32
	Número de pasos en fuente: 1
	Mínimo paso de tiempo: 0.01
	Máximo paso de tiempo: 1800 s
<i>Variación del Nivel de Agua</i>	Variación de nivel de agua de Mike 21 HD
<i>Corrientes</i>	Corrientes de Mike 21 HD
<i>Difracción</i>	Factor de suavizado: 1
	Número de pasos de suavizado
<i>Rotura del Oleaje</i>	Modelo: Oleaje en rotura, con parámetro de rotura especificado y constante (γ)
	Parámetro de Rotura (Γ)= 0.8
<i>Condiciones iniciales</i>	JONSWAP Fetch growth expression
<i>Condiciones de Frontera</i>	Norte: Parámetros de oleaje de la Tabla 4-1 (Altura significativa, dirección media, desviación estándar de la dirección y periodo por caso de oleaje.
	Este: Frontera lateral
	Oeste: Frontera lateral

4.4.4. Parámetros de Entrada del Módulo ST

Para la estimación del transporte de sedimento y la evaluación de la morfología se utilizaron los siguientes parámetros:

Tabla 4-5. Parámetros de entrada del módulo de transporte de arena en Mike 21

PARÁMETRO	VALOR
<i>Definición de Modelo</i>	Oleaje y corrientes
<i>Parámetros de tiempo</i>	Tiempo de Inicio = 10 s (tiempo de inicio de los cálculos de Transporte de sedimento, respecto al inicio de la simulación del sistema)
	Paso de tiempo= 1 (Factor de paso de tiempo que al ser multiplicado por el paso de tiempo especificado en el cuadro de diálogo “Time”, determina el paso de tiempo de las ecuaciones de transporte de sedimento.
<i>Propiedades del Sedimento</i>	Porosidad: 0.4
	D50: 0.35
<i>Forzamiento de oleaje</i>	Campo de oleaje de la simulación SW
<i>Morfología</i>	Máximo cambio en el fondo = 5 metros
	Tiempo de Inicio = 20
<i>Condiciones de Frontera</i>	Mismos del Modelo HD
<i>Forzamientos</i>	Campo de oleaje de Mike 21 SW

4.4.5. Parámetros de Entrada del Módulo PT

Este módulo para la estimación dispersión y destino del sedimento descargado.

Tabla 4-6. Parámetros de entrada del módulo de dispersión de partículas en Mike 21

PARÁMETRO	VALOR
<i>Clase</i>	Nombre: Sedimento
	Unidad: Kilogramos
	Masa mínima de partícula = 0.01 (masa mínima que debe tener la partícula para omitirla en los cálculos)
	Edad máxima de partícula = 1800 (edad máxima que debe tener la partícula para omitirla en los cálculos)
<i>Asentamiento</i>	Velocidad de asentamiento = 0.06 m/s
<i>Dispersión</i>	Coefficiente de dispersión Vertical = 0.01 m ² /s
	Coefficiente de Dispersión Horizontal = 0.01 m ² /s
<i>Perfil de deriva (Drift Profile)</i>	Datos Crudos del Modelo Hidrodinámico
<i>Rugosidad de fondo</i>	Rugosidad utilizada en Modelo HD

4.5. Hidrodinámica

La determinación de las condiciones de operación y de los componentes del SBA requiere del conocimiento de la hidrodinámica del sitio y del transporte litoral. Estos dos aspectos se encuentran relacionados entre sí de tal manera que el transporte litoral característico en una zona se encuentra en función de las corrientes y el oleaje.

El análisis hidrodinámico se llevó a cabo mediante modelado numérico, el cual se implementó para diferentes escenarios de oleaje a partir de la Tabla 4-1. Para los casos de oleaje reinante (NNE y NE, Casos 2 y 3 respectivamente) la dirección de las corrientes cercanas a la playa fue hacia el Suroeste (Figura 4-29), lo cual también indica que el transporte litoral es en esa dirección, haciendo crecer la playa de Sisal. Por otro lado para los casos de oleaje N y NNO (característico de *Nortes*, casos 1 y 6 de la Tabla 4.1), las corrientes cercanas a playa se intensifican y presentan una dirección hacia el Este (Figura 4-30), lo cual explica que los nortes son capaces de erosionar parcialmente la playa de Sisal, como se muestra en el apartado 4.3 y las imágenes de la Figura 4.25.

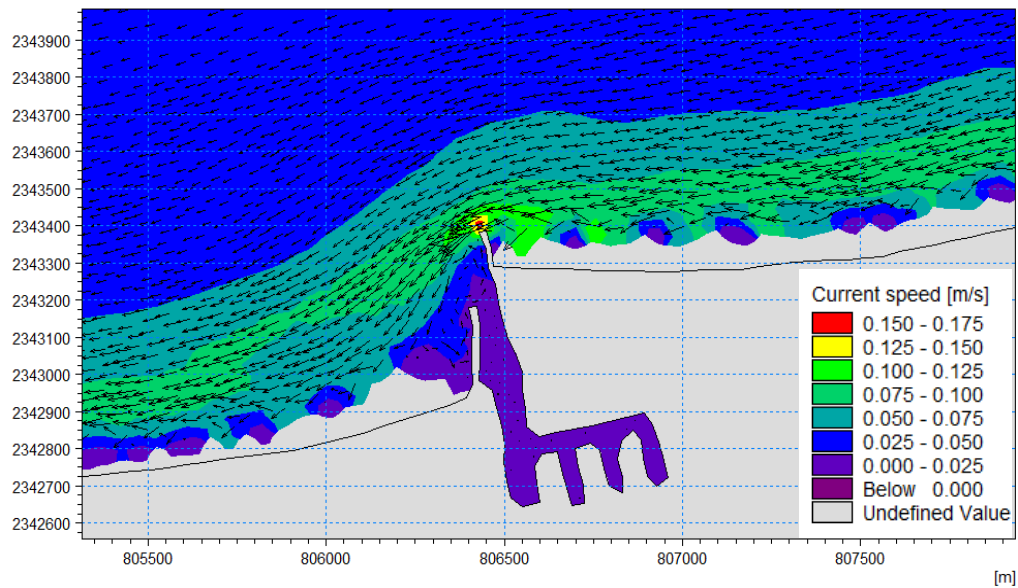


Figura 4-29. Modelación hidrodinámica en la zona de estudio: caso 2 de oleaje - 08 de enero de 2013

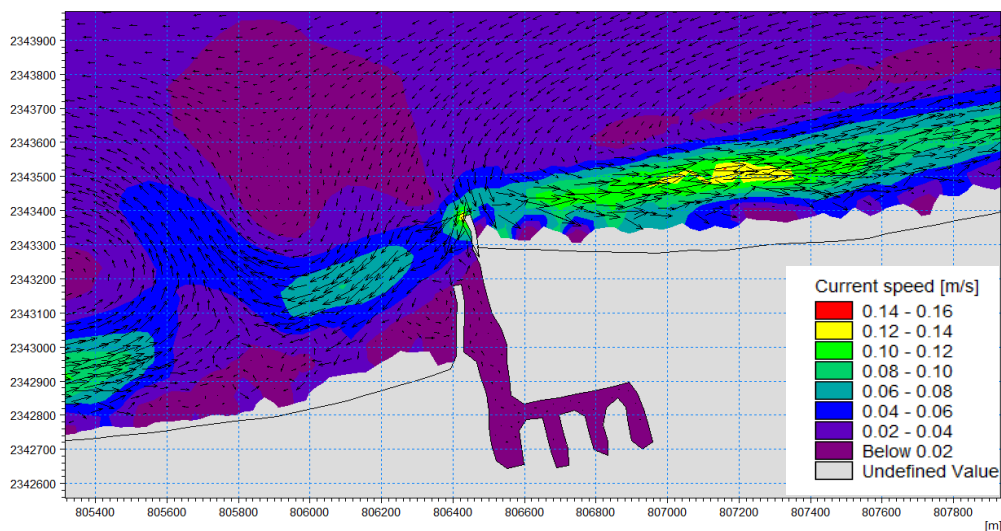


Figura 4-30. Modelación hidrodinámica en la zona de estudio: caso 6 de oleaje - 08 de enero de 2013

En base a los resultados de la modelación se puede concluir que debido a la aparición de eventos *Norte* existen cambios importantes en la dirección e intensidad de la corriente, los cuales a pesar de aparecer por periodos breves, tienen gran influencia en el comportamiento de la línea de costa y en el transporte de sedimento, y en general la morfología de la playa. Sin embargo, a pesar de ello, el transporte litoral neto anual en el norte de la península de Yucatán es hacia el oeste.

4.6. Transporte Litoral

El transporte litoral es el parámetro fundamental en el diseño de SBA (Richardson & McNair, 1981) y se define como la cantidad de sedimento que es transportado por los procesos de oleaje y corriente de manera longitudinal a la costa. El transporte litoral se da en ambas direcciones de la costa de acuerdo a la Figura 4-31 y para su estudio se clasifica en transporte neto (S_{neto}) que es igual a la suma de los transportes S_1 (+) y S_2 (-) generados por el oleaje W_1 y W_2 respectivamente, mientras que el transporte bruto (S_{bruto}) se define como la suma absoluta del transporte en ambas direcciones.

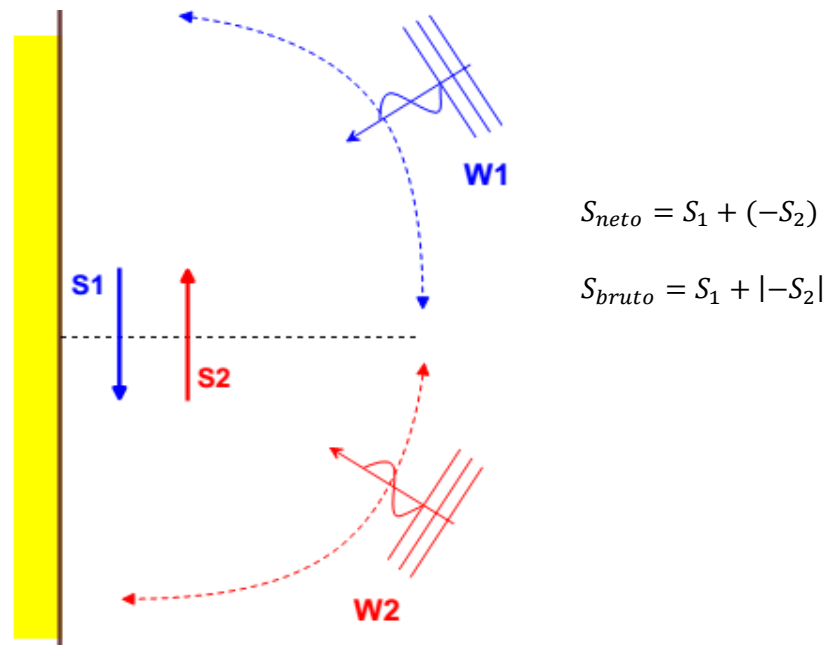


Figura 4-31. Diagrama que representa el transporte litoral

Calcular el transporte litoral es complicado por la cantidad de factores que intervienen en el proceso como el oleaje, la hidrodinámica, la morfología de la playa, tamaño y tipo del sedimento y variabilidad del clima marítimo. Debido a esto se han elegido cuatro formas de realizar el

cálculo: fórmulas paramétricas (CERC y Kamphuis 1991), perfiles playeros y modelado numérico.

4.6.1. Fórmula del CERC

Esta formulación fue desarrollada por el Coastal Engineering Research Center (CERC), y parte de la hipótesis de que el transporte de sedimento se puede estimar en función de la componente longitudinal del flujo de energía evaluado en la línea de rotura la cual proporciona un estimado del transporte litoral en m^3/s , mediante la siguiente ecuación (USACE, 2002):

$$Q_l = K \left(\frac{\rho \sqrt{g}}{16 \kappa^{\frac{1}{2}} (\rho - \rho_s)(1 - n)} \right) H_b \sin(2\alpha_b) \quad (4-5)$$

donde:

H_b = Altura del Oleaje en rotura (m)

K = coeficiente adimensional, que depende del tamaño de sedimento

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

ρ = Densidad del agua de mar (kg/m^3)

ρ_s = Densidad del característica del sedimento (kg/m^3)

n = Coeficiente de porosidad

κ = Índice de rompiente (H_b/d_b)

α_b = Ángulo de rotura del oleaje respecto a la línea de costa (grados)

La importancia del parámetro K en la fórmula del CERC es tal que de él depende la validez de los resultados, por tal motivo Eversole y Fletcher (2003) sugieren modificar el valor de $K=0.77$ propuesto por el *Shore Protection Manual*, por un valor más ajustado a las condiciones reales del área de estudio. Considerando lo anterior, este parámetro se calculó con la ecuación (4-6) propuesta por Valle et al. (1993) con la cual se pretendió involucrar el tamaño de sedimento en el análisis:

$$K = e^{-2.5d_{50}} \quad (4-6)$$

en donde d_{50} está en milímetros.

4.6.2. Fórmula del Kamphuis

Basado en experimentos y mediante análisis dimensional Kamphuis (1991) desarrolló una fórmula para estimar el transporte de sedimentos, la cual posteriormente fue validada con datos obtenidos en campo y modelación, y se expresa como:

$$Q_u = 2.27 H_{sb}^2 T_p^{1.5} m_b^{0.75} d_{50}^{-0.25} \sin^{0.6} (2\alpha_b) \quad (4-7)$$

en donde

Q_u = Tasa de transporte (kg/s)

H_{sb} = Altura significativa en zona de rompiente (m)

T_p = Periodo pico del oleaje (s)

m_b = Pendiente desde la línea de rotura a la línea de costa

d_{50} = Tamaño medio de sedimento (m)

Estos parámetros son los mismos utilizados en la fórmula del CERC, a excepción del parámetro m_b . Para obtener este parámetro se realizó el procedimiento siguiente:

1. Se estimó la altura de rotura correspondiente a cada caso de oleaje.
2. Se obtuvo la pendiente que existe desde la zona de rotura hasta la línea de costa, utilizando los perfiles generados con topo-batimetrías.
3. Para cada perfil medido se generó una pendiente promedio de acuerdo al caso de oleaje estimado.
4. Se obtuvo una pendiente por cada perfil asociada a cada caso de oleaje, finalmente estas pendientes se promediaron para obtener una pendiente característica a cada dirección del oleaje, la cual está expresada con el valor de m_b en la Tabla 4-7.

Tabla 4-7. Tabla de generación del parámetro m_b

PENDIENTES				
	N (caso 1)	NNE (caso 2)	NE (caso 3)	NNO (caso 6)
Perfil 1	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.025	0.034	0.091	0.025
8	0.020	0.022	0.071	0.020
11	0.018	0.019	0.039	0.018
14	0.017	0.021	0.031	0.017
18	0.016	0.019	0.032	0.016
m_b	0.0191	0.0231	0.0527	0.0193

4.6.3. Perfiles de Playa

Con los perfiles playeros obtenidos en las diferentes campañas topo-batimétricas se realizó una tercera estimación de transporte litoral delimitando la zona de análisis de cada perfil usando el concepto de profundidad de cierre, la cual se encontró a una distancia aproximada de 400 m fuera de la costa. Esta profundidad es aquella en la que, para efectos de transporte litoral, la energía del oleaje causa un efecto despreciable sobre el fondo marino. Una forma para determinarla es la propuesta por Hallermeier (1980), que consiste en identificar la distancia en la que los perfiles correspondientes a diferentes fechas se vuelven uno solo.

Para estimar el transporte litoral, se identificaron áreas de erosión o acreción entre perfiles (Figura 4-32) y se calculó el cambio de volumen de acuerdo a la expresión:

$$\Delta V_p = (Area_{acreción} + Area_{erosión}) * Dist. \text{ perfil}$$

La suma acumulada de ΔV_p dividida entre el número de días transcurridos por periodos de medición, se consideró como un aproximado del transporte bruto diario.

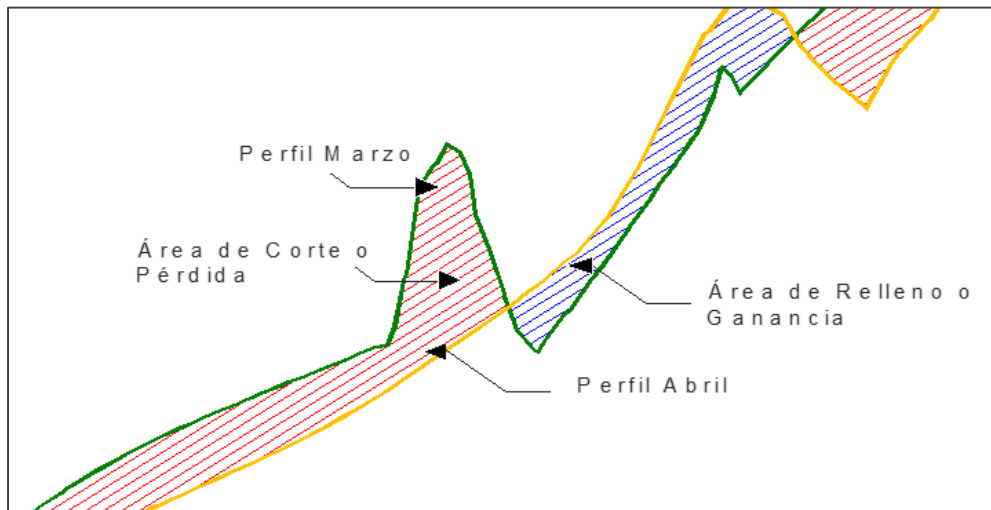


Figura 4-32. Procedimiento de cálculo de transporte litoral mediante perfiles de playa

4.6.4. Modelación Numérica

La tercera estimación de transporte se realizó mediante el sistema de modelado numérico descrito en el apartado 4.4, el cual se implementó para los escenarios de oleaje mencionados en la Tabla 4-1. El transporte litoral se estimó a partir del módulo (ST) como el volumen de sedimento que pasa a través de un perfil perpendicular a la costa a lo largo de un año. El resultado obtenido por cada caso de modelación se consideró como una fracción del transporte

de sedimento total, en donde el peso que se le dio al valor obtenido por cada “caso de oleaje” fue el correspondiente a su respectiva ocurrencia (de acuerdo a la Tabla 4.1).

4.6.5. Resultados

Con el objeto de obtener un valor de transporte litoral con el cual realizar el dimensionamiento del SBA, a continuación se presentan los resultados obtenidos con los diferentes métodos:

- Con la fórmula del CERC, el transporte neto se estimó en $384,000 \text{ m}^3/\text{año}$ con dirección al SW y mientras que el transporte bruto fue de $601,000 \text{ m}^3/\text{año}$.
- Por otro lado, con la fórmula de Kamphius el transporte neto fue de $48,000 \text{ m}^3/\text{año}$ con dirección al SW y el transporte bruto fue estimado en $132,000 \text{ m}^3/\text{año}$.
- Respecto a los resultados obtenidos en el análisis de los perfiles de playa, se observó que en el periodo que incluye los meses de marzo, abril, mayo y junio de 2014, existe una variación promedio de arena (ΔV) de 1420 m^3 mensuales por cada tramo de análisis. Por otro lado la menor ΔV ocurre en el periodo que va de junio a septiembre de 2014 con un promedio mensual de 820 m^3 , mientras que para el periodo que va de septiembre de 2014 a febrero de 2015 ΔV se incrementa nuevamente en un promedio de 1370 m^3 de arena. Considerando las variaciones de volumen a lo largo del año e incluyendo el retiro de material por parte de SCT, se estimó el transporte litoral bruto en $190,000 \text{ m}^3/\text{año}$.

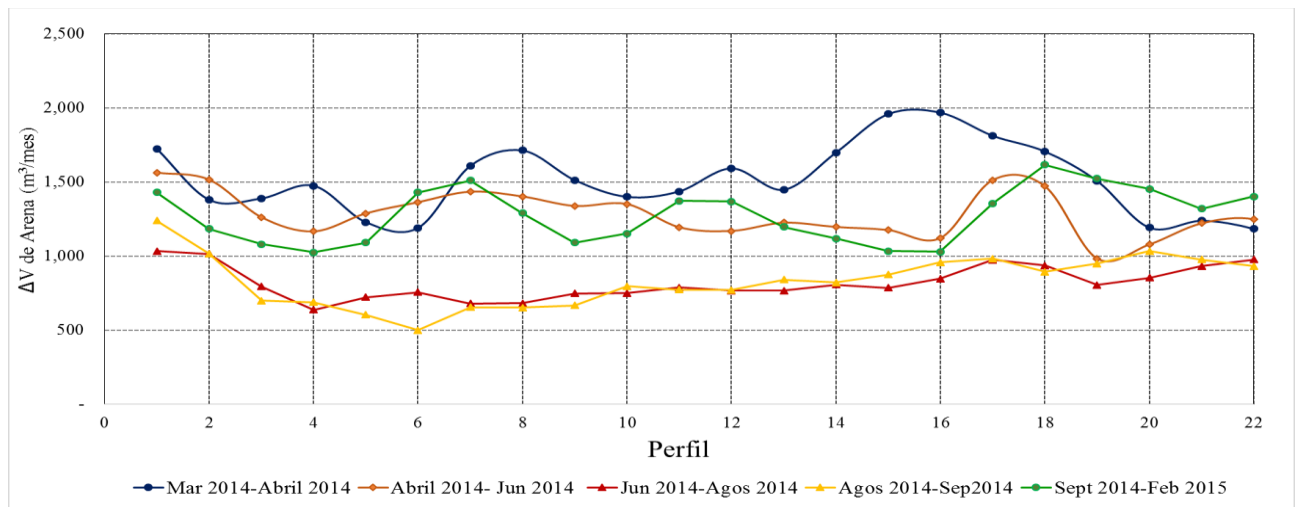


Figura 4-33. Gráfica de variación de volumen de arena entre periodos de medición, por metro lineal de costa.

En los perfiles y en el análisis de la línea de costa se observó que el restablecimiento de la costa es rápido, y que el retiro de material por parte de la SCT fue insuficiente.

Cabe señalar que los resultados anteriores toman en cuenta el retiro de material por parte de la SCT de manera simplificada. En efecto, el retiro de arena influye en la morfología de la playa

de manera compleja, dado que cuanto más crece la playa, la capacidad de la escollera de retener eficientemente el transporte litoral disminuye gradualmente, por lo que un retiro artificial de arena modifica los patrones de transporte y la tasa de crecimiento de la playa. Sin embargo, la información disponible relativa al retiro de material consiste únicamente en un volumen aproximado de 15,000 m³, sin fechas precisas, por lo que esa cantidad fue, para fines de esta estimación, simplemente sumada al volumen de transporte del Este.

- d) Respecto al transporte litoral estimado a través del modelado numérico, el transporte bruto fue estimado en 166,000 m³/año y el neto en 120,000 m³/año.

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 4-8 y la Figura 4-34.

Tabla 4-8. Resultados de transporte litoral en m³/año

	Transporte (Este)	Transporte (Oeste)	Transporte Neto	Transporte Bruto
CERC	384,000	217,000	167,000	601,000
KAMPHUIS	90,000	42,000	48,000	132,000
MEDIDO	124,000	67,000	57,000	190,000
MODELO	143,000	23,000	120,000	166,000

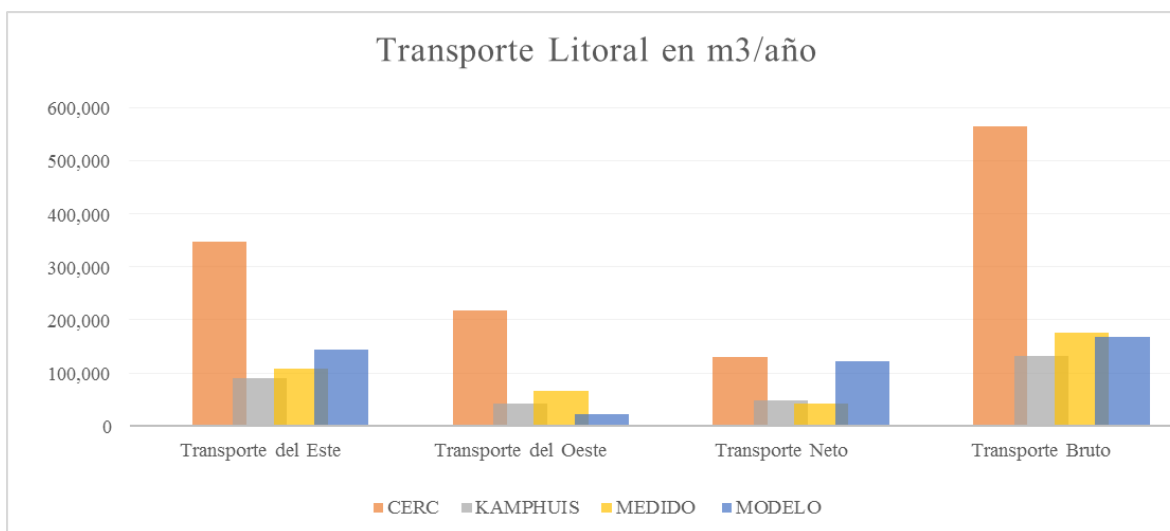


Figura 4-34. Gráfica comparativa de los resultados obtenidos con los diferentes métodos para cálculo de transporte litoral.

Al comparar el transporte litoral de las direcciones este, oeste, transporte neto y transporte bruto, se puede observar que la fórmula del CERC sobrestima el transporte litoral respecto a los otros métodos, el cual es hasta 320% más alto que el obtenido con perfiles playeros.

Aun cuando se consideró el diámetro de sedimento como parámetro adicional en la fórmula del CERC, el transporte litoral obtenido es sumamente alto lo que indica la necesidad de calibrar la fórmula para adaptarla a las condiciones del sitio, actividad que no se encuentra dentro del alcance del trabajo. Por tal razón como parámetro de diseño se utilizará un promedio del transporte litoral del este (o hacia el oeste) obtenido con los demás métodos, quedando como:

$$Q_D = \frac{90,000 + 124,000 + 143,000}{3} = 119,000 \frac{m^3}{año}$$

Respecto al valor de transporte considerado como parámetro de diseño, se ha considerado el transporte hacia el oeste en lugar del transporte bruto. El manual USACE (2001) recomienda usar el transporte bruto en casos con problemas de azolve, como es el caso del canal de acceso al puerto y el transporte predominante (transporte hacia el Oeste en este caso) en casos en donde el mayor problema es la erosión. Sin embargo, considerar el transporte bruto implicaría extender el área de extracción de sedimento así como una mayor adquisición de equipo e interferencias a la navegación. Al considerar el transporte hacia el Oeste se pretende ofrecer una solución al problema de erosión en la playa del Palmar y de pérdida de funcionalidad de la Escollera Este, lo cual produce en gran medida el azolvamiento del canal. Por lo tanto, en este estudio se propone hacer el dimensionamiento considerando únicamente el transporte hacia el oeste.

4.7. Localización de los Elementos del SBA

El diseño del SBA debe también de tomar en cuenta la zona de succión y descarga del material, dado que de ello depende el buen funcionamiento del sistema.

4.7.1. Tubo de Succión

El tubo de succión de la bomba deberá estar colocado en la zona de mayor acumulación de sedimento, situada en la base del espigón Este del puerto, garantizando de esta manera la disponibilidad de material de acuerdo a la capacidad de transferencia del SBA.

La selección de esta zona se determinó de acuerdo a la evolución morfo-dinámica observada y obtenida en la simulación numérica, identificando las zonas de ganancia constante de costa como áreas de depósito de sedimento.

El inicio de la simulación se muestra en la Figura 4-35, en donde la zona resaltada con un círculo representa el desalajo de sedimento al pie del canal, como parte de las actividades de dragado llevadas a cabo por la SCT.

Enseguida, en la Figura 4-36 se nota que la curva de nivel 0 se ha desplazado hacia mar adentro respecto de su posición en la Figura 4-35 mientras que en la Figura 4-37 la curva ya rebasó completamente el espigón y se ha desplazado hacia el interior del canal.

Adicionalmente al modelado, el análisis de la evolución de línea de costa y de los perfiles de playa mostró igualmente que la mayor zona de crecimiento de playa y por consiguiente de mayor volumen de arena es en la vecindad del espigón que está al Este del puerto de abrigo de Sisal.

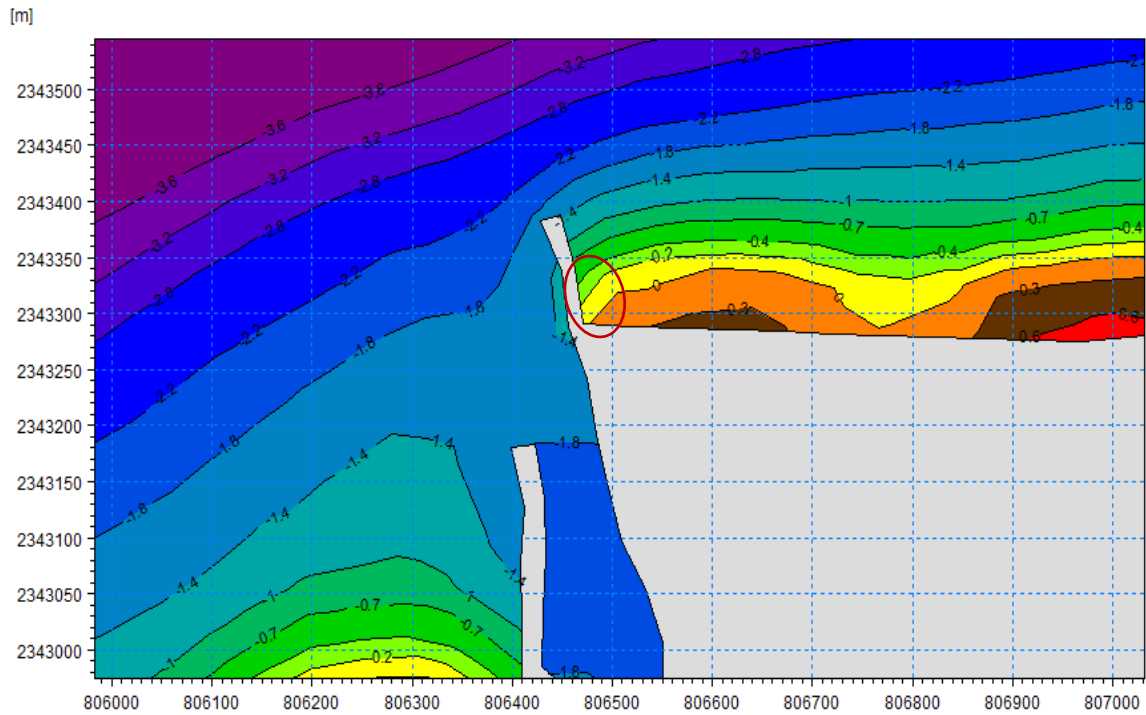


Figura 4-35. Batimetría en la costa de Sisal al inicio de la simulación (Caso 2. Oleaje del Noreste).

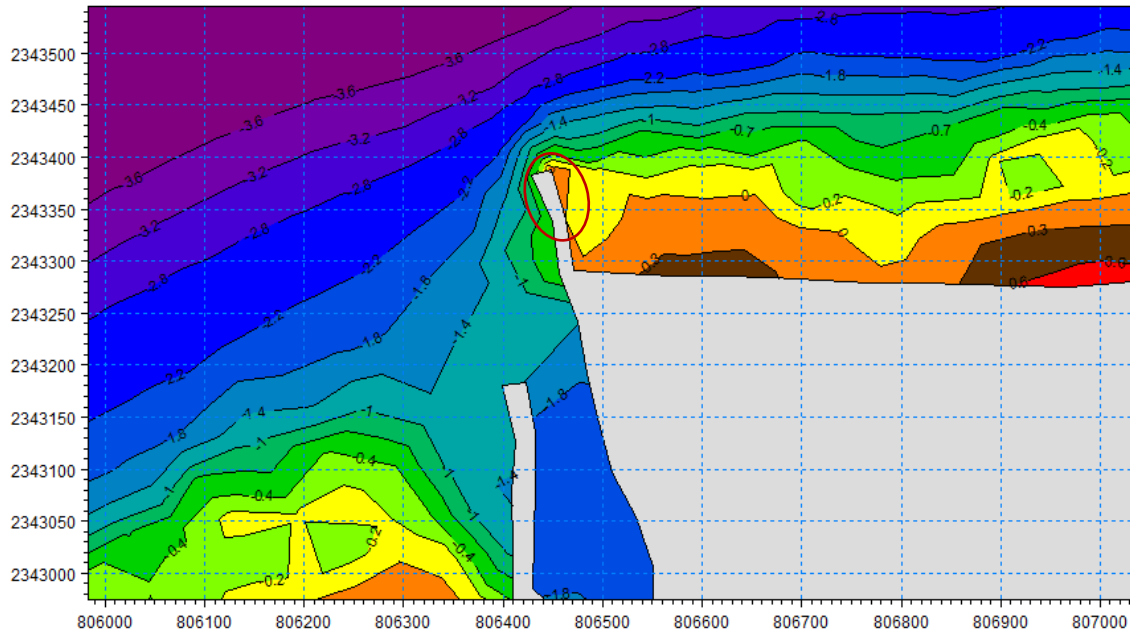


Figura 4-36. Batimetría para el mes de Mayo de 2014 (Caso 2. Oleaje del Noreste).

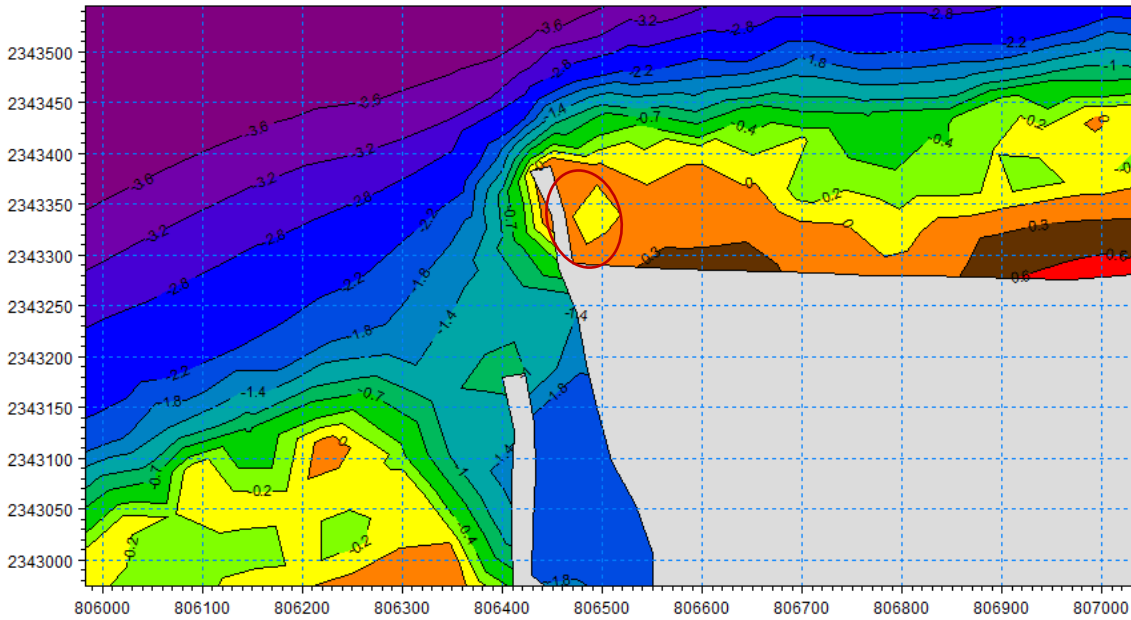


Figura 4-37. Batimetría después de un año de simulación (Caso 2. Oleaje del Noreste).

Las tres últimas Figuras muestran que forzando el modelo con oleaje del Noreste, el espigón Este pierde su funcionalidad en menos de un año. Sin embargo, estos resultados deben de verse con cuidado en vista de que estas simulaciones no representan por completo la realidad ya que se introduce un oleaje constante. Sin embargo, el oleaje seleccionado para estas simulaciones es el oleaje con mayor ocurrencia (Caso 2), por lo que este comportamiento puede considerarse

representativo para fines del diseño del SBA, el cual está diseñado para transferir al otro lado del puerto el transporte litoral que proviene del Este.

Un problema que se puede presentar durante el funcionamiento de los sistemas de bypass, es que los depósitos de arena pueden cambiar de acuerdo a las condiciones hidrodinámicas que se puedan presentar en ciertas temporadas, por lo que en algunos proyectos realizados en Australia (Clausner, 1990, y Dyson et al., 2001), esta cuestión fue resuelta colocando varias bombas a lo largo de estructuras instaladas de forma transversal a la costa, y en otros lugares como la desembocadura de Indian River en Delaware, se han utilizado una combinación de draga móvil y equipo fijo (Boswood et al., 2001).

Para este caso la propuesta es la colocación de un dispositivo móvil que extraiga arena de la zona marcada en la Figura 4-38, de acuerdo a la disponibilidad de material.



Figura 4-38. Localización de la zona de succión de arena del SBA

Con esta propuesta se pretende captar arena en la zona de acumulación y de esta forma evitar que el material rebase la punta del espigón y azolve el canal de navegación.

4.7.2. Tubería de Descarga

La zona de descarga es aquella en donde se deposita el material extraído de la zona de succión. Para la selección de este sitio se deben tener en cuenta las condiciones hidrodinámicas del sitio, tales como remolinos generados por la difracción del oleaje en las estructuras o modificaciones en los patrones del oleaje y las corrientes debido a eventos climáticos como nortes o huracanes. No considerar estos factores podría implicar que el material depositado regrese al canal de entrada y el SBA no cumpla con su objetivo de diseño.

Para la selección de este sitio se utilizó el Módulo Mike 21 PT acoplado al módulo hidrodinámico (HD) y de oleaje (SW) para simular el comportamiento y destino del material vertido en descargas a 200, 300 y 500 metros al oeste del rompeolas; el modelo fue forzado con los casos de oleaje de la Tabla 4-1.

Respecto a la localización de la descarga de arena, Mann (2007) publicó algunas guías basadas en investigaciones realizadas por Bailard (2006) llegando a las siguientes conclusiones:

- ◆ Las descargas no deben ser ubicadas en la zona adyacente inmediata al rompeolas.
- ◆ De ser posible, se debe considerar la colocación de al menos dos sitios de descarga, en donde la primera debe estar localizada a una distancia mayor a 100 metros (lo más cerca posible de la zona de extracción de arena) y su función estará limitada a condiciones de clima normal. La segunda descarga se deberá colocar en una zona que garantice el no reingreso de arena al canal de navegación en condiciones climáticas extremas como *Nortes* y huracanes.
- ◆ Puntos de descarga muy alejados de la extracción incrementarán los costos operativos y de construcción, debido a la necesidad de bombas más potentes y mayores diámetros en las tuberías.

Para atender estas recomendaciones se modeló numéricamente el comportamiento del sedimento descargado para observar su comportamiento después de la descarga. La descarga se representó como una fuente de arena en la zona del Palmar (Oeste del puerto) sujeta a cada uno de los casos de oleaje ya descritos. En las figuras siguientes se muestra el comportamiento del sedimento ante diferentes escenarios a una distancia de 500 m (las pruebas realizadas para descargas a 200 y 300 metros sugirieron que para todos los escenarios probados el sedimento retorna parcialmente al interior del canal). Para cada figura el panel de la izquierda es para $t=3$ h después del inicio de la descarga, el del centro para $t=720$ h y el de la derecha para $t=2,300$ h.

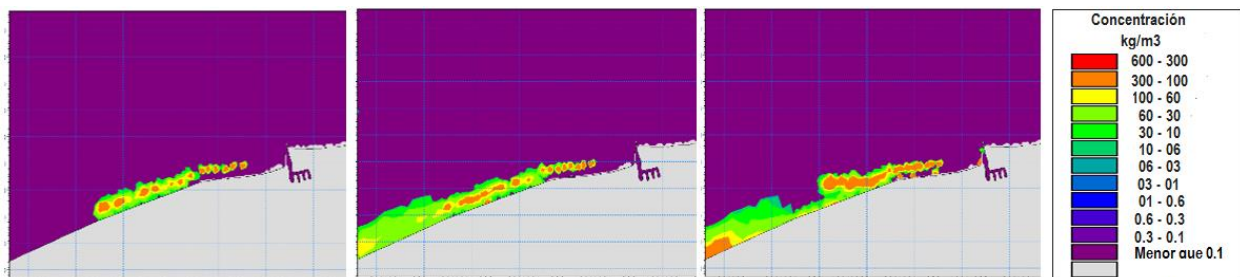


Figura 4-39. Modelado de una descarga de material a una distancia de 500 metros (Caso 2 de Oleaje)

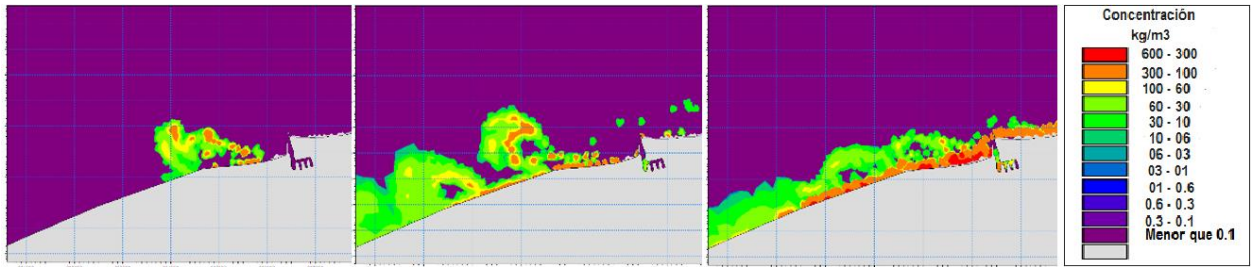


Figura 4-40. Modelado de una descarga de material a una distancia de 500 metros (Caso 3 de Oleaje)

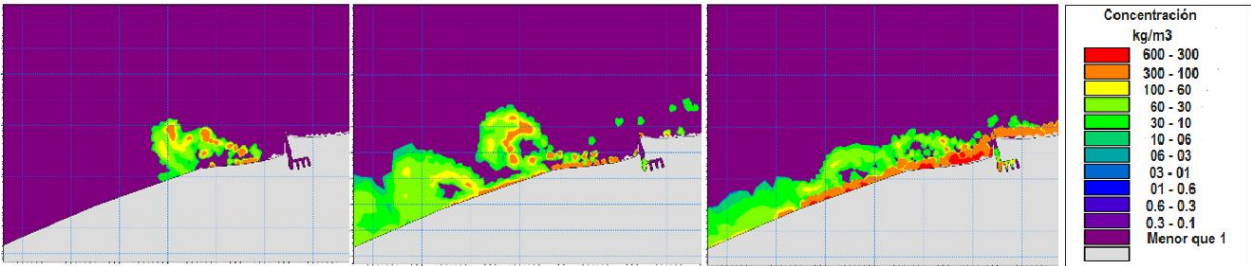


Figura 4-41. Modelado de una descarga de material a una distancia de 500 metros (Caso 6 de Oleaje)

En las tres figuras anteriores las zonas de colores corresponden a la dispersión del sedimento (de acuerdo a las concentraciones que se muestran en la leyenda). Las Figura 4-39 y Figura 4-40 corresponden a oleaje del Norte-noreste (Caso 2) y Noreste (Caso 3) en las que se puede notar que el sedimento continúa su movimiento hacia el Suroeste, mientras que el oleaje del Norte-noroeste (Caso 6, condiciones de *Norte*) genera condiciones tales que una fracción no despreciable del sedimento reingresa al canal de navegación (Figura 4-41).

Considerando lo anterior, se sabe que si la descarga se ubica a 500 metros del canal, la mayor parte del tiempo el material tendrá un flujo hacia el Oeste, sin olvidar que en ciertas condiciones climáticas (*Nortes* y eventualmente otras tormentas) parte del material descargado regresará al canal de acceso. En estas circunstancias Mann (2007) recomienda la colocación de dos descargas. Sin embargo esto implicaría una bomba de mayor capacidad que transporte el material a un punto más alejado.

Por otro lado, en vista de que el análisis de línea de costa y morfología de la playa sugiere que durante la temporada de *Nortes* la playa de Sisal se retrae de forma natural, la propuesta que se hace es colocar la descarga a 500 metros del espigón Oeste y suspender las actividades del SBA durante la presencia de *Nortes*.

5. DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA

5.1. Descripción de los Componentes

A continuación se presenta la descripción de los componentes básicos del SBA que se dimensionó en este proyecto. Para esto se tomaron como referencia las investigaciones de Bruun (1993), quien exhibió las ventajas de los SBA con eyectores en la reducción de costo por metro cúbico de material transferido respecto de los SBA operados con bombas sumergibles. Otra ventaja es que debido a la ausencia de partes móviles en el eyector, las averías y costos de mantenimiento son menores, en contraste con las bombas de lodo las cuales suelen averiarse muy frecuentemente debido principalmente a la basura vertida en la playa. Por tales motivos se decidió proponer un SBA dónde el componente principal es el eyector (también conocido como inyector, bomba jet o eductor)

a) Eyector

El Eyector es un dispositivo que aprovecha el efecto Venturi que se da cuando un fluido en movimiento dentro de un conducto cerrado disminuye su presión conforme aumenta la velocidad al reducirse el área de dicho conducto. Cuando la velocidad y el cambio de área son grandes se producen presiones negativas, por lo que si en este punto se introduce el extremo de otro conducto se produce una aspiración del fluido que se mezclará con el flujo del primer conducto.

El proceso antes descrito es mostrado en la Figura 5-1 en donde el chorro de agua proporcionado generalmente por una bomba entra al eyector por la boquilla, sale con una presión negativa y provoca la aspiración de sedimento que sube por el tubo de succión. El material se mezcla con el agua en la cámara de mezclado creando una condición turbulenta que pasa por el difusor en dónde un aumento gradual del diámetro en las paredes del eyector genera un cambio de flujo de energía que hace que disminuya la velocidad y aumente la presión. Finalmente el agua mezclada es expulsada por el difusor a través de una tubería de descarga.

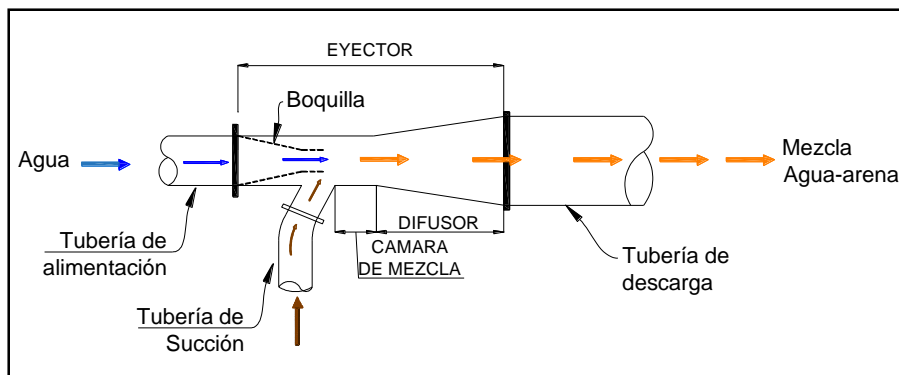


Figura 5-1. Principio de funcionamiento de un Eyector

Para que la succión de arena sea constante y eficiente, es recomendable que la tubería de alimentación esté equipada con algún sistema que eleve y sumerja el eyector de acuerdo a la acumulación de sedimentos.

b) Bomba de Alimentación.

Provee de agua al eyector, esta bomba debe estar localizada en un área relativamente libre de acumulación y suspensión de sedimento. El tipo de bomba usualmente utilizada en estos casos es una bomba centrífuga.

c) Tubería de Alimentación.

Transporta el agua de la bomba alimentadora al eyector. Usualmente es de tubería rígida, flexible o una combinación de ambas. Personal de la empresa de dragado que realizó los trabajos de mantenimiento al Puerto de Sisal durante los meses junio a diciembre de 2015 recomiendan el uso de tubería polietileno de alta densidad (PEAD), material ampliamente utilizado en este tipo de obras debido a su resistencia y facilidad de manejo, utilizado en proyectos como el SBA de Indian River (Boswood et al., 2001). Otro material de uso común para dichas tuberías es el acero con revestimiento de poliuretano, como las utilizadas en Tweed River (Dyson et al., 2002) y Nerang River (Boswood et al., 2001).

d) Tubería de descarga del Eyector.

Tubería que transporta la mezcla de agua y arena hasta la zona de tiro o hasta una bomba de presión, suele ser del mismo material que la tubería de alimentación.

e) Bomba de Presión

Provee la energía en caso de ser necesario para transportar el material extraído hasta la zona de descarga (en caso de incluirse en el diseño).

f) Tubería de Descarga de Bomba de Presión.

Transporta el material desde la bomba de presión a la zona de tiro.

Para identificar los elementos descritos en los incisos anteriores, la ubicación de cada uno de los elementos se esquematiza en planta (Figura 5-2) y elevación (Figura 5-3).

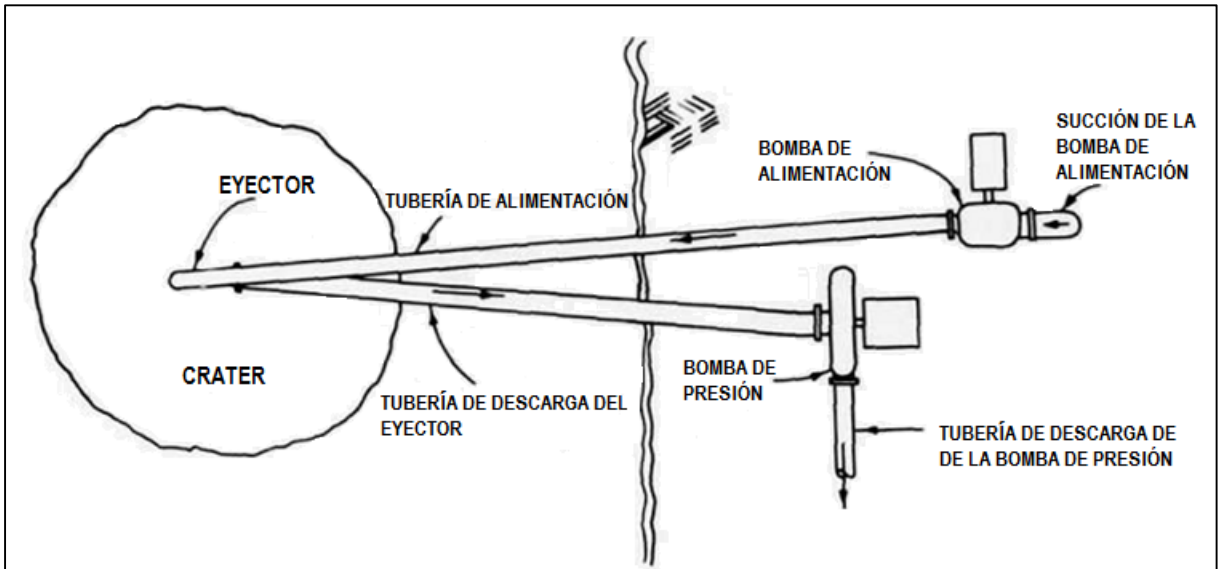


Figura 5-2. Vista en planta de los elementos de un SBA (Richardson y McNair 1981)

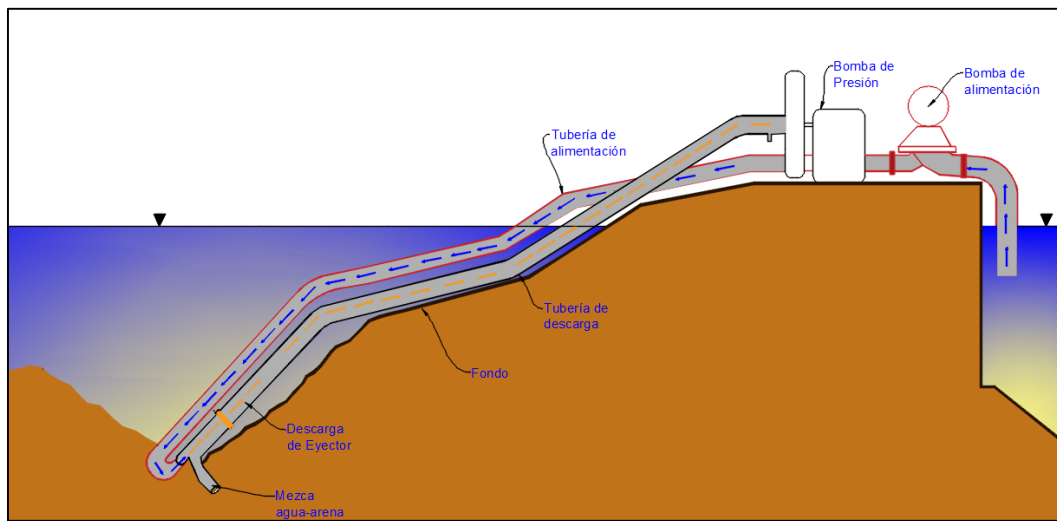


Figura 5-3. Vista en corte de los elementos de un SBA (Richardson y McNair 1981)

5.2. Procedimiento de Cálculo

Una vez determinados los parámetros de diseño y descritos los componentes principales del sistema, se realizó su dimensionamiento hidráulico y mecánico. La selección del equipo de bombeo, se realiza de acuerdo al gasto requerido por la bomba (Q_{SUP} , T_{DHS} y C_{NPSD}), mediante curvas de operación que son proporcionadas por los fabricantes en las que al relacionar estos parámetros, la bomba seleccionada será aquella con la cual se obtenga la mayor eficiencia. Para una rápida identificación de los pasos del dimensionamiento, se presenta el diagrama de la Figura 5-4, que resume las guías de diseño para SBA elaboradas por Richardson & McNair en 1981.

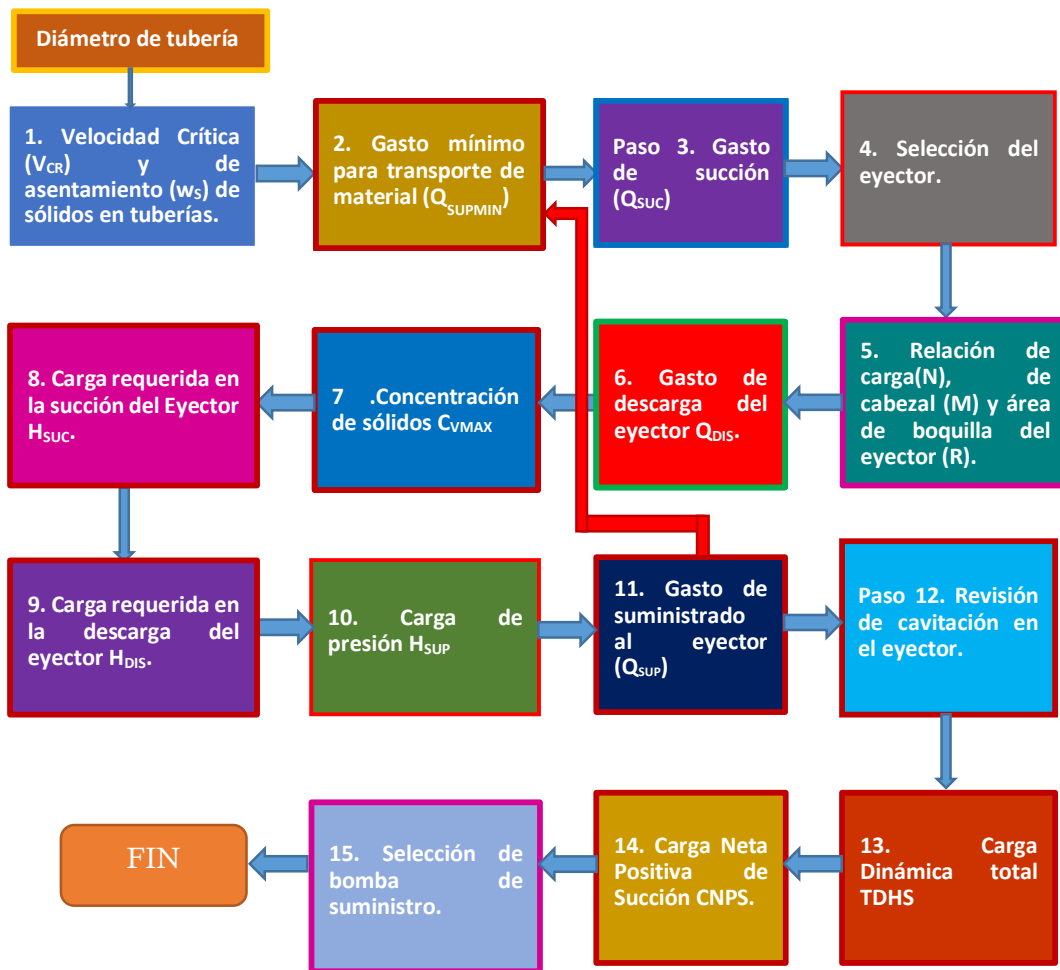


Figura 5-4. Diagrama de flujo para los pasos de diseño de un SBA utilizando Eyectores

5.2.1. Velocidad Crítica (VCR)

La velocidad crítica es aquella requerida para que el fluido transportado en una tubería mantengan los sólidos en suspensión, la cual está dada por la expresión propuesta por Durand (1953):

$$V_{CR} = F_L \sqrt{[2gD(S_{GSOL} - 1)]} \quad (5-1)$$

en donde:

F_L = Coeficiente de proporcionalidad (ver anexo C)

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

D = Diámetro de la tubería (m)

S_{GSOL} = Gravedad específica del sólido (arena de cuarzo = 2.65)

5.2.2. Gasto Mínimo Requerido Para Transporte de Sólidos en Suspensión (Q_{SUPmin})

El gasto mínimo requerido es el volumen de agua por unidad de tiempo que requiere el SBA, para garantizar la extracción, transporte y descarga de arena. Este parámetro se puede obtener mediante la ecuación:

$$Q_{SUPmin} = A_I V_{CR} \quad (5-2)$$

donde:

A_I = Área interior de la tubería de descarga (m^2)

V_{CR} = Velocidad Crítica del fluido (m/s), obtenida en el apartado anterior.

5.2.3. Gasto de Succión

El gasto de succión es el volumen de la mezcla de agua y arena por unidad de tiempo que la bomba Jet o Ejector puede extraer. Q_{SUC} se estima con la ecuación:

$$Q_{SUC} = EXC_1 \left(\frac{SG_{IN} - SG_A}{SG_{SUC} - SG_A} \right) \quad (5-3)$$

en donde:

E_{XCI} = Tasa de excavación por cada eyector del sistema ($E_{XCI} = E_{XC} / \#$ de bombas)

SG_A = Gravedad específica del agua (1.025 para agua de mar)

SG_{IN} = Gravedad específica del material in situ [$SG_{SOL}(1-n) + n(SG_A)$]

SG_{SOL} = Gravedad específica del sólido (2.65 para arena de cuarzo)

S_{GSUC} = Gravedad específica promedio de la mezcla succionada

Para conocer E_{XCI} primero se debe estimar E_{XC} , que es la tasa de excavación total en m^3/hr requerida para cumplir con la tasa de transferencia del sistema, este valor está dado por la ecuación:

$$E_{XC} = \frac{Q_D(\Delta t) - STORE_{\Delta t}}{(EOT_{\Delta t})} \quad (5-4)$$

donde:

Q_D = Tasa de transporte litoral de diseño promedio (m^3/hr)

Δt = Intervalo de operación del sistema (hr)

$STORE_{\Delta t}$ = Disponibilidad de material durante el intervalo de tiempo Δt (m^3)

$EOT_{\Delta t}$ = Tiempo efectivo de operación del sistema durante un intervalo de tiempo Δt en horas

La disponibilidad de arena $STORE_{\Delta t}$, se puede estimar mediante la siguiente ecuación:

$$STORE_{\Delta t} = ST_{CAP} - ST_{IN} \quad (5-5)$$

ST_{CAP} = Disponibilidad de arena requerida (m^3/hr)

ST_{IN} = Disponibilidad inicial de arena en (m^3/hr)

Para efectos de este proyecto se considerará que no existe una variación en la disponibilidad de arena por lo que $ST_{CAP} = ST_{IN}$ y entonces $STORE_{\Delta t} = 0$.

5.2.4. Selección del Eyector

Una selección preliminar del eyector se debe hacer para continuar con el dimensionamiento de los demás componentes del SBA, esto se hizo utilizando la Tabla 5-1 que relaciona el gasto en la succión del eyector en m^3/hr (Q_{SUC}) con el tamaño del eyector.

Tabla 5-1. Tamaño sugerido de eyector de acuerdo a Q_{SUC} (Fuente: Richardson & McNair, 1981 para eyectores Marca PEKOR).

Q_{SUC} (m^3/hr)	EYECTOR (pulg)
44 - 114	4 × 4 × 6

115 - 159	Transición
160-341	6 × 6 × 8

5.2.5. Relaciones de: Flujo (M), Carga (N) y Área del Eyector (R)

El comportamiento del eyector, está dado por tres parámetros adimensionales:

$$\text{Relacion de Carga} \quad N = \frac{H_{DIS} - H_{SUC}}{H_{SUP} - H_{DIS}} \quad (1)$$

$$\text{Relación de Flujo} \quad M = \frac{Q_{SUC}}{Q_{SUP}} \quad (2)$$

$$\text{Relación de área} \quad R = \frac{A_{NOZ}}{A_{MIX}} \quad (3)$$

en donde:

H_{DIS} = Carga de presión total en la tubería de descarga del eyector (m)

H_{SUC} = Carga de presión en la succión del eyector (m)

H_{SUP} = Carga de presión en la tubería de alimentación en metros (m)

Q_{SUP} = Gasto requerido por el sistema (m³/hr)

A_{NOZ} = Área de la boquilla del eyector (m²)

A_{MIX} = Área interior de la cámara de mezclado del eyector (m²)

La localización de estos parámetros se muestra en la siguiente Figura:

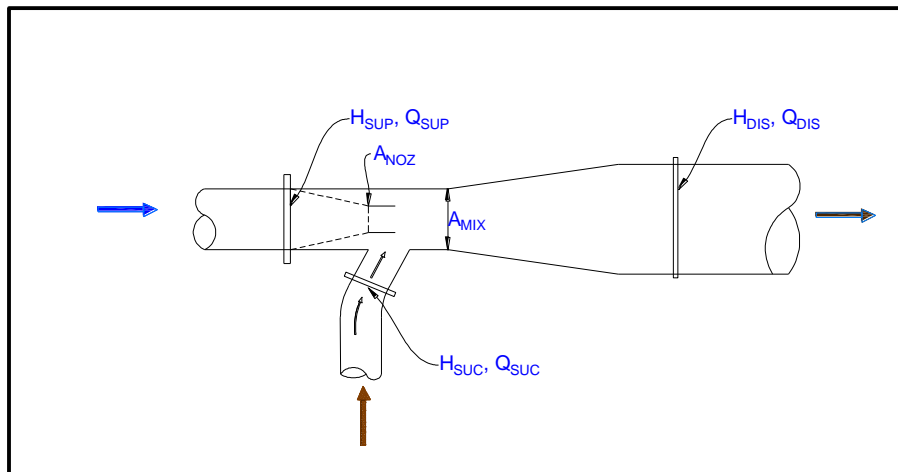


Figura 5-5. Localización de los parámetros de diseño del Eyector

Una primera aproximación de los parámetros M , N y R , se obtiene como:

1. Considerando $M_{OP} = M$ y utilizando Q_{SUPmin} en lugar de Q_{SUP} .
2. Con M_{OP} se ingresa a las gráficas del anexo F para obtener los parámetros N y R
3. Se estima la eficiencia E como el producto de $N * R$, que debe ser $E > 0.14$

5.2.6. Gasto de Descarga Q_{DIS} del Eyector

Es el volumen por unidad de tiempo de la mezcla de agua con arena que descarga el eyector y está en función del gasto de succión (Q_{SUC}) y del gasto requerido (Q_{SUP}), de acuerdo a:

$$Q_{DIS} = Q_{SUC} + Q_{SUP} \quad (5-6)$$

en donde Q_{SUP} y Q_{SUC} , fueron calculados en los pasos 5.2.2 y 5.2.4

5.2.7. Máxima Concentración de Sólidos en la Tubería de Descarga CV_{MAX} y Tasa de Excavación Máxima EXC_{MAX}

La concentración máxima de sólidos que será transportada en la tubería de descarga se obtiene con la ecuación:

$$CV_{MAX} = \left[\frac{M}{1 + M} \right] \left[\frac{S_{GSUCM} - S_{GA}}{S_{GSOL} - S_{GA}} \right] \quad (5-7)$$

en donde S_{GSUCM} es gravedad específica la mezcla de agua y arena en la succión del eyector cuando alcanza su mayor concentración de sólidos ($S_{GSUCM} = S_{GIN}$ en sistemas fijos sin equipo de corte de material) y los parámetros S_{GSOL} y S_{GA} fueron obtenidos en el apartado 5.2.3.

Una vez estimado CV_{MAX} , es posible determinar la gravedad específica de la mezcla en la tubería de descarga del sistema (S_{GDISJ}) a través de la siguiente expresión:

$$S_{GDISJ} = CV_{MAX} * S_{GSOL} + (1 - CV_{MAX})S_{GA} \quad (5-8)$$

Finalmente la tasa máxima de excavación, en función de CV_{MAX} , está dada por la ecuación:

$$EXC_{MAX} = \left[\frac{CV_{MAX}}{(1 - n)} \right] * (Q_{DIS}) \quad (5-9)$$

en donde n es la porosidad del sedimento y una primera aproximación de Q_{DIS} se obtuvo en el apartado 5.2.6

5.2.8. Carga de Presión Total en la Descarga H_{DIS}

La carga de presión representa la energía requerida en la descarga del eyector. Está compuesta por la presión requerida para vencer las pérdidas de fricción en la tubería de succión, caída de presión debido a la velocidad del fluido, la presión requerida para elevar la mezcla hasta la bomba de presión y presión de vapor en la bomba de presión. La expresión para H_{DIS} , se deriva de la ecuación de Bernoulli y está dada por la ecuación:

$$H_{DIS} = H_{MJ} + \frac{V_{DIS}^2}{2g} + DEP_{MAX}(S_{GDISJ} - S_{GA}) + S_{GDISJ}(ZB00) + PH_{SUCB} \quad (5-10)$$

en donde:

H_{MJ} = Caída de presión en la tubería de descarga (m)

V_{DIS} = Velocidad en la tubería de descarga (m/s)

DEP_{MAX} = Profundidad máxima de operación del eyector (m)

* $ZB00$ y PH_{SUCB} son parámetros requeridos para la bomba Booster o de presión, la cual no se utilizarán para el dimensionamiento, debido a que este componente no se incluye en el diseño.

La caída de presión en la tubería de descarga se estimó por medio de la siguiente expresión:

$$H_{MJ} = \left(\frac{\Delta h}{\Delta L}\right)_M L_{DISJ} \quad (5-11)$$

donde L_{DISJ} es la longitud equivalente de la tubería de descarga del eyector en metros y $(\Delta h/\Delta L)_M$ es la pérdida de energía de la mezcla por metro de tubería, la cual se obtiene a partir de la ecuación:

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta L}\right)_M = \left(\frac{\Delta h}{\Delta L}\right)_W [C_V(S_{GSOL} - 1) + 1] \quad (5-12)$$

La expresión $(\Delta h/\Delta L)_W$ representa la pérdida de energía debido a la fricción por metro de tubería y se obtiene mediante la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta L}\right)_w = \frac{f}{D_{INT}} \frac{V_{DIS}^2}{2g} \quad (5-13)$$

en donde:

f = Factor de fricción que depende del número de Reynolds y la rugosidad relativa de la tubería (ver anexo E)

V_{DIS} = velocidad del fluido en m³/s ($V_{DIS} = Q_{DIS} / A_{DIS}$)

D_{INT} = Diámetro interior de la tubería de descarga en metros

5.2.9. Carga de Presión del Eyector H_{SUC}

Este parámetro representa la energía total disponible en la succión del eyector. Se compone de la presión debido a la velocidad del fluido en succión menos la presión generada por la mezcla de agua y arena entrando al eyector. Puede ser estimada por medio de la ecuación:

$$H_{SUC} = \frac{V_{SUC}^2}{2g} - \left[2 * (L_{SUC}) + 4 \left(\frac{V_{SUC}^2}{2g} \right) \right] \quad (5-14)$$

en donde:

V_{SUC} = Velocidad en la succión en m/s ($V_{SUC} = Q_{SUC} / A_{SUC}$)

L_{SUC} = Longitud del tubo de succión en m (valor recomendado: 0.61m)

5.2.10. Carga de Presión Requerida H_{SUP}

La carga de presión total requerida por el eyector está en función de los parámetros N , H_{DIS} y H_{SUC} los cuales fueron definidos en los pasos 5.2.5, 5.2.8 y 5.2.9 y se relacionan mediante la siguiente ecuación:

$$H_{SUP} = \frac{H_{DIS} - H_{SUC}}{N} + H_{DIS} \quad (5-15)$$

5.2.11. Determinación de Q_{SUP}

Este parámetro se determina para verificar la validez de Q_{SUPmin} calculado en el paso 5.2.2, Q_{SUP} está dado por la expresión:

$$Q_{SUP} = B(A_{NOZ})\sqrt{H_{SUP} - H_{SUC}} \quad (5-16)$$

en donde los parámetros H_{SUC} y H_{SUP} se obtienen de los pasos 5.2.9 y 5.2.10 respectivamente, mientras que el área requerida en la boquilla del eyector (A_{NOZ}) se relaciona con el parámetro R y el área de la cámara de mezclado (A_{MIX}) a través de la ecuación:

$$A_{NOZ} = R \times A_{MIX} \quad (5-17)$$

donde los valores de A_{MIX} , R , y B se obtienen de las tablas del anexo G y están en función del tamaño de eyector seleccionado en el paso 5.2.4.

Si los valores de Q_{SUP} y Q_{SUPmin} se aproximan en un 5%, la estimación se considera como válida de lo contrario se debe realizar un cálculo iterativo reemplazando el valor de Q_{SUPmin} obtenido en el paso 2 con el de Q_{SUP} hasta que se obtenga una aproximación válida.

Nota: en este paso los valores de H_{SUP} y H_{SUC} deben de estar en pies.

5.2.12. Revisión por Cavitación del Eyector

La cavitación es un fenómeno en el que un fluido cambia de fase de manera abrupta debido a una caída de presión por debajo de la presión local de vapor generando la implosión de burbujas en el interior de una tubería.

Para la prevención de cavitación en tuberías con transporte de sólidos se utilizó el modelo propuesto por Silvester & Mueller en 1968, dado por la siguiente desigualdad:

$$\frac{H_{SUP} + DEP_{min}}{ATMOS - VAP - H_{SUC} - \left(\frac{V_{SUC}^2}{2g}\right) + DEP_{min}} \leq \frac{0.95(1 - R)}{M \times R}$$

en donde $ATMOS$ y VAP representan la presión atmosférica y presión de vapor expresada en metros de columna de agua y DEP_{min} la profundidad mínima a la que se sumergirá el Eyector.

5.2.13. Calculo de Carga Dinámica Total (T_{DHS})

Es la carga de presión total que se debe suministrar al sistema y se traduce en cambios de elevación, velocidad y presión. La T_{DHS} es la energía total que la bomba alimentadora debe

suministrar al sistema para la extracción, transporte y descarga de sedimentos y está dada por la ecuación:

$$T_{DHS} = H_{SUP} + H_{WSS} + H_{WSD} \quad (5-18)$$

donde

H_{WSS} = Caída de presión en la tubería de succión de la bomba alimentadora (m)

H_{WSD} = Caída de presión en la tubería de descarga desde la bomba alimentadora al eyector (m)

y H_{SUP} está dado por la ecuación (5-15).

Los valores de H_{WSS} y H_{WSD} se pueden estimar con las ecuaciones:

$$H_{WSS} = \left(\frac{\Delta h}{\Delta L} \right)_{WSS} L_{WSS} \quad (5-19)$$

$$H_{WSD} = \left(\frac{\Delta h}{\Delta L} \right)_{WSD} L_{WSD} \quad (5-20)$$

mediante un procedimiento similar al del paso 5.2.8 para la determinación de pérdidas en las tuberías, los valores de $(\Delta h/\Delta L)_{WSS}$ y $(\Delta h/\Delta L)_{WSD}$ se obtienen mediante las ecuaciones

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta L} \right)_{WSS} = \left(\frac{f}{D_{SUPS}} \right) \frac{V_{SUPS}^2}{2g} \quad (5-21)$$

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta L} \right)_{WSD} = \left(\frac{f}{D_{SUPD}} \right) \frac{V_{SUPS}^2}{2g} \quad (5-22)$$

en donde:

f = Coeficiente de fricción de la tubería

D_{SUPS} = Diámetro interior de la tubería de succión (m)

D_{SUPD} = Diámetro interior de tubería de descarga de la bomba alimentadora (m)

V_{SUPS} = Velocidad del agua en la succión (m/s)

V_{SUPD} = Velocidad del agua en la succión de la Bomba alimentadora (m/s)

Las velocidades en succión y de descarga de la bomba, están dadas por las expresiones siguientes:

$$V_{SUPS} = \frac{Q_{SUP}}{A_{SUPS}} \text{ y } V_{SUPD} = \frac{Q_{SUP}}{A_{SUPD}}$$

donde:

Q_{SUP} = Gasto suplementario requerido (Determinado en el paso 11)

A_{SUPS} = Área interior de la tubería de succión (m²)

A_{SUPD} = Área interior de la tubería de descarga (m²)

5.2.14. Carga Neta Positiva de Succión (CNPS)

Se define como la caída interna de presión que sufre un fluido al ingresar al interior de la bomba. Si la presión es menor que la presión de vapor, el fluido cambia de fase rápidamente de líquido a vapor generando burbujas las cuales al moverse a zonas de mayor presión generan el fenómeno conocido como cavitación. La $CNPS_D$ es aquella carga disponible en la bomba alimentadora que de acuerdo a su configuración permite su correcto funcionamiento sin que se presente cavitación. La determinación de este parámetro se puede hacer mediante la ecuación:

$$CNPS_D = ATMOS - VAP - H_{WSS} - Z_{SUPM} - \left(\frac{V_{SUPS}^2}{2g} \right) \quad (5-23)$$

en donde:

Z_{SUPM} = Elevación máxima de la superficie libre del agua al centro del rodete de la bomba (m)

V_{SUPS} = Velocidad del agua en la tubería de succión (determinada en el paso 13).

La Carga Neta Positiva de Succión Requerida ($CNPS_R$), es la mínima que se necesita para evitar la cavitación y depende de las características del equipo, las cuales son proporcionadas por el fabricante, como consecuencia se desprende la regla general:

$$CNPS_R < CNPS_D$$

5.3. Memoria de Cálculo

A continuación se presentan los resultados de acuerdo a los cálculos que se realizaron siguiendo el orden y procedimiento del diagrama de la Figura 5-4 y las ecuaciones presentadas en la sección anterior. Se presenta el resumen de: datos requeridos, características de la tubería a utilizar y finalmente la tabla de resultados. Los detalles del cálculo se presentan en los anexos.

Tabla 5-2. Datos requeridos para el dimensionamiento del sistema de bypass

Datos requeridos			
$S_{GSOL} =$	3	ξ (mm) =	0.007 mm
$F_L =$	1	$n =$	0.40
g (m/s ²) =	10	$S_{GA} =$	1.03
d_{50} (mm) =	0.35	$S_{GIN} =$	2.00
$Q_D =$	119,000 m ³ /año	$SG_{SUC} =$	1.32
	14 m ³ /hr		
$\Delta t =$	8.00 hr	$\nu =$	0.0000010070 m ² /s (Viscosidad cinemática)
$EOT_{\Delta t} =$	0.00 hr	$L_{DISJ} =$	900 m
$Store_{\Delta t} =$	0.00 m ³	$DEP_{MAX} =$	1 m
$SGSOL =$	2.65		

Tabla 5-3. Características de la tubería, correspondientes a tubería de Polietileno de alta densidad (PEAD)

Diámetros	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄
D_{NOM} (mm)	160	200	250	315
ϵ (mm)	5.8	7.3	9.1	11.4
D_{INT} (m)	0.154	0.193	0.241	0.304

A continuación en la Tabla 5-4 se determinan los gastos de diseño, tiempos de operación, potencia y dimensiones de las bombas y tuberías del sistema, estimadas de acuerdo al flujo requerido para el transporte de material hasta la zona de descarga, en donde el número de la izquierda corresponden al paso de cálculo que aparece en la Figura 5-4 desde el número 1 hasta el paso 14.

Tabla 5-4. Resultados

	Parámetro	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	
1	V _{CR}	2.23	2.50	2.79	3.14	
	w _s (m/s)	0.06	0.06	0.06	0.06	
2	A _{DIS}	0.02	0.03	0.05	0.07	
	Q _{SUPmin} (m ³ /hr)	150	262	458	817	
3	EXC (m ³ /hr)=	26	26	26	26	
	# de Bombas	1.00	1.00	1.00	1.00	
	EXC1 (m ³ /hr)=	26	26	26	26	
	QSUC (m ³ /hr) =	70	70	70	70	
4	De acuerdo a la tabla 6-1, se selecciona un eyector de dimensiones: 4x4x6					
5	Mo=M	0.45	0.26	0.15	0.08	
	R =	0.246	0.246	0.311	0.311	
	Nmax	0.43	0.91	1.58	2.27	
	E	0.11	0.22	0.49	0.71	
Se debe cumplir E>0.20						
6	Q _{DIS} (m ³ /hr)	218	330	526	884	
	Q _{DIS} (GPM)	960	1454	2318	3900	
7	C _{VMAX} =	0.19	0.12	0.08	0.05	
	S _{GDISJ} =	1.33	1.22	1.15	1.10	
	EXC _{MAX} (m ³ /hr)	67.5	67.5	67.5	67.5	
8	Para tuberías de PEAD el coeficiente de rugosidad absoluta (ξ) es 0.007 mm (Manuales de instalación de tuberías)					
	Re= VD/v	3.4E+05	4.8E+05	6.7E+05	9.5E+05	
	ξ/D=	0.000058	0.000047	0.000037	0.000030	
	f=	0.015	0.014	0.0135	0.013	
	V _{DIS} (m/s)	3.24	3.14	3.20	3.39	
	(Δh/ΔL) _w [m]	0.052	0.037	0.029	0.025	
	V _{HOM} (m/s)	5.47	5.89	6.34	6.85	
	V _{CRIT} < V < V _{HOM} -----Régimen Heterogéneo					
	(Δh/ΔL) _m	0.047	0.030	0.018	0.010	
	H _{MJ} (m)	42	27	16	9	
	H _{DIS} (m)	43	28	17	10	

9	En este paso $L_{suc} = 2 \text{ ft} = 0.61 \text{ m}$ (Richardson p.72)				
	$A_{SUC} \text{ (m}^2\text{)}$	0.008	0.008	0.008	0.008
	$V_{SUC} \text{ (m}^2\text{)}$	2.312	2.312	2.312	2.312
	$H_{SUC} \text{ (m)}$	-2.036	-2.036	-2.036	-2.036
10	$H_{SUP} \text{ (m)}$	149	61	29	15
11	$B \text{ (gpm/ft}^{5/2}\text{)}$	3682.5	3682.5	4544.8	4544.8
	$A_{MIX} \text{ (ft}^2\text{)}$	0.087	0.087	0.087	0.087
	A_{NOZ}	0.021	0.021	0.027	0.027
	$Q_{SUP} \text{ (m}^3\text{/hr)}$	400	258	283	208
	$Q_{SUPmin} \sim Q_{SUP}$	62%	1.59%	62%	293%
12	DEPMIN (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	ATMOS (m)	10.33	10.33	10.33	10.33
	VAP (m)	0.42	0.42	0.42	0.42
	L. Izquierdo	19.2	7.8	3.7	1.9
	L. Derecho	6.5	11.3	14.3	25.5
	¿CAVITACIÓN?	SI	NO	NO	NO
13	$D_{SUPS} \text{ (m)}$			0.241	0.304
	$A_{SUPS} \text{ (m}^2\text{)}$			0.046	0.072
	$V_{SUPS} \text{ (m/s)}$			1.593	1.049
	fwss			0.014	0.013
	LSUPS (m)			3.000	3.000
	$(\Delta h/\Delta L)_{wss}$			0.007	0.002
	H_{WSS}			2.022	2.007
	$D_{SUPD} \text{ (m)}$		0.193	0.241	
	$A_{SUPD} \text{ (m}^2\text{)}$		0.029	0.046	
	$V_{SUPD} \text{ (m/s)}$		2.489	1.667	
	fwsd		0.0140	0.0135	
	LSUPD (m)		50.0	50.0	
	$(\Delta h/\Delta L)_{wss}$		0.025	0.011	
	$H_{SSD} \text{ (m)}$		1.1	0.4	
	$T_{DHS} \text{ (m)}$		65	31	
	14	NPSH (m)		6.76	6.85

Respecto a la tabla superior, en el paso 11 se aprecia que la diferencia entre los valores de Q_{SUP} y Q_{SUPMIN} es de 1.59% para el diámetro de tubería de 8" la cual es menor a la diferencia requerida de 5% por lo que se selecciona esta tubería como la adecuada para la operación del sistema, la memoria de cálculo a detalle se presenta en el anexo H.

Finalmente se construyó la curva de operación del sistema de acuerdo a la herramienta para selección de equipos de bombeo que proporciona la página www.pump-flow.com, en donde los parámetros tomados en cuenta para la construcción de la curva son los que aparecen en la Tabla 5-5, con las cuales se obtuvieron la curva y el punto de operación que se muestra en Figura 5-6.

Tabla 5-5. Parámetros de diseño de la bomba

Q_{SUP} (m ³ /hr)	T_{DHS} (m)	NPSH (m)
262	65	6.8

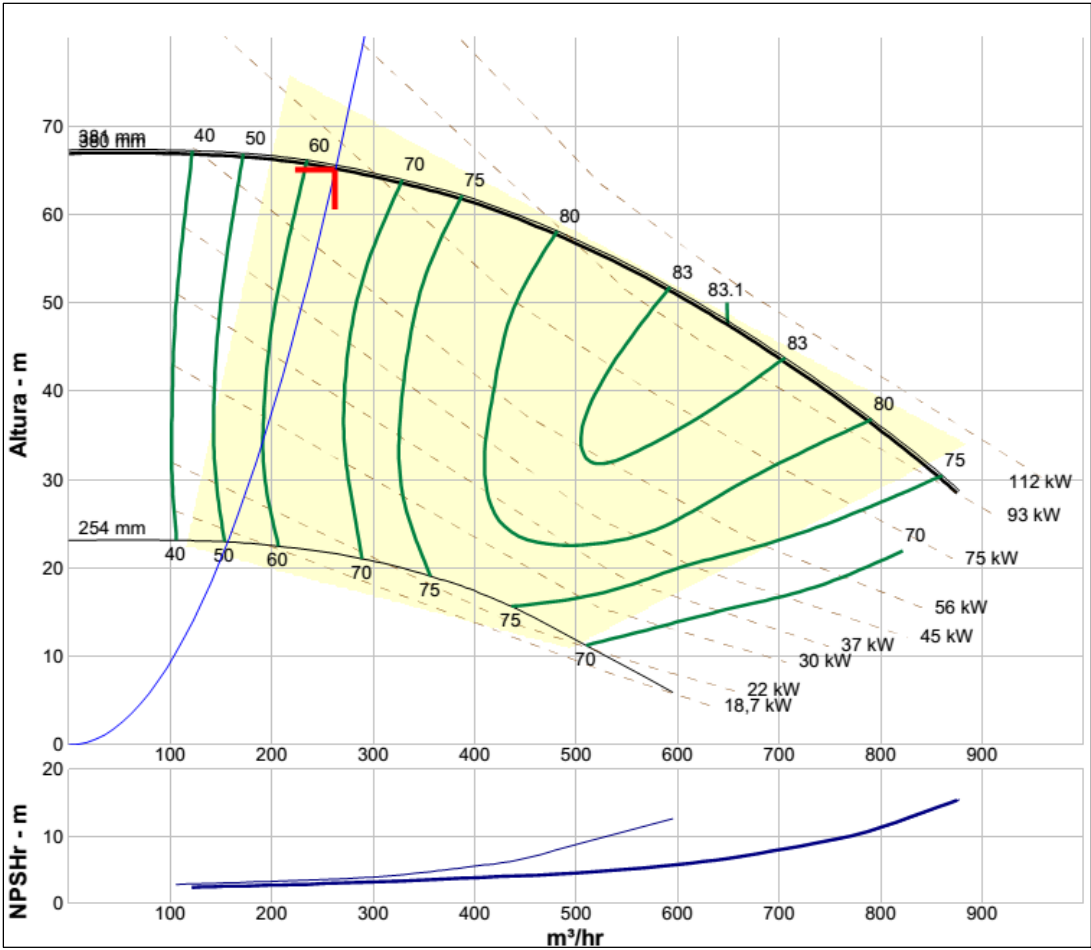


Figura 5-6. Selección del Sistema de Bombeo

Las curvas presentadas en la figura anterior, pertenecen a una bomba Tipo 410 1 STG SPLIT CASE de la marca PENTAIR AURORA® de tamaño: 8” x 10” x 15^a y una velocidad de 1180 rpm; la hoja completa de especificaciones de la bomba está al final del Apéndice H.

5.4. Propuesta

En la Figura 5-7, se muestra la propuesta de diseño para el puerto de Sisal. En esta propuesta se contempla un diseño que consiste en dos elementos principales: una bomba centrífuga y un eyector o bomba de chorro (“Jet”). Usualmente suele utilizarse un tercer componente que corresponde a una bomba de presión, no obstante su función será absorbida por la bomba alimentadora la cual para bombear la demanda requerida tendrá que disponer de mayor potencia a la requerida por la bomba de presión.

La propuesta del SBA incluye:

- una bomba centrífuga de 102 KW de potencia máxima (Bomba 1) la cual deberá bombear un gasto de suministro (Q_{SUP}) de 262 m³/hr de agua.
- un dispositivo tipo Venturi (eyector) para la extracción de sedimento (Bomba 2) con dimensiones de 4 × 4 × 6 pulgadas, en la boquilla de entrada, tubo de succión y tubo de descarga respectivamente, el cual extraerá hasta 26 m³/hora de sedimento.
- Tubería de succión de 9” y tubería de descarga de arena de 8” de 900 m.
- Bombeo continuo en condiciones de clima normales y restricción de las operaciones durante la ocurrencia de *Nortes*.

Se propone que la bomba centrífuga se instale a 25 metros del morro del espigón, y cuente con una tubería de succión que pueda sumergirse 65 cm por debajo del nivel medio del mar. La tubería de descarga 1 requiere una longitud de 50 metros hasta el eyector y la tubería de descarga 2 se propone sumergida, la cual atravesará el canal de navegación y se alejará 500 metros al oeste del espigón (Ver Figura 5-7).

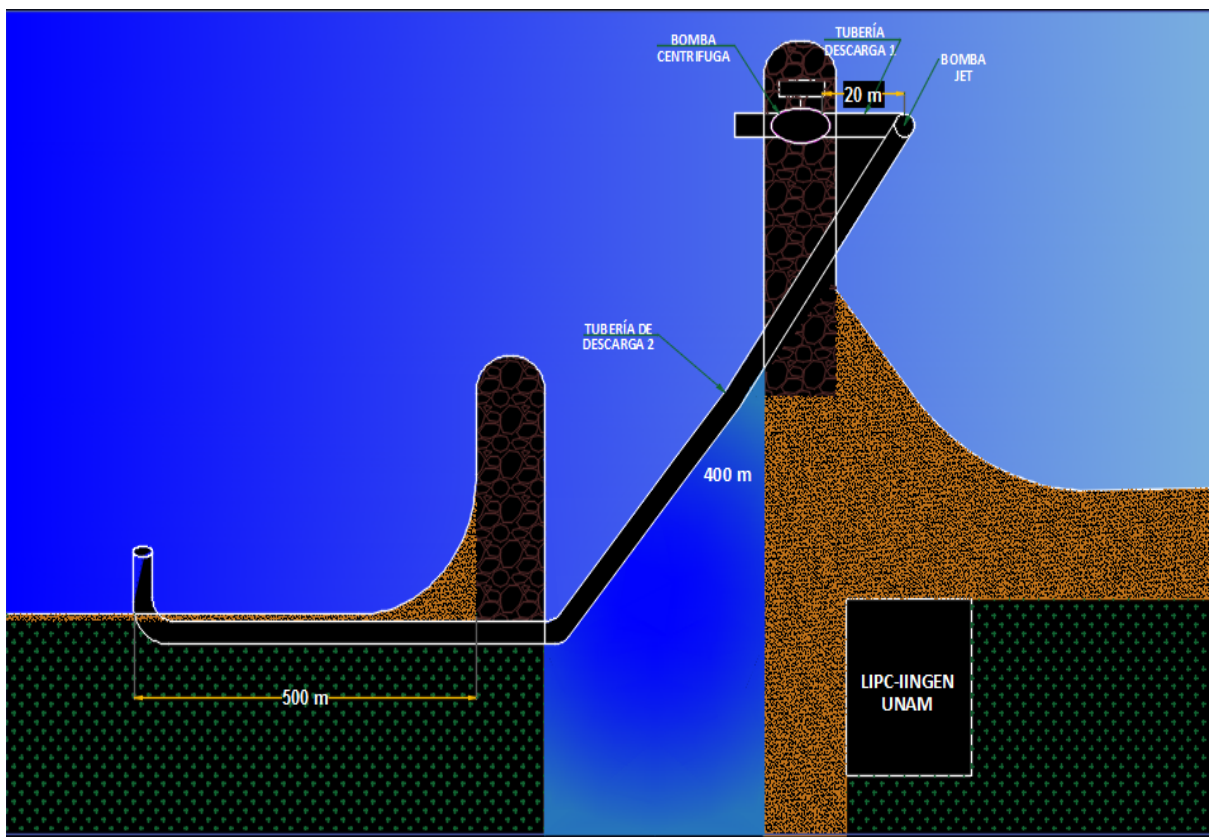


Figura 5-7. Propuesta de localización de componentes del Sistema de bypass

Finalmente se presenta la Tabla 5-6 en dónde se hace un breve análisis del costo en base al consumo de energía de la bomba, considerando su punto óptimo de operación el cual está señalado con una marca roja en la Figura 5-6 y un costo promedio de la energía eléctrica de \$3.00 por KW/hr de acuerdo a las tarifas establecidas por la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

Tabla 5-6. Análisis de costo (en pesos) por consumo de energía eléctrica del SBA

Costo	\$	3.00	KW/hr
Potencia de trabajo		77	KW
Consumo x Jornada de 7 horas		539	KW
Costo diario	\$	1,617.00	
Costo mensual	\$	48,510.00	
Costo Anual	\$	582,120.00	

A este costo de operación hay que sumar el costo del operador y de mantenimiento del sistema, así como el costo de implementación (instalaciones, equipo de bombeo, tuberías), pero mismo

así parece ser bastante competitivo comparado con los trabajos que realiza SCT cada 2-3 años. Un análisis más detallado es necesario para determinar la pertinencia de dicho sistema, incluyendo los efectos del recurrente azolve del canal (pérdidas económicas por cierre parcial del puerto en marea baja y pérdida de eficiencia y calidad del agua en el puerto), lo cual no hace parte de los alcances de este estudio.

6. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se realizó el dimensionamiento hidráulico de un Sistema de Bypass de Arena, el cual se propuso como solución ante la problemática de erosión de la playa de El Palmar y el azolve recurrente del canal de acceso del puerto de abrigo.

De acuerdo al análisis del clima marítimo de la zona se concluyó que durante la mayor parte del año el viento del noreste genera oleaje y corrientes litorales predominantemente hacia el oeste y como consecuencia de este comportamiento el transporte litoral se da en esa misma dirección, siendo bloqueado por el espigón “Este” que protege y delimita el canal de acceso al puerto. Ese comportamiento es alterado únicamente ante la presencia de oleaje proveniente del sector Noroeste, producido primordialmente por eventos de *Norte* durante el invierno, y eventualmente por otro tipo de eventos extremos (tormentas, huracanes).

Por otro lado un análisis de la evolución de la línea de costa en la playa de Sisal a lo largo del año 2014 mostró que durante el año existe una tendencia de ganancia de costa en el periodo que corresponde a los meses de marzo y septiembre de 2014, mientras que para el periodo de septiembre a marzo de 2015 la tendencia fue de pérdida. Sin embargo, al comparar la línea de costa en marzo de 2014 con la de marzo de 2015, se verificó un crecimiento neto de 20 metros junto al espigón, que pudo haber sido mayor, en el caso de no haberse realizado el desalojo de sedimento de esta zona por la SCT.

Al evaluar el comportamiento del canal antes, durante y después de los dragados llevados a cabo por la SCT, se observó que en la entrada del canal en donde se dragó a una profundidad aproximada de 3.5 m en el mes de septiembre de 2014, en diciembre del mismo año se presentó azolve que disminuyó la profundidad a 1 m y recuperó su configuración anterior para el mes de marzo de 2015 con una profundidad de 1.8 m, por lo que se demostró la ineficiencia del dragado en el canal debido a que su utilidad fue solamente de medio año.

En cuanto al transporte litoral en la zona, se utilizaron 4 metodologías, y los resultados son dispersos con valores de transporte neto que van de 48,000 a 167,000 m³/año y de transporte hacia el oeste de 90,000 a 384,000 m³/año. Debido a la gran discrepancia, en particular con la fórmula del CERC, se determinó que el valor a utilizar para el ejercicio de dimensionamiento fuera el promedio de los valores de las tres metodologías con resultados más similares. El valor estimado del transporte de Este a Oeste, utilizado para el dimensionamiento del sistema de bombeo, fue de 119,000 m³/año.

Un análisis de seguimiento de partículas por medio de modelación numérica sugiere que el sitio óptimo de descarga de arena está ubicado a una distancia de 500 metros al oeste del canal. En efecto, en condiciones de oleaje reinante el sedimento fluye hacia el oeste. Sin embargo, en vista

de que durante la presencia del oleaje del noroeste una fracción no despreciable del sedimento regresa hacia el canal de navegación, el sistema funcionará correctamente alimentando de sedimento a las playas erosionadas durante la mayor parte del año, pero será ineficiente durante la temporada de *Nortes*, en la que además la playa se retrae de forma natural. Por lo tanto, se recomienda que el sistema no opere durante el paso de *Nortes*.

El sistema que se sugiere instalar consiste en una bomba centrífuga con una potencia máxima de 102 KW, eyector de 4, 4 y 6 pulgadas en boquilla, succión y descarga respectivamente, una estructura levadiza para la instalación del eyector, así como tuberías con las siguientes características:

- Succión de la bomba centrífuga de 3 m sumergida 65 cm por debajo del nivel medio del mar.
- Suministro de agua al eyector (Descarga 1) de 50 m.
- Descarga de arena de 900 m

Además el sistema deberá contar con una caseta de protección, tablero de control y la instalación eléctrica requerida para su funcionamiento.

Este estudio sirve de ejemplo para el diseño de sistemas similares en otras zonas costeras de la región y el país.

7. REFERENCIAS

- Appendini, C. M., Salles, P., Mendoza, E. T., López, J., & Torres-Freyermuth, A. (2012). Longshore Sediment Transport on the Northern Coast of the Yucatan Peninsula. *Journal of Coastal Research*, 285, 1404-1417.
- Appendini, C. M., Torres-Freyermuth, A., Oropeza, F., Salles, P., López, J., & Mendoza, E. T. (2012). Wave modeling performance in the Gulf of Mexico and Western Caribbean: Wind reanalyses assessment. *Applied Ocean Research*, 39, 20-30.
- Bailard, J. A. (2006). Improving Sand Bypassing at Santa Barbara Harbor, CA. En *Coastal Engineering 2006* (Vol. 3, pp. 3823-3834). World Scientific.
- Boswood, P. K., Murray, R. J., & August, I. (2001). World-wide sand bypassing systems: data report World-wide Sand Bypassing Systems: Data Report (Compiled 1997), 2001(15).
- Bruun, P. (1993). An Update on Sand Bypassing Procedures and Prices. *Journal of Coastal Research*, (Special issue N° 18), 277-284.
- Bruun, P. (1996). Navigation and Sand Bypassing at Inlets: Technical Management and Cost Aspects. *Journal of Coastal Research*, (Special Issue No. 23), 113-119.
- Clausner, J. (1990). *Fixed Sand Bypassing Plant-an Update. Dredging Research Technical Notes* (Vol. DRP-3-03). Vicksburg, MS.
- Cuevas-Jimenez, a, & Euan-Avila, J. (2009). Morphodynamics of carbonate beaches in the Yucatán Peninsula. *Ciencias Marinas*, 35(3), 307-320.
- Durand. R. (1953). Basic Relationships of the Transportation of Solids in Pipes-Experimental Research. En *Minnesota International Hydraulic Convention* (pp. 89-103). Minneapolis: American Society of Civil Engineers.
- Dyson, a, Lawson, S., Victory, S., Boswood, P., Mahon, B., Trucchi, L., & Cummings, P. (2002). Tweed River entrance sand bypassing project post-commissioning coastal behaviour. En *Proc. 28th International Conference on Coastal Engineering* (pp. 3478-3752).
- Dyson, A., Victory, S., & Connor, T. (2001). Sand bypassing the Tweed River entrance: an overview. En *Coasts & Ports 2001: Proceedings of the 15th Australasian Coastal and Ocean Engineering Conference, the 8th Australasian Port and Harbour Conference*. (pp. 310-315).
- Eversole, D., & Fletcher, C. H. (2003). Longshore sediment transport rates on a reef-fronted beach: Field data and empirical models Kaanapali Beach, Hawaii. *Journal of Coastal Research*, 19(3), 649-663.
- Fernández, R. D. C. (2012). *Estudio Integral de la Hidrodinámica y Transporte de Sedimentos en Chelem, Yucatán (Tesis de Maestría)*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Figueroa-Espinoza, B., Salles, P., & Jorge, Z.-H. (2014). On the wind power potential in the northwest of the Yucatan Peninsula in Mexico. *Atmósfera*, 27(1), 77-89.
- Fredsoe, J., & Deigaard, R. (1992). *Mechanics of coastal sediment transport* (II). World Scientific.

- Hallermeier, R. J. (1980). A profile zonation for seasonal sand beaches from wave climate. *Coastal Engineering*, 4, 253-277.
- Hernandez, L. J. (2015). *Clasificación de Nortes en función del oleaje asociado en el Golfo de México y variación ante el cambio climático (Tesis de Maestría)*. Universidad de Cantabria.
- Jackson, L. A., Corbett, B. B., Lands, N. S. W. D. of, & Qld.), A. C. and O. E. C. (15th : 2001 : G. C. (2001). Tweed River Entrance Sand Bypassing, precommissioning dredging works. En *Coasts & Ports 2001: Proceedings of the 15th Australasian Coastal and Ocean Engineering Conference, the 8th Australasian Port and Harbour Conference*. (p. 5). Gold Coast: [s.n.].
- Kamphuis, J. W. (1991). Alongshore Sediment Transport Rate. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 117(6), 624-640.
- Mann, D. (2007). Engineering Guidelines for the Siting of Sand Bypassing Discharges. En *Coastal Sediments '07* (pp. 1405-1416). American Society of Civil Engineers.
- Montoya, R. C. (2004). La Zona Costera de México: Definición. En E. R. Arriaga, G. J. V. Zapata, I. A. Adeath, & F. R. May (Eds.), *El Manejo Costero en México* (1° ed., p. 654). Universidad Autónoma de Campeche, SEMARNAT, CETYS-Universidad, Universidad de Quintana Roo.
- Ojeda, E., Mendoza, E. T., Simarro, G., & Guillen, J. (2013). Video based coastal monitoring system in Sisal Yucatan. *Integrated Water Resources Management*, 1-5.
- Plant, N. G., Freilich, M. H., & Holman, R. A. (2001). Role of morphologic feedback in surf zone sandbar response. *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 106(C1), 973-989. <http://doi.org/10.1029/2000JC900144>
- Richardson, T. W., & McNair, E. C. J. (1981). *A Guide to the Planning and Hydraulic Design of Jet Pump Remedial Sand Bypassing Systems*. Washington, D. C. 20314.
- Ruiz, D. (2010). *Zonificación de la Península de Yucatán a partir de un análisis (Tesis de Licenciatura)*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Salles, P., & Silva, C. R. (2004). Infraestructura de Protección Costera. *El Manejo Costero en México*, 179-190.
- SCT, S. de C. y T. (2009). Programa Maestro de Desarrollo de Puerto Progreso y Puertos Pesqueros de Yucatán 2009-2014.
- Silva, C. R., & Salles, A. de A. P. (2004). Puertos, Marinas, Muelles e Infraestructura Naviera. En E. R. Arriaga, G. J. V. Zapata, I. A. Adeath, & F. R. May (Eds.), *El Manejo Costero en México* (p. 654). Universidad Autónoma de Campeche, SEMARNAT, CETYS-Universidad, Universidad de Quintana Roo.
- Silvester, R., & Mueller, N. H. G. (1968). Design Data for the Liquid - Liquid Jet Pump. *Journal of Hydraulic Research*, 6(2), 129-162.
- Souto, C. P. E. (2015). *Análisis de la dinámica de las barras a partir de imágenes de video y asociación a los espectros de energía del oleaje durante el período de campaña NCSal (Tesis de Maestría)*. Universidad de Cantabria.
- USACE. (2002). *Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100. Engineer*

Manual 1110-2-1100 (1110.^a-2.^a-110.^a ed., Vol. In 6 Volum). U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (in 6 volumes).

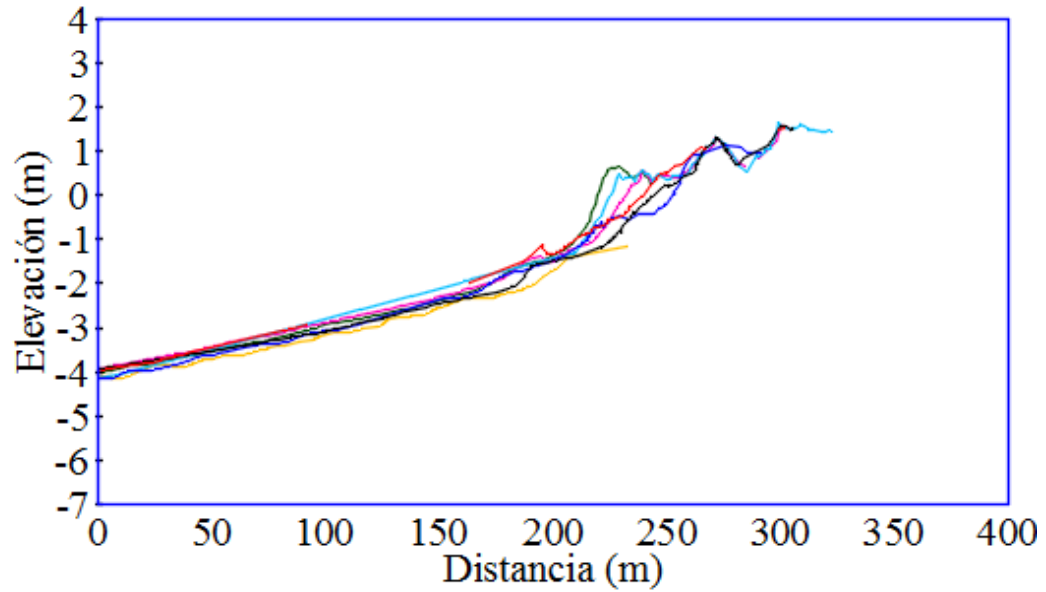
Valle, R. del, Medina, R., & Losada, M. A. (1993). Dependence of Coefficient K on Grain Size. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 119(5), 568-574.

Weggel, J. R., Douglass, S. L., & Tunnell, J. E. (1988). Sand-Bypassing Simulation Using Synthetic Longshore Transport Data. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 114(2), 146-160.

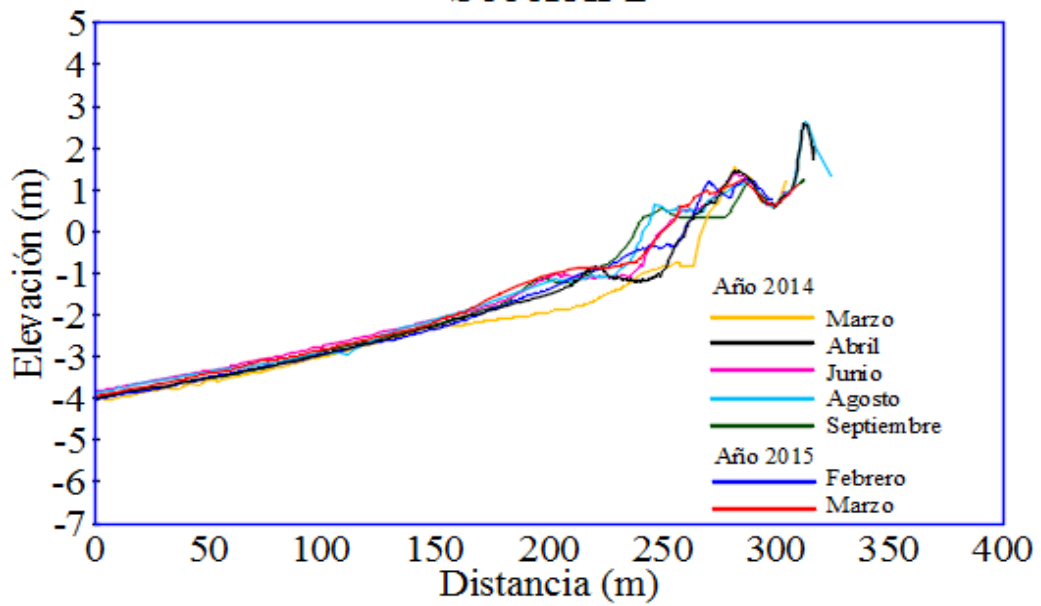
8. ANEXOS

A. PERFILES DE LAS CAMPAÑAS DE TOPO-BATIMETRÍA

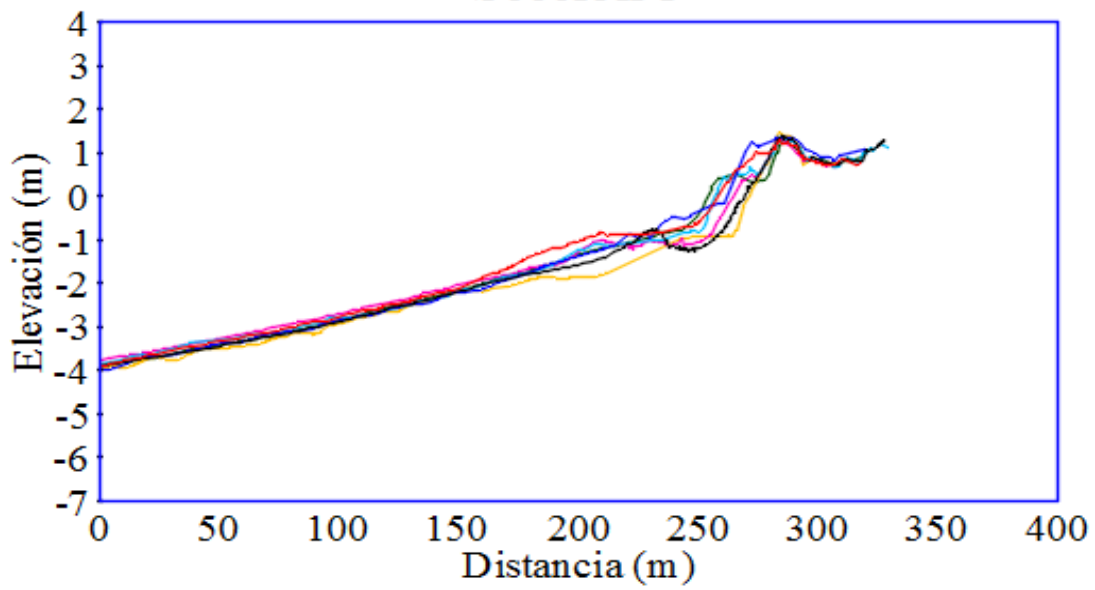
Sección 1



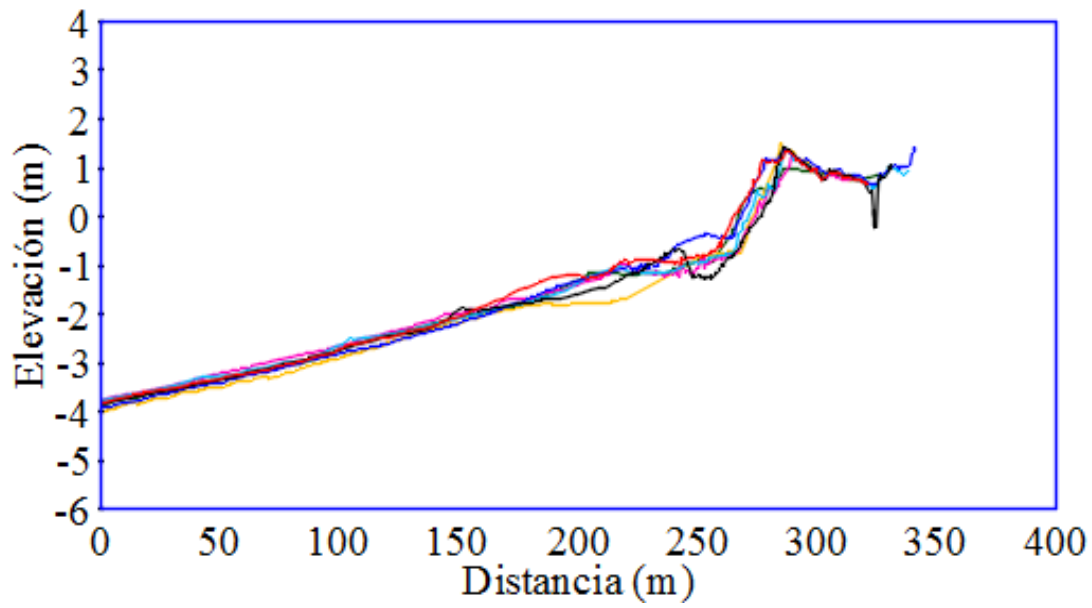
Sección 2



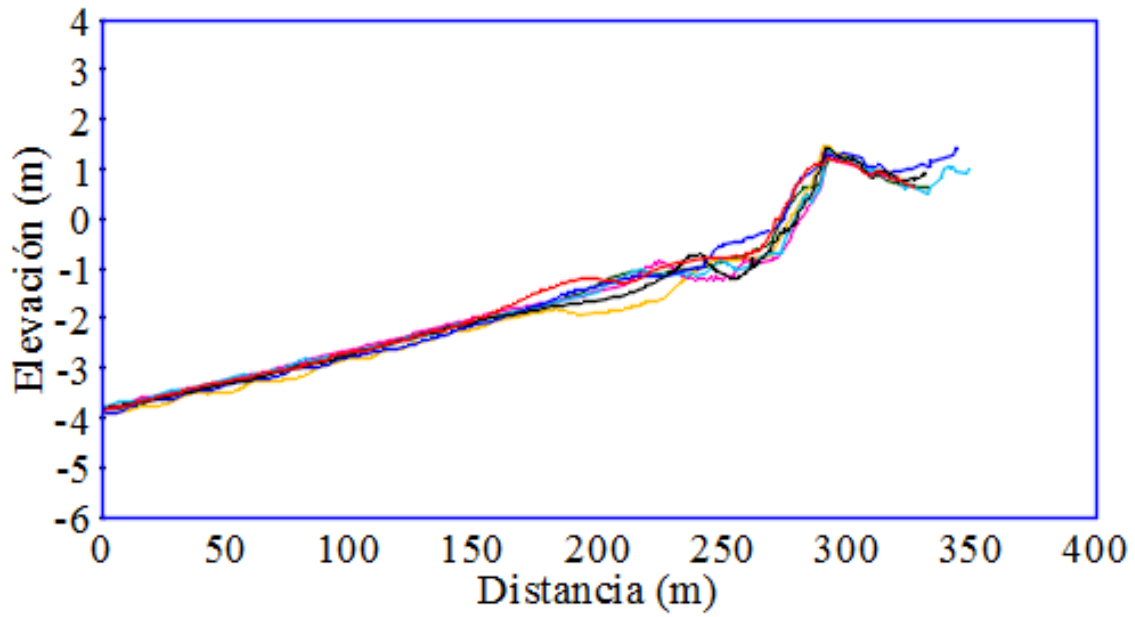
Sección 3



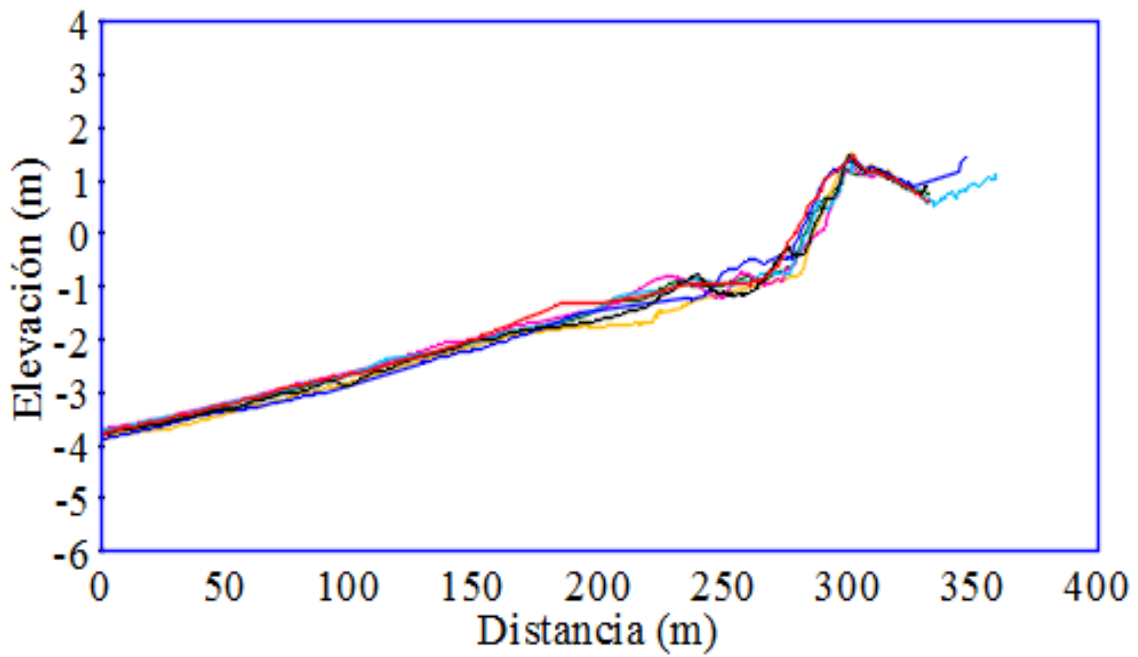
Sección 4



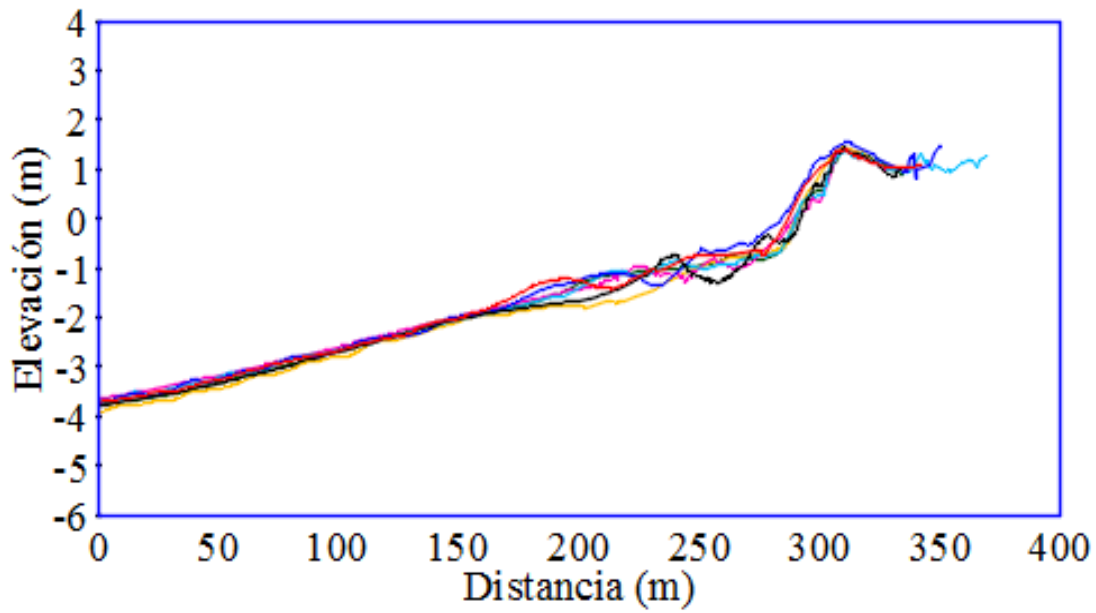
Sección 5



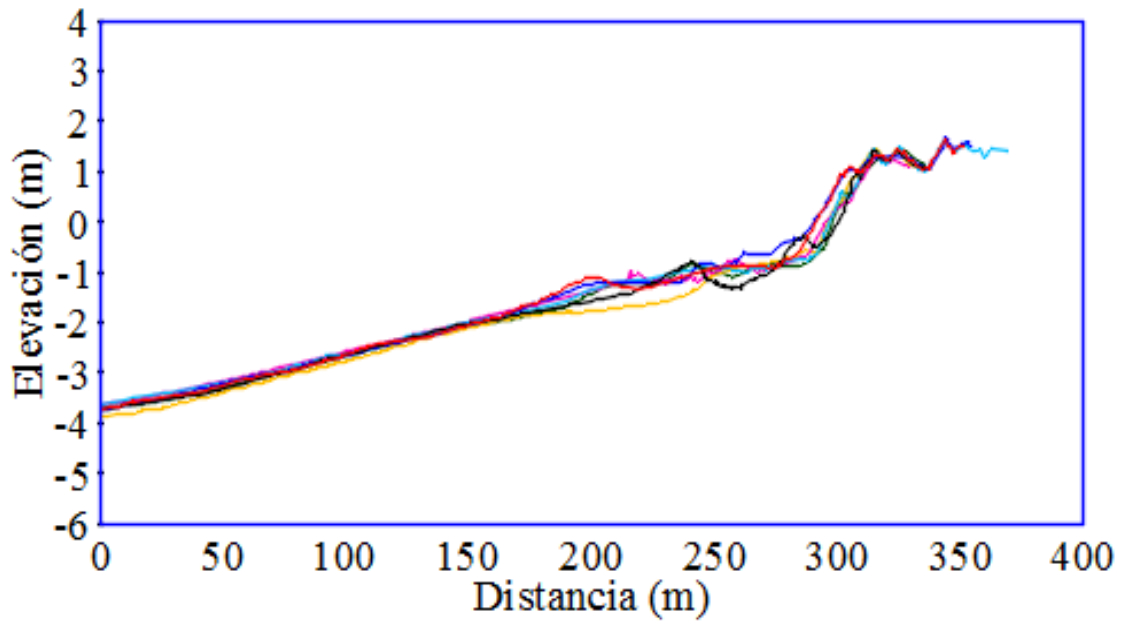
Sección 6



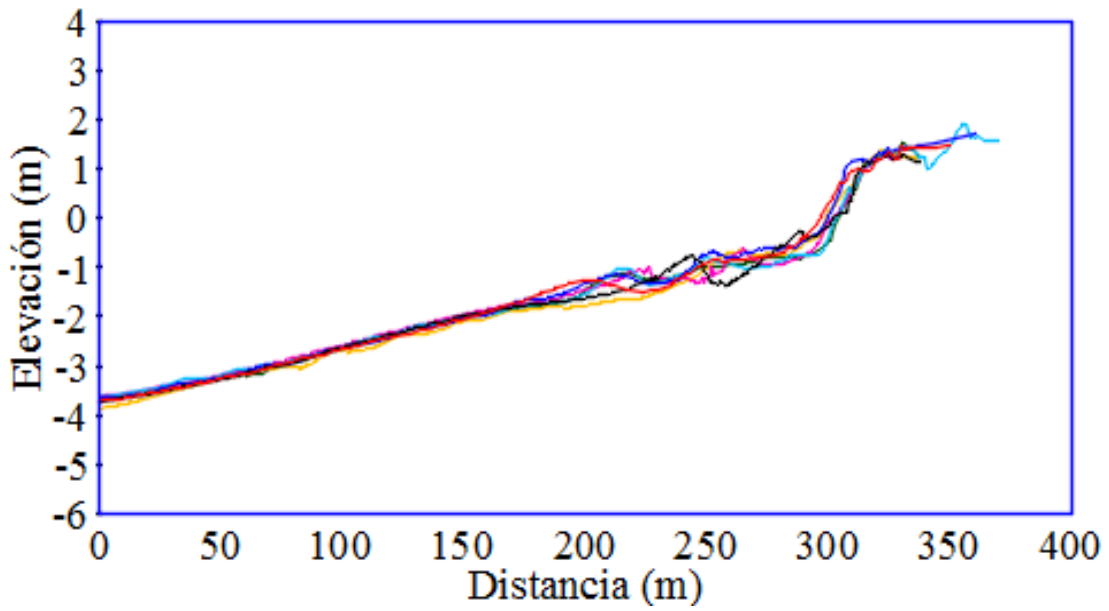
Sección 7



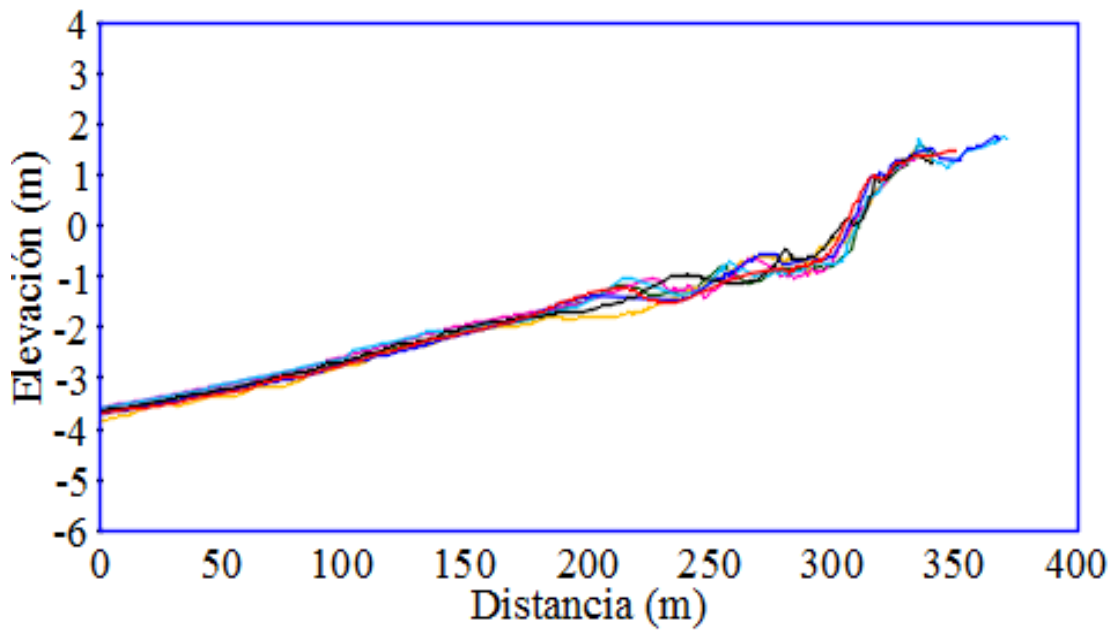
Sección 8



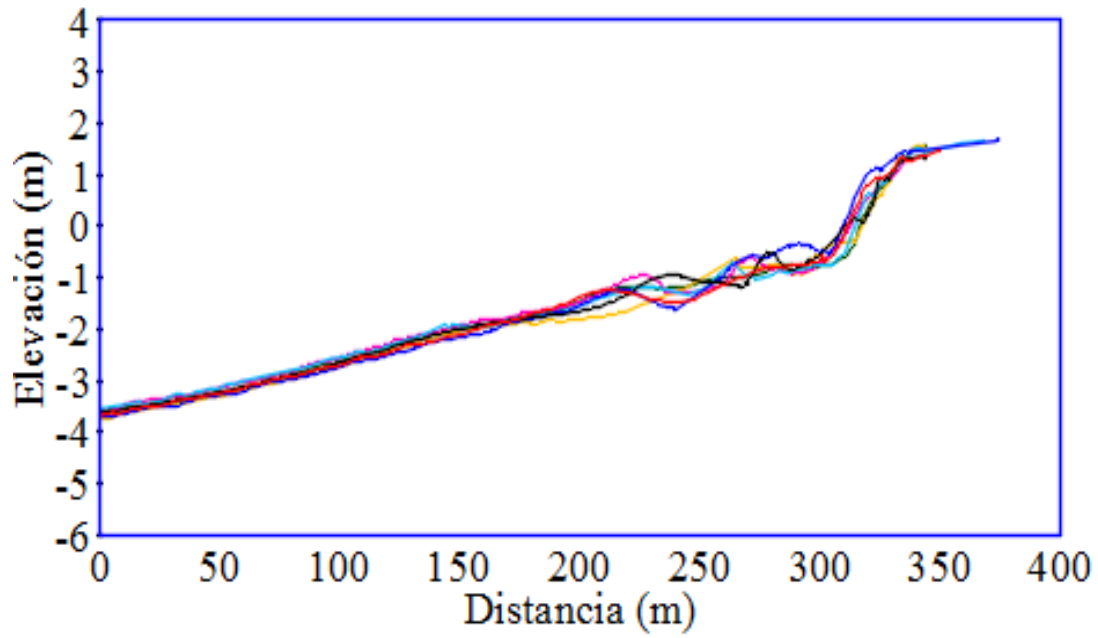
Sección 9



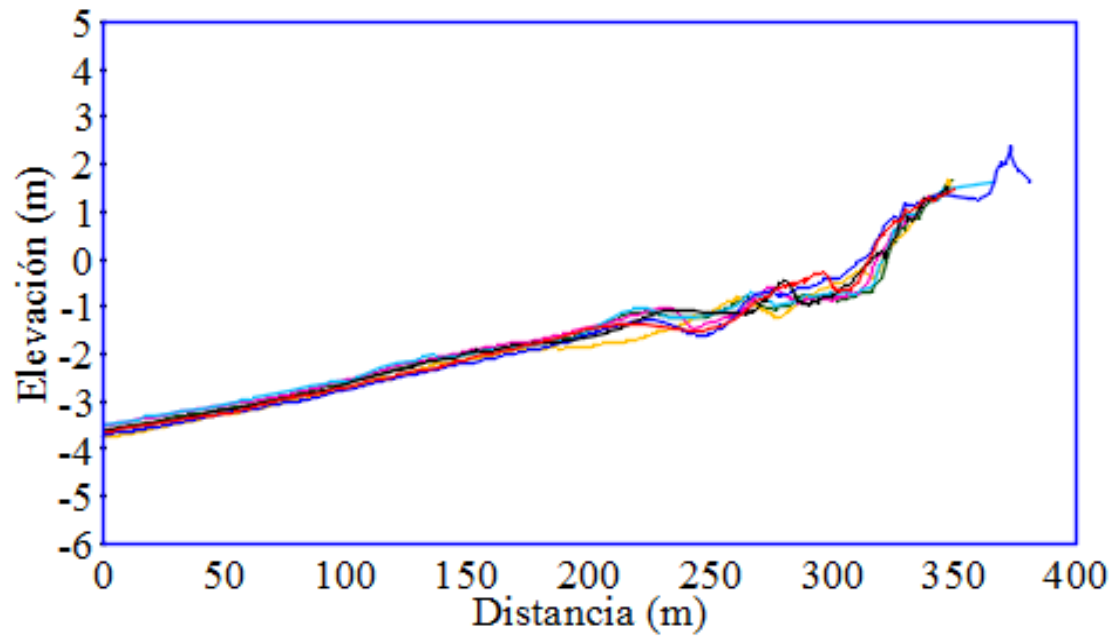
Sección 10



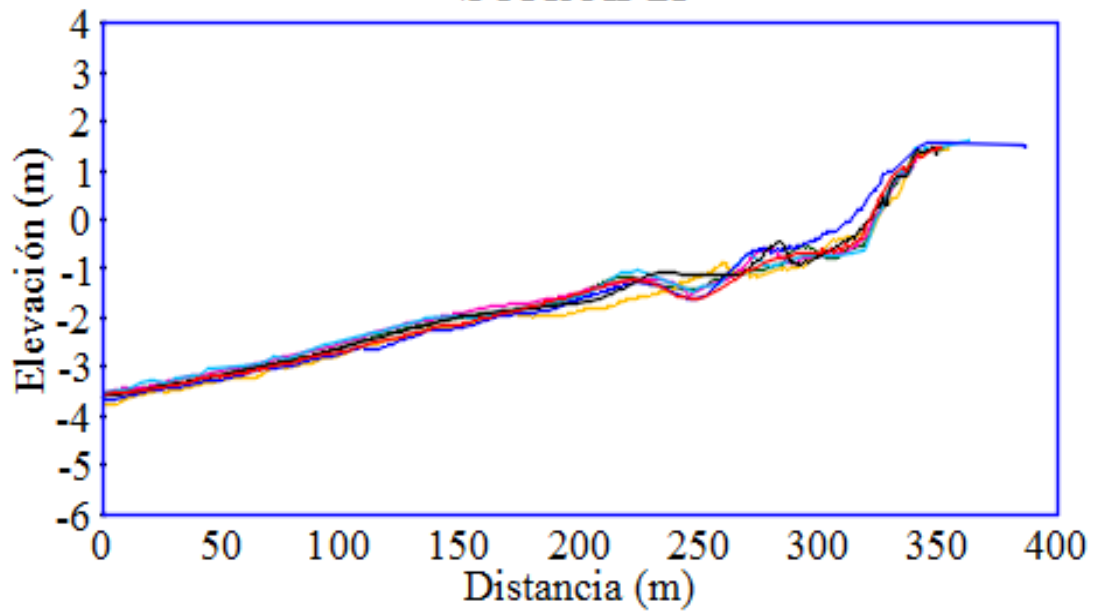
Sección 11



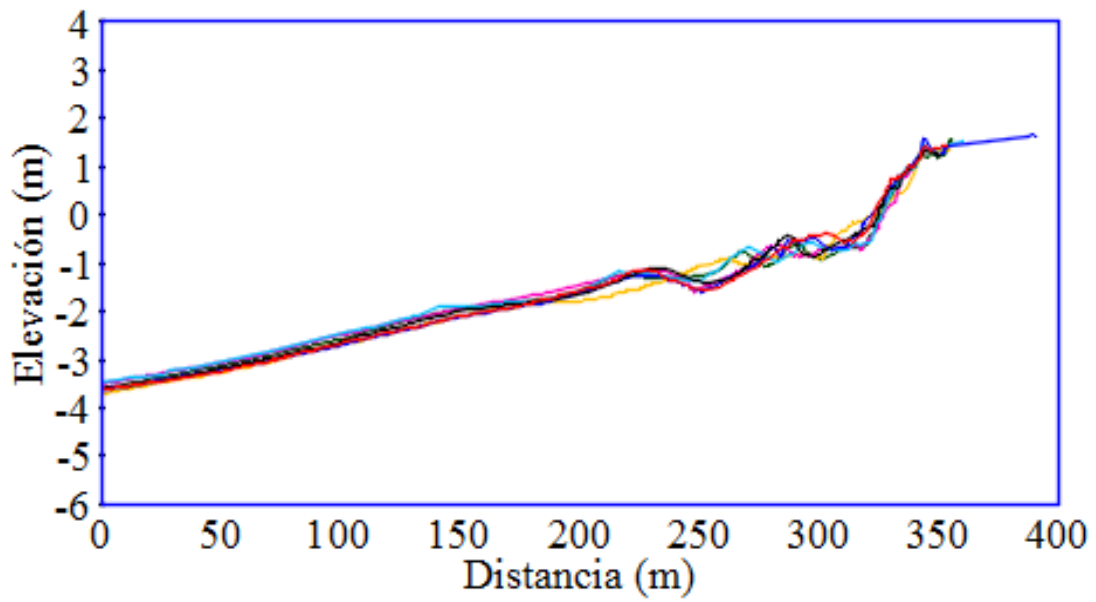
Sección 12



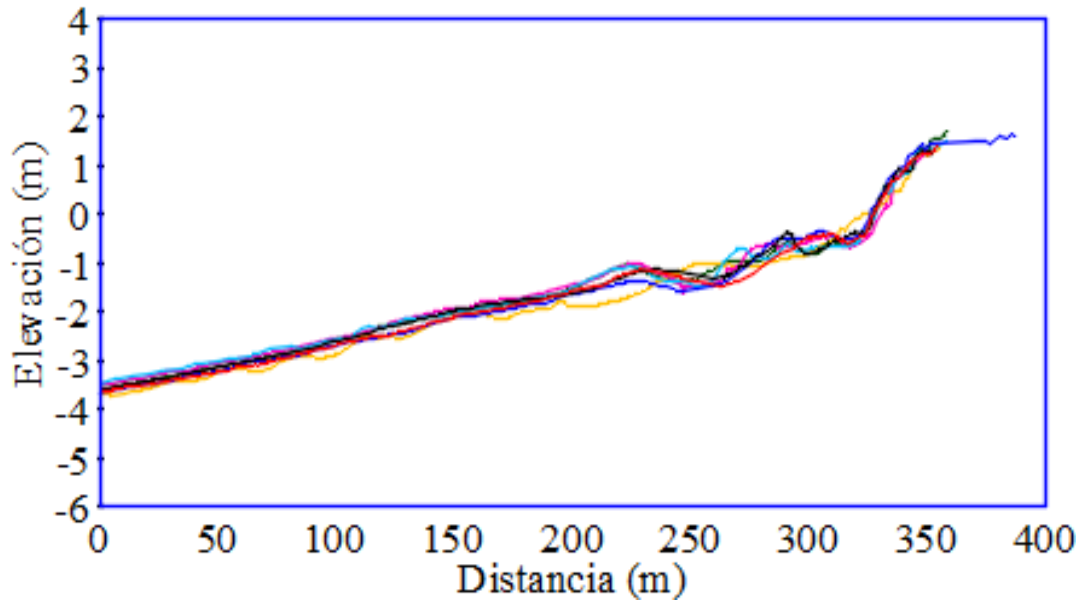
Sección 13



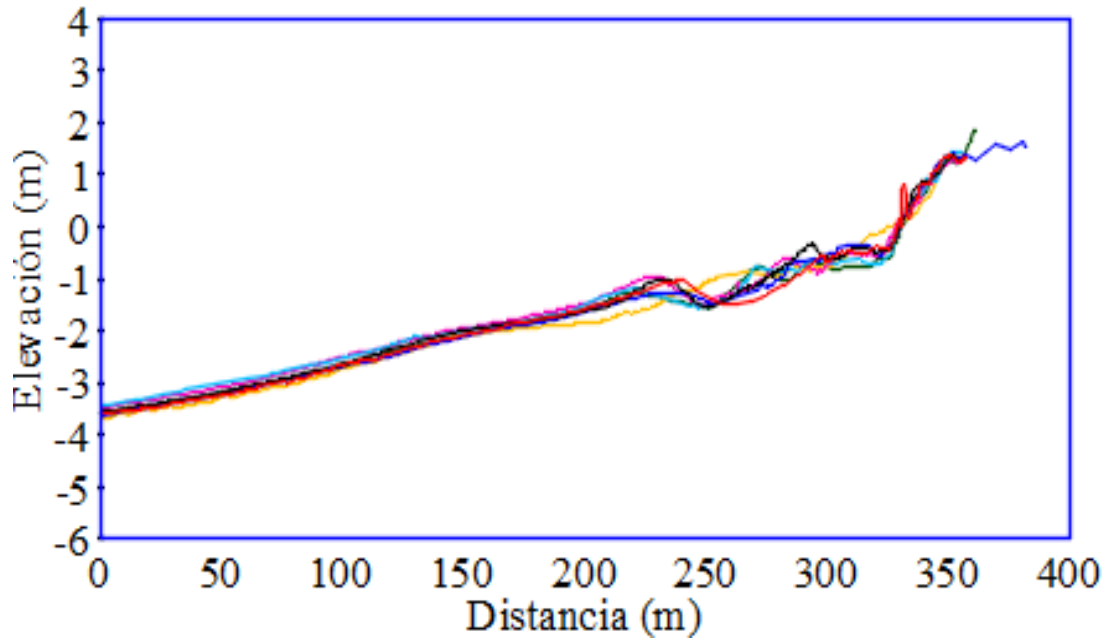
Sección 14



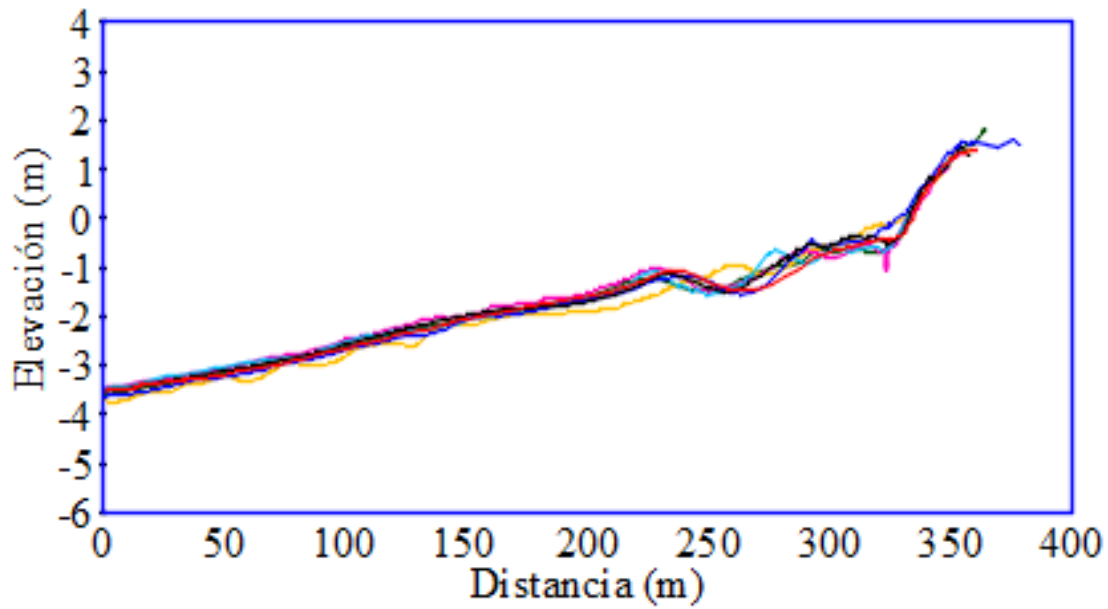
Sección 15



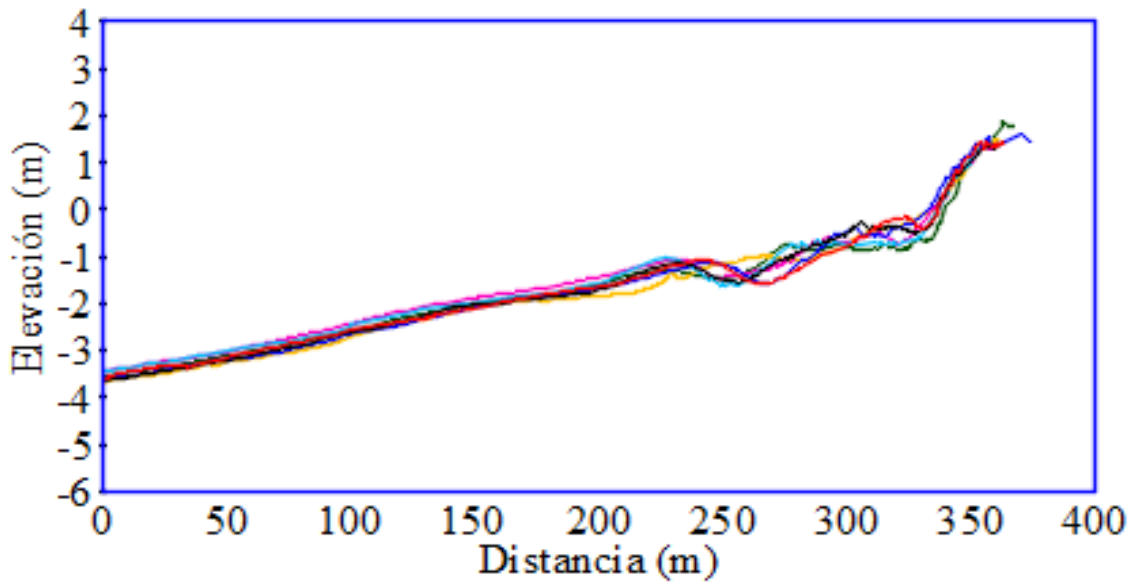
Sección 16



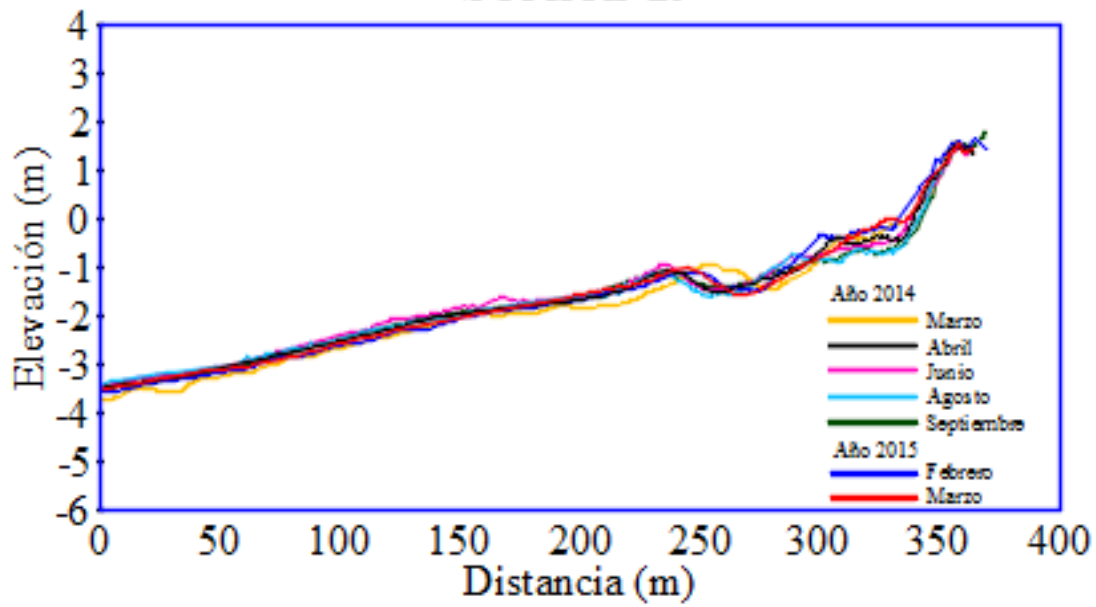
Sección 17



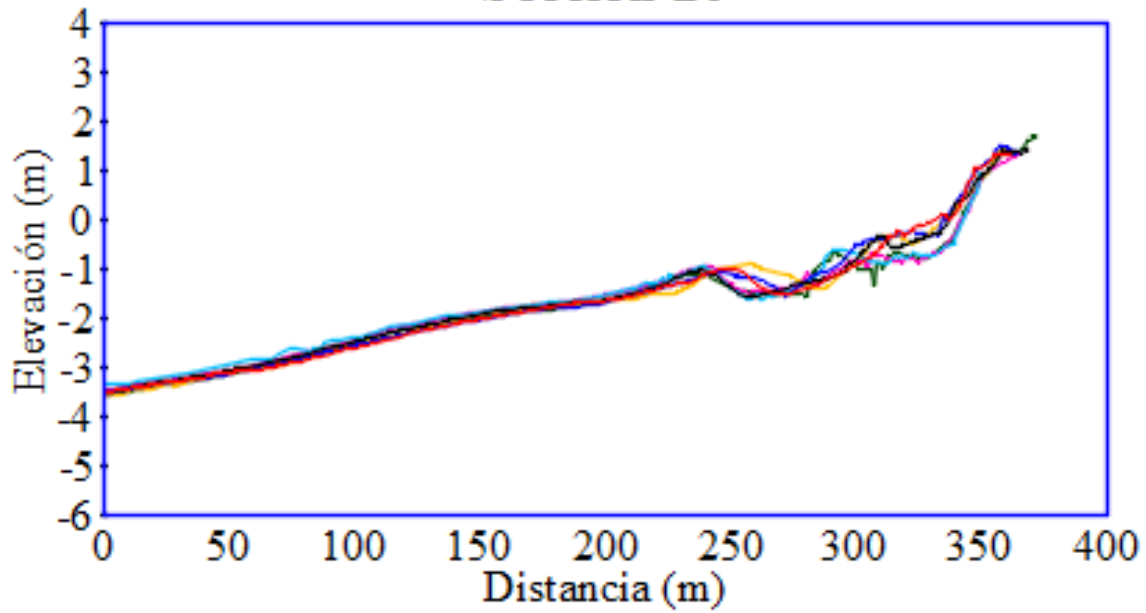
Sección 18



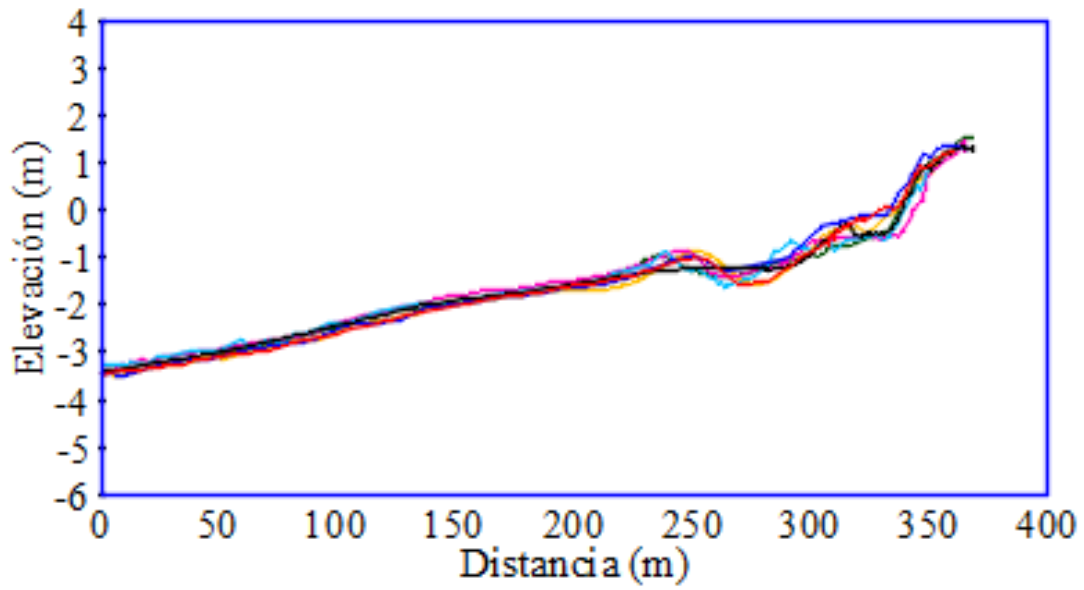
Sección 19



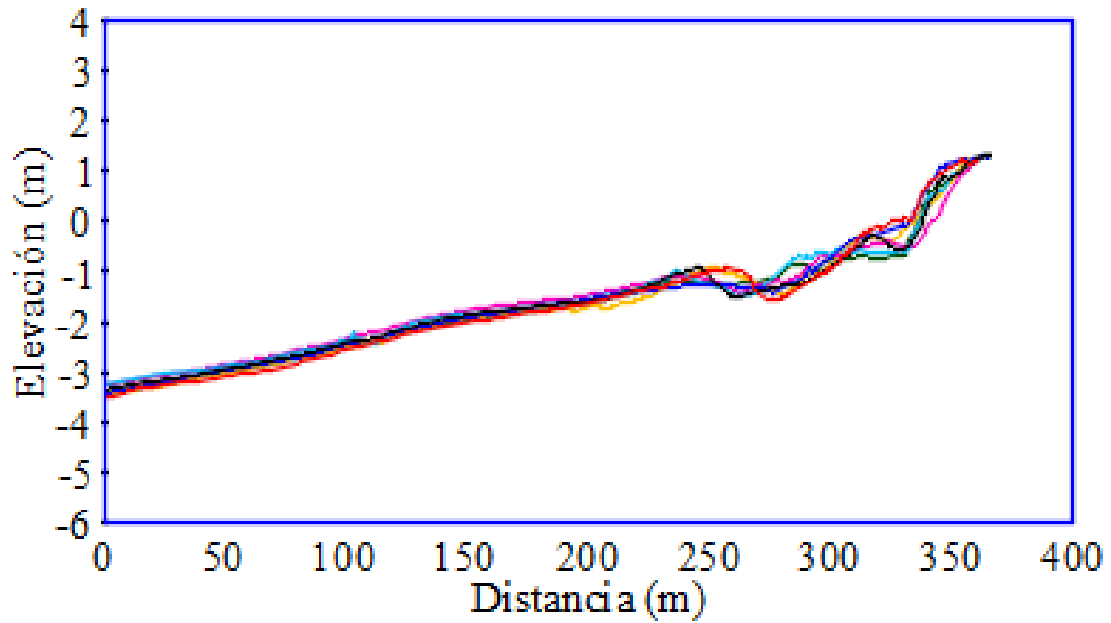
Sección 20



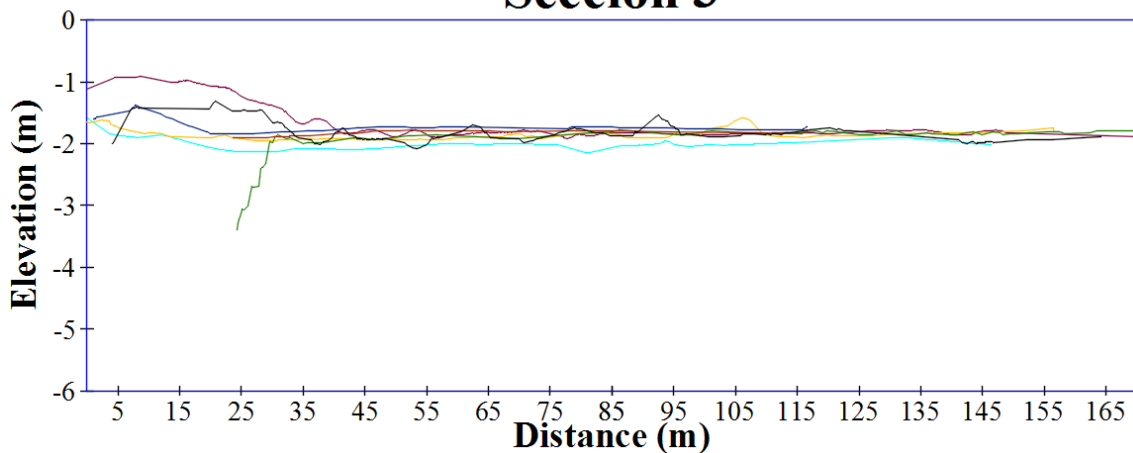
Sección 21



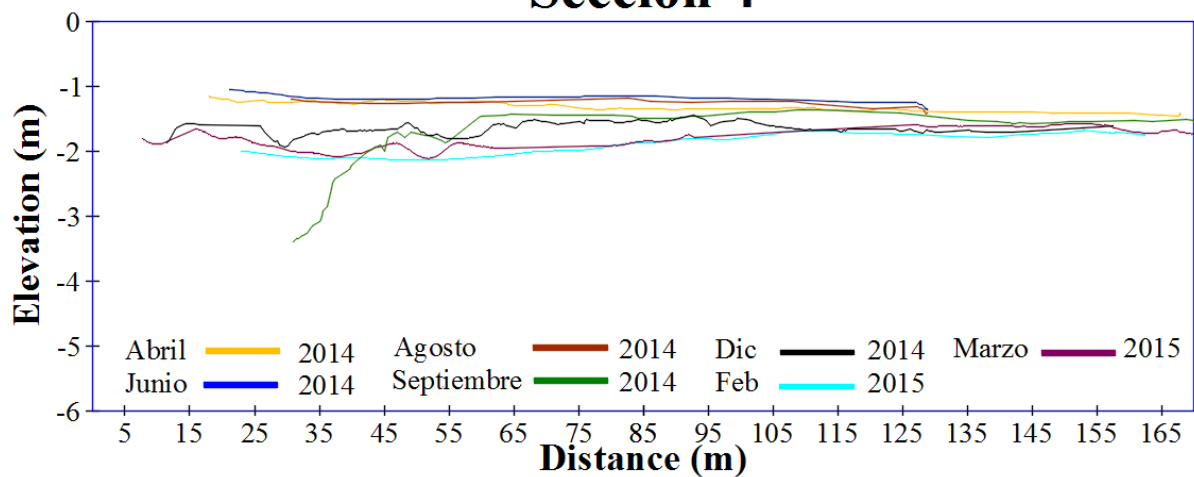
Sección 22



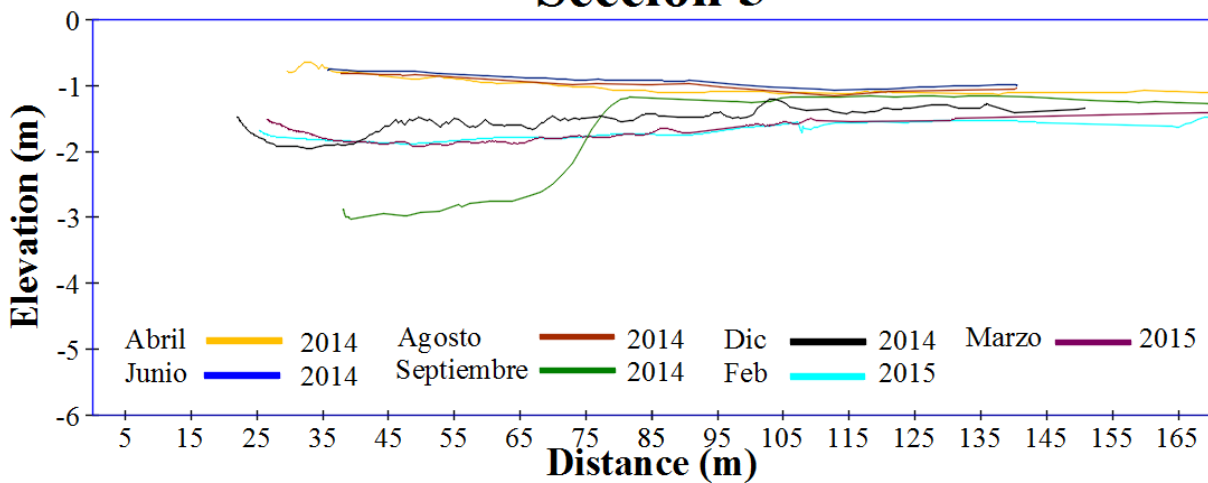
Sección 3



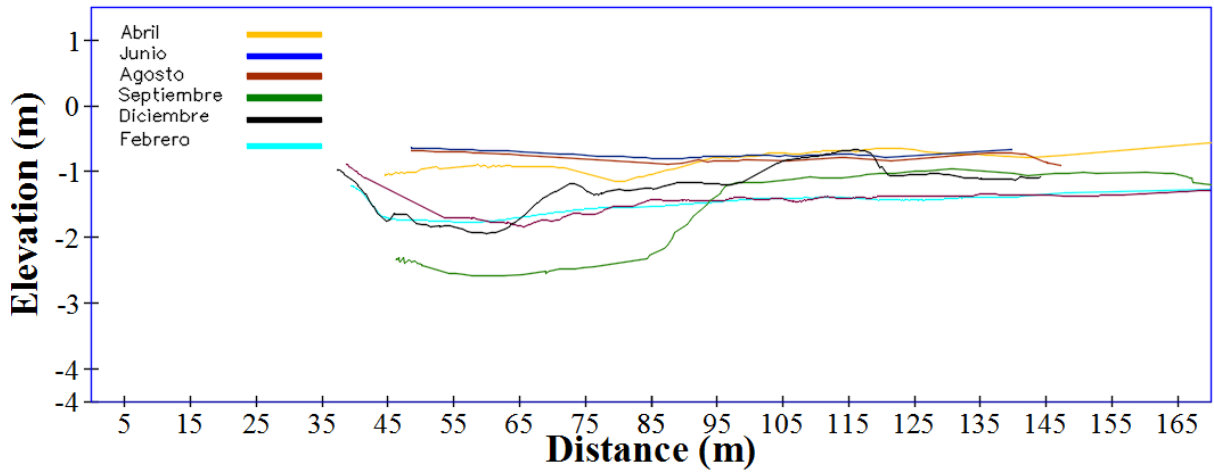
Sección 4



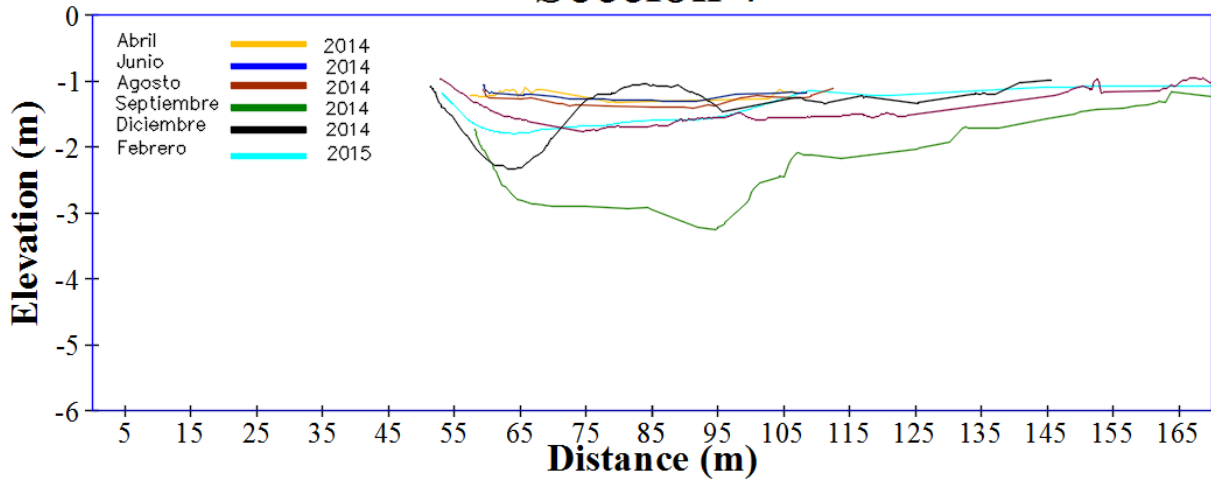
Sección 5



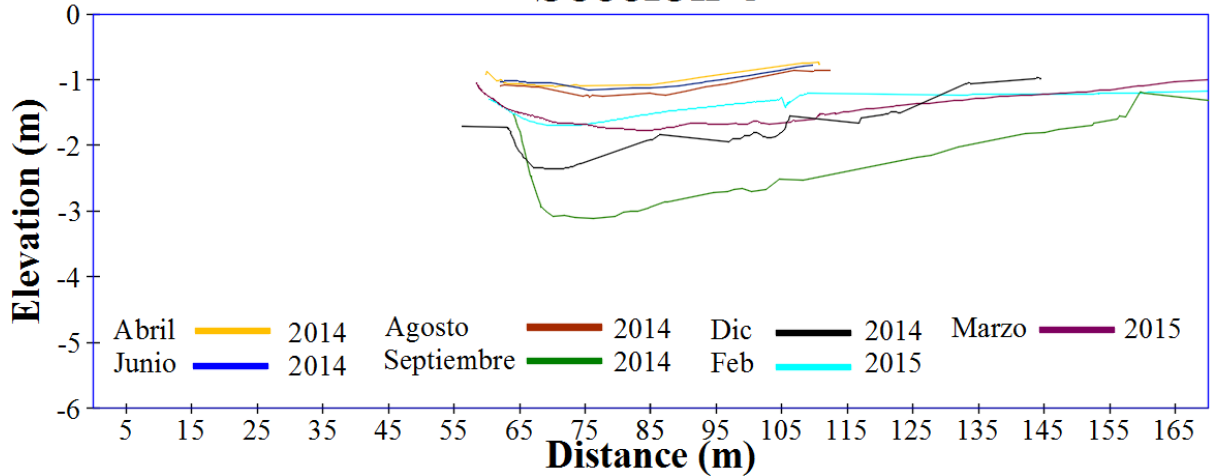
Sección 6



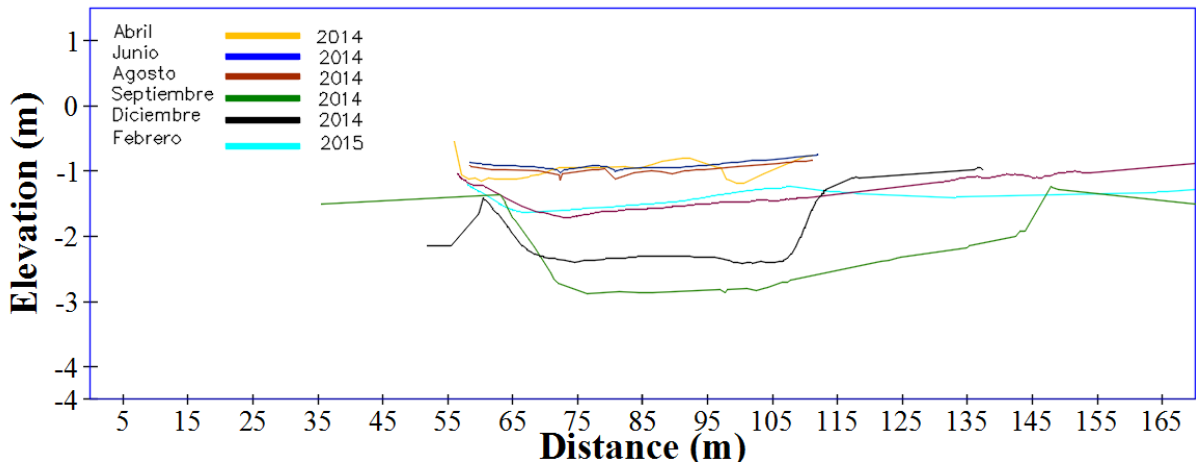
Sección 7



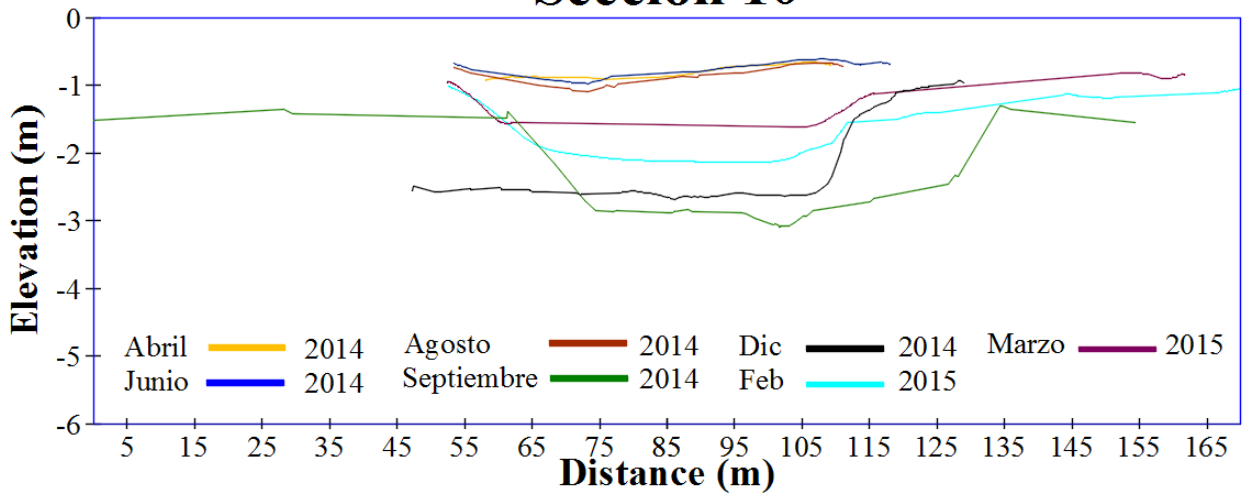
Sección 8



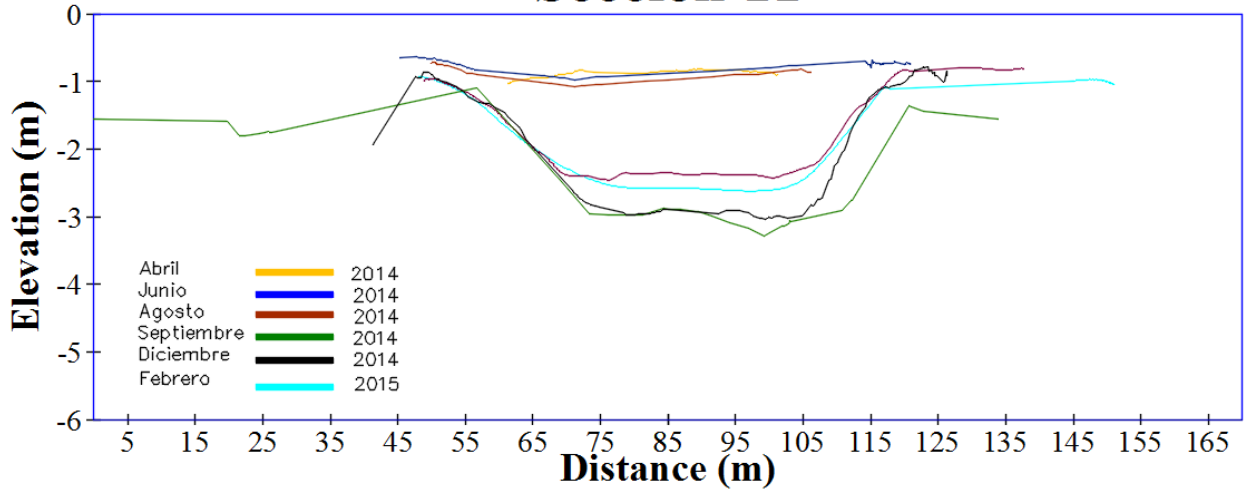
Sección 9



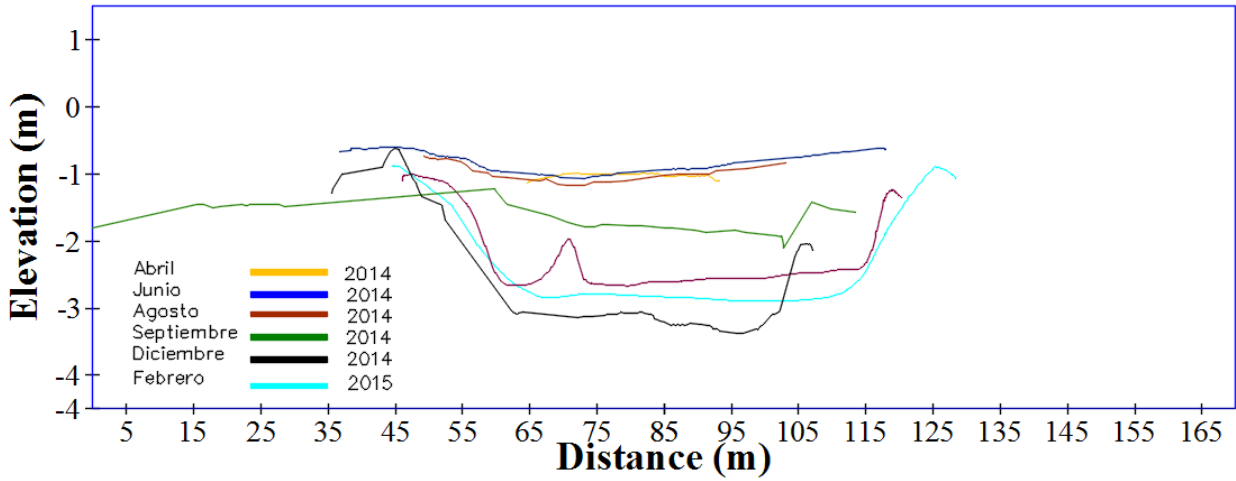
Sección 10



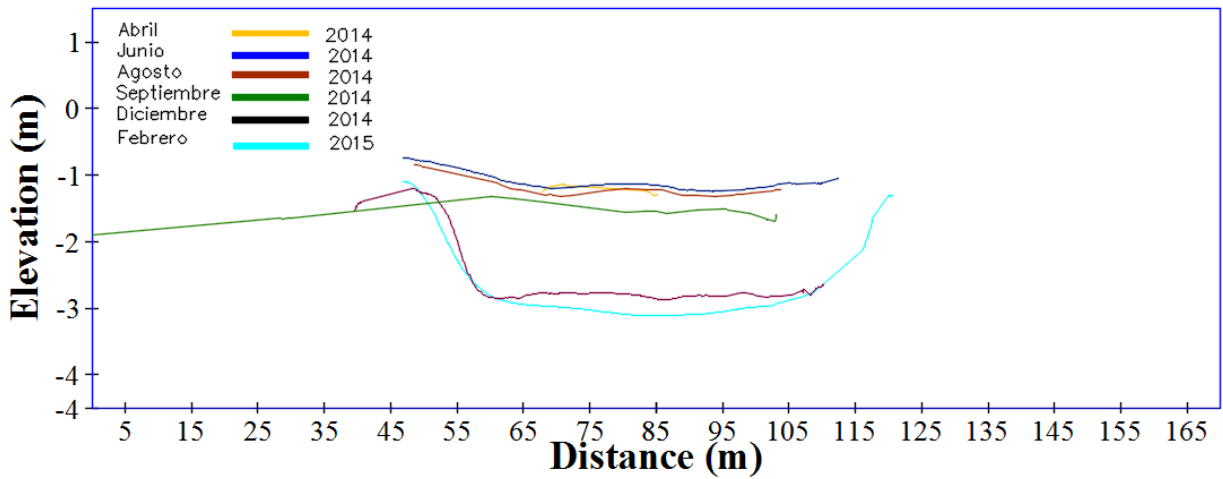
Sección 11



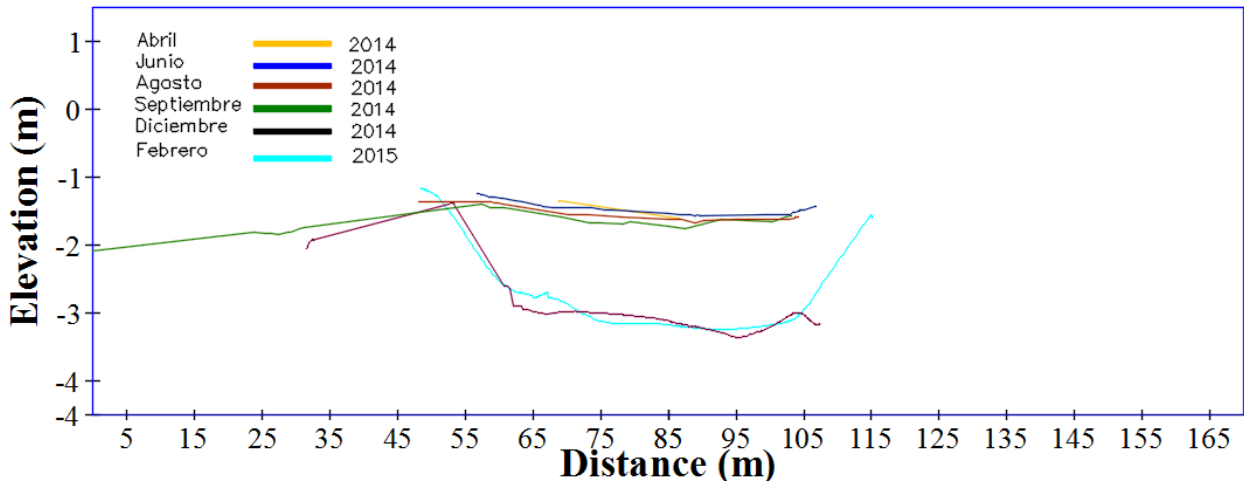
Sección 12



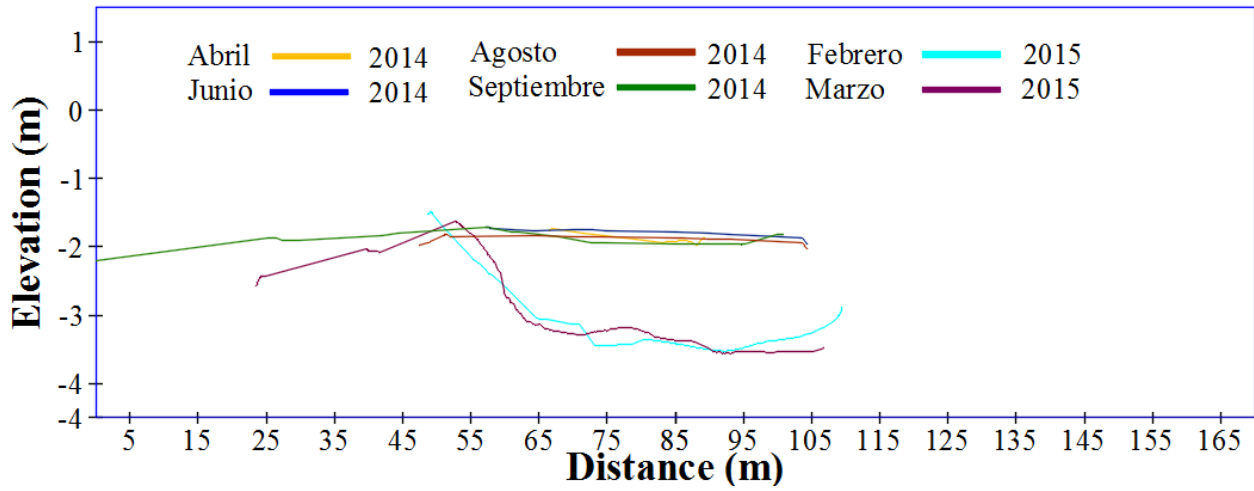
Sección 13



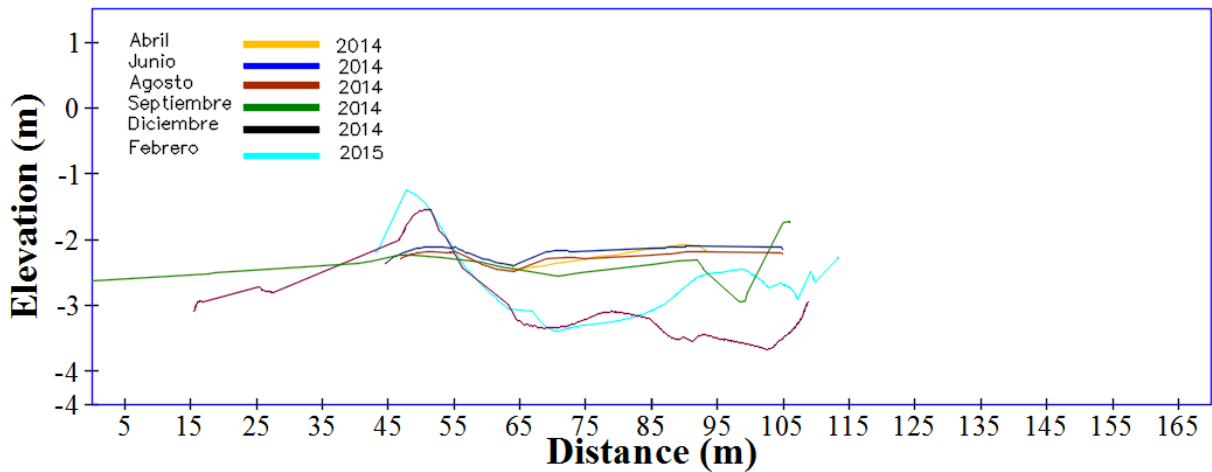
Sección 14



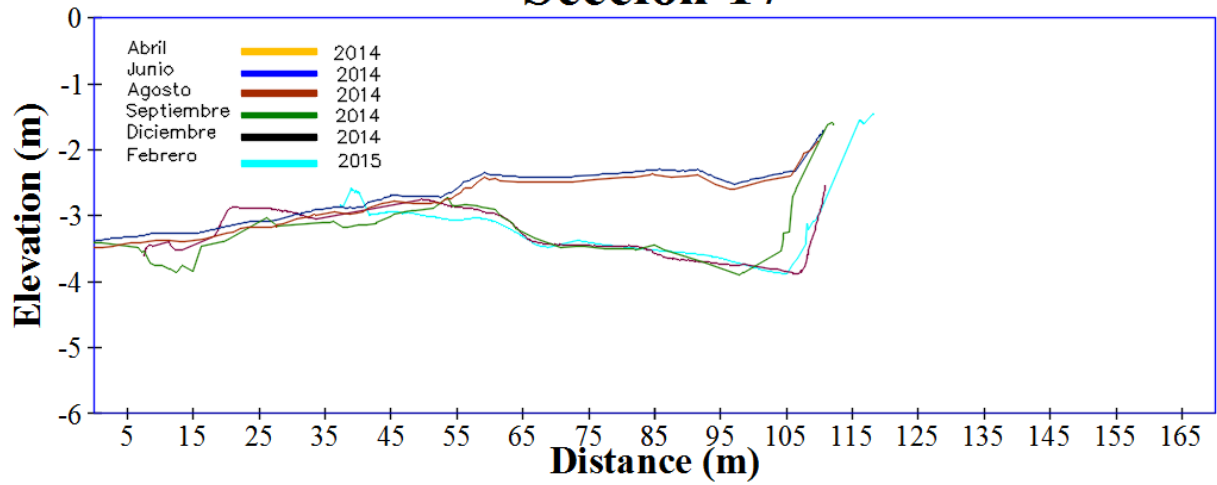
Sección 15



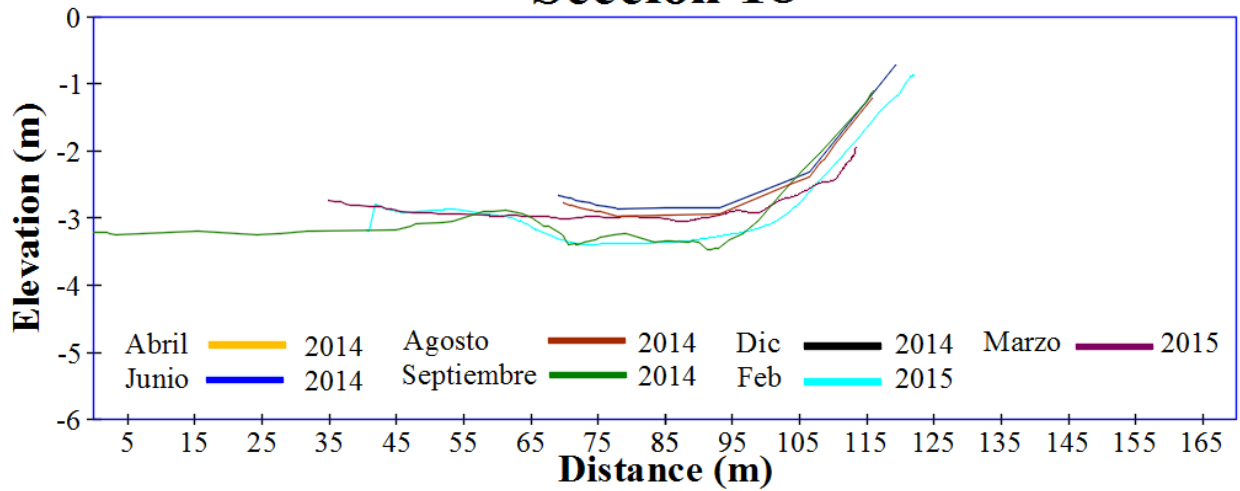
Sección 16



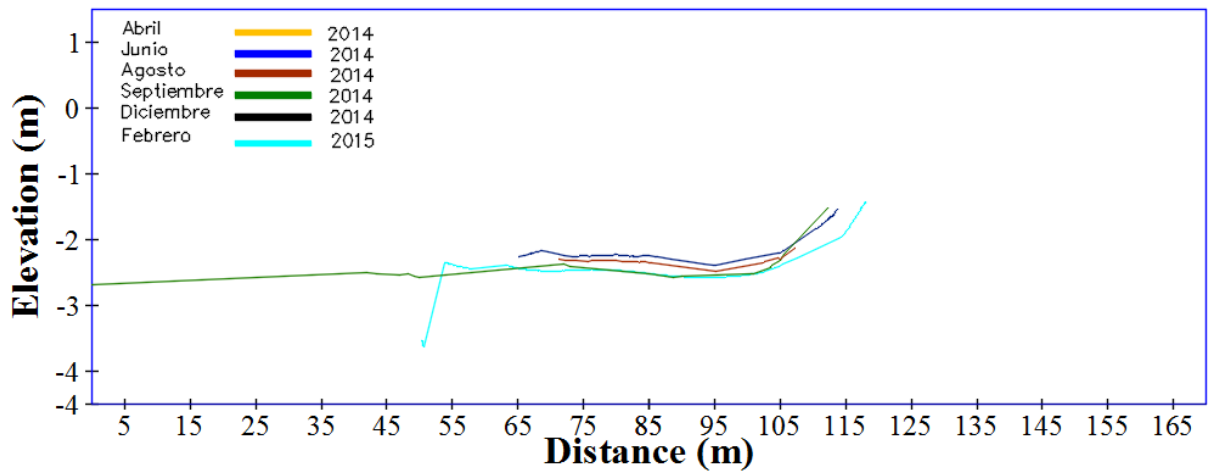
Sección 17



Sección 18



Sección 19



C. VELOCIDAD CRÍTICA

Gráfica para obtener el coeficiente de proporcionalidad F_L que depende de la concentración de sólidos C_V . Este parámetro es requerido para la estimación de la velocidad crítica V_{CR} (Fuente: Hydraulics of Sediment Transport by Graf 1971).

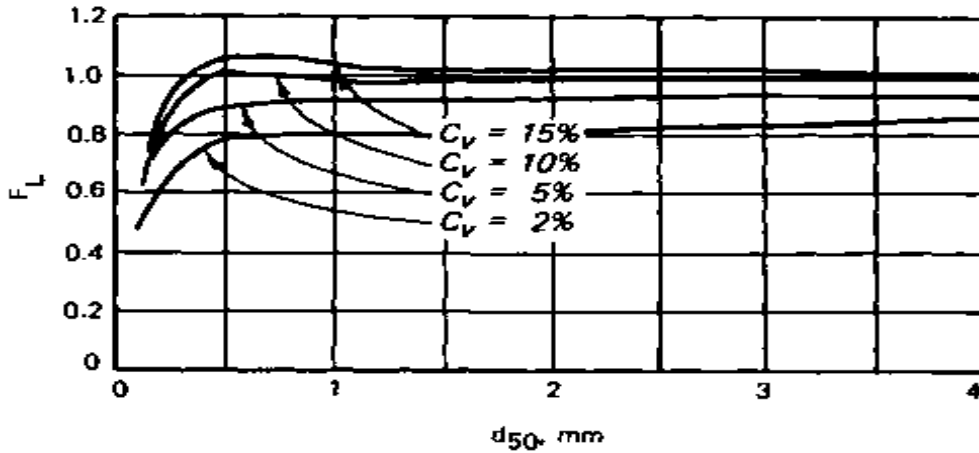


Figura 8-1. Gráfica para la obtención del parámetro F_L

D. VELOCIDAD DE ASENTAMIENTO

Velocidad de asentamiento para partículas de arena de cuarzo (Fuente: Hydraulics of Sediment Transport by Graf 1971)

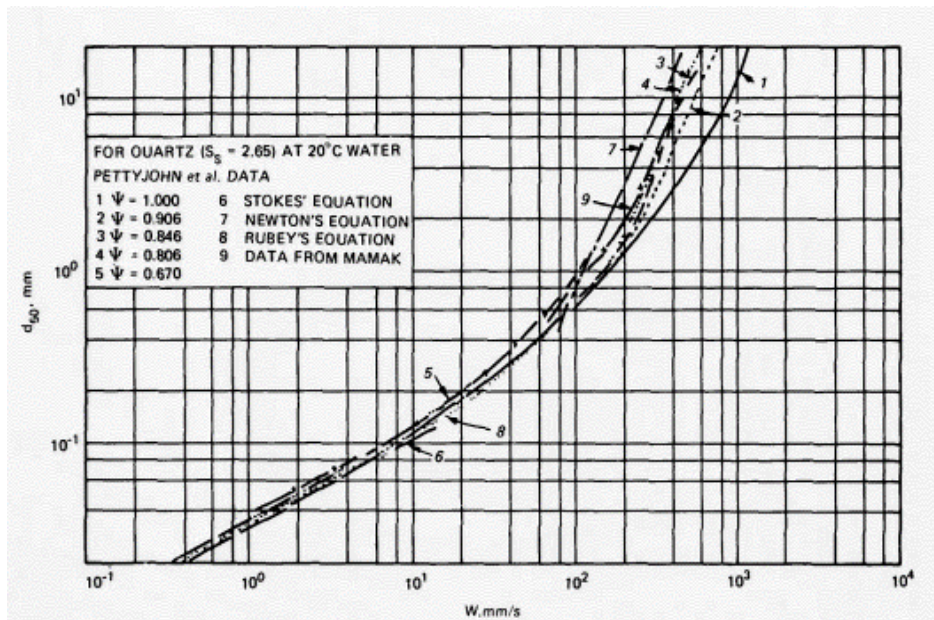


Figura 8-2. Gráfica de apoyo para la estimación de la velocidad de asentamiento en función de d_{50}

E. DETERMINACIÓN DE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

Diagrama Universal de Moody, para la determinación del coeficiente de fricción en tuberías.

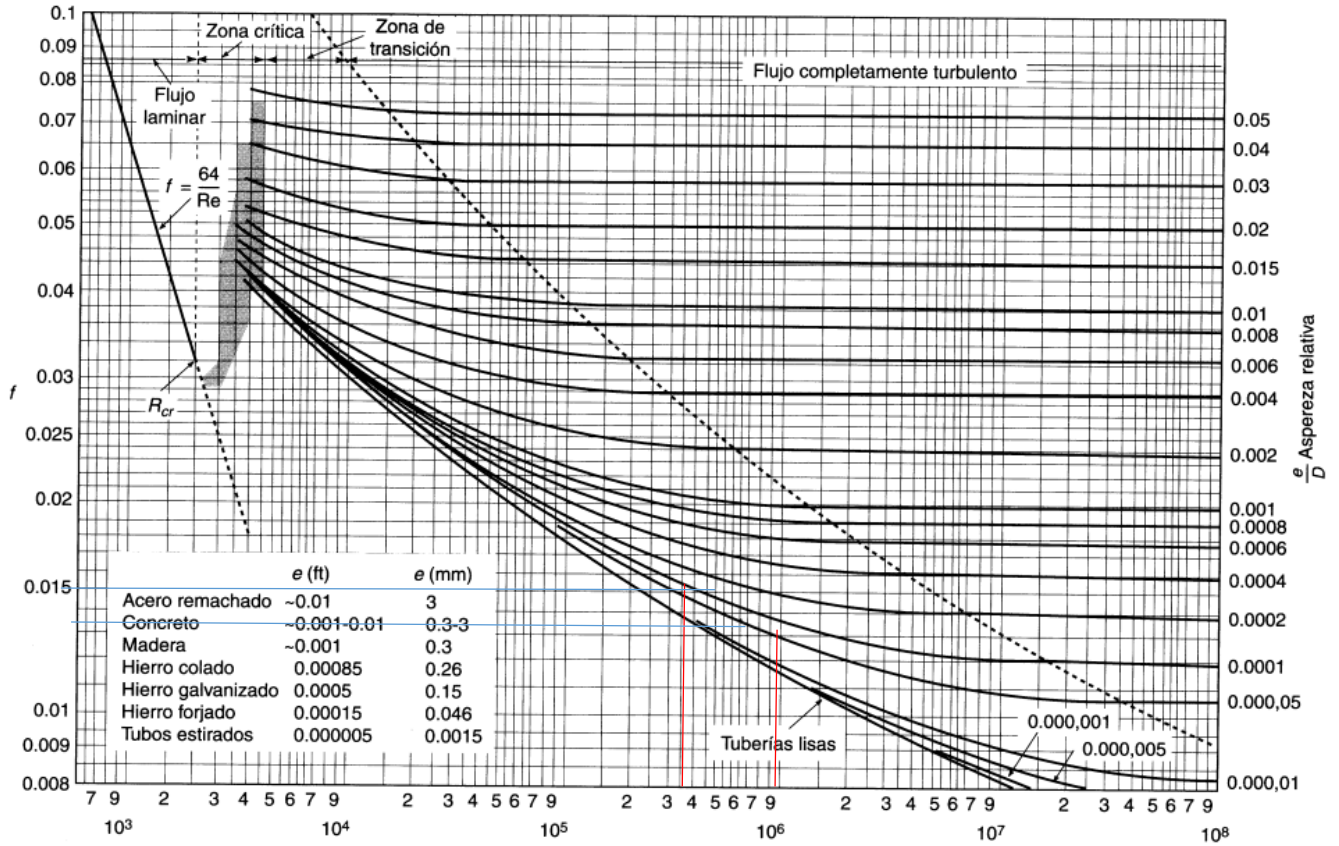


Figura 8-3. Gráfica para obtención del coeficiente f para estimación de pérdidas en tuberías

F. PARÁMETROS ADIMENSIONALES DEL EYECTOR

Determinación de parámetros del Eyector para Bombas Marca Pekor (Fuente: (Richardson & McNair, 1981))

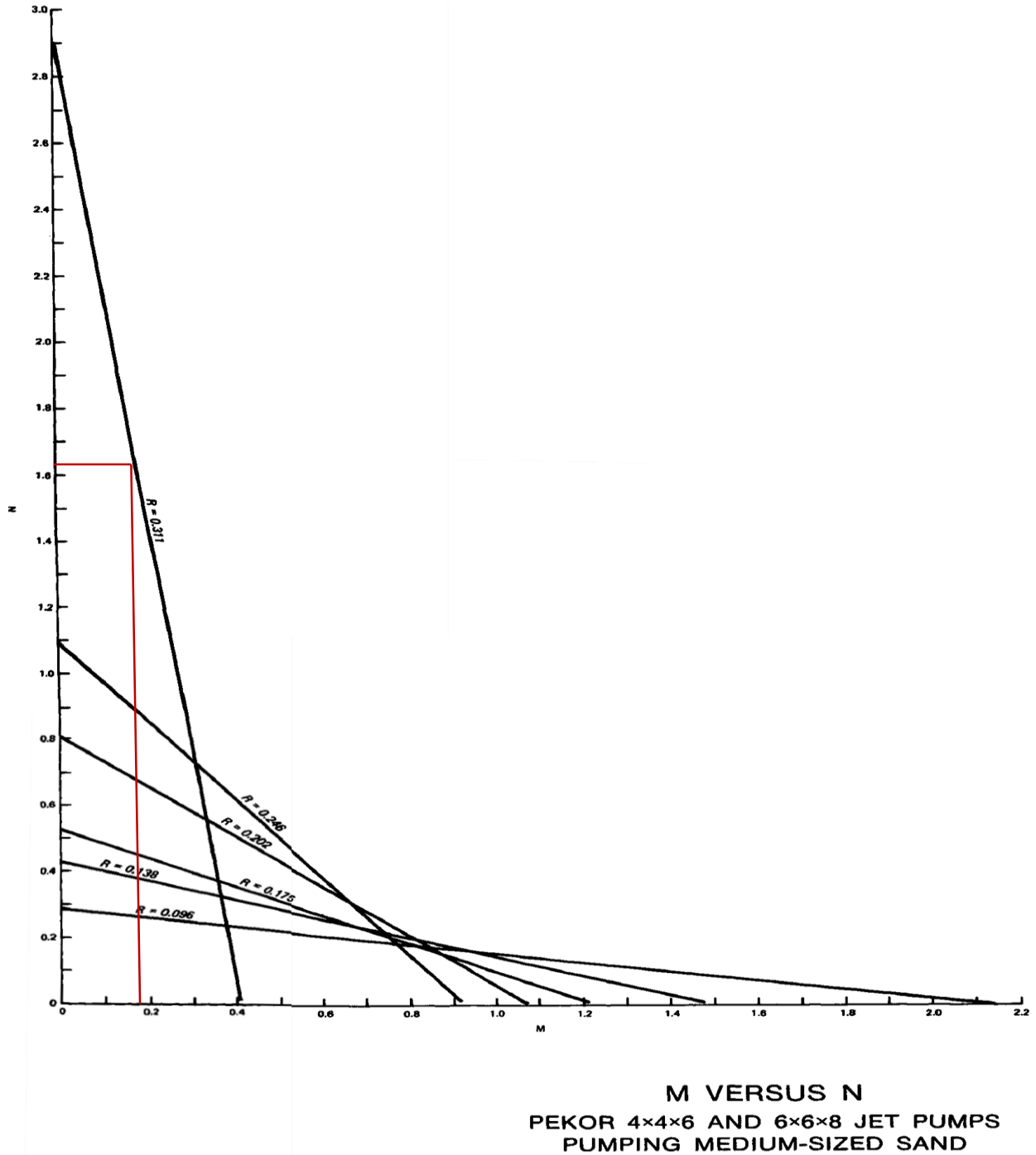


Figura 8-4. Gráfica para estimación de parámetros adimensionales del Eyector

G. PARÁMETROS ADIMENSIONALES DEL EYECTOR

Parámetros para determinar el gasto de suministro al eyector (Q_{SUP}) en bombas PEKOR (Tomadas de Richardson, 1989. pp. 73).

Jet Pump	AMIX ft
4 * 4 * 6	0.0873
4 * 4 * 8	0.1963

R	B, gpm/ft ^{5/2}
0.096	3533.4
0.138	3429.7
0.175	3633.9
0.202	3776.5
0.246	3682.5
0.311	4544.8

H. MEMORIA DE CÁLCULO A DETALLE

A continuación se presentan los procedimientos y cálculos llevados a cabo para el dimensionamiento del SBA con los cuales se llegaron a los resultados de la Tabla 5-4. Los cálculos se realizaron para tres diámetros de tubería, de los cuales en este anexo se presentan los correspondientes al diámetro comercial de tubería de 8" el cual presentó mayores ventajas técnicas para el diseño.

1. Velocidad Crítica Requerida (V_{CR}) y Velocidad de asentamiento (w_s)

Para estimar la velocidad crítica se sustituyen en la ecuación (5-1) los parámetros correspondientes a un diámetro de tubería de 8" de acuerdo a como se muestra en el siguiente ejemplo:

$$F_L = 1$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$D_{INT} = 0.193 \text{ m}$$

$$S_{GSOL} = 2.65$$

$$V_{CR} = 1\sqrt{[2(9.81) * (0.193)(2.65 - 1)]}$$

$$V_{CR} = 2.51 \text{ m/s}$$

en dónde los valores del espesor de tubería fueron tomados de tablas con especificaciones de tuberías comerciales, mientras F_L es un coeficiente de proporcionalidad estimado en la gráfica del Anexo C, a partir del coeficiente C_V que es la concentración esperada de sólidos en la tubería (se consideró de 15% como una primera aproximación).

Por otro lado la velocidad de asentamiento, se estimó mediante las gráficas del Anexo C, tomando el mismo $D_{50} = 0.35 \text{ mm}$.

$$W_s = 60 \text{ mm/s} = 0.06 \text{ m/s}$$

***Estos parámetros serán utilizados en los siguientes pasos.*

2. Gasto de suministro mínimo de agua al eyector (Q_{SUPmin})

Este gasto se obtiene sustituyendo los parámetros correspondientes en la ecuación (5-2), como se muestra a continuación:

$$A_I = \pi * \frac{D_{INT}^2}{4} = \pi * \frac{(0.193)^2}{4} = 0.029 \text{ m}^2$$
$$V_{CR} = 2.50 \text{ m/s}$$
$$Q_{SUPmin} = 0.029 \text{ m}^2 * 2.50 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 0.073 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ hr}} =$$
$$Q_{SUPmin} = 262 \frac{\text{m}^3}{\text{hr}}$$

3. Gasto de Succión (Q_{SUC})

Para poder sustituir valores en la ecuación (5-3) primero se deben determinar los valores de Q_D , Δt , $STORE_{\Delta t}$ y $EOT_{\Delta t}$, y obtener el valor de EXC de acuerdo a la ecuación (5-4)

$$Q_D = 118,800 \frac{\text{m}^3}{\text{año}} * \frac{1 \text{ año}}{8760 \text{ hrs}} = 13 \frac{\text{m}^3}{\text{hr}}$$
$$EXC = \frac{Q_D(\Delta t) - STORE_{\Delta t}}{EOT_{\Delta t}}$$

* $STORE_{\Delta t} = 0$, si se supone que no hay variaciones en la disponibilidad de sedimento durante el tiempo de operación del sistema; es decir que la cantidad que se bombea de sedimento es la misma que llega al sitio de extracción.

$$EOT = (NOD \times HD)[1.00 - (RR + PB + ALM + RMP)]$$

Considerando que el Sistema trabajara 5 días a la semana, que habrá 10 días feriados en el año durante los cuales no habrá personal operativo y 45 días en los que el sistema no trabajará bajo condiciones de norte o tormentas y un periodo de operación diario de 8 horas ($\Delta t = 8$ horas), los parámetros para estimar EOT quedan como:

$$NOD = 207 \text{ días}$$

$$HD = 8 \text{ horas (considerando una jornada estándar de labores)}$$

$$RR = 12\% \text{ (WES Research, Richardson, pp.37)}$$

$$PB = 8\% \text{ (Richardson, pp.38)}$$

$$ALM = 10\% \text{ Si la bomba se queda fija (si es constantemente movida se considerará hasta un 20 \%)}$$

$$RMP = 10\%$$

Sustituyendo los valores para encontrar el valor de EOT:

$$EOT = (207 \times 8)[1.00 - (0.12 + 0.08 + 0.10 + 0.10)]$$

$$EOT = 1333 \text{ hrs}$$

$$EOT_{\Delta t} = 5.55 \text{ hrs}$$

Sustituyendo en (5-4), para obtener EXC:

$$EXC = \frac{\left(113,800 \frac{m^3}{año} \frac{1 \text{ año}}{8760 \text{ hrs}}\right) * 8 \text{ hrs}}{5.55 \text{ hrs}} = 20 \frac{m^3}{hr}$$

y considerando únicamente un Eyector:

$$EXC1 = 27 \text{ m}^3/hr$$

$$S_{GIN} = S_{GSOL}(1 - n) + n(S_{GWAT})$$

$$S_{GSOL} = 2.65$$

$$S_{GWAT} = 1.025 \quad n = 0.4$$

$$S_{GIN} = 2.65(1 - 0.4) - 0.4(1.025) = 2.0$$

$S_{GSUC} = \left(\frac{\%S_{GSOL} + \%S_{GWAT}}{S_{GWAT}}\right)$ (Debido a que en este paso aún no se saben la relación de agua y arena de la mezcla a descargar, se propone un valor inicial $S_{GSUC} = 1.7$)

Y finalmente sustituyendo los valores en la ecuación (5-3):

$$Q_{SUC} = 20 \frac{m^3}{hr} \left(\frac{2.0 - 1.025}{1.7 - 1.025}\right) = 70 \frac{m^3}{hr}$$

4. Selección del Eyector

De acuerdo a la Tabla 5-1, para $Q_{SUC}=70 \text{ m}^3/hr$, se selecciona un tamaño de Eyector de 4" x 4" x 6", que representan el diámetro de la succión, cámara de mezclado y descarga.

5. Determinación de la relación de flujo (M), relación de carga (N) y Relación de Área (R) de la Jet Pump

Como una primera aproximación en este paso se utiliza el valor de Q_{SUPmin} en lugar de Q_{SUP} en donde para un diámetro de tubería de 8" se estima el valor de $M=Mop$:

$$Mop = \frac{70 \text{ m}^3/\text{hr}}{262 \text{ m}^3/\text{hr}} = 0.26$$

Una vez estimado Mop , utilizando el gráfico del anexo F, los valores de Ro y No son:

$$Ro = 0.246 \quad No = 0.91$$

y la eficiencia está dada por $E=Mop \times N$:

$$E=0.22$$

Con una eficiencia $E > 0.20$, las relaciones iniciales de operación para el eyector son aceptadas.

6. Calculo del Gasto de Descarga (Q_{DIS}) del Eyector

Calculo de flujo de descarga del eyector, se obtiene como:

$$Q_{DIS} = Q_{SUC} + Q_{SUP}$$

$$Q_{DIS} = 349 \text{ m}^3/\text{hr}$$

7. Calculo con Volumen máximo de sólidos en la tubería de descarga del Eyector (CV_{MAX})

En este paso, se calcula la máxima concentración de sólidos que deberá ser transportada en la tubería de descarga, la cual está dada por la expresión (5-7), en donde se utilizaron los parámetros siguientes:

$$S_{GSUCM} = S_{GIN} = 2.0 \text{ (Solo aplica para el caso de bombas sin asistente de corte)}$$

$$S_{GA} = 1.025 \text{ (Paso 4)}$$

$$S_{GSOL} = 2.65 \text{ (paso 4)}$$

$$M = Mop \text{ (Paso 5)}$$

substituyendo los valores en la ecuación:

$$CV_{MAX} = \left[\frac{0.58}{1 + 0.58} \right] \left[\frac{2.00 - 1.025}{2.65 - 1.025} \right] = 0.12$$

y una vez obtenido el valor de CV_{MAX} y sustituyendo valores en la ecuación (5-8) la gravedad específica del material de descarga queda como:

$$S_{GDISJ} = 1.22$$

y la tasa máxima de excavación necesaria se calcula con la expresión (5-9):

$$EXC_{MAX} = \left[\frac{0.15}{1-0.4} \right] * \left(349 \frac{m^3}{hr} \right) = 67.53 \frac{m^3}{hr}$$

8. Carga de presión requerida en la descarga (H_{DIS})

Despreciando los términos relacionados a la bomba de presión, la ecuación (5-10) queda como:

$$H_{DIS} = H_{MJ} + \frac{V_{DIS}^2}{2g} + DEP_{MAX}(S_{GDISJ} - S_{GA})$$

en donde V_{DIS} se puede obtener como:

$$V_{DIS} = \frac{Q_{DIS}}{A_{DIS}} = \frac{349}{0.03} \frac{1hr}{3600s} = 3.14 \frac{m}{s};$$

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta L} \right)_w = \left(\frac{0.01}{0.19 m} \right) \frac{\left(3.14 \frac{m}{s} \right)^2}{\left(2 * 9.81 \frac{m}{s^2} \right)} = 0.037$$

$$C_V = C_{VMAX} = 0.12$$

Utilizando la ecuación (5-12):

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta L} \right)_M = 0.037 * [0.12 * (2.65 - 1) + 1] = 0.030$$

sustituyendo en (5-11):

$$H_{MJ} = 0.030 * 900 m = 27 m$$

Finalmente sustituyendo valores en la ecuación (5-11) y considerando $DEP_{MAX} = 1 m$, H_{DIS} queda:

$$H_{DIS} = 27 \text{ m} + \frac{3.14 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + 1 \text{ m} (2.65 - 1.025) = 28 \text{ m}$$

9. Calculo de Carga de Presión del eyector (H_{SUC})

Este parámetro representa la energía total disponible en la succión del eyector, y se calcula con la expresión (5-14):

$$H_{SUC} = \frac{V_{SUC}^2}{2g} - \left[2 * (L_{SUC}) + 4 \left(\frac{V_{SUC}^2}{2g} \right) \right]$$

$$D_{SUC} = 4'' = 0.102 \text{ m} \text{ (de acuerdo al eyector especificado en el paso 4)}$$

$$A_{SUC} = \frac{\pi * (0.102 \text{ m})^2}{4} = 0.0081 \text{ m}^2$$

$$L_{SUC} = 2 \text{ ft} = 0.61 \text{ m} \text{ (Valor recomendado por Richardson, 1989)}$$

$$V_{SUC} = \frac{Q_{SUC}}{A_{SUC}} = \frac{0.024 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0081 \text{ m}^2} = 2.98 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$H_{SUC} = \frac{\left(2.98 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)^2}{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} - \left\{ 2 * (0.61 \text{ m}) + 4 \left[\frac{\left(2.98 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)^2}{2g} \right] \right\}$$

$$H_{SUC} = -2.58 \text{ m}$$

10. Carga de Presión total a suministrar (H_{SUP})

De acuerdo a la ecuación (5-15), H_{SUP} se determinó como:

$$H_{SUP} = \frac{24 \text{ m} - (-2.58 \text{ m})}{0.43} + 24 \text{ m} = 62 \text{ m}$$

11. Determinación de (Q_{SUP})

El gasto requerido por el eyector para succionar el sedimento depositado se obtiene mediante la ecuación (5-16), en donde primero, el valor de A_{NOZ} se obtiene como:

$$A_{NOZ} = R * A_{MIX}$$

$$A_{MIX} = 0.0873 \text{ ft}^2$$

El parámetro B , se obtiene relacionando el parámetro R de la figura del anexo 6. En este caso $R_o = R$, por lo que para un diámetro de 8" $R=0.246 \rightarrow B=3682.5 \text{ ft}^{5/2}$ y A_{NOX} se obtiene sustituyendo R y A_{MIX} en la ecuación (5-17):

$$A_{NOZ}=0.246*0.0873 \text{ ft}^2=0.0215 \text{ ft}^2$$

Una vez obtenido A_{NOZ} podemos sustituir en la ecuación (5-16) y Q_{SUP} queda como:

$$Q_{SUP} = 3682.5 \frac{\text{GPM}}{\text{pies}^{5/2}} (0.0215 \text{ ft}^2) \sqrt{525 \text{ ft} - (-8.32 \text{ ft})} = 1137 \text{ GPM}$$

(Richardson & McNair, 1981) establecen que Q_{SUP} y Q_{SUPmin} deben presentar una diferencia máxima del 5%.

12. Revisión por cavitación del Eyector

De acuerdo a Silvester and Mueller, (1968) para evitar la cavitación se debe cumplir el criterio dado en la desigualdad (5-1) de acuerdo a los parámetros que se presentan a continuación:

$$H_{SUP}= 58 \text{ m}$$

$$ATMOS= 10.3 \text{ mca}$$

$$VAP= 31.80 \text{ mmHg o } 0.43 \text{ mca (Temperatura de } 30\text{C}^\circ\text{)}.$$

$$H_{SUC} = -2.58 \text{ m}$$

$$V_{SUC} = 2.98 \text{ m/s}$$

$$DEP_{min}=0.5 \text{ m}$$

Sustituyendo en la des. (5-1):

$$L. \text{ Izquierdo} = \frac{62 \text{ m} + 0.5 \text{ m}}{10.3 - 0.43 \text{ m} + 2.58 \text{ m} - \left(\frac{2.98 \text{ m/s}^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}} \right) + 0.5 \text{ m}} = 7.8$$

$$L. \text{ derecho} = \frac{0.95(1 - 0.246)}{M \times R} = 11.3$$

$L. I < LD$ No existe cavitación

13. Calculo de Carga Dinámica Total (T_{DHS})

La carga dinámica total se estima mediante el siguiente procedimiento, de acuerdo a las ecuaciones descritas en el apartado 5.2.13

$$H_{WSS} = \left(\frac{\Delta h}{\Delta L}\right)_{WSS} L_{WSS} + z$$

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta L}\right)_{WSS} = \left(\frac{f}{D_{SUPS}}\right) \frac{V_{SUPS}^2}{2g}$$

$$V_{SUPS} = \frac{Q_{SUP}}{A_{SUPS}} = \frac{0.069 \text{ m}^3/\text{s}}{0.046 \text{ m}^2} = 1.53 \text{ m/s}$$

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta L}\right)_{WSS} = \left(\frac{0.014}{0.46 \text{ m}}\right) \frac{(1.53 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.007$$

Considerando un desnivel máximo de $Z= 3$ metros, H_{WSS} quedaría como:

$$H_{WSS} = \left(\frac{\Delta h}{\Delta L}\right)_{WSS} L_{WSS} + z = (0.012) * 3 \text{ m} + 2 \text{ m} = 2.02 \text{ m}$$

$$V_{SUPD} = \frac{Q_{SUP}}{A_{SUPD}} = \frac{0.069 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.032 \text{ m}^2} = 2.45 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta L}\right)_{WSD} = \left(\frac{f}{D_{SUPS}}\right) \frac{V_{SUPS}^2}{2g} = \left(\frac{0.025}{0.29 \text{ m}}\right) \frac{\left(2.56 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0.0140$$

$$H_{WSD} = \left(\frac{\Delta h}{\Delta L}\right)_{WSD} L_{WSD} = (0.023) * 50 \text{ m} = 1.1 \text{ m}$$

si $H_{SUP}= 61$ m y substituyendo en (5-18), se obtiene:

$$T_{DHS} = 61 \text{ m} + 2.02 \text{ m} + 1.1 \text{ m}$$

$$T_{DHS} = 64.31$$

14. Carga neta positiva de succión (CNPS)

Este parámetro se estimó sustituyendo los siguientes parámetros la ecuación (5-23):

$$Z_{SUPM} = 2 \text{ m}$$

$$V_{SUPM} = 1.53 \text{ m/s}$$

$$VAP = 0.42 \text{ m}$$

$$ATM = 10.33 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$CNPSd = 10.33 \text{ m} - 0.42 \text{ m} - 2.4 - 2 - \left(\frac{1.53^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}} \right)$$

$$CNPSd = 6.76 \text{ m}$$

15. Selección del equipo de bombeo

Los parámetros de diseño del equipo de bombeo de acuerdo a los parámetros estimados son:

Q _{SUP}		TDHS	CNPS _d
GPM	m ³ /hr	m	m
1160	262	65	6.76

Y la expresión para calcular la potencia teórica en unidades del SI de una bomba está dada por:

$$P_b = \rho g Q T_{DHS} \quad (5-24)$$

Por lo que sustituyendo en 5-24:

$$P_b = 1025 * 9.81 * \left(262 \frac{\text{m}^3}{\text{hr}} \frac{1 \text{ hr}}{3600 \text{ s}} \right) * 65 \text{ m} =$$

$$P_b = 47000 \text{ W} \left(\frac{1 \text{ HP}}{746 \text{ W}} \right) = 63 \text{ HP (Potencia teórica)}$$

Sin embargo, hasta este paso no se ha considerado la eficiencia de la bomba, por lo que para la selección de un equipo comercial se recurre a las guías de apoyo para selección de bombas de la marca Ampco Pump Company, obteniendo como resultado la bomba con las siguientes características:

Tamaño: 8 x 10 x 15^a

MODELO: 410 1 STG SPLIT CASE

Velocidad de sinc. 1800 rpm

Aspiración: 250 mm

Descarga: 200 mm

Evaluación de rendimiento:					
Caudal m³/hr	Velocidad rpm	Altura m	Rendimiento %	Potencia kW	NPSH r m
314	1775	63,9	69	79,2	3,37
262	1775	65,1	63	73	3,09
210	1775	66,1	56	66,7	2,83
157	1775	66,6	47	60	2,61
105	1775	---	---	---	---

Figura 8-5. Evaluación del rendimiento de la bomba seleccionada