39016

MFN-184

GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE SANTA FE

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CONTRATO Nº 2515

FACTIBILIDAD TECNICO ECONOMICA PARA LA NAVEGACION CON ULTRAMARINOS EN EL TRAMO SANTA FE PUERTO SAN MARTIN DEL RIO PARANA

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
BIBLIOTECA
Dr. Manuel
Belgrano

O/H.35
P29
v. Def.
I
H.341
x.12

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS HIDRICAS

SANTA FE, Mayo de 1994

Ministerio de Cultura y Educación
Universidad Nacional del Litoral

FACULTAD DE INGENIERIA
Y CIENCIAS HIDRICAS
Ciudad Universitaria

Nota Nº 759 94
Expte. Nº

Santa Fe, 19 de mayo 1994.

Sr. Secretario General
Consejo Federal de Inversiones
Ing. Juan CIACERA
(At. Ing. LANDO)
S/D

C. F. I.
INGRESO
23 MAY 1994
Nº 3139

Me resulta grato dirigirme a Usted en relación al contrato Nº 2515 "Factibilidad Técnico Económica para la Navegación con Ultramarinos en el Tramo Santa Fe Puerto San Martín del río Paraná".

Al respecto, adjunto a la presente remitimos para Vuestra consideración el Informe Definitivo (ocho ejemplares) de dicho trabajo.

El atraso de una semana en el envío de este, se debe a problemas que se presentaron en la impresión.

Sin otro particular, lo saludo muy atte.-

Ing. JULIO CESAR T...
DECANO

Domicilio Postal: C.C. 495 - 3000 Santa Fe - República Argentina
Teléfonos: 042 - 21384 - 042 - 38701 - 042 - 27774 - Fax: (54) (42) 552494

FACTIBILIDAD TECNICO ECONOMICA PARA LA NAVEGACION CON ULTRAMARINOS EN EL TRAMO SANTA FE PUERTO SAN MARTIN DEL RIO PARANA

INGENIERÍA FLUVIAL

Equipo de trabajo:

Ing. Héctor H. **PRENDES** (Director)

Ing. José **HUESPE**

Ing. Mario I. **SCHREIDER**

Ing. Mario L. **AMSLER**

Ing. Ricardo O. **AGUIAR**

PTC. Mario **GARDIOL**

Sr. Horacio P. **SUPPO**

Ing. Pablo **CACIK**

Ing. Felipe **FRANCO**

Ing. Horacio **TONIOLO**

Ing. Mónica **BARBERIS**

Hid. Horacio **GAUDIN**

Sr. Gustavo **PORRO**

Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas

Universidad Nacional del Litoral

Santa Fe, Diciembre de 1993

FACTIBILIDAD TECNICO ECONOMICA PARA LA NAVEGACION CON ULTRAMARINOS EN EL TRAMO SANTA FE PUERTO SAN MARTIN DEL RIO PARANA

Agradecimientos:

La Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) de la Universidad Nacional del Litoral (UNL) agradece a los siguientes organismos y empresas por el suministro de información utilizada en el presente estudio:

* Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (DNCPyVN).
* Ente Autónomo del Puerto de Santa Fe.
* Federación Argentina de Coopoerativas Agrarias.
* Cámara Arbitral de Cereales de la Bolsa de Comercio de Santa Fe
* Agencia Marítima SARSOTTI S.A.
* Agencia NORMAN Hnos.
* Firma Cerealera GRIMALDI-GRASSI

Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas

Universidad Nacional del Litoral

Santa Fe, Diciembre de 1993

FACTIBILIDAD TECNICO ECONOMICA PARA LA NAVEGACION CON ULTRAMARINOS EN EL TRAMO SANTA FE PUERTO SAN MARTIN DEL RIO PARANA

Indice General

TOMO I: INGENIERIA FLUVIAL

TOMO II: INGENIERIA FLUVIAL (Figuras y Tablas)

TOMO III: INGENIERIA FLUVIAL (Planos)

TOMO IV: EVALUACION ECONOMICA

Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas

Universidad Nacional del Litoral

Santa Fe, Diciembre de 1993

FACTIBILIDAD TECNICO ECONOMICA PARA LA NAVEGACION CON ULTRAMARINOS EN EL TRAMO SANTA FE PUERTO SAN MARTIN DEL RIO PARANA

TOMO I

INGENIERIA FLUVIAL

INDICE

Introducción

1.1 Recopilación y análisis de información y antecedentes en Ingeniería.

1.1.1 Canales de Acceso a Puertos.

1.1.1.1 Puerto de Santa Fe.

1.1.1.2 Puerto de Diamante.

1.1.2 Ruta troncal km. 456 - 584.

1.1.2.1 Paso Tragadero

1.1.2.2 Paso Tragadero-Vinculación Animas

1.1.2.3 Paso Animas Paracao

1.1.2.4 Paso Arriba Alvear

1.1.2.5 Paso Raigones

1.1.2.6 Paso Abajo Diamante

1.1.2.7 Pasos Varios Zona Tacuaní

1.1.2.8 Paso Abajo Tacuaní

1.1.2.9 Paso Paranacito

1.1.2.10 Paso Correntoso

1.1.2.11 Paso Abajo Correntoso

1.1.2.12 Paso Copello

1.2 Mediciones de campo complementarias.

1.2.1 Tareas de campaña.

1.2.2 Tratamiento de información de campo.

1.2.3 Resultados de las mediciones.

1.3 Determinación de niveles de referencia.

1.3.1 Introducción.

1.3.2 Recopilación y análisis de antecedentes e información hidrométrica.

1.3.3 Análisis estadistico de alturas.

1.3.3.1 Alturas medias anuales y mensuales

1.3.3.2 Determinación de valores caracteristicos

1.3.3.3 Curvas de duración de alturas en los Puertos

1.3.4 Referencias Bibliográficas

1.4 Cálculo de volúmenes de sedimentación.

1.4.1 Metodología de cálculo.

1.4.1.1 Variación de capacidad de transporte longitudinal.

1.4.1.2 Efecto por la no alineación del canal respecto a la dirección de corriente.

1.4.1.3 Efecto de los taludes laterales.

1.4.1.4 Análisis de sensibilidad del modelo sedimentológico.

1.4.2 Aplicación del modelo sedimentológico.

1.4.2.1 Paso abajo Correntoso.

1.4.2.2 Paso Paranacito.

1.4.2.3 Paso abajo Tacuaní.

1.4.2.4 Paso Tacuaní (km 504 - 512).

1.4.2.5 Paso Tacuaní (km 512 - 515).

1.4.2.6 Paso abajo Diamante.

1.4.2.7 Paso Vinculación Tragadero - Animas.

1.4.2.8 Paso Tragadero.

1.4.3 Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe

1.4.3.1 Introducción.

1.4.3.2 Información recopilada.

1.4.3.3 Estimación preliminar de volúmenes sedimentado.

1.4.3.4 Obtención y tratamiento de la información de campo

1.4.3.5 Cálculo de los volúmenes de sedimentación

1.4.3.5.1 Tramo Exterior.

1.4.3.5.2 Canal de Acceso.

1.4.3.5.3 Volúmenes totales de sedimentación.

1.4.3.6 Análisis de la influencia de una obra de corrección sobre los volúmenes sedimentados en el Tramo Exterior.

1.4.3. Conclusiones y recomendaciones.

1.5 Optimización del mantenimiento.

1.5.1 metodologia de cálculo del mantenimiento optimizado.

1.5.2 volúmenes de mantenimiento optimizado.

1.5.3 volúmenes de mantenimiento para otros pasos.

1.5.4 ubicación del material extraido.

1.6 Incremento de los volúmenes de mantenimiento.

1.6.1 Estimacion de las alturas y longitudes de dunas.

1.6.2 Resultados obtenidos y conclusiones.

1.7 Volúmenes de construcción.

1.7.1 Pasos actuales.

1.7.2 Otros pasos para calados mas profundos.

1.7.3 Canal de acceso al puerto de santa fe.

1.8 Conclusiones

1.8.1 Calados esperables

1.8.2 Costos de dragado totales de la ruta

1.8.3 Obras de ingeniería

1. INGENIERIA FLUVIAL

INTRODUCCION

El presente estudio fue desarrollado por la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) de la Universidad Nacional del Litoral (UNL) para la provincia de Santa Fe a través de un Contrato de Obra entre la UNL y el Consejo Federal de Inversiones (CFI) (Expte Nº 2515 del 18 de mayo de 1993).

En virtud del llamado a licitación pública internacional para la concesión de la ruta troncal de navegación de ultramar por sistema de peaje, que decidió el Gobierno Nacional a mediados de junio de 1993, la Provincia de Santa Fe, a través de la Subsecretaría de Transporte, solicitó modificar el plan de trabajos originalmente previsto, de manera tal que para el diseño de la ruta se tuvieran en cuenta las características de la concesión.

El presente estudio tiene como objetivo analizar la factibilidad técnica y costos resultantes para incrementar el calado de la ruta entre los Km 460 y 584, incluyendo el Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe, para garantizar la navegación con ultramarinos.

Los costos de construcción y mantenimiento del canal navegable se efectuaron para distintas alternativas de calado, desde 20 hasta 28 pies referidos a un nivel de pelo de agua con el 80% de probabilidad de ser superado.

1.1 RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACION Y ANTECEDENTES EN INGENIERÍA

En virtud de que los canales de acceso a los Puertos quedan exceptuados del mantenimiento por parte del concesionario de la ruta, pasando de esta manera a ser exclusiva competencia de los respectivos Puertos, se ha considerado conveniente separar su análisis, diagnóstico y posibles soluciones de la problemática presentada en la ruta navegable troncal.

1.1.1 CANALES DE ACCESO A PUERTOS

1.1.1.1 Canal de acceso al Puerto de Santa Fé

El mismo consiste en un canal artificial, transversal al valle de inundación en la margen derecha del río Paraná, que une al río Colastiné con el Puerto de la ciudad de Santa Fe. Fue construido entre los años 1904 y 1910 para posibilitar el ingreso de ultramarinos de hasta 25 pies de calado. En el Plano Nº 1.1.1 se puede observar su ubicación en planta en relación a la ruta de ultramar.

Debido a sus características hidráulicas y sedimentológicas siempre necesitó de trabajos de dragado de mantenimiento para extraer volúmenes de sedimento que ingresando desde el río Colastiné se depositan en su interior.

Hasta la década del '50 estos volúmenes de dragado se mantenían en valores aproximadamente constantes pero a partir de entonces se comenzaron a incrementar fuertemente.

Este hecho desencadenó una serie de programas de mediciones y estudios para determinar su causa y encontrar una solución, la mayoría de ellos se desarrollaron durante la década del '70, entre los cuales cabe citar:

a) "Modelo hidráulico del tramo exterior - Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe", Ing. Cabral, 1970.

b) "Antecedentes del Puerto de Santa Fe", Ing.Cabral, 1970.

c) "Observaciones y estudios en el marco del Proyecto Mejoramiento de la navegación del Río Paraná", DNCP y VN, 1970 - 77.

d) "El complejo Fluvial Santa Fe - Paraná. Informe preliminar para un estudio en modelo", INCYTH - UNESCO, 1970.

e) "Consideraciones para el mejoramiento del acceso al Puerto de Santa Fe", Diaz Marta, 1971.

f) "Complejo Paraná - Santa Fe en régimen permanente", M.B.Zand, 1973.

g) "Caudales del Complejo Santa Fe - Paraná", P.J.Colyer.

h) "Estudio del sistema fluvial Paraná - Santa Fe. Trabajos de campaña y análisis preliminar de datos", INCYTH, 1974.

I) "Estudio sobre la colmatación del canal de acceso al Puerto de Santa Fe", Zand y Colyer, 1974.

j) "Primer informe del consultor del Proyecto Mejoramiento de la Navegación del Río Paraná", M.Thorn, 1975.

k) "Colmatación del canal de acceso al Puerto de Santa Fe - Causas y Soluciones", E.Navntoft, 1976.

l) "Reporte sobre el canal de acceso al Puerto de Santa Fe", O. Ogienko, 1976.

ll) "Colmatación del canal de acceso al Puerto de Santa Fe. Curvas de Sedimentación y Análisis de Soluciones propuestas", INCYTH, 1976.

m) "Estudios del canal de acceso a Santa Fe y propuestas para reducir su embancamiento ", M. Diaz Marta, 1977.

n) "Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe - su problemática de conservación", D. H. Paulin, 1984.

o) "Propuesta de mejoras para el tramo exterior del Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe", Asoc. de Ingenieros (Sta. Fe), 1986.

p) "Alternativas de solución al problema del tramo exterior del Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe", Weber y Rivera, 1987.

q) "Sobre los problemas del Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe", DNCPyVN, 1988.

r) "Análisis de factibilidad del transporte de cargas por el Río

Paraná", Port and Waterways Institute, Lousiana State University (USA), 1987.

s) "Relevamientos batimétricos, mediciones de caudales y cómputo de volúmenes de dragado de mantenimiento del Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe", DNCPyVN, 1905-1993.

Entre los antecedentes citados mas arriba se encuentran desde simples notas o reportes hasta estudios con mayor grado de elaboración. Algunos mas antiguos han quedado incluidos en los mas nuevos. A continuación se presenta un resumen del contenido de alguno de ellos considerados como más pertinentes al caso, extractando las partes que se consideran más apropiadas.

Trabajo:

ON SILTATION OF CANAL DE ACCESO A PUERTO SANTA FE CAUSES AND SOLUTIONS.

Autor: K.E.NAVNTOFT (consultor de PNUD para el Proyecto ARG/73/023/c)

Fecha: SETIEMBRE 1976.

El objetivo de la consulta fue investigar las causas del incremento de sedimentación en el canal de acceso incluido el tramo exterior o boca del mismo y obtener conclusiones que permitan disminuir o eliminar el problema.

El autor comenta que el canal construido entre 1904 y 1910 permitía el ingreso de naves con 25 pies de calado referidos al nivel medio de

aguas bajas. El volumen de mantenimiento hasta 1947 no es detalladamente conocido, a partir de entonces y hasta 1975 el volumen de mantenimiento promedio anual fue de 783.000 m3 con valores extremos de 0 en 1959 y 2.840.000 m3 en 1951.

El autor resume la evolución morfológica del canal desde su construcción hasta 1975 en los siguientes aspectos:

- A través del tiempo el Río Colastiné cambió su morfología en la zona de la boca del canal. Se formó la isla La Tona cerrando la parte oeste del río con lo cual aparece el llamado tramo exterior y el canal se alarga.

- En la década del '30 el Río Colastiné se bifurcaba en 2 brazos aguas arriba de la isla La Tona, el brazo oeste que alimentaba el tramo exterior del canal fue artificialmente inducido a cerrarse mediante el hundimiento de embarcaciones. El autor apunta que la influencia de este hecho sobre la evolución morfológica natural a largo tiempo es de dudosa relevancia.

- Por otra parte la construcción del Puerto indujo una apertura del Canal de Derivación Norte y la actividad antropica abrió considerablemente la sección del entonces pequeño Canal de Derivación Sur.

El autor analiza valores de niveles de agua en diferentes puntos del sistema. A partir de valores de pendientes hidráulicas, aplicando cálculos teóricos y verificaciones de campo determina que:

- Para alturas inferiores a 5,00 m en el hidrómetro del Puerto de Santa Fe, el Canal de Acceso presenta caudales hacia el puerto variables entre

200 y 400 m3/s, para el período 1970 - 1976.

- Durante el período 1928 - 1939 según los datos disponibles se induce que el escurrimiento en el canal de acceso era frecuentemente desde el puerto hacia la boca.

- Entre 1905 y 1941 se observa una tendencia de aumentar las diferencia de niveles entre los hidrómetros de Santa Fe y Paraná de 0,8 cm/año, en promedio.

En cuanto al aspecto sedimentológico el autor señala que el agua ingresa por la boca del canal con una concentración promedio de carga de lavado (sedimentos finos) de 150 ppm, deposita en el orden de 10 ppm en el tramo exterior, y 5 ppm en boca interior, el resto (135 ppm) sigue transportado por la corriente hacia el Canal de Derivación Sur donde se mezcla con concentraciones de 109 ppm que provienen de la Laguna Setubal, a través del Canal de Derivación Norte.

Respecto de las causa mas importantes de la sedimentación el autor comenta que la disminución de la velocidad de la corriente crea condiciones propicias para que sedimente el material arenoso y por fenómeno de floculación sedimenta una parte importante de la carga de lavado. Fundamenta esta apreciación efectuando algunos cálculos de sedimentación de material cohesivo usando la metodología desarrollada por E. Partheniades y colaboradores.

Según cálculos estima que el centro de gravedad de los depósitos por floculación de los sedimentos ingresados al canal como carga de lavado

estaría entre 2,6 y 3,9 km desde la boca; valores comparables a la posición de los centros de gravedad de los grandes volúmenes de dragado en esa fecha, mas aún contemplando que ingresa una importante cantidad de arenas en suspensión y transportadas por fondo.

Como solución al problema el autor sintetiza que, habiéndose comprobado que la sedimentación es causada por el ingreso neto de sedimentos del Río Colastiné, es posible encontrar soluciones que reduzcan los volúmenes de sedimentación e incluso lo eliminen. Cualquier reducción en el ingreso de aportes sólidos del río Colastiné reducirá la sedimentación e incluso una reversión del flujo la eliminará por completo. A partir de ello, para lograr estos resultados surge la necesidad de incrementar el nivel de agua en el Puerto de Santa Fe.

Propone una obra de ingeniería para regular el caudal entrante al Canal de Derivación Sur, adicionalmente sugiere cerrar todas las posibilidades de descarga lateral del Canal de Acceso y tramo exterior.

Aconseja analizar distintos tipos de estructuras y respuestas del sistema mediante modelación física.

Tomando una situación real como ejemplo en la cual el caudal del Canal de Acceso fue de 400 m3/s hacia Santa Fe y aplicando una obra de control en Canal de Derivación Sur que sobreeleve aprox. 10 cm el nivel del Puerto de Santa Fe se podría invertir el caudal del Canal de Acceso con un valor de aprox. 150 m3/s. Esto además significaría que el río Colastiné aportaría 550 m3/s adicionales al sistema Tragadero mejorando con ello las posibilidades de autodragado del Paso.

Trabajo:

REPORTE SOBRE CANAL DE ACCESO AL PUERTO DE SANTA FE

Autor: OLEG OGIENKO (Consultor de Naciones Unidas para el ARG 31 del PNUD)

Fecha: Diciembre de 1976.

El trabajo describe las condiciones, a la fecha de su realización, del Río Colastiné, Canal de Acceso, Río Coronda y Río Santa Fe. Para ello se basa en inspecciones de campo consultas con personal de la DNCPyVN, y datos suministrados por la misma repartición. Establece un aumento de concentraciones de sedimentos suspendidos durante los períodos de aguas altas. Comenta la formación y desarrollo de la isla La Tona que actualmente afecta al tramo exterior del Canal de Acceso; y el cierre del brazo derecho del Río Colastiné con lo cual se generó el tramo exterior del Canal de Acceso de aproximadamente 1.300 mts de longitud.

Describe la ocurrencia de flujo transversal al canal durante las crecientes, actuando el mismo como trampa de sedimentos. Comenta que el agua regularmente fluye hacia el puerto de Santa Fe con velocidades promedio de 0,4 m/seg pero que en distintas oportunidades el flujo se invierte durante períodos muy cortos.

Establece que el principal motivo de sedimentación es que la corriente en el Río Colastiné se mantiene con velocidades importantes y al ingresar al canal de acceso la brusca disminución o pérdida total de velocidades produce la sedimentación.

A partir de este concepto establece como una alternativa de solución mantener en el canal velocidades importantes con lo cual se reduciría la sedimentación, a pesar de que ingrese agua del Río Colastiné. Otra alternativa de solución planteada es evitar que el agua del Colastiné ingrese al Canal.

A partir de estas dos posibilidades de solución plantea seis alternativas de obra a saber:

1) **Regulación de corriente en la Laguna Setubal:** para evitar la sedimentación determina que es necesario una velocidad saliente en el canal de acceso de 0,26 mts/seg. que para lograrse sin un dique en el canal de Derivación Sur sería impracticable.

2) **Regulación del ingreso de agua por el Canal de Derivación Sur:**
El autor estima que para mantener un flujo que no deposite sedimento en el canal, durante aguas bajas del Río Salado, el Río Coronda quedaría sin suficiente caudal sanitario, motivo por el cual el cierre del canal de derivación sur debe ser controlado, y a pesar de ello se producirían sedimentaciones en el canal de Acceso. Para esta obra estima un costo de aprox. U$S 6.300.000.

3) **Esclusa en el Canal de Acceso:** Advierte la necesidad de abrir las esclusas en aguas bajas para poder alimentar con caudal sanitario al Río Coronda y la necesidad de sobreelevar la isla La Tona para evitar la circulación de agua en el canal durante crecientes. Establece como necesario una esclusa de 250 mts de longitud 30 mts de ancho y 10 mts de profundidad y determina un costo de aproximadamente U$S 17.000.000.

4) **Alargamiento del Canal de Acceso para obtener una pendiente permanente hacia el río Paraná:** El autor determina una longitud de aproximadamente 15 Km de nuevo canal y que el mismo desemboque en el Río Paraná Viejo, pero desestima la alternativa por cuanto no se podrá alimentar al Río Coronda durante aguas bajas para lograr un caudal mínimo sanitario del mismo.

5) **Aumento de velocidad hacia Santa Fe en el Canal mediante obra de corrección en la boca exterior y Río Colastiné:** Para ello el autor propone llevar el canal a las condiciones hidráulicas imperantes en 1910 mediante obras de dragado y corrección de la actual isla La Tona. Para ello propone reactivar el brazo derecho mediante dragado y sobreelevar la isla la Tona o banco mediante espigones de piedra y refulado. Estima un costo total de aproximadamente U$S 19.000.000.

6) **Construcción de una parte nueva del Canal de Acceso:** El nuevo tramo partiría del río Colastiné aproximadamente 2,9 Km aguas arriba de su inicial desembocadura, para ello propone dragar un nuevo canal de 2,4 Km de longitud y construir obras de corrección totalizando una inversión de U$S 8.000.000.

Como conclusión el autor sugiere ejecutar esta última variante.

Trabajo:

COLMATACION DEL CANAL DE ACCESO AL PUERTO DE SANTA FE

Organismo Ejecutor: SUBSECRETARIA DE RECURSOS HIDRICOS
INSTITUTO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNICA
HIDRICAS-LABORATORIO DE HIDRAULICA APLICADA

Fecha: Año 1976

Objetivo: Analizar el proceso de colmatación del canal de acceso y propuestas de solución al problema.

Contenido: Curvas de sedimentación anuales en función de velocidades medias en el canal de acceso, para predecir el volumen de mantenimiento ante diferentes alternativas de obras. Las mismas fueron obtenidas en forma empírica en base a datos observados.

Resultados:

I) El canal funciona como un decantador de sedimento, según las velocidades de 0,4 m/s, en las peores condiciones. Tanto un aumento como una disminución de velocidades disminuiría los volúmenes de mantenimiento. No obstante, el aumento de velocidad traería mayor aporte de sedimento al Puerto y problemas a la navegación, por lo que concluye que la solución pasa por disminuir las velocidades de ingreso de agua desde el Colastiné.

II) A tales efectos se analizaron diferentes alternativas de Proyecto como:

1) **Compuerta o esclusa en Canal de Acceso**

<u>Ventajas:</u> Prácticamente anular el ingreso de sedimentos al canal

<u>Inconvenientes:</u> Costo elevado. Descenso de niveles importantes en Puerto Santa Fe durante bajantes (aprox. 2 m). Afectaciones ecológicas del sistema incluyendo Río Coronda.

2) **Construcción de un dique de Derivación Sud para reducir y/o invertir el caudal en el canal de acceso.**

Ventajas:

a) Obra de menor costo que la anterior.

b) No presenta problemas de niveles en el Puerto Santa Fe.

c) Involucra reducciones importantes en el volumen de sedimentación del canal que van del 40 al 90 %.

Inconvenientes:

a) Afectación ecológica y a la navegación del Río Coronda que debe resolverse.

b) Costo de obra.

c) Sobreelevación de los niveles en Laguna Setubal durante crecientes.

3) **Trabajos de corrección del Aº Leyes para incrementar el aporte a la Laguna Setubal.**

Inconvenientes:

a) Mayores aportes de sedimento a la Laguna Setubal.

b) Afectaciones durante crecientes.

4) **Cierre del Río Coronda aguas abajo de la desembocadura del Río Salado.**

Comentario: es similar al punto 2) con la desventaja adicional para evacuar crecidas del Río Salado.

5) **Reubicación del tramo exterior del canal y cierre del río Paraná Viejo aguas arriba de la desembocadura del canal modificado.**

6) **"Realineación del Río Colastiné en la boca exterior".** El trabajo cita otra fuente comentando que dicha obra no sería económicamente factible frente a los dragados de mantenimiento.

7) **"Provisión de un nuevo canal de aporte al Río Coronda".**
El estudio cita notas del autor de la idea indicando que no es económicamente conveniente.

Conclusiones: El estudio sugiere como medida más promisoria la construcción de un dique en el Canal de Derivación Sud.

Trabajo:

ESTUDIOS DEL CANAL DE ACCESO A SANTA FE Y PROPUESTAS PARA REDUCIR SU EMBANCAMIENTO.

Autor: Manuel DIAZ MARTA (Director Proyecto Mejoramiento de la Navegación del río Paraná) ARG 31 PNUD

Fecha: Enero de 1977.

En el trabajo se aportan comentarios como consecuencia del análisis de antecedentes hasta la fecha.

Describe el origen del problema y los esfuerzos llevados a cabo por la DNCPyVN tanto sea en mediciones, estudios y obras para poder resolverlos. El autor cita que en 1971 tras analizar varias alternativas

de solución propuso como más indicada la construcción de una presa reguladora en el origen del Río Coronda, con compuertas regulables para evitar el ingreso de agua del Río Colastiné al Canal; cita un informe del consultor Michael Thorn de 1975 que comenta favorablemente esta alternativa.

Sobre la variante de obra de vertedero libre en el Canal de Derivación Sur que asegure inversión de flujo en el canal de Acceso, propuesta por Navntoft, cita como incovenientes:

a) Que el agua de la Laguna Setubal no sale totalmente limpia y que estos sedimentos podrían depositarse en el Canal de Acceso (reafirmando una idea del consultor Ogienko).

b) Que en el Canal de Derivacion Norte podrían ocurrir depósitos de sedimentos debido al cierre parcial del Canal Sur mediante el umbral.

c) Sobreelevación de niveles no controlables en zona del puerto.

d) Afectación a la navegación y ecología del Río Coronda.

Sobre la alternativa de solución propuesta por Ogienko cita como inconvenientes:

a) La sedimentación en el mismo canal seguirá siendo importante

b) El caudal del Río Colastiné derivado al Río Coronda perjudicaría el mantenimiento del paso Tragadero.

El autor concluye sugiriendo como mejor alternativa la regulación del

ingreso de agua al canal de Derivación Sur y Río Coronda, con compuertas regulables. A estos fines recomienda continuar con la campaña de mediciones, desarrollar un anteproyecto de obra y la realización de un modelo físico de la zona. A modo indicativo estima para esta obra un costo de U$S 7.500.000 que se incrementa a U$S 10.500.000 si se incluye una esclusa para permitir el paso de una barcaza con remolcador hacia y desde el Río Coronda.

Trabajo:

CANAL ACCESO A PUERTO SANTA FE - SU PROBLEMATICA DE CONSERVACION

Autor: D.H. PAULIN (DNCP y VN - Distrito Paraná Medio)

Fecha: Febrero 1984

El autor enfatiza en la necesidad de solucionar el problema de mantenimiento del Canal de Acceso. A tales efectos cita que mientras en 1945 el dragado de limpieza era de aproximadamente 165.000 m3 en 1979 llegó a 1.700.000 m3 y en 1983 a 1.050.000 m3.

A su vez estima que el aumento de aporte de sedimentos al tramo es originado, entre otras cosas, por un erróneo manejo del sistema, especialmente el dragado del canal de Derivación Sur, en río Santa Fe y Riacho Hospital, para la construcción de obras de relleno y explotación de canteras de arenas.

Entre los comentarios de mayor interés cita que antiguamente hacia la década del '30 el Río Santa Fe sumado al Riacho Hospital totalizaban un área de descarga de aproximadamente 260 m2 referidos al cero del hidrómetro de Santa Fe.

A la fecha del informe, el autor estima que dichas áreas se han cuatriplicado como consecuencia de obras de dragado de la DNCP y VN y particulares.

Cita que entre los años 1933 y 37 se extrajeron 180.000 m3, entre 1948 y 1954 6.500.000 m3, y entre 1963 y 1968 cerca de 2.000.000 m3 totalizando aproximadamente 8.700.000 m3 que sumados a la actividad económica de las areneras de la zona explican sobradamente el aumento de sección inducida del canal de Derivación Sur.

El autor asevera que la regulación natural del sistema hasta 1951 era tal que en promedio el caudal de ingreso por el Canal de Acceso producía sedimentaciones que se podían extraer con una pequeña draga a Cangilones de la empresa particular que mantenía el canal, ayudada por el dragado de la DNCPyVN en la boca exterior, pero solo cada 2 ó 3 años.

A partir de los grandes volúmenes dragados desde 1953 en el Canal de Derivación Sur, sumados al atrofiamiento de alimentación de agua a través de la Laguna Setubal ocasionaron un aumento considerable de ingreso de caudales por el canal de Acceso y en consecuencia los grandes volúmenes de dragado para su mantenimiento.

El autor opina que es necesario controlar al sistema donde artificialmente se lo alteró, o sea en el Canal de Derivación Sur, y para ello propone:

a) Prohibir totalmente toda obra de dragado en el canal de Derivación Sur.

b) Ordenar que el material extraído en boca interior, para su mantenimiento, se deposite en la boca del Canal de Derivación Sur.

c) Que todo el material extraído del Canal de Acceso, especialmente en el tramo exterior, no se refule a la isla sino que se conduzca en cántaras y deposite en la boca del Canal de Derivación Sur.

De esta manera el autor estima que en dos décadas el sistema se podría reconvertir a su condición natural

Trabajo:

ANALISIS DE FACTIBILIDAD DEL TRANSPORTE DE CARGA POR EL RIO PARANA

Autor: PORT AND WATERWAYS INSTITUTE. LOUSIANA STATE UNIVERSITY (USA)

Fecha: 1987

El estudio fue implementado mediante un acuerdo de cooperación técnica entre la Provincia de Santa Fe y el Estado de Lousiana. El estudio es amplio en los aspectos económicos y sociales pero sin mayor dedicación a la ingeniería fluvial.

En tal sentido se considera apropiado extraer las siguientes referencias.

Con respecto al Puerto de Santa Fe el informe destaca que la zona de maniobras es insuficiente para los buques ultramarinos tipo Panamax, en cuyos casos sería necesario alargarlas como mínimo entre 40 y 50 metros. En el Canal de Acceso la navegación con ultramarinos es dificultosa, los

mismos emplean 3 hs para transitarlo y necesitan de la ayuda de 2 remolcadores.

Con respecto a distintas alternativas de calado el estudio de referencia considera dos casos: 24 pies y 28 pies, hasta el Puerto de Santa Fe. Para el primer caso cita que en el período 1977 - 1986 hubo un requerimiento de dragado anual promedio de 800.000 m3 para el Canal de Acceso y 2.300.000 m3 para el tramo km 584 - 533. Para el segundo caso, el estudio estima un volumen de 3.700.000 m3/año de mantenimiento para el tramo Puerto de Santa Fe - km 533, de los cuales 1.100.000 m3/año corresponderían al Canal de Acceso.

Los calados son efectivos,destacando que para referirlos al cero local habría que restarles 8 pies.

Trabajo:

RELEVAMIENTOS BATIMETRICOS, MEDICIONES DE CAUDALES Y COMPUTO DE VOLUMENES DE DRAGADO DE MANTENIMIENTO DEL CANAL DE ACCESO AL PUERTO DE SANTA FE

Autor: DNCPyVN - Distrito Paraná Medio.

Fecha: 1905-1993.

Sin dudas, este es el antecedente más valioso con que se cuenta para el presente estudio, ya sea por que refleja la evolución natural e iducida artificialmente del sistema desde su construcción hasta la fecha, como así también porque constituyó la información de base más importante para que varios autores pudieran desarrollar sus estudios.

El detalle de la información batimétrica, hidráulica y de volúmenes de dragados efectuados por la DNCPyVN, Distrito Paraná Medio, desde sus orígenes hasta la fecha es cuantiosa; su recopilación y análisis desde 1904 hasta la actualidad es una tarea que, en esta oportunidad, se considera innecesaria por varios motivos, entre los cuales cabe citar:

- Dicha información fue reiteradamente analizada a través de estudios anteriores citados como antecedentes.

- Todos los antecedentes citados anteriormente coinciden en las causas que originan los volúmenes de sedimentación en el canal.

- Las condiciones hidráulicas y morfológicas dinámicas del sistema hacen que las actuales características del problema, especialmente en tramo exterior, sean diferentes a las históricas.

En virtud de lo expuesto, si bien la información histórica más antigua es fundamental para analizar el problema desde sus orígenes, esta etapa se considera superada a través de los antecedentes analizados. No así para la evolución histórica más reciente, desde 1975 hasta la fecha, donde grandes cambios tanto en el régimen hidrológico del río como los inducidos por la actividad antrópica han afectado la magnitud del problema, e incluso sus características, en el caso del tramo exterior.

Por este motivo se considera conveniente interpretar la evolución histórica antigua del sistema a través de los antecedentes de la década del '70 y desde entonces hasta la fecha, lo que constituiría la evolución histórica reciente, analizarla a través de la interpretación de las

propias mediciones efectuadas por la DNCP y VN.

En este sentido, a continuación se detallan los principales planos que se recopilaron para analizar:

Plano Nº	Fecha	Zona	Prog. Km	Esc.	Caracte-rísticas
14638	06/88	Antepuerto	591/93	1:2500	General
14795	12/89	Antepuerto	591/93	1:2500	General
14920	09/92	Canal de Acceso	586/92	1:2000	General
14928	11/92	Tramo Exterior	585/86	1:2000	General
14947	02/93	Antepuerto	590/93	1:2000	General
14949	02/93	Tramo Exterior	585/86	1:2000	General
14956	05/93	T.Ext.y Acceso	585/87	1:2000	General

En base a la información morfológica más reciente disponible se confeccionaron los Planos Nº 1.1.2 y 1.1.3 en escala 1:5000, donde puede observarse la planialtimetría del Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe.

En la Figura Nº 1.1.1 se presentan los volúmenes de sedimentos dragados totales, a través del tiempo, para el Canal de Acceso. El mismo ha sido desagregado en dársenas y antepuerto, Boca interior, tramo medio y tramo exterior. Los valores respectivos se grafican en Figuras Nº 1.1.2 a Nº 1.1.5.

Al respecto cabe destacar que los mismos son volúmenes informados y que debido al método con que se estiman (en base a la producción de los equipos a través del rendimiento teórico y tiempo de trabajo) suelen diferir sustancialmente de los volúmenes realmente extraídos.

1.1.1.2. Puerto de Diamante

El Puerto de Diamante no esta ubicado sobre la ruta troncal, para acceder al mismo hay que navegar un pequeño tramo de aproximadamente 800 mts. por un canal de acceso construido sobre la base de un curso natural. El mismo lo constituye el último tramo o desembocadura del Riacho Las Arañas que separándose del cauce principal del Río Paraná en la progresiva km 546 recibe además los aportes de los arroyos Las Arañas, Crespo y La Ensenada.

Las características del curso natural sobre el cual se construye el canal de acceso al Puerto de Diamante favorecen su mantenimiento por cuanto dicho cauce frente al puerto presenta una contracción natural entre la isla del Puerto o Don José y las instalaciones portuarias. No obstante, algunos trabajos de mantenimiento han sido necesarios, según puede observarse en la Fig. Nº 1.1.6. En los años 1977, 1980, 1987 y 1988 se realizaron obras de dragado.

No se conocen antecedentes en los cuales se haya estudiado el problema del canal de acceso al puerto y posible soluciones. Según información recabada extraoficialmente habría dos fuentes de sedimentos a considerar. Por una parte el aportado por el mismo Riacho Las Arañas desde aguas arriba, que si bien proviene de una sección ancha es poco profunda, y por otra, el aporte, aunque no tan voluminoso sistemático, desde la margen del Puerto a través de la descarga de colectores pluviales cargados de sedimentos, erosionados de las barrancas con gran relieve y poca resistencia que durante los períodos de lluvia son disgregados y transportados.

En el Plano Nº 1.1.4 se puede observar las características morfológicas del canal de acceso. El mismo corresponde a un relevamiento de la DNCPyVN de fecha Noviembre de 1990. En dicha oportunidad el determinante era de aproximadamente 5,0 mts. al cero local.

1.1.2 RUTA TRONCAL KM 460 - KM 584

El tramo en estudio correspondiente a la ruta de ultramar está comprendido entre el ingreso al Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe y la progresiva Km 460, en las inmediaciones del Puerto de San Martín (Provincia de Santa Fe) donde comienza el Canal de aguas más profundas.

En el plano Nº 1.1.1 se puede observar el desarrollo del río en planta con la ubicación de los característicos pasos críticos donde son necesarias obras de dragado de mantenimiento.

El resto del tramo no presenta inconvenientes para la navegación de ultramarinos con carga parcial.

En cuanto a radios de curvatura para buques de mediano porte el tramo presenta un canal con anchos suficientes y curvas relativamente suaves que no condiciona la navegación.

Históricamente el ingreso de ultramarinos al Puerto de Santa Fe involucró importantes obras de dragado para el mantenimiento del calado, no solo en el canal de acceso, sino además en varios pasos críticos que continuamente cambian de magnitud y posición acorde a la evolución morfológica natural del río.

Esta evolución morfológica natural es responsable de que algunos pasos que antiguamente eran necesarios dragar tales como Copello, Arriba Tacuaní, Los Pájaros, Arriba Alvear, Angostura Palmar, Paracao, etc. en la actualidad no presenten grandes inconvenientes. Pero en cambio aparecen algunos nuevos, y/o vuelven a tomar vigencia otros que muy antiguamente se dragaban, de tal manera que en la situación actual, los pasos críticos que eventualmente presentan problemas de calado son:

1) Tragadero
2) Tragadero - Vinculación Animas
3) Animas - Paracao
4) Raigones
5) Abajo Diamante
6) Arriba Tacuaní
7) Tacuaní Este
8) Abajo Tacuaní
9) Paranacito
10) Correntoso
11) Abajo Correntoso.

De todos, los 3 primeros y del 6to. al 8vo., seis en total pertenecen a dos clásicas zonas que históricamente siempre involucraron grandes volúmenes de dragado. En la primera de estas zonas, conocida como el nudo de la Paciencia, el Río Paraná se subdivide en cuatro cauces de importancia a saber: Paracao, Animas, Tragadero y Paraná Viejo. En la otra zona, conocida como Tacuaní, el río se subdivide en tres brazos importantes como Tacuaní Este, Tacuaní Oeste y Los Reyes. Esta subdivisión de la corriente y ensanchamiento del cauce producen la clásica

sedimentación del material debido a la pérdida de capacidad de transporte.

Como antecedentes sobre mediciones y estudios anteriores se recopiló información perteneciente a los siguientes trabajos que más adelante se analizan.

a) "Mejoramiento de la Navegación del Río Paraná - Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo". Berger - Brokonsult, 1973

b) "Estudio hidráulico - sedimentológico del Río Paraná en Paso Tacuaní", Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, 1989.

c) "Relevamientos batimétricos, mediciones de caudales y computo de volúmenes de dragado de mantenimiento del canal de navegación Km 456 a Km 584 de la ruta de ultramar". DNCPyVN Distritos Paraná Medio y Paraná Inferior.

Trabajo:

MEJORAMIENTO DE LA NAVEGACION DEL RIO PARANA (Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo)

Autor: BERGER - BROKONSULT A.B.

Fecha: 1973

El trabajo hace una breve reseña sobre la existencia y características de cada uno de los pasos críticos en toda la ruta navegable del Río Paraná.

Entre las Progresivas Km 460 y Km 584, tramo que comprende al

presente estudio, detalla la existencia de los siguientes pasos:

Los Pájaros (Km 471 al 474)

Correntoso (Km 483 al 485)

Paranacito (Km 490 al 495)

Tacuaní (Km 508 al 514)

Angostura Palmar (Km 545 al 552)

Arriba Alvear (Km 560 al 562)

Animas Paracao (Km 570 al 577)

Tragadero (Km 580 al 582)

El informe hace una descripción general del cauce principal y valle del río por tramos. Fundamenta que la mayoría de los pasos críticos surgen como consecuencia de ensanchamientos y/o bifurcaciones de la corriente, con lo cual pierde su capacidad de transporte generando bancos de sedimentos que cambian continuamente de posición.

Para el tramo Km 530 - Km 580 es decir entre la zona de Paso Tragadero y el estrechamiento de Diamante, el estudio remarca por una parte la existencia de una sección muy angosta de control frente a Diamante (600 mts) que explicaría la ocurrencia de pendientes más suaves en el tramo durante los estados de aguas altas y; por otra, un acortamiento del 20% entre la longitud del thalweg nominal y el medido. Esta última observación indicaría una tendencia a disminuir la sinuosidad del cauce principal.

Ambas asociadas inducen a interpretar que en esta zona el río manifiesta una tendencia a la sedimentación por pérdida de la capacidad

de transporte de la corriente.

Trabajo

ESTUDIO HIDRAULICO - SEDIMENTOLOGICO DEL RIO PARANA EN EL PASO TACUANI

Autor: FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS HIDRICAS (UNL)

Fecha: 1989

La DNCPyVN encomendó a la FICH, mediante un convenio de asistencia Técnica, el desarrollo de estudios que permitieran interpretar y eventualmente disminuir las causas de los grandes volúmenes de dragado de mantenimiento del canal de navegación entre las progresivas Km 508 y Km 518.

El trabajo consistió en analizar la evolución morfológica e hidráulica de la zona desde los comienzo de siglo hasta la fecha, utilizando fotografías aéreas, cartas de navegación en escala 1:50.000, relevamientos batimétricos generales 1:10.000 y 1:5.000 y relevamientos longitudinales 1:2500. Con toda la información disponible se realizaron croquis y planos comparativos de secciones y tramos por períodos destacando la evolución de márgenes, islas, thalweg, bancos e intercambio de posición de zonas de erosión y depósito. También se realizó un análisis de la evolución histórica de líneas de corriente a partir de 1975.

A los efectos del presente estudio se considera oportuno extraer del trabajo de referencia los siguientes comentarios:

Paso Tacuaní esta ubicado prácticamente en los límites entre el Paraná medio y el Paraná inferior, no obstante, al igual que Paso Tragadero, en rasgos generales se lo puede caracterizar como un tramo más de una extensa zona del río Paraná comprendida entre las localidades de Goya y Rosario; donde en largos tramos la pendiente del río y las características del sedimento del lecho son prácticamente uniformes.

Respecto a este gran sector del Río Paraná, han sido numerosos los trabajos que lo caracterizan desde el punto de vista geomorfológico e hidráulico. En resumen, se lo puede clasificar como un gran río de llanura de poca pendiente, gran caudal, escurrimiento netamente subcrítico, con cauces entrecruzados, gran número de islas y bancos de sedimentos sueltos, arenas principalmente finas y medias en el cauce, con intercalaciones de limos y poca arcilla en lugares de depósitos sobre márgenes y aguas abajo de las islas. El manto aluvial de sedimentos tiene gran profundidad y una extensión que abarca todo el valle de inundación, dándole al cauce y márgenes las características de fácilmente erosionables. La presencia de material fino limo-arcilloso, que en algunos lugares se observa en las márgenes, incrementan considerablemente la resistencia de las mismas.

En muchos lugares, el cauce se subdivide en dos o más brazos. Como consecuencia de ésto, la sección efectiva total de escurrimiento aumenta y la corriente pierde capacidad de transporte ocasionando depósitos de sedimentos que forman bancos. Estos, a su vez, durante cada creciente tienden a cambiar de posición, produciendo inconvenientes a la navegación por la inestabilidad de la posición de las zonas profundas. Paso Tacuaní es al igual que Paso Tragadero, un buen ejemplo de este problema.

Por otra parte, si bien la característica es de brazos entrecruzados; gran parte del caudal se encauza con cierta meandrosidad dentro del mismo cauce principal. En este sentido pueden observarse ejemplos de cauce principal con tramos relativamente rectos, pero en los que gran parte de la corriente, va divagando entre ambas márgenes con capacidad de modificar la morfología del lecho: corriendo bancos, tapando fosas, erosionando márgenes, etc.. Esta dinámica muy particular hace que, a pesar de observarse que en planta el río permanece relativamente estable, el lecho se modifica continuamente, y la posición de un banco de depósitos relativamente nueva produce cambios importantes en la configuración de la corriente que se va trasladando varios km. aguas abajo. Existe una gran interrelación entre la posición de bancos de sedimentos y zonas profundas, con respecto a la configuración de la corriente; donde ambas variables hacen indistintamente el papel de causa y efecto.

La mayor implicancia que tiene el hidrograma de descarga en la morfología del cauce es debido a que durante aguas altas, cuando mayor transporte de sedimentos se produce, el río aumenta su pendiente hidráulica ya que la corriente acorta mucho su recorrido; de esta manera las zonas profundas en los cruces que se observan en estiaje, con el cauce divagante, en las crecientes se ven tapadas de sedimentos pues actúan como trampas, al no tener la misma orientación que la corriente. Durante este estado de aguas altas, en consecuencia, el lecho incrementa su nivel y luego, cuando el río baja, nuevamente aparecen los problemas para lograr calado en la navegación.

Tomando tramos de varios kilómetros con secciones de control aguas arriba y aguas abajo similares, se puede observar que el flujo neto de

sedimentos en el tramo es nulo. Pero la gran no uniformidad del escurrimiento hace que tomando tramos cortos el transporte de sedimentos sea variable lo cual ocasiona los grandes cambios que se observan. También se puede visualizar una gran no uniformidad en la distribución transversal de la corriente: existen secciones anchas en las que la corriente se concentra solo en una pequeña parte de la misma ocasionando mayor erosión que en otras secciones donde la distribución es más homogénea. La gran variabilidad de la distribución de la corriente, tanto en el sentido transversal como así también en el longitudinal, es responsable de los grandes cambios morfológicos del río. La variabilidad temporal de estos parámetros aceleran este proceso.

En el caso del Paso Tacuaní, la corriente que viene por un solo cauce a su entrada, se encuentra con tres caminos a seguir: cauce principal (Tacuaní Este), cauce secundario (Tacuaní Oeste) y río Los Reyes. Ante esta subdivisión se produce una distribución muy cambiante de los caudales específicos que, en forma general, complica sobremanera los procesos de formación de talweg, bancos e islas. Todo ello ha conducido a una notable variabilidad de las zonas de mayores profundidades y ha dificultado en gran medida la definición de una estrategia óptima de dragado.

Durante todo el período de análisis se ha podido apreciar la existencia permanente de una corriente con elevados caudales específicos contenida dentro del gran cauce del río; donde se verifican velocidades superiores al resto de la masa de agua. Esta corriente concentrada divaga dentro del cauce principal conformando una especie de corriente meandriforme dentro del mismo río. Este último, al observarlo en planta, aparenta un escurrimiento ordenado con sucesivos angostamientos y

ensanchamiento del cauce donde el flujo se concentra y expande respectivamente.

En todos los casos se presentan secciones con áreas totales suficientes como para que el caudal del río produzca velocidades medias que pueden inducir a una idea de "equilibrio", en gran medida engañosa, en cuanto al transporte de sedimentos. En la mayoría de las situaciones, en realidad, la corriente se concentra en un sector limitado de cada sección originando caudales específicos elevados con velocidades suficientes como para transportar el sedimento impuesto, e inclusive, en ocasiones, erosionar el lecho. En el resto de la sección los caudales específicos y velocidades son menores y se puede llegar a producir la situación inversa, es decir depositación. Esta distribución de caudales específicos es altamente cambiante dando lugar, visto el río en planta, en consecuencia, a la configuración meandriforme dentro del cauce principal, a la que se aludía anteriormente. Los procesos sedimentológicos de erosión y depositación están íntimamente asociados a esta dinámica.

En este sentido, en Paso Tacuaní, el cambio más trascendental de todo el período de análisis se produjo en la década del 50, más especifica y aceleradamente entre los años 1955 y 1958. A través de la información analizada se puede observar que esta corriente concentrada o tubo de corriente, a la que se hace referencia, ha trabajado durante varias décadas, desarrollando un gran meandro con curva y contracurva erosionando ambas márgenes. La derecha frente a la Isla El Kito (cauce actualmente abandonado) y la izquierda frente a la Isla Los Huevos. El río, llegó a medir en el tramo por su parte profunda aproximadamente 17 kms. de longitud. Cuando el desarrollo de este meandro de la corriente llegó a tal

magnitud, se produjo un cambio violento que en dos o tres años a partir de 1955 o 1956 tuvo su mayor expresión. Abruptamente, la corriente abandonó el meandro ingresando al tramo por el entonces pequeño brazo de Tacuaní al Este de la Isla El Kito (actual camino de la corriente).

En relación al cambio morfológico de referencia, puede asociarse un gran período de ocho años de aguas bajas, a partir de 1948, seguido por otro, importante en extensión, de aguas altas definidas a partir de 1956 hasta 1962. El cambio hidrológico de importancia se produce a partir del estiaje de septiembre a diciembre de 1955, cuando, el río comienza a crecer y aunque fluctuante se mantiene caudaloso durante los siguientes seis años.

Este comportamiento del río, de intentar acortar camino en aguas altas, es un mecanismo natural, ampliamente estudiado mediante el cual, durante las crecientes, aunque a veces en menor magnitud a la apuntada en la década del 50, el río necesita aumentar su pendiente hidráulica para transportar grandes caudales, aumentando la velocidad más rápidamente que el tirante. Esta diferencia en la distribución de la corriente entre aguas altas y bajas, es en gran parte y en forma general responsable de los problemas de poco calado al final de cada creciente ordinaria, cuando el río vuelve al estado de aguas bajas. Durante aguas bajas el río tiende a encauzarse en un talweg divagante donde se concentra la corriente y lo mantiene limpio de sedimentos. En aguas altas el río tiende a erogar grandes caudales con el menor aumento de tirante posible. Para ello, gana una apreciable cantidad de energía disminuyendo las perdidas por fricción y formas de fondo (disminuye considerablemente el coeficiente de manning), pero además, incrementa notablemente su pendiente hidráulica a expensas

de acortar camino dentro del mismo cauce. La corriente, aunque también divagante, tiende a enderezarse y atraviesa el antiguo talweg, labrado durante aguas bajas, con cierto sesgo o inclinación de manera tal que el canal de navegación, enclavado en la parte profunda actúa como una especie de trampa de sedimentos, principalmente del que se transporta por el fondo (dunas). De esta manera el mismo se tapa aunque no totalmente y al retornar el río a su estado de aguas bajas aparece el clásico problema de calado; que se agudiza en los cruces de la corriente donde el talweg es menos profundo. Es prácticamente imposible evitar esta situación, pero si se podría atemperar tratando de diseñar el canal de navegación, en forma general (esto no incluye particularidades), de manera tal que su alineación durante aguas bajas, aunque dentro del talweg, se aleje lo menos posible de la dirección de la corriente de aguas altas. Esta postura implicaría en varios casos tener que dragar la parte convexa del talweg. Se entiende de que cada tramo requerirá, acorde a sus características, de un análisis específico para aplicar esta idea.

Si bien la obtención de información topobatimétrica es imprescindible para verificar las profundidades, efectuar el seguimiento de los cambios morfológicos y corregir por ende la traza del canal navegable; se considera sumamente importante la ejecución de otras tareas de campo adicionales con el objeto de conocer detalladamente la distribución de la corriente. Esta sugerencia apunta a cuantificar y documentar también la "causa" de los cambios morfológicos y no solo sus "efectos". De esta manera, se podrían estimar, en forma anticipada, los cambios morfológicos del cauce, mediante el análisis de lo que la corriente en forma natural esta tendiendo a realizar. Como ejemplo de utilidad de esta tarea de campo, cabe mencionar que posiblemente contando con este tipo de

información no se hubiera hecho el cambio de ruta a Tacuaní Oeste en 1983 cuyo costo de mantenimiento hasta 1987 significo el dragado de 3600000 m3.

Otro aspecto que sería conveniente cubrir con tareas de campaña es el conocimiento de la granulometría del material del lecho, en la zona del río asociada al canal. Si bien en rasgos generales se conoce que el lecho del río Paraná esta conformado por gran proporción de arenas medias, es posible encontrar determinadas partes del cauce cuyas granulometrías sean sensiblemente más finas o gruesas que las del resto. Pequeñas diferencias en el tamaño medio del grano predominante del lecho dan como resultado grandes diferencias en el transporte de sedimentos. Por otra parte, el tamaño del sedimento depositado en el canal, permitiría corregir hipótesis sobre las tensiones de corte del lecho necesarias para el autodragado.

El análisis de la información disponible no deja lugar a dudas de que pronosticar la evolución de la corriente en Paso Tacuaní (y seguramente en la mayoría de los lugares del río Paraná) implica un conocimiento, continuo y dinámico en el tiempo, de la situación morfológica e hidráulica actualizada. Esto significa que no se puede asegurar la permanencia, indefinidamente en el tiempo de una tendencia observada, aunque ésta se haya manifestado por varios períodos anteriores; pues de repente, un cambio morfológico de aguas arriba o un comportamiento hidrológico del río, no contemplado en el análisis realizado, obliga a cambiar por completo la tendencia observada; ya sea acelerando la migración del talweg en la dirección esperada ó, cambiando por completo el sentido de la evolución. Ante esta expectativa, es recomendable darle a la prognosis de evolución un carácter dinámico destacando que debe corroborarse y/o corregirse continuamente y en todos los casos concentrar la atención en

la evolución a corto plazo o futuro inmediato. Desde este punto de vista resulta prácticamente imposible lograr para Paso Tacuaní un diseño específico del canal de navegación que sea la solución definitiva.

Luego del desarrollo máximo del meandro de la corriente (década del 50) se produjo un corte de camino y enderezamiento de la misma, que permitió el desarrollo de la Isla Nueva sobre margen izquierda frente a la Isla Los Huevos. Aunque con variaciones en el tiempo, la tendencia de esta isla siempre fue la de estrangular la corriente. Esta isla actualmente se observa firme, con buen relieve positivo, en gran parte gracias a la creciente extraordinaria de 1982/83 que aportó sedimentos en cotas altas, zona que luego fue invadida por vegetación arbórea actualmente muy desarrollada. Esta condición favorece el diseño del canal navegable en Tacuaní Este pues, por confinamiento del cauce entre ésta isla y la Isla Los Huevos, la corriente mantiene un canal profundo autodragado en todo el tramo entre los kms. 512 y 515 (antigua zona de problemas).

Como conclusión del estudio se sugirió el cambio de ruta entre las progresivas 512 - 508 que se efectuaba en travesía de margen derecha a margen izquierda, para ubicar la nueva traza del canal sobre margen derecha. Este cambio se efectuó en 1992 y actualmente se utiliza.

Antecedente:

PLIEGO DE BASES Y CONDICIONES PARA LA LICITACION PUBLICA NACIONAL E INTERNACIONAL POR EL REGIMEN DE CONCESION DE OBRA PUBLICA POR PEAJE, PARA LA MODERNIZACION, AMPLIACION,OPERACION Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE SEÑALIZACION Y TAREAS DE

REDRAGADO Y MANTENIMIENTO DE LA VIA NAVEGABLE TRONCAL, COMPRENDIDA ENTRE EL KILOMETRO 584 DEL RIO PARANA, TRAMO EXTERIOR DE ACCESO AL PUERTO DE SANTA FE Y LA ZONA DE AGUAS PROFUNDAS NATURALES EN EL RIO DE LA PLATA EXTERIOR HASTA LA ALTURA DEL KILOMETRO 205,3 DEL CANAL PUNTA INDIO POR EL CANAL INGENIERO EMILIO MITRE.

Autor:

DIRECCIÓN NACIONAL DE CONSTRUCCIONES PORTUARIAS Y VÍAS NAVEGABLES (DNCP Y VN), SUBSECRETARÍA DE PUERTOS Y VÍAS NAVEGABLES, SECRETARÍA DE TRANSPORTE, MINISTERIO DE ECONOMÍA Y OBRAS Y SERVICIOS PÚBLICOS DE LA REPÚBLICA ARGENTINA.

Fecha: Junio 1993

Hacia fines de junio del año en curso el Gobierno Nacional, a través de la Ley Nº 17.520 y modificaciones introducidas por Ley Nº 23.696 efectúa un llamado a licitación para concesionar por sistema de peaje el mantenimiento de la ruta de ultramar. A tales fines establece las condiciones de dicho servicio para un determinado calado. En los párrafos siguientes se extractan y analizan algunos aspectos técnicos considerados más importantes para el tramo Km 584 - Km 460.

1) La licitación concesiona solo la ruta troncal, es decir que los canales o vías naturales de acceso a Puertos no están incluidas. En este sentido el Puerto de Diamante tendrá que asumir los costos del dragado de mantenimiento de su canal de acceso y al Puerto de Santa Fe, le corresponderá afrontar costos importantes para mantener el canal de acceso especialmente en el tramo exterior y boca interior.

2) El concesionario tendrá la obligación de garantizar 22 pies de calado neto más 2 pies de revancha cuando el nivel de pelo de agua sea igual o superior a un nivel de referencia definido como el superado en un 80% del tiempo de la serie 1970 - 1990. Cuando el nivel de pelo de agua sea inferior a dicho nivel de referencia el concesionario tendrá la obligación de garantizar 24 pies referidos a este último.

De esta manera, cuando el nivel de agua sea superior al nivel de referencia el concesionario podrá especular con el estado del río para decidir el momento oportuno de efectuar los dragados.

3) Para un determinado punto de la ruta este nivel hidrométrico de referencia del 80% se establece según un plano inclinado entre hidrómetros de puertos vecinos, de modo tal que para cada paso el nivel de referencia se corrige proporcionalmente a la posición del paso (progresiva de la ruta) en relación a la de los dos puertos vecinos, uno aguas arriba y otro aguas abajo. De este modo, los niveles de referencia para toda la ruta se establecen a través de numerosos planos inclinados, según el eje de la ruta, que hacen contacto en los puertos con hidrómetros de referencia.

4) El plazo total de la concesión es de 10 años que se dividen en cuatro etapas:

A: (3 meses) Durante la cual el concesionario debe mantener la señalización según las condiciones de entrega y acondicionar flota y equipos sin obligación de obras de dragado.

B: (6 meses) El concesionario debe redragar la ruta como mínimo a 24 pies

entre km 584 y km 460 y a 30 pies el resto. Debe acondicionar la señalización según el sistema IALA. Puede comenzar a cobrar peaje luego de finalizado el redragrado.

C: (24 meses) Debe mantener 24 pies en el tramo km 460 - km 584, dragar como mínimo a 34 pies el resto de la ruta y continuar y finalizar de acondicionar el sistema de señales tipo IALA. Al finalizar el redragado del tramo km 460 - Océano, podrá incrementar el costo de peaje en dicho tramo.

D: (hasta el final del período) Debe realizar dragados de mantenimiento según 24 y 34 pies respectivamente y mantenimiento del sistema de señalización.

5) El concesionario, previo consentimiento del concedente a través de su órgano de control, podrá efectuar cualquier tipo de obra complementaria que considere conveniente para disminuir el mantenimiento ó mejorar la ruta sin reclamo económico alguno.

6) El concedente aportará al concesionario:

a) Equipos: 4 dragas a succión por arrastre, 2 dragas Dustpan, 3 balizadores, 3 remolcadores de tiro y 2 remolcadores de empuje.

b) Financiero: U$S 10.000.000 por trimestre durante 12 períodos y U$S 5.400.000 por trimestre durante 26 períodos, que hacen un total de U$S 260.400.000.

Corresponde aclarar que estas cifras eran las originales cuando la licitación comenzó. Posteriormente sobre la fecha de finalización del presente estudio se tomó conocimiento de que las empresas oferentes gestionaban mayores aportes del Estado.

7) El pliego estima volúmenes de dragado totales para la ruta, entre apertura y mantenimiento, de aproximadamente 160.000.000 m3 de los cuales solo aproximadamente 5.700.000 m3 (3,56%) corresponden al tramo Km 584 - Km 460.

Al respecto cabe destacar que los volúmenes de dragado de mantenimiento que estima el pliego son los necesarios para mantener 24 y 34 pies de profundidad pero referidos al nivel del pelo del agua con 80% de probabilidad de ser superado, y no al nivel de pelo de agua real durante aguas medias y altas. Este hecho es sumamente importante pues reduce sustancialmente los volúmenes reales a dragar.

8) El ancho de solera del canal debe ser como mínimo de 116 metros y los taludes laterales deben tener como máximo una pendiente de 1:5.

9) Según el cronograma previsto por el pliego la firma del contrato de concesión (ad referendúm del Poder Ejecutivo) se estima no antes de febrero de 1994. En consecuencia la realización del redragado de la ruta en el tramo Km 460 - Km 584 se lograría no antes de fines del año 1994. Hasta dicha fecha el mantenimiento de la ruta estaría a cargo de la DNCP y VN.

10) Respecto a la ubicación del material extraído, los pliegos establecen lugares prohibidos solo para algunos tramos. En el caso del tramo Km 584 - Km 460, el concesionario deberá proponer los lugares de depósito de material para cada obra de dragado a realizar y el Organo de Control tendrá a su cargo la aprobación o rechazo del lugar propuesto.

11) El pliego no descarta la posibilidad de que sea factible desde el punto de vista técnico - económico incrementar el calado de la ruta. En tal sentido el concesionario está obligado a presentar un estudio que permita conclusiones al respecto.

12) El mantenimiento de la ruta incluye además la preservación e incremento del sistema de puntos fijos de referencia donde deben relacionarse todo tipo de mediciones, estudios y obras.

13) El pliego no exime de responsabilidades al concesionario sobre el calado y señalización de la ruta ante la ocurrencia de estados extraordinarios del río.

14) Con respecto a variaciones en los volúmenes de dragado de la etapa 1 (construcción del canal) en relación a los indicados en el pliego, la licitación prevé una corrección en los montos de los aportes financieros en más o en menos, según corresponda, a partir del precio unitario ofertado por el concesionario en el concurso. Para el caso de los volúmenes de dragado de mantenimiento, principal servicio a concesionar, el pliego estima volúmenes de obra, pero solo a efectos ilustrativos, sin prever correcciones de los aportes financieros del estado ante variaciones en dichos volúmenes. Según lo apuntado en 7) se estima que los volúmenes

reales a extraer por el concesionario para el mantenimiento resultarán inferiores.

15) El concesionario tendrá derecho a reclamar mayores costos por condiciones extraordinarias solo en el caso de que los volúmenes a extraer superen el doble a los previsto en el pliego, en cuyo caso el Gobierno abonará por el excedente de dicho volumen de dragado la suma de 2,5 $/ m3.

16) Respecto al régimen tarifario, el mismo no contempla la circunstancia de si el buque se encuentra con plena carga, parcialmente cargado o en lastre y se sustenta en el principio de considerar el servicio potencial ofrecido.

Esto significa que, en el tramo Km 584 - Km 460 cada buque que navegue paga una tarifa de peaje para el subtramo San Martín - Diamante y otra para el subtramo Diamante - Santa Fe (Km 584) dependiendo de su Tonelaje de Registro Neto (TRN) y de su calado total, independientemente de la carga que lleve.

17) Los pliegos establecen los costos relativos de peaje entre diferentes tramos y subtramos de la ruta mediante una ecuación referida a las características del buque y a un precio unitario. Estos precios unitarios se transforman en valores absolutos con la cotización de los distintos oferentes para dicha unidad de valor. A su vez, el peaje se integra mediante una tarifa por balizamiento y otra por dragado, de la siguiente manera:

$$T = tb.TRN + td.Fc.TRN$$

donde:

tb = precio unitario de balizamiento (U$S/TRN)

td = precio unitario correspondiente a las tareas de dragado (U$S/TRN)

Fc = Factor de corrección por calado, que se determina como

$$\frac{C - Cr}{Cb}$$

Cb = Calado máximo de diseño del buque a plena carga

Cr = Calado de referencia = 15 pies

C= Cr si Cb < Cr

C= Cb si Cb < Cd

C= Cd si Cb > Cd

Siendo Cd = calado de diseño del tramo de ruta (22 pies para el tramo Santa Fe - San Martín).

De esta manera se interpreta que cada buque paga un peaje por subtramo dependiendo: para el servicio de señalización, de su tamaño; y para el servicio de dragado, de la carga diferencial que podría llevar en su bodega entre los calados de 15 y 22 ó 28 ó 32 pies.

Esto significa que un buque cargado parcialmente con 22 pies, una vez que ingresa al canal profundo de 32 pies (tramo Km 460 - Océano) paga peaje como si navegara calando 32 pies. De esta manera en la medida que el mismo no adicione carga inmediatamente, deberá prorratear el mismo costo de peaje en menor volumen de carga, aumentando en consecuencia el costo de peaje por tonelada transportada.

18) Los valores unitarios de balizamiento (tb) y dragado (td) para cada subtramo de la ruta están asignados a priori por el Gobierno, a través del pliego, en porcentajes de Precio Unitario Básico (PUB) o de referencia, que debe cotizar cada oferente del servicio como único aspecto económico de su propuesta.

El pliego establece para este PUB un valor máximo admisible, a partir del cual el Gobierno se reserva el derecho de declarar desierta la licitación

De esta manera cada oferente, a través de su cotización, podrá incrementar o bajar todas las tarifas de la ruta, pero no podrá cambiar la relación entre tarifas de diferentes subtramos, asignadas a priori en los pliegos.

En el art.5 (tarifa) del pliego dice que el sistema de peaje responde a un esquema distributivo del costo anual que representa el servicio de mantenimiento y por ello debe ser solventado por todos los usuarios que realicen actividad comercial. A partir de este criterio se interpreta que los valores unitarios de balizamiento (tb) y de dragado (td), para cada subtramo de la ruta, han sido asignados directamente proporcionales al volumen de dragado y costo de señalización, e inversamente proporcionales al tráfico; sobre esta última variable los pliegos no aportan cifras.

19) El sistema de tarifa implementado a través del pliego y/o el precio unitario básico (PUB) ofrecido por el concesionario solo podrán ser modificados por el Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos, previo análisis y decisión fundada, a propuesta debidamente justificada

del concesionario, o por el concedente (Gobierno Nacional) directamente. La concesión está basada en el principio de riesgo empresario y por lo tanto no podrán invocarse razones de modificaciones en las condiciones del mercado.

20) El pliego establece un sistema de multas por incumplimiento del servicio contratado. Se desconoce si los montos de estas penalidades tienen relación con el daño ocasionado. Al respecto se considera que los usuarios del sistema no deberían asumir riesgos derivados por el incumplimiento del servicio de mantenimiento de la ruta.

Antecedente:

RELEVAMIENTOS BATIMÉTRICOS, MEDICIONES DE CAUDALES Y CÓMPUTO DE VOLÚMENES DE DRAGADO DE MANTENIMIENTO DEL CANAL DE NAVEGACIÓN KM 460 - 584 DE LA RUTA DE ULTRAMAR.

Autor: DIRECCIÓN NACIONAL DE CONSTRUCCIONES PORTUARIAS Y VÍAS NAVEGABLES (DNCPyVN)

Fecha: 1905 - 1993

Dadas las características hidráulicas y morfológicas continuamente cambiantes del Río Paraná en el tramo de estudio se consideró apropiado prestar mayor atención a las condiciones morfológicas y su evolución en los períodos más recientes o actuales.

A continuación se detallan los principales planos que se recopilaron para analizar:

Plano Nº	Fecha	Paso	Prog. Km	Esc.	Caracte-rísticas
14925	10/92	Tragadero	579/84	1:5000	General
14756	09/89	Tragadero	579/83	1:5000	General
14678	05/88	Tragadero	579/86	1:5000	General
14654	08/88	Vinc.Trag.Animas	577/79	1:5000	General
14639	05/88	Vinc.Trag.Animas	573/79	1:5000	General
14593	04/93	Vinc.Trag.Animas	579/80	1:2500	Longit.
14830	03/91	Tragadero	582/83	1:2500	Longit.
14937	12/92	Vinc.Trag.Animas	579/80	1:2500	Longit.
14938	12/92	Tragadero	582/83	1:2500	Longit.
14812	08/90	Tragadero	582/83	1:2500	Longit.
14768	11/89	Ab.Paracao	567/73	1:5000	General
14595	01/88	Animas-Paracao	567/73	1:5000	General
14626	03/88	Alvear	558/67	1:5000	General
14841	04/91	Raigones	541/57	1:5000	General
14790	02/92	Raigones	539/54	1:5000	General
14692	05/88	Raigones	542/46	1:5000	General
14713	05/88	Raigones	542/46	1:5000	General
14834	03/91	Raigones	543/45	1:2500	Longit.
14836	03/91	Raigones	551/53	1:2500	Longit.
14796	04/90	Raigones	551/53	1:2500	Longit.
14772	01/90	Raigones	543/45	1:2500	Longit.
14671	08/88	Pto. Diamante	533	1:2000	General
14627	09/88	Pto. Diamante	530/40	1:5000	General
14625	03/88	Ab. Diamante	525/29	1:5000	General
14542	05/87	Ab. Diamante	525/29	1:5000	General
14935	12/92	Ab. Diamante	525/27	1:2500	Longit.
14923	10/92	Ab. Diamante	525/27	1:2500	Longit.
14889	03/92	Ab. Diamante	525/27	1:2500	Longit.
14880	02/92	Ab. Diamante	525/27	1:2500	Longit.
14731	05/89	Ab. Diamante	525/27	1:2500	Longit.

14869	12/91	Tacuaní Este	509/12	1:5000	General
14410	11/85	Tacuaní Este	518/23	1:5000	General
14819	10/92	Tacuaní Este	509/12	1:5000	General
14778	01/90	Tacuaní Este	509/12	1:5000	General
14749	08/89	Tacuaní Este	509/12	1:5000	General
14794	04/90	Tacuaní Este	509/12	1:2500	Longit.
14561	08/87	Tacuaní Este	509/17	1:5000	General
14943	01/93	Tacuaní Este	514/15	1:2500	Longit.
14941	01/93	Tacuaní Este	509/10	1:2500	Longit.
14934	12/92	Tacuaní Este	514/15	1:2500	Longit.
14930	11/92	Tacuaní Este	509/10	1:2500	Longit.
14918	08/92	Tacuaní Este	513/15	1:2500	Longit.
14917	07/92	Tacuaní Este	509/10	1:2500	Longit.
14892	04/92	Tacuaní Este	509/10	1:2500	Longit.
14898	05/92	Tacuaní Este	509/10	1:2500	Longit.
14889	03/92	Tacuaní Este	509/10	1:2500	Longit.
14881	02/92	Tacuaní Este	509/10	1:2500	Longit.
14890	03/92	Tacuaní Este	514/15	1:2500	Longit.
14839	04/91	Tacuaní Este	513/15	1:2500	Longit.
14870	12/91	Ab. Tacuaní	503/09	1:5000	General
14226	12/83	Ab. Tacuaní	501/09	1:5000	General
14051	07/81	Ab. Tacuaní	504/20	1:5000	General
14922	10/92	Ab. Tacuaní	504/06	1:2500	Longit.
14894	04/92	Ab. Tacuaní	504/06	1:2500	Longit.
14887	03/92	Ab. Tacuaní	504/06	1:2500	Longit.
14797	05/90	Ab. Tacuaní	504/06	1:2500	Longit.
14776	01/90	Ab. Tacuaní	504/06	1:2500	Longit.
14737	06/89	Ab. Tacuaní	504/06	1:2500	Longit.
14919	08/92	Paranacito	490/94	1:5000	General
14807	07/90	Paranacito	490/97	1:5000	General
14451	04/86	Paranacito	490/97	1:5000	General
13821	11/77	Paranacito	490/97	1:5000	General

14944	01/93	Paranacito	491/92	1:2500	Longit.
14936	12/92	Paranacito	491/92	1:2500	Longit.
14896	04/92	Paranacito	491/92	1:2500	Longit.
14888	03/92	Paranacito	491/92	1:2500	Longit.
14855	09/91	Paranacito	491/92	1:2500	Longit.
14843	05/91	Paranacito	491/92	1:2500	Longit.
14835	03/91	Paranacito	491/92	1:2500	Longit.
14871	01/91	Paranacito	491/92	1:2500	Longit.
14816	10/90	Paranacito	491/92	1:2500	Longit.
14513	01/87	Correntoso	480/83	1:5000	General
14958	06/93	Ab. Correntoso	472/74	1:5000	General
14436	01/86	Correntoso	480/83	1:5000	General
14952	04/93	Ab. Correntoso	473/74	1:2500	Longit.
14929	11/92	Ab. Correntoso	473/74	1:2500	Longit.
14876	01/92	Ab. Correntoso	473/74	1:2500	Longit.
8121	02/85	Correntoso	473/80	1:5000	General
5300	10/66	Los Pajaros	465/74	1:5000	General
5299	11/66	Isla del Encanto	460/65	1:5000	General
8449	04/90	Copello	464/66	1:5000	General

Con respecto a volúmenes de dragado de mantenimiento, si bien se dispone de información histórica, que data desde comienzos de siglo para algunos pasos, la evolución que han tenido los mismos hacen que actualmente sus características sean diferentes. Por este motivo se consideró apropiado tener en cuenta los volúmenes dragados en las últimas dos décadas, a partir de 1970, período que se está utilizando actualmente en la mayoría de los estudios, dado que se verifican importantes cambios en las condiciones hidrológicas del río (FICH, 1991).

En cuanto a la información batimétrica, las necesidades del estudio

a realizar implican: información lo más actualizada posible para el cálculo de los volúmenes de apertura o construcción; para los cálculos de volúmenes de dragado de mantenimiento, en lo posible las características hidráulicas y morfológicas de cada paso durante un cierto período posterior al último dragado.

En las páginas siguientes se describen las características generales más destacables sobre la evolución morfológica e hidráulica más reciente, la condición actual, y el historial de volúmenes dragados en los últimos veinte años, para cada uno de los Pasos críticos del tramo.

1.1.2.1 Paso Tragadero

Ubicación: Km 581 - Km 583

Características Generales:

Este paso al igual que los dos siguientes (Tragadero - Vinculación y Animas - Paracao) pertenecen a una compleja zona de bifurcaciones del río en varios cauces: Paracao, Paraná, Paraná Viejo y Animas, que a través del tiempo han competido entre sí en los porcentajes del caudal total del río que conducian. Si bien la mayor parte del tiempo el canal de navegación permaneció sobre el brazo o cauce principal, los restantes le quitan un importante porcentaje de caudal motivo por el cual las obras de dragado de mantenimiento fueron voluminosas.

Historial de Dragado:

En la Figura Nº 1.1.8 se grafican los volúmenes de dragado desde 1970 a la fecha. Según puede observarse en la Tabla Nº 1.1.1 se extrajeron aproximadamente 12.100.000 m3 que dan un promedio de 505.000 m3/año (cabe destacar que en estos volúmenes, hasta el año 1987, está incluido parte de lo extraído en Paso Abajo Tragadero no pudiendo discriminarse del total, de acuerdo a la información disponible). Una característica prácticamente única de este paso en toda la ruta es que absolutamente todos los años fue necesario efectuar mantenimiento. En una oportunidad la DNCPyVN llevó adelante un intento de cerrar, al menos parcialmente, el Río Paraná Viejo, cuya captación de agua en su boca es el principal motivo de sedimentación en el Paso.

Características Actuales:

En el plano Nº 1.1.5 se puede observar la configuración morfológica más reciente disponible del paso y la traza del canal de navegación actual.

El cauce sale de un estrechamiento entre las islas Los Mellados sobre margen derecha y La Paciencia sobre margen izquierda. Al paso confluye casi la totalidad del caudal del Río Colastiné, un pequeño porcentaje ingresa al canal de Acceso al Puerto de Santa Fe, y parte del caudal del cauce principal del río Paraná que se bifurca en tres cauces importantes. Hacia aguas abajo se produce un fuerte ensanchamiento e importante pérdida de caudal por el Río Paraná Viejo.

El canal de navegación debe cruzar esta zona de pocas profundidades en suave travesía desde la margen derecha o islas de los Mellados, antes

de la bifurcación, hacia la margen izquierda o isla La Paciencia.

De esta manera el paso presenta problemas de mantenimiento como consecuencia de un efecto combinado de expansión de la corriente y sesgo de la traza con respecto a la dirección de corriente. En la fecha del relevamiento (oct./92) el determinante del paso era de aproximadamente 3,7 m (12 pies) al cero. La configuración de isobatas extendiéndose hacia la boca del Río Paraná Viejo reflejan la importante pérdida de caudal por dicho cauce. No se dispone de información para observar la actual distribución de corriente.

1.1.2.2 Paso Vinculacion Tragadero - Animas

Ubicación: Km 579 - Km 580

Características Generales:

Antiguamente el canal de navegación se desarrollaba por el cauce principal entre las islas del Tragadero en margen derecha y Las Animas en margen izquierda. Esta traza presentaba inconvenientes porque el cauce se ensanchaba y aparecían bancos continuamente cambiantes de posición. Con posterioridad a la creciente extraordinaria de 1982/83, un pequeño curso que vinculaba el cauce principal con el Riacho Animas mostraba un desarrollo tal que alentó la idea de incrementar su magnitud mediante el dragado artificial de un canal de vinculación. A partir de 1987 la ruta se trasladó al riacho Animas a través del corte.

Historial de Dragado:

Con posterioridad al dragado de construcción de aproximadamente 360000 m3 en el año 1987 se efectuaron dragados de mantenimiento en el año 1988 según puede observarse en la Fig. Nº 1.1.9

A partir de entonces no se realizaron trabajos de dragado.

Características Actuales:

En el plano Nº 1.1.6 se puede observar la configuración morfológica del paso, correspondiente a un relevamiento de octubre de 1992. Según un perfil longitudinal el canal pierde sucesivamente profundidad hasta que llega al Riacho Animas donde se encuentra con una zona de aguas muy profundas.

La traza del mismo no presenta sesgo respecto a la dirección de corriente, a juzgar por el desarrollo del canal recostado sobre la margen izquierda de la isla La Paciencia y la configuración de las isobatas.

Adicionalmente, como efecto favorable para la actual traza, se observa que la boca del cauce principal que continúa hacia aguas abajo, si bien se mantiene ancho presenta poca profundidad; y la presencia de un gran banco con cotas positivas respecto al cero sobre la margen izquierda que obtura parcialmente la boca. Este banco se ha desarrollado, en gran parte,a expensas del material dragado en el corte y refulado en esta zona.

A la fecha del relevamiento de referencia, el determinante en el paso era de aproximadamente 3,2 m (11 pies) al cero. No se dispone de mediciones actualizadas sobre distribución de corriente.

1.1.2.3 Paso Animas - Paracao

Ubicación: Km 569 - Km 571

En la actualidad y para calados similares a las condiciones del pliego licitatorio para concesionar la ruta de navegación, este Paso no presenta problemas de calado que requieran dragados de mantenimiento. Los volúmenes que antiguamente se dragaban estaban relacionados a la ruta que utilizaba el cauce principal entre las islas Las Animas y del Tragadero. Según el último relevamiento disponible de fines del año 1989 el determinante era de aproximadamente 6,5 m (22 pies) al cero. Este Paso podría necesitar de dragado de mantenimiento para calados superiores.

1.1.2.4 Paso Arriba Alvear

Ubicación: Km 560 - Km 561

Hasta el año 1985, en esta zona se realizaban esporádicos trabajos de mantenimiento. Actualmente la zona no presenta problemas de calado. Según el último relevamiento disponible (1988) el determinante era de aproximadamente 6,5 m (22 pies) al cero. Al igual que el Paso Animas - Paracao posiblemente para calados mayores requiera de pequeños trabajos de mantenimiento.

1.1.2.5 Paso Raigones

Ubicación: Km 552 - Km 553 y Km 543 - Km 544

Características Generales:

Aguas abajo de Punta Alvear el cauce principal del Río Paraná se expande y bifurca en dos cauces menores y varios riachos como el Raigones y de Las Arañas que le restan importantes porcentajes de caudal al canal navegable y dan origen a la formación de bancos intercalados sobre ambas margenes. En esta zona se puede distinguir actualmente dos Pasos críticos.

Historial de dragado:

En la misma zona se ubicaban anteriormente los Pasos Abajo Alvear y Angostura El Palmar que históricamente involucraron importantes volúmenes de dragado de mantenimiento. A partir de 1985 los datos de volúmenes de dragado hacen referencia a Paso Raigones incluyendo los dos subtramos críticos. En la Fig. Nº 1.1.10 se grafican los volúmenes dragados entre 1985 y 1989, última obra de dragado informada a través de los registros de la DNCPyVN. Comparando los datos anteriores con los del último decenio se puede observar que la zona ha disminuido los requerimientos de mantenimiento logrando el canal encauzarse salvo en estos dos tramos actualmente críticos.

Características Actuales:

En los Planos Nº 1.1.7 y Nº 1.1.8 se puede observar las características morfológicas actuales según el último relevamiento general disponible de fecha 04/91.

En el subtramo de aguas arriba, la corriente sale del estrechamiento

de punta Alvear con profundidades importantes del orden de los 20 m referidos al cero y se bifurca y expande en dos cauce de grandes anchos y escasas profundidades. La traza del canal navegable toma la bifurcación izquierda por donde, a juzgar por el desarrollo de las isobatas, deriva la mayor parte de la corriente. La presencia de un gran banco sobre la margen izquierda de este curso produce la concentración de caudales sobre la margen derecha o isla de Las Arañas. No obstante para llegar a cotas profundas sobre dicha margen el canal debe atravesar un trecho muy corto de aguas playas. No se dispone de mediciones de distribución de corrientes pero se interpreta que el principal motivo de la sedimentación en el paso sería la expansión del río, o pérdida de caudales específicos, siendo mínimo el efecto por sesgo.

Hacia aguas abajo el canal sigue recostado sobre margen derecha y luego se cruza hacia margen izquierda sobre la boca del Riacho de las Arañas, para continuar sobre dicha margen hasta la progresiva Km 544 donde vuelve a cruzarse hacia la margen derecha o Islas Largas en el Riacho Los Chivos.

En este último tramo aparece el segundo paso crítico o de Raigones Abajo, específicamente entre las progresivas Km 544 y Km 543,5. No se dispone de mediciones de distribución de corriente, pero se presume que el problema del paso estaría ocasionado por un efecto combinado de sesgo y expansión de líneas de corriente.

En el momento del relevamiento de referencia (4/91) los determinantes en la zona eran de aproximadamente 4.0 m (13 pies) al cero para Raigones Arriba y de aproximadamente 2 pies más (15 pies) para Raigones Abajo.

1.1.2.6 Paso Abajo Diamante

Ubicación: Km 526 - Km 527,5

Historial de Dragado:

En esta zona, según los reportes de la DNCPyVN la primer intervención de dragado fué en el año 1979 con aproximadamente 110.000 m3, y luego recién en los años 1986, 1987 y 1989 se extrajo material del canal. En la Figura Nº 1.1.11 se grafican los valores de volúmenes dragados anuales que si bien no son grandes, estos han ido creciendo hasta aproximadamente 350.000 m3 en el año 1989.

Características actuales:

El último relevamiento disponible es bastante antiguo (5/87). No obstante, en el mismo (ver Plano Nº 1.1.9)se puede observar que la existencia del paso es consecuencia fundamental de una gran expansión de la corriente luego del estrechamiento de punta Diamante. El canal de navegación que en las progresivas Km 529 sale de aguas muy profundas, en el centro del cauce, se dirige hacia margen derecha o Isla Caviglia al encuentro de zonas profundas muy próximas a la margen.

En el mismo plano se puede observar sobre margen izquierda o Isla del Vapor Viejo otro cauce medianamante profundo que sugiere otro alternativa de ruta. No se dispone de información morfológica actualizada para obtener mayores conclusiones. No se dispone de mediciones de distribución de corriente.

1.1.2.7 Pasos varios zona Tacuaní

Ubicación:

Arriba Tacuaní Km 516 - 518

Tacuaní Oeste Km 514 - 515

Tacuaní Este Abajo Km 509 - 512

Tacuaní Este Arriba Km 513 - 515

Al igual que en la zona de Tragadero, en este lugar ha sido muy costoso mantener el canal de navegación que a través del tiempo se ha cambiado reiteradamente de traza. En el trabajo mencionado en el inciso b) del punto 1.1.2. se analizó detalladamente su evolución desde comienzos de siglo.

Actualmente el canal navegable toma por el brazo Este, y dentro del mismo, se recuesta sobre margen derecha en el tramo final progresivas Km 509 - 512.

En las Figuras Nº 1.1.12 y Nº 1.1.13 se grafican los volúmenes de dragado de mantenimiento. Para el subtramo Tacuani Este Abajo (Km 509 - 512) los valores corresponden a la ex traza de la ruta cuando el canal cruzaba en travesía desde margen derecha o Isla Los Huevos a margen izquierda o Isla Las Tejas frente a la boca del Arroyo los Tachos . Por este motivo dichos volúmenes de mantenimiento no se corresponde con la actual traza que se habilitó en 1992.

En los planos Nº 1.1.10 y Nº 1.1.11 se puede observar la actual traza

del canal en los dos subtramos de mayores problemas. A la fecha de dichos relevamientos los determinantes eran de aproximadamente 3,5 m (12 pies) al cero en progresiva Km 514 y 3,2 m (11 pies) en progresiva Km 510 pero antes de la última obra de dragado por un total de aproximadamente 450.000 m3 entre los años 1992 y 1993.

1.1.2.8 Paso Abajo Tacuaní

Ubicación: Km 504 - 505

Historial de Dragado:

Según puede observarse en la Figura Nº 1.1.14 este paso se comenzó a dragar recién en el año 1986.

Anteriormente no presentaba problemas de calado. Durante el año 1987 se dragó un volúmen próximo al millon de metros cúbicos que en los años 1988 y 1989 disminuyó considerablemente.

Características actuales:

A la fecha del último relevamiento general disponible (Dic.1991) el paso no presentaba inconvenientes. En esa fecha el determinante se ubicaba próximo a la progresiva Km 504 y era de aproximadamente 5,5 m (18 pies) al cero. La característica sobresaliente del paso es una expansión importante de la corriente. No se dispone de mediciones de líneas de corriente pero en función del desarrollo de las isobatas se interpreta que el efecto del sesgo es despreciable. De permanecer en la actualidad su

configuración morfológica sólo presentaría problemas de mantenimiento para calados mayores.

1.1.2.9 Paso Paranacito

Ubicación: Km 491 - 492

Historial de Dragado:

En la Figura Nº 1.1.15 se grafican los volúmenes de dragado que se efectuaron en el paso.

Los mismos presentan como característica que se realizaron durante tres épocas de la siguiente manera: a principios de la decada del '70 se dragó en dos oportunidades volúmenes muy pequeños; luego desde el año 1975 a 1982, se dragaron volúmenes importantes, que alcanzaron durante 1979, 80 y 81 un total de 2.700.000 m3; por último desde 1987 a 1991 inclusive se dragaron volúmenes notablemente inferiores, del orden de los 180.000 m3 anuales en promedio.

Características Actuales:

Según el último relevamiento general disponible (agosto 1992) como puede observarse en el Plano Nº 1.1.12 el determinante era de solo 3,5 m (12 pies) al cero y se ubicaba aproximadamente en la progresiva Km 491,5. En esta zona, el canal de navegación debe unir zonas profundas ubicadas sobre margen derecha o Isla del Pelado aguas arriba con la margen izquierda o Isla del Pillo hacia aguas abajo, para lo cual se desarrolla

en franca travesía. En el centro de la misma, las profundidades se ven reducidas como consecuencia del avance de un gran banco con cotas positivas, situado en el medio del río. No se dispone de mayor información pero, de acuerdo a la configuración morfológica observada, se puede individualizar otra alternativa de ruta desde el centro del río volviendo hacia margen derecha, que podría competir con la traza actual. A tales efectos sería imprescindible contar con mediciones de líneas de corriente.

1.1.2.10 Paso Correntoso

Ubicación: Km 480 - Km 481

Según la información disponible solo en el año 1979 se dragó un volumen muy pequeño de aproximadamente 40.000 m3.

El último relevamiento general disponible es antiguo, de principios de 1987 (plano Nº 1.1.13). Según puede observarse en el mismo, manteniendo el canal sobre margen derecha o Isla del Pelado había suficiente profundidad para navegar con un determinante de aproximadamente 5,0 m (17 pies) al cero, ubicado muy próximo a la confluencia del riacho Correntoso con el Río Los Reyes. Correspondería efectuar mediciones para verificar si de acuerdo a las condiciones actuales el Paso presentaría inconvenientes para calados mayores.

1.1.2.11 Paso Abajo Correntoso

Ubicación: Km 472 - Km 474

Historial de Dragado:

Antiguamente hasta el año 1973 se dragaba la zona sobre un Paso denominado Los Pájaros. Desde entonces y hasta 1985 no se registran volúmenes dragados en la zona. A partir de esta fecha los volúmenes informados corresponden a Paso Abajo Correntoso donde se dragó solo en tres oportunidades (1985, 1987 y 1989) volúmenes decrecientes de 550.000 m3 a 240.000 m3 la última vez.

Características actuales:

Antes de llegar a la confluencia con el Río Coronda, el Riacho Correntoso se bifurca en dos cauces mayores y varios menores perdiendo caudales específicos como consecuencia de ello y de una expansión en su ancho total. El canal de navegación se desarrolla por el cauce derecho buscando zonas profundas sobre el Río Coronda, pero antes de llegar a su confluencia debe atravesar un tramo de aproximadamente 1000 m. con muy poca profundidad. En el Plano Nº 1.1.14 se puede observar que si bien un importante porcentaje de caudal acompaña el desarrollo del canal navegable los caudales específicos disminuyen provocando la sedimentación de material en el Paso, especialmente durante aguas altas cuando las islas pierden la capacidad de contraer la corriente debido a sus costas bajas e inundables.

Se dispone de un relevamiento general actualizado a junio de 1993. En esa oportunidad el determinante en el Paso era de tan solo 2,2 m (7 pies) al cero convirtiéndose, de este modo, en el cuello de botella del tramo de la ruta entre km 460 y km 584. Por este motivo, durante el año

1993, la DNCPyVN estaba desarrollando tareas de dragado en el mismo.

1.1.2.12 Paso Copello

Ubicación: Km 464 - Km 465

Según la información disponible el Paso se dragó en algunas oportunidades hacia la segunda mitad de la década del 70. Desde entonces solo en el año 1987 se registró un volumen de dragado de aproximadamete 115.000 m3. Según el último relevamiento disponible de Abril de 1990 el determinante en el Paso era de aproximadamente 6,40 m (21 pies) al cero. No se dispone de información más reciente pero de existir problemas de mantenimiento este sería para calados profundos, y relativamente fáciles de solucionar teniendo en cuenta que el Río Coronda se mantiene encauzado entre márgenes bien definidas.

Hacia aguas abajo el canal navegable continúa por el Río Coronda desembocando en el Río Paraná frente a la isla Carcaraña, en la progresiva Km 460 y continúa con buenas profundidades hasta la progresiva Km 456 donde comienza el tramo de ultramar más profundo ó punto final del presente estudio.

1.2 MEDICIONES DE CAMPO COMPLEMENTARIAS

La información de campo recopilada y disponible no es suficiente para la ejecución del estudio propuesto, especialmente para calibrar el modelo matemático sedimentológico y realizar la explotación del mismo para distintas alternativas de calado y estados del río en cada paso de navegación.

En tal sentido la propuesta de estudio contempló la necesidad de realizar mediciones de campo complementarias a los efectos de obtener las características morfológicas e hidráulicas de cada paso lo más actualizadas posibles.

1.2.1 TAREAS DE CAMPAÑA

Para efectuar un análisis del estado topobatimétrico e hidráulico del tramo en estudio, fue necesario realizar mediciones a lo largo del mismo para actualizar y complementar la información existente.

La falta de datos sobre: distribución de corriente, aspecto de relevante importancia en la aplicación del modelo matemático, las características del material del lecho y los cambios morfológicos producidos por la creciente del río en junio-julio de 1992, fueron los principales motivos de los estudios de campos realizados en el mes de agosto de 1993.

Las mediciones realizadas se orientaron a obtener relevamientos con mayor densidad en los considerados "pasos críticos" y en forma expeditiva

en todo el tramo longitudinal de la ruta de navegación.

Para llevar a cabo esta tarea, la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) utilizó el siguiente equipamiento:

* Equipo posicionador satelital (GPS)
* Computadora Notebook Epson NB3s
* Software de procesamiento de información satelital
* Impresora Epson LX-810
* Equipo generador de energía
* Estabilizador de tensión
* Sonda ecógrafa Raytheon
* Embarcación Tipo crucero con motor de 120 HP, capacidad para pernoctar en la misma, lugar de trabajo en cabina, autonomía para cinco días de marcha continua, equipo de comunicaciones y bote de auxilio con motor fuera de borda.
* Captador de muestras de material de fondo
* Flotadores lastrados
* Elementos secundarios (anteojos binoculares, brújulas, etc.)

Los trabajos de campo se desarrollaron en el mes de agosto de 1993. La comisión de trabajo estuvo integrada por 4 (cuatro) profesionales pertenecientes a la FICH, 1 (un) profesional del CFI, integrante del equipo técnico que inspecciona el estudio, y el timonel a cargo de la embarcación.

Sobre esta embarcación se instaló todo el equipamiento de medición según se observa en las fotos adjuntas.

En una primera etapa se navegó el río Paraná desde Rosario a Santa Fe. Durante la misma se fue relevando el fondo en sentido longitudinal siguiendo la ruta de navegación. El relevamiento del lecho se efectuó con la sonda ecógrafa en forma continua, mientras que simultáneamente el posicionador satelital (GPS) determinaba la ubicación de la embarcación. El desplazamiento de esta última se hizo a baja velocidad.

La posición de la embarcación era determinada cada segundo por el GPS, mediante señales satelitales, proporcionando una abundante información que se almacenó en soporte magnético, clasificado por tramos parciales. Mediante un software de procesamiento de la información almacenada se efectuó una "limpieza" de información, considerando únicamente las posiciones de la embarcación coincidentes con espacios regulares de tiempo de 10 (diez) segundos.

Simultáneamente, mientras se producía el almacenamiento de la información de posicionamiento, la sonda ecógafa registraba la profundidad. La vinculación entre ambos registros se realizó efectuando una marca en la faja registradora de la ecógrafa, en coincidencia con un "top" o señal emitida por el operador del GPS, y apuntando la hora de producida la misma.

Cada una de estas señales se ubicaron en coincidencia con la posición de puntos de interés de la ruta, tales como señales o balizas, cambios de direcciones de la embarcación, cambios visibles de la velocidad de corriente, etc.

En la pantalla de la computadora, y en un sistema de ejes coordenados

que determinan longitud y latitud, se observaba a modo de control el recorrido efectuado en todos los tramos parciales en que se subdividió la ruta.

En una segunda etapa se efectuó, con mayor grado de detalles, el trabajo de relevamiento de los llamados "pasos críticos". El mismo se hizo navegando desde Santa Fe a Rosario.

El método empleado para el posicionamiento y el relevamiento del lecho fue similar al descripto anteriormente, con el agregado que a cada paso se lo navegaba, a velocidad constante y continuamente, en sentido transversal al curso cambiando de dirección al llegar a las márgenes. Este sistema de "cosido" en el recorrido, permitió cubrir la totalidad de cada área en estudio y obtener una densidad suficiente para representar la morfología en detalles.

Para determinar la distribución y velocidades de la corriente fue necesario realizar trayectorias de flotadores, convenientemente distribuidos para cubrir toda el área de interés en cada uno de los "pasos críticos". Se utilizaron como flotadores caños de PVC de 3.0 m de longitud lastrados, sobresaliendo 0,5 m de la superficie de agua. Se procuró, de esta manera, de reproducir velocidades medias superficiales con un mínimo de afectación por vientos.

Mediante el GPS se determinó el posicionamiento de los flotadores a intervalos de tiempo variables entre 2 y 3 minutos. Para ello se ubicaba la embarcación durante unos pocos segundos muy cerca del flotador, y en el instante en que la antena del GPS se lograba aproximar al flotador, se

"fijaba" en pantalla de computadora la posición geográfica y el tiempo, valores que fueron tomados como información resultante de la tarea. Este sistema empleado permitió que simultáneamente se pueda seguir a toda una batería de flotadores, cubriendo la zona de interés en relativamente poco tiempo de trabajo.

Las muestras de material del lecho fueron extraídas con conos metálicos lastrados, colocados en serie y vinculados entre sí por una cadena de aproximadamente 1 m. El equipo estaba sujeto por una soga de longitud suficiente para llegar al lecho del río desde la cubierta de la embarcación. Cada punto de estación de muestra era planimétricamente ubicado mediante el GPS.

1.2.2 TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN DE CAMPO

Sobre el registro continuo de la ecógrafa, se trazó a mano alzada una línea definiendo el nivel medio del lecho, de modo tal que se dejasen superficies equivalentes de las crestas de las dunas presentes por encima y de los valles de las mismas por debajo. De este modo se compensan los volúmenes de las crestas con los correspondientes a los valles de dunas.

Teniendo como base la ubicación de la embarcación en un plano para cada "top" o señal en la faja de la ecógrafa, se procedió a ubicar, sobre las trayectorias de la embarcación, a las posiciones intermedias entre "tops", en cada cambio de pendiente del nivel medio del lecho. De esta manera fueron volcados sobre el plano los puntos más representativos de la planialtimetría del lecho del río, los cuales se utilizaron para el trazado de isobatas referidas a la cota del nivel del pelo de agua con 80%

de probabilidad de ser superado, de la serie 70/90.

Las distribuciones de corriente fueron volcadas en los mismos planos ubicando las posiciones de los flotadores para cada punto de medición.

Se calcularon luego, las velocidades medias para cada trayecto parcial entre dos puntos sucesivos.

Las muestras de material extraídas de la superficie del lecho, en cada uno de los pasos críticos, fueron analizadas en el Laboratorio de Sedimentología de la FICH. A tales fines se procedió con la rutina convencional de cuartear la muestra, secarla y tamizarla, colectando y pesando las fracciones retenidas en cada uno de los tamices.

1.2.3 RESULTADO DE LAS MEDICIONES DE CAMPO.

En la Fig. Nº 1.2.1 se grafica en planta la trayectoria de la embarcación durante el relevamiento longitudinal por el canal de navegación. En la misma se ubicaron algunas progresivas de la ruta y la posición aproximada de los pasos críticos. Algunos pequeños cambios bruscos que se observan en la dirección de navegación, corresponden a correcciones efectuadas buscando mayores profundidades ya que el sistema de señales existente era insuficiente.

En la Fig. Nº 1.2.2 se graficó el perfil longitudinal del tramo en estudio entre las progresivas km 460 (Pto. San Martín) y km 592 (Pto.Santa Fe). Dada la escala del dibujo se graficaron los puntos más representativos, sin destacar detalles y singularidades ya que las mismas

son contempladas en los planos detallados de cada paso. Se superpuso una línea continua (línea de 0 piés en la Fig. Nº 1.2.2) representando el nivel de referencia o nivel del pelo de agua con 80 % de probabilidad de ser superado, para la serie de registros limnimétricos 1970 - 1990, según lo establece el pliego licitatorio de la concesión de la ruta; y otra representando el nivel medio que el lecho del canal no debe superar cuando el nivel hidrométrico sea inferior al nivel del 80% tomado como referencia. Estos 24 pies de diferencia entre ambas líneas correponden a 22 pies de calado más 2 pies de revancha que establecen las exigencias de la concesión de la ruta .

Como puede observarse los lugares que requieren de dragado de mantenimiento, según la morfología actual, son los pasos: Abajo Correntoso, Paranacito, Abajo Tacuaní, Tacuaní en sus dos subtramos, Abajo Diamante, Vinculación Tragadero - Animas y Tragadero; y el canal de acceso al puerto de Santa Fe en el tramo exterior.

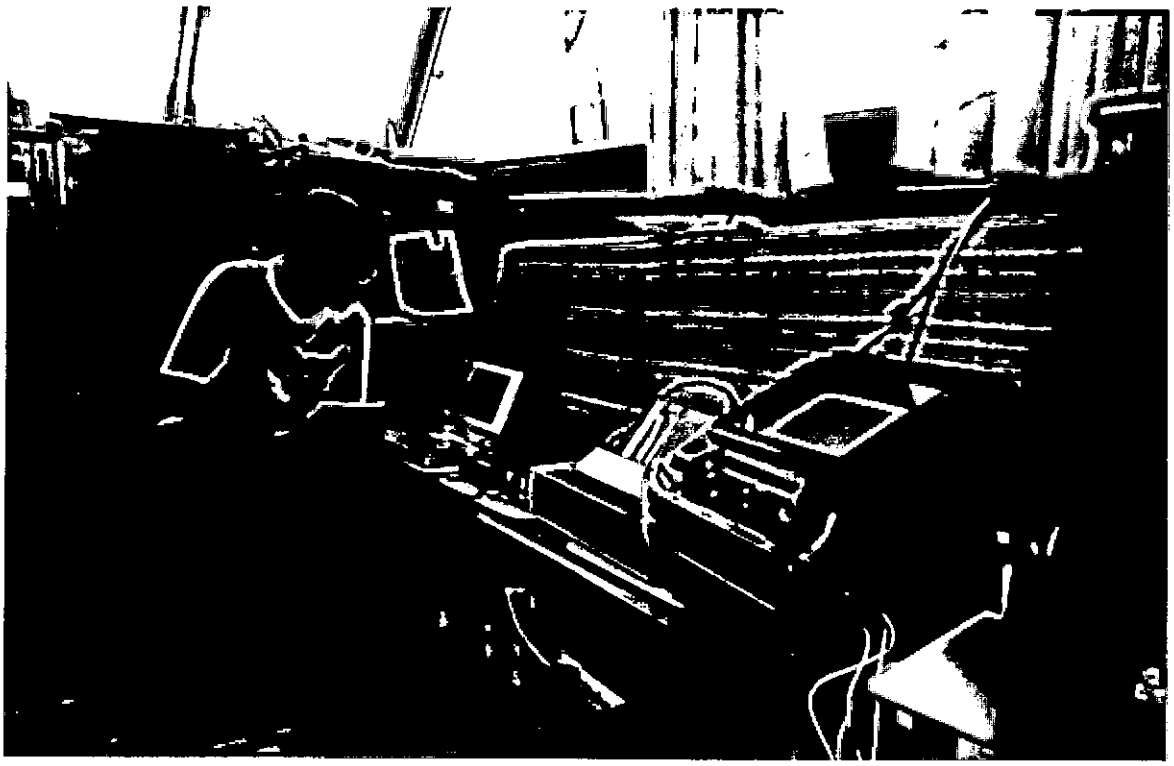
Para calados similares a los establecidos en la concesión no necesitan mantenimiento significativo los pasos Copello, Correntoso, Raigones y Animas - Paracao y el tramo correspondiente a la boca interior o antepuerto de Santa Fe.

En los Planos Nº 1.2.1 al Nº 1.2.12 se volcaron, en el sistema de coordenadas Gauss-Kruger, los resultados de los relevamientos batimétricos detallados y distribución de corriente, en cada uno de los Pasos considerados "críticos" a priori de las mediciones, incluyendo el acceso al Puerto de Diamante y los subtramos Boca Interior y Tramo exterior del Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe.

Tal cual fueron programadas, las tareas de campaña se desarrollaron cubriendo en detalles solo las zonas críticas de cada uno de los pasos, motivo por el cual las márgenes o contornos de islas y bancos, fuera del eje de lo ruta, han sido ubicadas aproximadamente en base a los relevamientos más actualizados disponibles de la DNCPy VN.

En las Figs Nº 1.2.3. a Nº 1.2.15 se presentan los resultados obtenidos de los análisis granulométricos realizados a las muestras de sedimentos del lecho. Adicionalmente a la curva granulométrica se presentan algunos valores de diámetros característicos que son usualmente utilizados para estudios sedimentológicos.

Embarcación utilizada en el relevamiento.



Posicionador satelital (GPS) y sonda ecógrafa.

Flotador seguido desde embarcación.

Captador de sedimentos.

1.3 DETERMINACION DE ALTURAS HIDROMETRICAS DE REFERENCIA

1.3.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo del trabajo que se informa en este capítulo fue efectuar un análisis estadístico de alturas hidrométricas en los puertos del tramo Santa Fe - Puerto San Martín, que dispongan de registros apropiados.

En cada puerto se presenta, a modo descriptivo, curvas cronológicas de alturas medias anuales, curvas de alturas medias mensuales, y curvas de duración de alturas hidrométricas,

1.3.2 RECOPILACION Y ANALISIS DE ANTECEDENTES E INFORMACION HIDROMETRICA

En el siguiente cuadro se presentan las series de registros de alturas diarias en las escalas hidrométricas disponibles:

Puerto	Serie
Paraná	1905-1992
Santa Fe	1905-1992
Diamante	1902-1992
Gaboto	1912-1979
San Martín	1909-1982

La información fue suministrada por la Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (DNCPYVN).

Se recopilaron y analizaron estudios recientes efectuados sobre el

río Paraná, en sus tramos medio e inferior, los cuales se encuentran mencionados en el punto de referencias bibliográficas.

De dichos trabajos se destacan algunos aspectos:

En (2) se indica: "... en las últimas dos décadas ha habido un importante aumento de los niveles hidrométricos medios, a la vez que una mayor uniformidad en las alturas correspondientes a distintas probabilidades de ocurrencia, respecto de series más extensas.

Estos hechos ponen de manifiesto, por un lado, una condición de hiperhumedad en las últimas dos décadas lo que implica un volumen mayor de descarga y consecuente aumento de los niveles hidrométricos medios y por otro, una alteración en la forma de los limnigramas, con una notoria reducción en la dispersión entre los niveles máximos y mínimos.

Es evidente que estas características responden esencialmente a causas diferentes. En este sentido, el aumento de los niveles medios estaría relacionado a cambios en las condiciones atmosféricas, las que dan lugar a variaciones en los regímenes pluviométricos. Por su parte las alteraciones en la forma de los limnigramas, asociados a un aumento en los niveles mínimos del río, se vinculan a la operación simultánea de embalses ubicados en la cuenca alta..."

En (3) también se expresan los motivos probables que originan las modificaciones detectadas en las series del período completo disponible, y se justifica la adoptción como serie de trabajo, de los niveles observados a partir del 1º de enero de 1970.

En un estudio reciente de análisis de frecuencia de extremos mínimos, máximos y valores medios anuales en el puerto de la localidad de Santa Fe (serie 1905-1992) se expresa (4): "... de la aplicación de diversos tests (Mann - Kendall, Smirnov y análisis visual) se observa que la serie muestral disponible y bajo análisis insinúa una débil homogeneidad. Esto pone una marca de alerta en el uso de la mencionada información. Se aprecia una tendencia a la presencia, con mayor frecuencia de alturas medias más elevadas a partir de fines de la década del 50 y principios del 60, acentuándose aún más éste efecto a principios de la década del 70...".

Este hecho se ve acentuado para las alturas mínimas anuales.

De acuerdo a los antecedentes mencionados, se justifica el mantener el criterio utilizado en trabajos anteriores de la FICH, relacionados a calados navegables, por lo que se adoptó como serie de trabajo la comprendida entre el 1/1/1970 y 31/12/1990, conformando un período de 21 años de observaciones diarias.

Se realizó un contraste entre las estaciones del tramo a los fines de detectar la presencia de posibles errores sistemáticos y/o puntuales.

En todos los casos, cuando no se haga referencia explícita, los valores de alturas hidrométricas indicados están referidos al "cero" del puerto local correspondiente.

Una mención especial merece el análisis efectuado sobre la estación Gaboto, ubicada sobre el río Coronda cerca de su desembocadura con el río

Paraná. Se dispuso para éste informe de registros de alturas hasta el año 1979, lo que llevó a efectuar correlaciones con estaciones vecinas con la finalidad de realizar posteriores rellenamientos de información faltante. Para completar los datos de esta estación se utilizó, finalmente la escala de Puerto San Martín, ubicada aproximadamente 20 Km. aguas abajo. En la Figura Nº 1.3.27 se visualiza la correlación existente entre ambas estaciones y la curva de ajuste.

1.3.3 ANALISIS ESTADISTICO DE ALTURAS

1.3.3.1. Alturas medias anuales y mensuales

Se graficaron las alturas medias anuales para el período disponible de datos en cada puerto (Figura Nº 1.3.1), en este caso los valores de altura se encuentran en Cota IGM. Se observa, como es de esperar, estrecha correspondencia en las variaciones de alturas entre los distintos puertos y el mantenimiento de niveles medios relativamente elevados en los últimos años. Los años con información faltante no fueron incluídos.

En las gráficas de alturas medias mensuales para el período 1970/1990 (Figuras Nº 1.3.2 a 1.3.6) se aprecian variaciones poco significativas a lo largo del año. Las diferencias entre los valores medios mensuales máximos y mínimos oscilan entre 1.14 y 1.30 m en las distintas estaciones.

El valor medio mensual mínimo corresponde al mes de setiembre y el valor medio mensual máximo al mes de marzo.

1.3.3.2. Determinación de valores característicos

En la Tabla Nº 1.3.1 se presentan los siguientes valores característicos para los puertos del tramo ubicados sobre el río Paraná:

-valores de alturas medias (hmed), máximas (hmax) y mínimas (hmin) para cada año.

-valor medio de $\overline{hmed}$, $\overline{hmax}$ y $\overline{hmin}$ - ($\overline{hmed}$, $\overline{hmax}$ y $\overline{hmin}$) para la serie de trabajo.

-$S = \overline{hmax} - \overline{hmin}$

-Zona de aguas altas = $(\overline{hmed} + \overline{hmax})/2$

-Zona de aguas bajas = $(\overline{hmed} + \overline{hmin})/2$

Las denominadas "aguas ordinarias" (1) estarán comprendidas entre los dos valores anteriores.

-cantidad de observaciones realizadas.

-cota "0" de los hidrómetros (IGM).

1.3.3.3.Curvas de duración de alturas en los puertos

1.3.3.3.1. Se determinó la duración media anual: (en días y en porcentaje de tiempo (%)) de las aguas que alcanzan o superan ciertas alturas. Se

obtuvo para ello la frecuencia de valores, clasificados en intervalos de 1 cm, acumulándose luego tales frecuencias de modo tal que los mayores porcentajes (o mayor cantidad de días) correspondan a las menores alturas (Figuras Nº 1.3.7 a 1.3.16).

En la Tabla Nº 1.3.2 se han resumido los valores de alturas correspondientes a diferentes porcentajes (%) de duración.

1.3.3.3.2. Análisis de duración para los meses de mayor exportación: a tal efecto se obtuvo la duración media (%) con la cual las aguas alcanzan o superan alturas en los meses de julio - agosto - setiembre y octubre en conjunto (Figuras Nº 1.3.17 a 1.3.21). En la Tabla Nº 1.3.3 se han resumido algunos valores de alturas correspondientes a porcentajes de interés.

Se tomó este período por considerar que en el mismo se producen los picos de exportación correspondientes a la cosecha de soja.

1.3.3.3.3. Análisis de duración de alturas para el mes considerado crítico: Se adoptó como tal al mes de setiembre por ser aquel donde se registran los valores mínimos y por coincidir con épocas de exportación (Figuras Nº 1.3.22 a 1.3.26). En la Tabla Nº 1.3.4 se han resumido algunos valores de alturas correspondientes a porcentajes de interés.

1.4 CALCULO DE VOLUMENES DE SEDIMENTACION

1.4.1 METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Los principales mecanismos por los cuales se deposita sedimento en el canal de navegación, en los Pasos críticos son:

a) Variación de capacidad de transporte longitudinal.

b) Efecto por la no alineación del canal respecto a la dirección de corriente.

c) Efecto de los taludes laterales.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
BIBLIOTECA
Dr. Manuel
Belgrano

Los cálculos de volúmenes de mantenimiento para las distintas alternativas de calado analizadas, en cada Paso crítico, se efectuaron mediante el uso de un modelo matemático sedimentológico con lecho móvil. Las principales características del mismo son: régimen permanente, resolución explícita, variaciones de parámetros hidráulicos y sedimentológicos unidireccional en el sentido del eje del canal, y cálculo de sedimentación y ó erosión en una grilla discreta, por el método de balances en cada paso de tiempo.

Un aspecto importante a tener en cuenta para los cálculos de la sedimentación en cada sector del cauce es la distribución de corriente. A ésta se la consideró variable en el tiempo y con los sucesivos estados del río. Para cada Paso la misma ha sido calculada en función de la morfología del cauce y de las corridas de flotadores, ambas obtenidas

durante el desarrollo de la campaña de mediciones complementarias.

A tales fines se calcularon los coeficientes de pérdida de energía por sectores de similares características, para cada sección del modelo, en cada Paso. Los valores obtenidos fueron ajustados de acuerdo a las distribuciones de corriente medidas en campaña. Para ello se utilizó el concepto de distribución de caudales específicos a partir de velocidades medias obtenidas por medio de la expresión de Chezy, manteniendo constante la relación entre el coeficiente de fricción y la pendiente de energía en cada sección.

Si bien es probable que luego del dragado del canal, la velocidad media en el mismo, para un mismo estado del río, aumente levemente, dada la carencia de datos de campo para evaluar las nuevas condiciones, se ha supuesto que la velocidad se mantiene constante. Se considera a ésta hipótesis un tanto conservadora, a los efectos de calcular los volúmenes de mantenimiento a dragar.

En cada Paso o tramo de cauce crítico se aplicó el modelo para calcular el recrecimiento del fondo. Este se obtiene a partir de un balance de transporte de sedimentos en cada subtramo limitado, longitudinalmente, por dos perfiles transversales consecutivos y lateralmente por los veriles del canal.

En la Fig. Nº 1.4.1 se detallan todas las entradas y salidas de sedimento que contempla el modelo para cada subtramo o celda de cálculo. Estos flujos de sedimentos se calcularon según metodologías que se describen a continuación.

1.4.1.1 Variación de capacidad de transporte longitudinal

La mayoría de los problemas de calado en los Pasos críticos están directamente relacionados a expansiones del río en planta, asociadas generalmente a bifurcaciones de caudal.

Ambos hechos traen como consecuencia una disminución importante del caudal líquido específico y con ello, una pérdida considerable de la capacidad de transporte de sedimentos por parte de la corriente.

En estos pasos, la cantidad de sedimento que ingresa a los mismos es mayor que la que sale, motivo por el cual, se produce una acumulación de sedimentos.

Para cada perfil transversal del modelo, la corriente transporta sedimentos en suspensión y por arrastre de fondo. Estos caudales sólidos se determinaron mediante la siguiente expresión, desarrollada por Engelund - Hansen (Ref. 6).

$$qst = qss + qsf =$$

$$qst = 0.05.V^2.\sqrt{(d50/g.(S-1))}.(\tau o/(S-1).\delta.d50)^{1.5}$$

Donde:

V = velocidad media de la corriente

d50= diámetro del sedimento del lecho

g = aceleración de la gravedad

S = densidad relativa

τo = tensión de corte de fondo total

δ = peso específico del agua

qst= caudal sólido unitario total

qss= caudal unitario de sedimento en suspensión

qsf= caudal unitario de sedimento arrastrado por el fondo

1.4.1.2. Efecto por la no alineación del canal respecto a la dirección de corriente.

Cuando la dirección de la corriente presenta un cierto sesgo o ángulo de desvío con respecto a la alineación del canal de navegación, el sedimento transportado cruza el canal, el cual actúa como si fuera una trampa de sedimentos, especialmente para el que se transporta por arrastre de fondo.

En estos casos, en cada subtramo del modelo, se calculó para cada paso de tiempo el caudal de sedimento entrante, según las características del transporte en la playa contigua al canal (ver Fig. Nº1.4.1), y el saliente, según las características hidráulicas en la solera del canal. La diferencia entre ambos, teniendo en cuenta el ángulo de sesgo entre corriente y canal, da como resultado el flujo neto de sedimentos que se deposita o queda atrapado en cada subtramo, por efecto de cruzamiento o sesgo del canal.

Para este cálculo se utilizó la expresión de Engelund - Fredsφe (Ref. 5) para transporte de sedimento de fondo:

$$qsf = \Phi B \cdot \sqrt{((S-1).g.d50)}$$

$$\Phi B = (10/\beta) \cdot (\tau'^* - \tau^*c) \cdot (\sqrt{\tau'^*} - 0.7 \cdot \sqrt{\tau^*c})$$

$$\tau'^* = \tau^*c + 0.3 \cdot \tau^{*1.5}$$

Donde:

ΦB = función adimensional de transporte

τ'^*= tensión de corte efectiva adimensional

τ^*c= tensión de corte crítica adimensional

β= coeficiente de roce dinámico ($\approx$1 para arenas naturales)

τ^* = tensión de corte adimensional total

Los ángulos de sesgo entre dirección de corriente y dirección del canal se consideraron variables en los subtramos de cada Paso. Los valores han sido determinados en base al concepto de distribución morfológica de las líneas de corriente según la metodología recientemente descripta e información topobatrimétrica e hidráulica obtenida durante las mediciones de campo complementarias.

1.4.1.3 Efecto de los taludes laterales

Aun en el caso de corrientes paralelas al eje del canal, se produce un cierto aporte de sedimentos al mismo por efecto de los taludes laterales. En este caso la corriente es coincidente con la alineación del canal, pero la trayectoria que describen las partículas del fondo transportadas por arrastre, tienen una componente, variable en magnitud, hacia la solera del canal, perpendicular a la dirección de la corriente. Esto se debe al efecto de la gravedad actuando sobre las partículas que se desplazan en un plano inclinado (taludes laterales).

Este mecanismo de aporte de sedimentos desde los taludes hacia la

solera de los canales de navegación, ha sido estudiado. Para los cálculos efectuados en este informe se ha adoptado la metodología desarrollada por Fredsφe (Ref. 6), que emplea las siguientes fórmulas básicas:

$$A(t) = a\ (\sqrt{\Gamma}/\sqrt{\pi})\ .\ (\sqrt{(t+to)} - \sqrt{to})$$

$$\Gamma = qsf/(1-\cap)tg\phi \qquad to = (\pi/64).a^2/\ \sqrt{(tg\alpha o)^2}$$

Donde:

A(t) = volumen sedimentado por metro de longitud del canal en un tiempo (t)

a = profundidad dragada respecto del fondo original

ϕ = ángulo de fricción dinámica

t = tiempo de sedimentación

$\cap$ = porosidad del sedimento

αo = ángulo de talud del canal

El procedimiento empleado ha sido el siguiente:

1) Se calcula el volumen aportado por los taludes en un paso de tiempo t
2) Se calcula el recrecimiento en función del área trapecial para el 1º paso de tiempo.
3) Se calcula el nuevo talud (Z')
4) Se calcula nuevamente el volumen aportado por los taludes en el tiempo t2
5) Se calcula el nuevo recrecimiento para el tiempo t2 con el nuevo talud (Z') y así sucesivamente.

1.4.1.4 Análisis de sensibilidad del modelo sedimentológico

Existe la probabilidad de que los resultados obtenidos tengan alguna variación en función de modificaciones en la metodología de cálculo empleada. Sin embargo, se considera que éstas serían menores a las debidas a cambios en los datos de entrada al modelo. En relación a este aspecto se han realizado corridas de prueba del modelo para diferentes valores de los parámetros más significativos que se han empleado en los cálculos.

El objetivo ha sido acotar, en alguna medida, estas diferencias. De este modo se pretende dar una idea de la influencia que tendrían sobre los volúmenes de mantenimiento factores de incertidumbre tales como falta de información actualizada, errores en la estimación del transporte de sedimentos o variaciones del hidrograma de cálculo empleado.

Este análisis de sensibilidad se ha realizado en el año 1991, para un Paso del Paraná Inferior considerándose válida su extrapolación a los demás Pasos de la ruta (Ref. 16). A los fines de ejemplificar las incertidumbres ya citadas, se consideraron cambios en la distribución de corriente y en la granulometría del material del lecho. Se varió además, mediante el empleo de coeficientes, la fórmula de transporte de sedimentos y se utilizó el modelo con los hidrogramas extraordinarios observados en los años 1983 (crecida) y 1968 (estiaje).

En todos los casos las corridas de sensibilidad del modelo se efectuaron dragando el Paso a diferentes profundidades desde 30 a 40 pies, cada dos pies, referidos al cero local y computando el volumen de

sedimentos depositados en el mismo al cabo de un año de simulación. A tales efectos se consideró como válido analizar las variaciones de los volúmenes de mantenimiento relativos entre alternativas y no los valores absolutos.

Cambios en la distribución de corriente

No siempre se dispone de información hidráulica actualizada en todos los pasos, como así tampoco se puede asegurar que una determinada configuración de las líneas de corriente perdure invariablemente en el tiempo por varios años. El primer caso ha sido subsanado en este estudio mediante la campaña de mediciones de campo complementarias. No obstante es altamente probable que, debido a cambios morfológicos aguas arriba de cada paso, esta distribución de corriente observada no permanezca inalterada durante todo el período de la concesión de la ruta.

A los efectos de comparar resultados y analizar la sensibilidad de los mismos ante este hecho, el cual debería subsanarse efectuando en forma sistemática mediciones en el campo, se realizaron cálculos con la distribución de corriente obtenida mediante coeficientes ajustados a partir de la calibración y como contraste dos situaciones en las que se varió un 25% en más y un 25% en menos los caudales específicos para cada sección. En la Fig. Nº 1.4.2 se presentan los resultados obtenidos.

Cambios en el tamaño de los sedimentos

Durante las tareas de campaña realizadas en el mes de agosto se colectaron y analizaron muestras de material del lecho, en la zona del

determinante, para cada uno de los pasos críticos.

No obstante se consideró conveniente analizar la sensibilidad de los resultados ante variaciones de este parámetro. Para ello se realizaron corridas del modelo utilizando un diámetro medio de 250 micrones, considerado como un valor medio estimativo, y dos valores de prueba de 200 y 300 micrones respectivamente. Los resultados obtenidos se presentan en la Fig. Nº 1.4.3.

Diferencias en la tasa de transporte

Usualmente, debido a la falta de caracterización hidráulica-sedimentológica o falta de datos para verificar una determinada teoría o fórmula de transporte de sedimentos, los modelos a fondo móvil se aplican probando entre las fórmulas disponibles un grupo de ellas, que se considera más apropiado para el tramo de río a modelar.

Si bien en el tramo medio del Río Paraná esta técnica es utilizada, hoy se concluye, a través de la experiencia recogida, que hasta tanto no se genere una fórmula propia para el Río Paraná, es aceptable considerar a la ecuación de Engelund- Hansen como una de las más recomendables para calcular el transporte total de sedimentos.

No obstante ello, se analizó la sensibilidad de los resultados ante variaciones de 100% en más y en menos de la tasa de transporte obtenida por esta fórmula, mediante un simple coeficiente de disminución y aumento del caudal solido en cada sección del modelo. En la Fig. Nº 1.4.4 se presentan los resultados obtenidos.

Variaciones del estado hidrométrico del río

Como ya se expresara, todos los cálculos de mantenimiento de la ruta se realizaron para un hidrograma anual medio. Esta posición se considera totalmente válida para comparar las diferentes alternativas de calado y el correspondiente aumento de volúmenes de mantenimiento de la ruta, evaluado en términos medios a través de un período de utilización de la ruta lo suficientemente largo como para que el comportamiento hidrológico promedio del río se aproxime a su comportamiento medio histórico.

Esto no significa que el volumen de mantenimiento esperable para una determinada alternativa de calado sea el calculado, pues esto está condicionado a la probabilidad de ocurrencia de dicho hidrograma de cálculo para ese año.

En la realidad, si bien a través del tiempo los volúmenes de mantenimiento tienden a un valor medio, que es el obtenido en los cálculos del presente informe, es esperable que en determinados años se produzcan diferencias significativas como consecuencia de períodos extremadamente secos o extremadamente húmedos. Dentro de este rango de variaciones cada año hidrológico medio observado o esperable tendrá una determinada probabilidad de ocurrencia.

El motivo del presente análisis de sensibilidad es acotar dicha banda de variaciones para lo cual se ha corrido el modelo con dos años extremos observados. Uno de ellos considerado hiperhúmedo correspondiente a la creciente de 1983 y el otro considerado el más seco de los últimos años y que corresponde al estiaje del año 1968. En la Fig. Nº1.4.5 se presentan

los resultados obtenidos.

Conclusiones del análisis de sensibilidad

Para el caso de variaciones en la distribución de corriente se puede observar que si bien para las alternativas de poco calado la dispersión de los resultados es de poco más de un 10%; para las alternativas de mayor calado los resultados son modificados de manera importante. Por ejemplo para el caso de canal dragado inicialmente a 40 pies al cero local, la dispersión de resultados es de aproximadamente un 30%. Esto indica la importancia de contar sistematicamente a través del tiempo con la distribución de corriente medida en el campo, fundamentalmente para evaluar las alternativas de mayores calados.

En cuanto a cambios en el tamaño de los sedimentos del lecho, los resultados obtenidos muestran una variación inferior al 5% en todo el rango de alternativas de profundidades dragadas analizadas, por lo que se considera esta variación como prácticamente despreciable. Estos resultados tienen una explicación, por cuanto la variación en la tasa de transporte debida a cambios en el tamaño de sedimentos influye tanto en la sección de ingreso como en la sección de salida de cada subtramo, haciendo que las variaciones de flujo neto, y por lo tanto el balance de sedimentos, no se alteren significativamente.

Una explicación similar tiene el efecto de variaciones en la fórmula o tasa de transporte, ya que según puede observarse variaciones de 100% en más y 50% en menos del transporte de sedimentos dan variaciones máximas (para 36 pies) de un 10% en más o menos .

Es importante destacar que todas las variaciones hasta aquí analizadas, tales como distribución de corriente, diámetro de sedimento y fórmula de transporte deben evaluarse en forma global sobre todo el tramo, ya que si bien en algunos Pasos estos parámetros han sido subestimados, en otros fueron sobreestimados y por lo tanto en la sumatoria de los volúmenes de mantenimiento de todos los Pasos se producen compensaciones que atenúan los errores totales.

Lamentablemente, no ocurre lo mismo con las variaciones de los volúmenes de mantenimiento producidas por cambios en el estado hidrométrico del río pues éstos, además de ser importantes, suman con igual signo su influencia en todos los Pasos, por cuanto el estado del río es para todos el mismo.

En resumen, de todos los elementos analizados, el estado hidrológico del río, ha resultado ser altamente influyente en el volumen de mantenimiento anual necesario para la ruta. En efecto, según puede observarse en la Fig. Nº1.4.5, la ocurrencia de un evento de las características del observado en el año 1983, significará costos de mantenimiento de los Pasos que podrían llegar a <u>triplicarse</u> para las alternativas de poco calado y a poco más que duplicarse para las alternativas de mayores calados con respecto a los valores medios calculados.

Es evidente que durante dicho año si bien la sedimentación de los Pasos es importante, también lo es el nivel de agua, como para no crear problemas en la navegación. Sin embargo, indudablemente las grandes erogaciones de dinero se suceden tan pronto como el río comienza a bajar

a sus niveles líquidos normales con un fondo excesivamente elevado, consecuencia del período de aguas altas ocurrido con anterioridad.

Una observación importante de destacar corresponde a los años secos o de estiaje pronunciado, donde los volúmenes de mantenimiento se reducen notablemente y adicionalmente a ello, el aumento de profundidad para alternativas de calados mayores no significa grandes aumentos de mantenimiento.

Los resultados obtenidos para esta condición, o estado del río, se corresponden con las experiencias documentadas de la DNCPyVN de bajo mantenimiento para años secos. Una explicación muy general es la tendencia del río a encauzarse en su talweg, coincidente con el canal de navegación, durante aguas bajas y en consecuencia a mantener el canal autodragado y con bajas tasas de transporte de sedimentos al ingreso del Paso.

Una tarea sumamente útil, pero que correspondería a una etapa de proyecto, sería el cálculo detallado de los costos de mantenimiento para la ruta ante diferentes estados del río, asociados a probabilidades y en consecuencia a períodos de recurrencia. Estos cálculos acotarían las previsiones económicas a contemplar asociadas a ciertos riesgos de ocurrencia.

Por el momento, a nivel de Factibilidad de diferentes alternativas de calado, este análisis solo se efectuó a los efectos de contemplar, dentro de un rango de mantenimiento promedio para un período largo, la ocurrencia de años críticos con fuertes flujos o erogaciones de gastos que podrían duplicar e incluso triplicar los valores medios calculados.

1.4.2 APLICACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

En este punto se trata la implementación, calibración y explotación del modelo matemático sedimentológico en cada Paso.

El objetivo es calcular los volúmenes sedimentados anuales por intervalos, posteriormente al dragado inicial del Paso y en consecuencia, la evolución del determinante a través de ese período. Dichas curvas Volumen/Profundidad de dragado y Determinante/Tiempo, son posteriormente consideradas como curvas características del Paso para determinar cuáles serían los volúmenes de dragado de mantenimiento para cada alternativa de calado. A tales fines se mantuvieron constantes para cada paso los siguiente parámetros y variables hidrosedimentológicas del modelo:

- Diámetro medio del sedimento.
- Taludes laterales iniciales del canal estabilizado post-dragado
- Ancho del canal (B=116 m),
- Pendiente del pelo de agua
- Longitud de cada subtramo
- Tensión de corte crítica y ángulo de fricción dinámica del sedimento.
- Discretización del Paso (invariable para todas las alternativas).
- Intervalos de cálculo sedimentológico.

En función de los resultados obtenidos, durante las mediciones de campo complementarias en agosto de 1993, se consideró necesario aplicar el modelo matemático para calcular los volúmenes de dragado de mantenimiento de los Pasos: Abajo Correntoso, Paranacito, Abajo Tacuaní,

Tacuaní (km 509 - 512), Tacuaní (km 512 - 515), Abajo Diamante, Vinculación Tragadero - Animas y Tragadero.

De acuerdo a estas mediciones recientes se considera que en un futuro mediato, el resto de la ruta no presentaría problemas de mantenimiento significativos para calados similares al establecido para el concesionamiento de la ruta.

Para la explotación del modelo en cada uno de los ocho pasos mencionados se utilizó un hidrograma hipotético cuya probabilidad de ocurrencia para un determinado año es muy pequeña, pero con efectos sedimentológicos que se corresponden a una condición media a través de un período de varios años, tal cual lo establecen las condiciones licitatorias para el período de concesión de la ruta.

Este hidrograma ha sido calculado en base a los registros hidrométricos diarios observados en Puerto Paraná para la serie 1970 - 1990.

Para ello se determinó la curva de frecuencia anual y se la dividió en seis subperíodos de dos meses de duración cada uno, obteniéndose en consecuencia seis escalones de caudales medios.

Para conformar, con estos escalones, un hidrograma continuo se los ubicó en correspondencia con las formas clásicas de los hidrogramas del río Paraná. El resultado de esta tarea es un hidrograma anual cuyo volumen de descarga representa al módulo, su distribución de frecuencias es idéntica a la de la serie 1970 - 1990, y cuya forma se corresponde a la

mayoría de los hidrogramas observados durante dicho período.

En la Fig. Nº 1.4.6 se puede observar el resultado del cálculo precedentemente detallado. Este hidrograma ha sido considerado como representativo de las condiciones hidrológicas medias del río para un período de varios años.

1.4.2.1. Paso Abajo Correntoso

Implementación del Modelo

Se utilizó un relevamiento general de la DNCPyVN de junio de 1993. Para reproducir la evolución del lecho del canal en el paso se subdividió al mismo en 9 subtramos limitados por 10 secciones espaciadas regularmente cada 250 metros. Las mediciones de distribución de corriente, realizadas por la FICH en agosto de 1993 se utilizaron para determinar los porcentajes de caudales y las direcciones de corriente en cada una de las secciones del modelo. En el Plano Nº 1.2.1. se puede observar como fue discretizado el canal en el paso para la aplicación del modelo.

Calibración

Para esta tarea se utilizó el período comprendido entre el relevamiento de setiembre de 1991 (Plano Nº 8494 DNCPyVN) y el anteriormente citado de junio de 1993 (Plano Nº 14958 DNCPyVN), totalizando 21 meses. A partir de la distribución de líneas de corriente medidas durante la campaña de agosto de 1993 por la FICH, se estimaron coeficientes de resistencia al escurrimiento para los diferentes subtramos

en que fue dividido el paso. Se hizo funcionar el modelo utilizando como dato de entrada al limnigrama observado durante el período de calibración, cuyos valores se grafican en la Fig. 1.4.7, mediante sucesivos ajustes de los coeficientes de calibración se logró reproducir el perfil longitudinal del lecho con aceptable similitud al observado. En la Fig. 1.4.8. se presentan los resultados obtenidos.

Explotación del Modelo

Se tomó como condición inicial la obtenida del relevamiento de junio de 1993 por la DNCPyVN.

A partir de esa morfología se simularon dragados cortando el lecho a 24, 26, 28 y 30 pies, referidos al nivel del pelo de agua con 80% de probabilidad de ser superado para la serie 1970/1990.

Posteriormente, se simuló el recrecimiento de los niveles medios del lecho para cada subsector del modelo, alimentando al mismo con caudales y niveles de pelo de agua correspondientes al limnigrama medio de explotación definido en el punto 1.4.2. (Fig. 1.4.6).

Al cabo de un año de evolución del lecho, se registró el perfil longitudinal final obtenido y se calcularon los volúmenes sedimentados en el Paso.

En la Fig. 1.4.10 se presentan los resultados obtenidos.

A modo de ejemplo se grafican en la Fig. 1.4.9 los perfiles

longitudinales finales correspondientes a dragados iniciales de 26 y 30 pies.

En la Fig. 1.4.11 se graficaron las pérdidas de profundidades en el determinante del Paso a través del tiempo referidos al nivel de pelo de agua establecido por el pliego licitatorio de la concesión de la ruta.

1.4.2.2. Paso Paranacito

Implementación del Modelo

Se utilizó un relevamiento general de agosto de 1992 (plano Nº 14919 de la DNCPyVN) y se actualizaron detalles en proximidades del canal mediante los resultados de las campañas de agosto de 1993 realizadas por la FICH.

El tramo del paso a modelar se discretizó mediante una subdivisión en 8 subsecciones.

Calibración del Modelo

Para esta tarea se adoptó el período comprendido entre agosto de 1992 y agosto de 1993 totalizando un año de evolución.

En la Fig. Nº 1.4.12 se presenta el limnigrama observado que se utilizó para calibrar.

Los coeficientes de resistencia fueron estimados en base a las

mediciones de velocidades obtenidas en la campaña de agosto de 1993.

Los resultados obtenidos se presentan en la Fig. Nº 1.4.13 donde se superponen los perfiles longitudinales observados y calculado mediante modelo.

Explotación del Modelo

Partiendo de la condición actual (agosto 1993) y empleando el juego de coeficientes de la calibración, se simuló durante un año la evolución del nivel medio del lecho en un perfil longitudinal por el eje del canal, alimentando el modelo con el hidrograma medio adoptado.

Al final de la simulación se calcularon volúmenes de sedimentación para cada profundidad de dragado inicial.

En la Fig. Nº 1.4.15 se presenta los resultados obtenidos.

Los perfiles longitudinales finales de la simulación para 26 y 30 pies de dragado inicial se graficaron en la Fig. Nº 1.4.14 ; y la pérdida de profundidades del paso en el determinante se presenta en la Fig. Nº 1.4.16.

1.4.2.3. Paso abajo Tacuaní

Implementación Modelo

La implementación del modelo se efectuó tomando como base un

relevamiento general de la DNCPyVN de mayo de 1990 (Plano Nº 14727) contemplando modificaciones actualizadas según relevamientos de la FICH en agosto de 1993.

En el Plano Nº 1.2.4 se puede observar la discretización del Paso representada en el modelo mediante 9 subsecciones de 250 m de longitud cada una.

Calibración

Debido a la escasa información disponible, la única alternativa para calibrar el modelo fue tomar el período comprendido entre mayo de 1990 y agosto de 1993 totalizando 39 meses.

En la Fig. Nº 1.4.17 se presenta el limnigrama observado que se utilizó para la calibración. Las mediciones de distribución de corriente efectuadas por la FICH, durante las campañas complementarias de agosto, permitieron obtener información muy útil para estimar el juego de coeficientes de resistencia para la calibración. En la Fig. Nº 1.4.18 se presentan los resultados obtenidos. Se logro conseguir información morfológica parcial de diciembre de 1991 (Plano Nº 14870 DNCPyVN) que si bien no cubre la totalidad del paso fue muy útil para efectuar una verificación parcial de la calibración, constatando los resultados del modelo con algunos valores observados.

Explotación del modelo

Una vez calibrado el modelo se procedió a realizar las corridas de

explotación según el limnigrama medio adoptado, durante un período de un año, para diferentes profundidades iniciales de dragado. Una vez logrado el perfil longitudinal final de la simulación se computaron los volúmenes de sedimento acumulado en el Paso. Los resultados obtenidos se grafican en la Fig. Nº 1.4.20.

A modo de ejemplo, en la Figura Nº 1.4.19 se presentan los perfiles longitudinales finales para los dragados iniciales de 26 y 30 pies.

La pérdida de profundidad en el determinante del paso, como consecuencia de la sedimentación se graficó en la Fig. 1.4.21.

1.4.2.4. Paso Tacuaní (km 509 - 512)

Si bien este paso presenta problemas de calado y en consecuencia volúmenes de dragado de mantenimiento, su ubicación actual en planta es relativamente nueva. Tal como se explica en el punto 1.1.2 hasta 1991 este paso se navegaba en travesía desde la margen derecha o islas Los Huevos en la progresiva km 512 hacia margen izquierda o isla Las Tejas en la progresiva km 510, para luego continuar recostado sobre la margen. A partir de 1991 se cambia la traza del canal a la actual ruta de manera tal que actualmente la información disponible para calibrar el modelo es sumamente escasa.

Implementación del Modelo

Se tomó como base morfológica general a las condiciones observadas en el año 1991 según el Plano Nº 14869 de la DNCPyVN. En la zona próxima

al canal la morfología del río fue actualizada según los relevamientos propios de la FICH realizados en agosto de 1993. Sobre esta base se trazó el desarrollo del canal y se subdividió el perfil longitudinal del canal en 12 subsectores delimitados por 13 secciones transversales espaciadas regularmente cada 250 metros.

En el plano Nº 1.2.5 se puede observar la discretización espacial del paso para aplicar el modelo matemático.

Calibración

Para esta tarea se tomó el lapso transcurrido entre abril de 1992 y enero de 1993 totalizando un período de 9 meses.

No se pudo utilizar el relevamiento más actualizado realizado por la FICH porque en marzo o abril de 1993 se dragó el paso.

A partir de la morfología inicial, tomada como Diciembre de 1991 (Plano Nº 14869 DNCPyVN), se dragó el Canal de acuerdo a los trabajos de la DNCPyVN de abril de 1992 y se hizo funcionar el modelo durante 9 meses con aportes de caudales consecuencia del limnigrama observado que se presenta en la Figura Nº 1.4.22.

Mediante ajustes en los coeficientes de resistencia hidráulica para cada celda o subsector del modelo, se fueron obteniendo perfiles longitudinales finales hasta reproducir, con suficiente grado de similitud, el perfil longitudinal observado en Enero de 1993, a través del relevamiento longitudinal Nº 14941 de la DNCPyVN.

Las corridas de flotadores fueron sumamente útiles para obtener la distribución de corriente y estimar el primer juego de coeficientes de resistencia ó parámetros de ajuste del modelo matemático.

En la Figura Nº 1.4.23 se puede observar, por comparación entre perfil observado y calculado mediante modelo, el resultado de la calibración.

Explotación del Modelo

Con el juego de coeficientes calibrados se procedió a la explotación del modelo a partir de las condiciones morfológicas actuales, dragando el paso a 24, 26, 28 y 30 pies de profundidad referidas al nivel del pelo de agua con 80% de probabilidad de ser superado (Serie 1970 - 1990) y con caudales de aporte y niveles de agua correpondientes al limnigrama de explotación descipto en el punto 1.4.2. Al cabo de un año de simulación se obtuvieron los volúmenes sedimentados en el paso, valores con los cuales se construyó la Fig. Nº 1.4.25.

A modo de ejemplo en la Fig. Nº 1.4.24 se graficaron los perfiles longitudinales resultantes luego de un año de funcionamiento para dragados iniciales de 26 y 30 pies. En la Fig. Nº 1.4.26 se puede observar cual es la pérdida de calado del paso en el determinante a través del tiempo.

1.4.2.5. Paso Tacuaní (km 512 - 515)

Implementación del Modelo

En el Plano Nº 1.2.5 se presentan las condiciones morfológicas que se utilizaron para implementar el modelo. Las mismas surgen de un relevamiento general de la DNCPyVN de diciembre de 1991 (Plano Nº14869) que fue actualizado según el relevamiento complementario realizado por la FICH en agosto de 1993.

El Canal de navegación en el Paso fue dividido en 6 subsectores.

Calibración

Para esta tarea se tomó el período transcurrido entre Enero y Agosto de 1993, totalizando 8 meses de simulación según caudales y niveles de pelo de agua consecuencia del Limnigrama observado que se presenta en la Fig. Nº 1.4.27.

Mediante sucesivos ajustes de los coeficientes de calibración se obtuvo el perfil longitudinal del paso al final de la simulación, calculado por modelo, que se compara al observado en la Fig. Nº 1.4.28.

Explotación del Modelo

Se utilizó la morfología actualizada y efectuaron corridas de simulación durante un período de un año alimentando al modelo con el limnigrama de explotación .

Para ello se dragó el lecho del canal a 24, 26, 28 y 30 pies de profundidad referidos al nivel del pelo de agua con 80% de probabilidad de ser superado y según los perfiles longitudinales resultantes se

computaron los volúmenes sedimentados en el paso. En la Fig. Nº 1.4.30 se presentan los resultados obtenidos y en la Fig. Nº 1.4.29 los perfiles longitudinales finales para los dragados iniciales de 26 y 30 pies. La pérdida de profundidad a través del tiempo en la zona del determinante se graficó en la Fig. Nº 1.4.31.

1.4.2.6 Paso Abajo Diamante

Implementación del Modelo

Para aplicar el modelo sedimentológico en este Paso se utilizó el relevamiento general de la DNCPyVN de marzo de 1992 (Plano Nº 14889), y la distribución de corriente medida en agosto de 1993 por la FICH. En el Plano Nº 1.2.6 se puede observar cómo fue subdividido el canal de navegación en el Paso mediante 12 secciones para ser representado en el modelo.

Calibración

Para esta tarea se adoptó el período comprendido entre Marzo de 1992 y Agosto de 1993 totalizando 17 meses.

Para estimar el juego inicial de coeficientes de resistencia se utilizaron los datos de velocidades de corriente medidos en agosto de 1993. En la Fig. 1.4.32 se grafica el Limnigrama de calibración observado que se utilizó como dato de entrada al modelo y en la Fig. 1.4.33 se presentan los perfiles longitudinales finales observado y calculado por el modelo respectivamente.

Explotación del Modelo

Con el juego de coeficientes resultantes de la calibración y una morfología inicial del Paso según el relevamiento de la FICH de agosto de 1993 se hizo funcionar el modelo alimentándolo con el correspondiente limnigrama medio de explotación. Para ello se dragó inicialmente el lecho del canal a 24, 26, 28 y 30 pies para cada ensayo del modelo y se simuló el recrecimiento del fondo durante un año.

En la Fig. 1.4.34, a modo de ejemplo se presenta el perfil longitudinal final calculado por el modelo para dos condiciones de dragado. Con los perfiles longitudinales finales de cada una de las variantes se calcularon los volúmenes sedimentados que se grafican en la Fig. 1.4.35. La evolución de profundidades en el determinante a través del tiempo para cada dragado inicial se presenta en la Fig. 1.4.36.

1.4.2.7 Paso Vinculación Tragadero-Animas

Implementación del Modelo

Se utilizó un relevamiento general de octubre de 1992 (Plano Nº 14925 DNCPyVN). En el Plano Nº 1.2.8 se puede observar la discretización del tramo para aplicar el modelo. Se representó las características del canal navegable en el Paso mediante 9 secciones espaciadas regularmente cada 250 metros.

Calibración

Se adoptó el período transcurrido entre octubre de 1992 y agosto de 1993 (relevamiento de FICH durante la campaña de mediciones complementarias) totalizando 10 meses. En la Fig. 1.4.37 se grafica el Limnigrama correspondiente a dicho período, que se utilizó como dato de entrada al modelo.

En la Fig. 1.4.38 se presentan los resultados de la calibración comparando el perfil longitudinal al final del período con el obtenido mediante el modelo.

Explotación del Modelo

A partir de las condiciones morfológicas del Paso, actualizadas con el relevamiento de agosto de 1993 (FICH), se hizo funcionar el modelo alimentándolo con el Limnigrama medio de explotación. Para cada profundidad inicial de dragado de 24, 26, 28 y 30 pies, referidos al nivel del 80% de la serie 1970-1990, se simuló durante un año la evolución del perfil longitudinal.

En la Fig. 1.4.39 se presenta, a modo de ejemplo, los perfiles longitudinales finales para las variantes de 26 y 30 pies de dragado. En la Fig. 1.4.40 se grafican los volúmenes sedimentados durante ese período para cada uno de los dragados iniciales. Por último en la Fig. 1.4.41 se puede observar la pérdida de profundidad del canal en el determinante del Paso a través del tiempo, para cada alternativa de dragado.

1.4.2.8 Paso Tragadero

Implementación Modelo

Para representar las características morfológicas del Paso mediante el modelo sedimentológico se tomó como base el relevamiento de octubre de 1992 (Plano Nº 14925 DNCPyVN). Las mediciones de campo complementarias de agosto de 1993, realizadas por la FICH, se utilizaron para actualizar direcciones de corriente en cada una de las 9 secciones en las que se subdividió el Paso. En el Plano Nº 1.2.9 se puede observar la discretización espacial adoptada para el modelo.

Calibración

Se utilizó el período comprendido entre octubre de 1992 y agosto de 1993, totalizando 10 meses. En la Fig. 1.4.42 se graficó el Limnigrama de calibración observado en dicho período y corregido según la progresiva del Paso en la ruta. Las velocidades de corriente medidas en agosto de 1993 permitieron estimar los coeficientes de resistencia hidráulica para iniciar el proceso de calibración.

En la Fig. 1.4.43 se presentan los resultados obtenidos superponiendo los perfiles longitudinales del nivel medio del lecho según la simulación del modelo, en comparación al observado durante las mediciones de campaña.

Explotación del Modelo

Se adoptó como morfología inicial del tramo la observada en agosto de 1993. El lecho del canal fue dragado según las diferentes alternativas de 24, 26, 28 y 30 pies de profundidad referidas al nivel del 80% de la

serie 1970-1990 en el Paso. Luego se hicieron corridas del modelo para simular el recrecimiento del fondo durante un año, alimentando el mismo con un hidrograma correspondiente al limnigrama medio de explotación adoptado.

En la Fig. 1.4.44 se puede observar los perfiles longitudinales finales obtenidos por el modelo para los dragados iniciales de 26 y 30 pies.

Los volúmenes de sedimentación resultantes para cada alternativa de dragado inicial se presentan en la Fig. 1.4.45. Durante el proceso de simulación de recrecimiento del fondo se computaron los valores de profundidad en el determinante del Paso, cuya evolución a través del tiempo se grafica en la Fig. 1.4.46.

1.4.3 CANAL DE ACCESO AL PUERTO DE SANTA FE.

1.4.3.1 Introducción.

La evaluación de la sedimentación en el Tramo Exterior y Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe es un problema de difícil resolución. Se combinan en él aspectos hidráulicos y sedimentológicos que deben analizarse en forma desagregada a fin de individualizar las características particulares del problema y cuantificarlas adecuadamente. Diferentes estudios, los cuales fueron resumidos en el Capítulo de Recopilación y Análisis de Antecedentes, analizan las causas de este problema en buena medida producto de la acción del hombre sobre el sistema fluvial. Esas causas se centran fundamentalmente en el hecho de que el

Canal de Acceso constituye un curso fluvial artificial construido "transversalmente" en la llanura aluvial del Paraná, perpendicular a la dirección predominante del escurrimiento.

En la situación actual, el río Colastiné encuentra al Canal de Acceso a la altura del km. 585 de la ruta de navegación. La expansión que se genera en el encuentro de estos dos cauces origina una reducción de la capacidad de transporte de la corriente que ha dado lugar a la formación de un banco el cual separa la corriente franca del río del caudal que se deriva de éste ingresando en el Canal de Acceso.

Esta configuración de la corriente pone en evidencia dos mecanismos de sedimentación en el tramo. El primero de ellos afecta la carga total de sedimento de fondo, producto de la pérdida de la capacidad de transporte que resulta del ensanchamiento. Este efecto dependería de las condiciones de la corriente y espacialmente afectaría al tramo Exterior y parte del Canal de Acceso.

El otro proceso de sedimentación, se vincula a las variaciones en las concentraciones de la carga de lavado (limos y arcilla). En este caso, las condiciones de la corriente principal perderían relevancia, asumiendo un papel protagónico el nivel de las concentraciones de finos provenientes fundamentalmente de la cuenca del Bermejo (Ref.4) y las condiciones locales dentro del canal (desnivel de la superficie del agua) que determinarán las magnitudes de las velocidades y sentido de la corriente que escurrirá por éste.

Si bien ambos efectos actúan en forma superpuesta, un primer análisis

del problema permitiría diferenciar dos sectores, en cada uno de los cuales, predominaría un efecto sobre el otro.

a) Tramo Exterior, frente a la desembocadura del río Colastiné,: Aquí la expansión de la corriente permitiría el depósito de arenas con una fracción minoritaria de la carga de lavado.

b) Canal de Acceso: la traza y condiciones de escurrimiento en el canal le confieren características hidráulicas particulares que favorecen los procesos de sedimentación en el mismo de parte de la carga de lavado, dado que los mayores volúmenes de la arena depositada quedan retenidas en el Tramo Exterior o en los primeros metros del canal.

La diferenciación efectuada se basa en los antecedentes existentes sobre el tema y sobre la base de una hipótesis de funcionamiento del sistema, que tiene en cuenta los distintos comportamientos de ambos tipos de sedimentos (de fondo y carga de lavado) en una corriente aluvial. La información de campo relevada con objeto de este estudio y su posterior tratamiento permitirá encuadrar adecuadamente los alcances de las hipótesis formuladas.

La estimación de los volúmenes sedimentados para el Tramo Exterior y Canal de Acceso conformó un proceso de análisis que puede ser dividido en dos etapas. En la primera de ellas se hizo una evaluación preliminar a partir de la información histórica disponible. Al respecto, en el Punto 1.4.3.2 se detallan las características y orígenes de la información recopilada, la cual fue agrupada de acuerdo a la naturaleza de los datos. En tanto en el Punto 1.4.3.3 se efectuó una primera estimación de los

volúmenes sedimentados en base a distintas metodologías de cálculo utilizando las fuentes de datos observados disponibles.

Estos valores, fueron comparados con los resultantes de la aplicación de procedimientos analíticos de cálculo basados en teorías clásicas de sedimentación.

La falta de una base de información actualizada impidió en esta primera etapa una validación de las metodologías de cálculo empleadas que respaldasen los valores obtenidos, si bien los mismos ya proporcionaron una primera aproximación al problema y permitieron elaborar conclusiones preliminares acerca de la compatibilidad y consistencia de los distintos procedimientos de cálculo empleados.

La segunda etapa del estudio tuvo como objetivo presentar un cálculo más ajustado de los volúmenes de sedimentación esperables para las condiciones actuales. Y analizar , en forma somera, alternativas de obras que pudieran reducir los costos del dragado de mantenimiento del Tramo Exterior y Canal de Acceso. Para este fin fue necesario como punto de partida realizar una serie de mediciones de características tales que brindaran los datos necesarios tanto para la aplicación de los procedimientos de cálculo seleccionados, como así también para la verificación de los resultados.

El Punto 1.4.3.4 detalla las tareas de campo realizadas en virtud del objetivo de actualizar los datos disponibles. Incluye, así mismo, tratamiento posterior dado a la información resultante.

Los datos obtenidos en 1.4.3.4 permitieron la aplicación y verificación del método de Owen-Camp y el análisis de sedimentación en el Tramo Exterior, a partir de evaluar la capacidad de transporte sobre el banco. Todo ello se presenta en el Punto 1.4.3.5.

En 1.4.3.6 se analiza la incidencia que sobre los volúmenes de sedimentación tendría la realización de un terraplén continuo que permita afirmar el banco existente en el extremo de la Isla La Tona. Se analizó aquí, sobre la base de una serie de supuestos, los volúmenes de arena que sedimentarían en la embocadura del canal. La comparación de estos valores con los obtenidos en 1.4.3.5 posibilitó determinar las reducciones esperables en los volúmenes de mantenimiento por efecto de la obra en consideración.

Por último en 1.4.3.7 se brindan las conclusiones del estudio, las mismas fueron divididas conforme a las etapas que involucró el proceso de análisis. Así las conclusiones 1 a 8 hacen inferencia al enfoque general del problema, y a los resultados preliminares a los que se arribó, para las diferentes metodologías de cálculo empleadas, a partir de la información histórica disponible. Las conclusiones 9 a 20 son el resultado del análisis efectuado a partir de una reelaboración de la información histórica disponible y de los datos hidráulicos y sedimentológicos relevados para este estudio. Se puso especial énfasis en la necesidad de profundizar el estudio de las posibles alternativas de obras, dado la importancia que estas juegan en las posibles reducciones de los volúmenes de sedimentación.

1.4.3.2 Información recopilada.

*** Historial de dragado:**

El historial de dragado en el tramo, recopilado por la DNCPyVN, constituye la primer fuente de información a considerar en la tarea de evaluar los volúmenes de sedimentación en el área del Canal de Acceso. Con este fin se analizaron los volúmenes mensuales de dragado informados por ese Organismo para el período 1974/1993. En la Tabla 1.4.1 y 1.4.2 se resumen los valores obtenidos correspondientes al Tramo Exterior (km 585/586) y Canal de Acceso(km 586/592) respectivamente.

*** Planos batimétricos:**

Como alternativa a los volúmenes informados, se consideró la posibilidad de evaluar la sedimentación a partir de la comparación de planos batimétricos. Para ello se debió seleccionar planos del mismo tramo, de manera que en el período que mediara entre los mismos no se hubieran registrado dragados en dicho sector. Los planos considerados se detallan a continuación.

Plano N°	Sector	Fecha relev.	Hp.s.f.	Escala
14116	Tramo Ext.	4/6-10/8/82	3,80-5,71	1:2000
14225	Tramo Ext.	16/12/83	5,08	1:2000
14431	Canal Acceso	15/1-19/2/86	1,95-2,49	1:2000
14497	Canal Acceso	5/9-14/12/86	3,89-3,15	1:2000
14949	Tramo Ext.	24/02/93	4,75	1:2000
14956	Tramo Ext.	6-19/5/93	4,08-3,60	1:2000

*** Caudales sólidos:**

Se ha hecho referencia a la importancia que tiene el aporte de carga de lavado proveniente de la cuenca del Río Bermejo, sobre los volúmenes de finos depositados en el Canal de Acceso. Se consideró imprescindible, en razón de ello, recopilar la información del sedimento transportado por ese río contenida en los Anuarios Sedimentológicos de Agua y Energía Eléctrica. La información recopilada de aportes de material sólido en suspensión se resume en el siguiente cuadro.

Río	Lugar	Cuenca	Período de registros (Años)
San Francisco	Caimancito	R. San Franciso	48-49/82-83
Iruya	San José	R. Bermejo Sup.	80-81/82-83
Iruya	El Angosto	R. Bermejo Sup.	71-72/82-83
Bermejo	Zanja del Tigre	R. Bermejo Sup.	45-46/82-83

*** Datos Hidráulicos y Sedimentológicos:**

La información hidráulica y sedimentológica correspondiente al Canal de Acceso es extremadamente reducida y en general bastante desactualizada. Para este análisis se consideró la información recopilada para el "Estudio del Sistema Fluvial Paraná-Santa Fe. Trabajos de campaña y análisis preliminar de datos", INCYTH, 1974, (Ref. 8).

1.4.3.3 Estimación preliminar de volúmenes sedimentados.

Las estimaciones que se presentan aquí, se basaron en las distintas fuentes de información disponibles. De esta manera se obtuvieron volúmenes que resultaron directamente de la información recopilada (se pueden considerar dentro del grupo: "volúmenes observados") o son el resultado de procedimientos de cálculo basados en los datos hidráulicos y sedimentológicos disponibles ("volúmenes calculados").

A los fines de facilitar el análisis, los resultados se presentan agrupados de acuerdo a la fuente de información que les dio origen:

a) Volúmenes de dragado informados:

El historial de dragado recopilado entre los años 1974 a 1993 permitió conocer los volúmenes mensuales informados de dragado en el Tramo Exterior (km 585/586) y Canal de Acceso propiamente dicho (km 586/592). En las Tablas 1.4.1 y 1.4.2 como se mencionara, se detallan dichos valores con sus correspondientes totales anuales.

Los valores anuales de dragado correspondientes al Tramo Exterior presentan una importante variación para los diferentes años con un mínimo en 1983 de 95500 m3 y un máximo en 1979 de 1254270 m3. En promedio el volumen anual de dragado informado asciende a 473210 m3 con un desvío de 297000 m3.

El historial de dragado correspondiente al Canal de Acceso presenta aún mayores variaciones que las registradas en el Tramo Exterior. En este sentido los datos muestran años en los que no se efectuaron dragados y otros en los que estos superaron los 800000 m3, la información y

antecedentes recopilados sobre el tema demuestran, que el mayor porcentaje de los volúmenes dragados se ubicó entre los km 586 - 588.

La Boca Interior (km 591 - 592.5) solo ha presentado importantes volúmenes de dragados en correspondencia con la crecida de 1983, 983000 m3. Esta sedimentación no sería atribuible a la carga proveniente del Colastiné, sino que se debería a los aportes sólidos consecuencia de los importantes procesos erosivos observados en el extremo final de la Laguna Setúbal y Canal de Derivación Norte, ocurridos durante aquel evento. Asimismo en la Tabla 1.4.2 se incluyen los volúmenes dragados correspondientes al corte de la Isla Clucellas.

Estas consideraciones acerca de los volúmenes informados correspondientes al Canal de Acceso sugirieron que los valores promedios debían ser considerados bajo diferentes circunstancias. Es así que se calcularon tres volúmenes promedios:

1) A partir de los volúmenes totales informados.

Vol. medio anual = 267340 m3 Desvio = 290725 m3

2) Sin considerar los volúmenes correspondientes al corte de la Isla Clucellas.

Vol. medio anual = 229998 m3 Desvio = 280924 m3

3) Sin considerar los volúmenes dragados en 1983 (Boca Interior) ni el corte de la Isla Clucellas.

Vol. medio anual = 180844 m3 Desvio = 222060 m3

A nivel de resumen, los valores informados de dragado dan como valor medio de mantenimiento anual, para el conjunto Tramo Exterior - Canal de Acceso, un volumen de: 654054 m3, el cual no incluye el dragado de la Boca Interior en 1983, ni el corte de la Isla Clucellas.

b) Volúmenes de sedimentación a partir de la comparación de planos batimétricos:

La recopilación efectuada permitió disponer de información para tres situaciones diferentes. En dos de ellas no hubo dragados intermedios y en la restante se verificó un dragado al final del período considerado. En la Tabla 1.4.3 se resumen la ubicación del tramo, el período de tiempo considerado, y los volúmenes sedimentados con y sin la inclusión de los volúmenes dragados en dicho lapso. Se observa en la Tabla 1.4.3 la diferencia en los volúmenes resultantes para los dos datos correspondientes al Tramo Exterior. Varias razones pueden apuntarse para esta diferencia:

La longitud considerada en el relevamiento 82/83 es sustancialmente mayor a la correspondiente al relevamiento de Feb - May/93. Si se analiza el relevamiento 82/83 en el tramo coincidente con el de Feb - May/93 se obtiene un valor de 54000 m3 para el período considerado, pero debe notarse que es en este sector donde se verificaron parte de los dragados cuyos volúmenes se detallan en Tabla 1.4.3, lo que impide una corrección del valor así obtenido.

La profundidad determinante al inicio del período fue sustancialmente menor en el relevamiento de Feb - May/93. Este hecho influiría muy poco sobre la depositación de finos, no así sobre la sedimentación de arenas, muy sensible a las variaciones de velocidad.

Las condiciones hidráulicas dominantes en el relevamiento 82/83 corresponden a las de la crecida extraordinaria de esos años (única en el siglo por sus características). Este hecho magnificaría el depósito de arenas, pero en contraposición reduce las concentraciones de sedimento fino, los que para igual caudal de ingreso al canal disminuyen la sedimentación.

Se ha dicho anteriormente que las condiciones de la corriente en el canal no dependen directamente del caudal del escurrimiento por el cauce principal del río Paraná sino de la pendiente local, consecuencia ésta de las características del almacenamiento en el Sistema Leyes - Setúbal, fenómeno ampliamente documentado. Al respecto, existen referencias no publicadas de velocidades nulas en el canal durante la crecida de 1983.

El período de registro del relevamiento Feb - May/93 es muy corto por lo que las imprecisiones en las tasas observadas de recrecimiento se magnifican.

El comparativo disponible para el Canal de Acceso (Ene - Feb/86 - Sep - Dic/86) presenta un período de tiempo adecuado sin dragados intermedios y en una extensión que alcanza hasta la Boca Interior del canal. El volumen de depósito observado de 75000 m3, que representa un volumen anual de 100000 m3, tiene la particularidad de verificarse en los primeros 1600

m del canal (Fig. 1.4.47) (km 586.6 - 588.2) coincidente con la ubicación de los volúmenes informados por la DNCPyVN.

Los valores presentados en Tabla 1.4.3 deben ser considerados para las condiciones vigentes en el período de análisis. Sin embargo si se acepta para el período de relevamientos (Ene -Feb/86 - Sep - Dic/86) una condición promedio (no medida) de la carga de sedimento fino en suspensión, los valores obtenidos en el Canal de Acceso (= 100000 m3) pueden considerarse representativos asociados a un cierto caudal de ingreso al mismo.

c) Estimación de volúmenes sedimentados obtenidos por la metodología propuesta por K.E. Navntoft (Ref. 9):

Navntoft realizó un análisis de las causas de la depositación del sedimento fino en el Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe. Para ello utilizó la información de Ref. 8. El estudio se basó fundamentalmente en los caudales circulantes por el canal y la diferencia de concentraciones de sedimento fino entre la desembocadura del río Colastiné y la Boca Interior del Canal de Acceso. Los resultados obtenidos a partir de ello, permitieron concluir que, en promedio para el período de información considerado, la concentración depositada a lo largo del canal era de 45 gr/m3.

Adoptando la concentración mencionada, el volumen depositado pasa a ser una función del peso específico del depósito y del caudal que escurre por el canal. A los fines de determinar el peso específico (δd) se contó con la granulometría de una muestra de lecho tomada cerca de la Boca

Interior del canal (Fig. 1.2.13). Con la información granulométrica allí obtenida se emplearon dos metodologías de cálculo para la obtención de δd (Ref. 12). Los valores hallados fueron los siguientes:

Fórmula de Komura : δd = 1.985 ton/m3

Fórmula de Lane y Koeltzer: δd = 1.36 ton/m3

Estos valores engloban al referido por Navntoft para el Río de la Plata : δd = 1.6 ton/m3.

Con los pesos específicos anteriores, se determinaron volúmenes depositados anuales bajo la suposición de diferentes caudales de ingreso al Canal de Acceso. En la Tabla 1.4.4 se brindan los valores obtenidos. Se puede observar que para un caudal de 400 m3/seg., el cual constituye un buen promedio de los caudales en el período de mediciones 1970/74, los volúmenes sedimentados anuales oscilan entre 300000 y 400000 m3, según el valor de peso específico adoptado. Este volumen involucra tanto al Tramo Exterior como al Canal de Acceso pero está limitado, esencialmente, al depósito de sedimento fino o carga de lavado.

d) Estimación de volúmenes sedimentados por el Método de Owen - Camp (Ref. 3):

Dadas las características que presenta el Canal de Acceso, que lo transforman en un verdadero decantador de sedimentos, con una sección bastante regular que aseguraría condiciones del escurrimiento aproximadamente uniformes y bidimensionales, se decidió aplicar la teoría de sedimentación de Owen - Camp, desarrollada para el diseño de

decantadores artificiales.

Según esta teoría, la relación entre la concentración de entrada al tramo de análisis "Co" y de salida "C" del mismo se puede plantear bajo la siguiente relación funcional:

$$C/Co = \theta\ (w/u^* \ ;\ wt/h)$$

donde w: velocidad de caída de la partícula

u*: velocidad de corte ($\sqrt{ghI}$)

g : aceleración de la gravedad

h : profundidad

I : pendiente

La carencia de datos hidráulicos y sedimentológicos, en esta instancia de evaluación preliminar, previa a la realización de las tareas de campo, determinó que se deba recurrir a valores, publicados en los antecedentes correspondientes a otros estudios efectuados en la zona. Es así que se seleccionaron los siguientes datos representativos de condiciones medias en el canal:

Pendiente	:	7.8*10-6
Velocidad media	:	0.3 m/seg.
Concentración en la desembocadura del Colastiné	:	200 gr/m3

De la batimetría de Mayo de 1993 se obtuvieron las características geométricas del Tramo Exterior, en particular la profundidad media. Los

datos sedimentológicos fueron adoptados a partir de la misma muestra de sedimento de fondo empleada para el desarrollo de la metodología anterior. Esto involucra desde ya una simplificación importante, pues se está dando a la distribución de sedimento en suspensión, a la entrada del canal, la misma curva granulométrica que el sedimento depositado en una sección próxima a la Boca Interior de éste.

En la Tabla 1.4.5 se presentan las concentraciones depositadas para distintos rangos de tamaño en el Tramo Exterior. Estas concentraciones produjeron los siguientes volúmenes depositados anualmente para ese sector, de acuerdo al peso específico adoptado

δd = 1.9 ton/m3	Vol. anual	324400 m3
δd = 1.3 ton/m3	Vol. anual	474000 m3

Se observa en Tabla 1.4.5 cómo el método predice que la totalidad de los tamaños mayores (arenas) depositará completamente en el Tramo Exterior. Los tamaños mas finos presentan concentraciones de depósito progresivamente menores a medida que se consideran diámetros más pequeños. Esto resulta en que habrá una concentración saliente del tramo compuesta preponderantemente por limos finos a muy finos y arcillas. La metodología predice para estos tamaños depositaciones prácticamente nulas en el tramo de análisis.

Si bien la aplicación de este método exigió la adopción de datos de entrada obtenidos de la información histórica disponible en el lugar, o extrapoladas de otros sectores del río, los resultados alcanzados guardan cierta lógica con los surgidos a partir de otros procedimientos.

Los resultados proporcionados por el método indicarían que el mayor porcentaje del depósito se daría en el Tramo Exterior, donde sedimentaría la totalidad de las arenas y una fracción importante de los limos gruesos. Los sedimentos más finos decantarían en el Canal de Acceso, permitiendo una concentración a la salida del tramo con predominancia de limos finos a muy finos y arcillas.

En el Cap. 1.4.3.5 correspondiente a la estimación de los volúmenes de sedimentación a partir de datos actualizados de campo, se repite la aplicación de la metodología de Owen-Camp, evaluándose alli la confiabilidad de la misma a partir de la información disponible para su verificación.

1.4.3.4 Obtencion y tratamiento de la información de campo

La continuidad del estudio requirió el desarrollo de tareas de campo que posibilitaran disponer de una información más completa sobre las características hidráulicas y sedimentológicas del Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe. A tal fin se llevaron a cabo dos campañas de mediciones cuyas fechas de realización y síntesis de las tareas efectuadas se describe en la Tabla 1.4.6

Relevamiento batimétrico

El plan de tareas correspondiente a la campaña del 4/11/93 incluyó el relevamiento batimétrico general del Canal de Acceso entre los Km. 586 y Km. 592,5. Las determinaciones de profundidad se efectuaron con sonda ecógrafa de registro continuo, mientras que, simultáneamente, un

posicionador satelital GPS determinaba la ubicación de la embarcación. El recorrido efectuado durante la navegación fue similar al efectuado en el relevamiento de los Pasos de Navegación en el río Paraná. Los resultado se presentan en los Planos 1.5.5, 1.5.6 y 1.5.7.

Velocidades en el canal

En ambas campañas se efectuaron mediciones expeditivas de velocidad de acuerdo al siguiente detalle:

Fecha	Prog. ubicación	Tecnica de medición	Nº puntos muestreo	V m/s	A m2	Q m3/s
oct93	Km 587.6	minimolinete	3,000	0,50	1190	595
oct93	Km 585.5	"	3,000	0,56	1051	591
oct93	Km 587	flotadores	3,000	0,26	1192	310

Muestras de material de fondo

El proceso de sedimentación que se produce a lo largo del Canal de Acceso se vincula directamente a las características del material de fondo presente en el mismo. En efecto, las tareas de campo en este sentido consistieron en un muestreo de material de fondo a lo largo del Canal de Acceso.

En los Planos 1.5.5 a 1.5.7 se detalla la ubicación de las diferentes muestras obtenidas para cada una de las campañas realizadas. El muestreo de material del fondo se efectuó con el mismo equipamiento que el empleado para igual fin en el Río Paraná.

Las muestras obtenidas fueron analizadas en el Laboratorio de Sedimentología de la FICH. Las curvas granulométricas resultantes se muestran en las Figs. 1.4.48 a 1.4.66

Muestras del sedimento en suspensión

La concentración depositada, variable fundamental en la determinación de los volúmenes sedimentados en el Canal de Acceso, surge como resultado de un balance del transporte de sedimento en suspensión a lo largo del canal. En este sentido las tareas de campo previeron el muestreo de sedimento en suspensión en diferentes puntos a lo largo del tramo de análisis. Se obtuvieron dos tipos de muestras.

* Superficiales
* Integradas en profundidad

En los Planos 1.5.5 a 1.5.7 se ubicaron los diferentes puntos de muestreo efectuados en la campaña del 18/11/93.

Las muestras obtenidas fueron analizadas en el Laboratorio de Sedimentología de la FICH. Las determinaciones efectuadas fueron las siguientes.

* Concentración: Se determinó para cada una de las muestras la concentración total del sedimento. Para ello se dejó en reposo las muestras por un período de 10 días de manera de garantizar que decanten partículas tan pequeñas como 0,5 micrones. Luego de ésto se eliminó el liquido sobrenadante, procediéndose al secado de la muestra la cual, una

vez seca, fue pesada determinándose su concentración como la relación entre este peso y el volumen conocido de la muestra. En el caso de muestras integradas en profundidad, en donde se pudo comprobar la presencia de arenas, luego de eliminado el líquido sobrenadante, se pasó la muestra por el tamiz 230 efectuándose una discriminación entre la concentración de arena y la de sedimento fino.

En la Tabla 1.4.7 se detallan las concentraciones totales y de la fracción arena de las distintas muestras analizadas.

* Granulometría: Sobre la base de muestras integradas en profundidad se determinó la granulometria del material fino presente en las mismas. La reducida cantidad de material presente en las muestras impidió establecer la granulometría de cada una de ellas. En su defecto se hizo una integración de las mismas en base al siguiente criterio de ubicación.

- Tramo Exterior
- Canal de Acceso

Resultaron así dos muestras integradas de sedimento fino que fueron analizadas mediante la técnica del tubo de extracción de fondo (Ref. 1). Las curvas resultantes se muestran en las Figs. 1.4.65 y 1.4.66. La granulometría de la fracción de arena no pudo ser conocida dado que la cantidad de material no fue suficiente para su análisis por el método de tamizado, no siendo aconsejable para este rango de tamaños la aplicación del tubo de extracción de fondo.

Los resultados obtenidos a partir de las tareas de campo conformaron

la información de partida para la aplicación de las metodologías de cálculo que estiman los volúmenes de sedimentación esperable en el Canal de Acceso. Asimismo, los datos de concentración permitieron la verificación de los métodos propuestos mediante su contraste con los valores observados.

1.4.3.5 Cálculo de los volúmenes sedimentados

1.4.3.5.1 Tramo Exterior

Método de Owen Camp: Información utilizada y resultados obtenidos

En el Cap. 1.4.3.3 de este informe se evaluó, en forma preliminar, la sedimentación en el Tramo Exterior del Canal de Acceso empleando para ello los siguientes procedimientos de cálculo.

* Comparación de batimetrías
* Método de sedimentación de Owen Camp (Ref. 3)

Los cálculos resultantes arrojaron valores de volúmenes anuales de sedimentación que oscilaron entre 200000 y 300000 m3/año, según el método de cálculo empleado.

La metodología de Owen Camp, desarrollada para el diseño de decantadores, se consideró factible de aplicar al Canal de Acceso dadas las características particulares que éste presenta. Sin embargo quedó perfectamente establecido en ese capítulo que los valores resultantes de la aplicación de este método debían ser considerados solo tentativos

debido a los supuestos introducidos en el cálculo.

Las tareas de campo descritas en el punto 1.4.3.4, y un análisis más detallado de la información existente permitieron disponer de datos más completos y confiables para recalcular los volúmenes sedimentados a partir de este método. En este sentido se plantearon en el análisis dos situaciones:

a) Cálculo de los volúmenes sedimentados a partir de datos promedios del Estudio del Sistema Fluvial Paraná-Santa Fe (Ref. 7).

b) Cálculo de los volúmenes de sedimentación a partir de los datos obtenidos de la campaña del 18/11/93 realizada para este estudio.

a) Los datos proporcionados en Ref. 7 son sin lugar a dudas la información más completa y detallada que se ha relevado sobre los aspectos hidráulicos y sedimentológicos del Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe. Si bien es cierto que los cambios observados en el régimen hidrológico podrían introducir un cierto grado de desactualización en esta información, las particularidades de los procesos de sedimentación en el Canal de Acceso, los cuales están más sujetos a variaciones locales que a cambios generales del sistema, sumado al hecho de ser la única información obtenida en forma sistemática a lo largo de varios años, aconsejó su empleo a nivel de valores promedio para el período analizado.

Los datos hidráulicos empleados corresponden a las mediciones de caudal efectuadas entre el 29/01/71 y el 26/03/73. De un total de treinta observaciones realizadas en dicho período se obtuvieron los siguientes

valores promedios, correspondientes a un rango de niveles hidrométricos en Puerto Santa Fe entre 1,10 m y 5,50 m.

Parámetro	Media	Desvío
Q(m3/s)	412,8	165,4
Area (m2)	1039	227
Velocidad (m/s)	0,4	0,13
Ancho (m)	153,6	19,9
Tirante (m)	6,8	0,73

Los datos considerados fueron obtenidos tanto en las secciones de aforo de la Boca Exterior como en la Boca interior. La similitud entre los parámetros observados en una y otra sección en igual fecha hizo innecesario la discriminación de resultados.

El valor de tirante hidráulico promedio se corresponde con una cota media de fondo, en un ancho de 150 m, de -3,3 m al cero del hidrómetro del Puerto de Santa Fe (Ref. 7).

Los valores de concentración de sedimento en suspensión al ingreso al canal de acceso fueron obtenidos a partir de mediciones efectuadas en dos secciones del Río Colastiné (Ref. 7). El promedio de 16 observaciones arrojó un valor de concentración media de:

$$Co=150 \text{ mg/l} \qquad \sigma co= 36 \text{ mg/l}$$

Los parámetros hidráulicosmedios anteriores sirvieron como información de entrada para la aplicación del método de Van Rijn (Ref. 10)

a través del cual se pudo calcular la velocidad de corte (U*), dato fundamental para el cálculo de sedimentación a través del método de Owen Camp. La aplicación de la metodología de Van Rijn arrojó los siguientes resultados.

C'(Coef.de Chezy debido a resist.sup.contorno liso):99,2

U* (velocidad de corte): 0,0148 m/s

I (pendiente): 3,18 10^-6

El aspecto que mayores dificultades presentó para la estimación de la sedimentación a partir del método de Owen Camp, fue la determinación de la curva granulométrica del sedimento suspendido entrante al tramo. La información de Ref. 7 no incluyó este dato. Al respecto, aunque teniendo presente las imprecisiones que esto acarrea, se decidió aplicar la metodología a partir de la granulometría del sedimento de fondo. Para ello se consideraron dos situaciones.

* Se seleccionó la granulometría de una muestra de material de fondo ubicada aproximadamente en coincidencia con el sector conocido como Vuelta del Pacú (muestra Nº 6 en Ref. 7). Se consideró que dicha muestra contaría con tamaños tales que se podrían considerar representativos de aquellos que estarían en suspensión al ingreso del Tramo Exterior. Los resultados alcanzados sobre la base de esta granulometría se muestra en Tabla 1.4.8.

* Se seleccionó como granulometría representativa del sedimento en suspensión una curva promedio de las muestras de material de fondo tomadas en el Tramo Exterior de acuerdo a Ref. 7. Los resultados para este caso

se muestran en Tabla 1.4.9.

Se observa una diferencia muy importante en las concentraciones depositadas según se considere una u otra curva granulométrica. En el caso que se seleccione la curva granulométrica mas fina (muestra Nº6, Ref 7), el volumen resultante a nivel anual fue de:

Vol. anual= 263512 m3 δd= 1,9 tn/m3

que se enmarca adecuadamente dentro de los valores obtenidos en el Segundo Informe de Avance. Para el caso en que se empleó la curva granulométrica promedio del material de fondo del Tramo Exterior, el volumen resultante fue:

Vol. anual= 630142 m3 δd= 1,9 tn/m3

Este valor se considera exagerado, y se debe probablemente al hecho de estar incluyendo tamaños de arena en proporciones que no reflejan adecuadamente la granulometría del sedimento en suspensión, ya que las mismas se estarían trasladando para esas condiciones hidráulicas como carga de fondo. Este efecto no incluido en el análisis de Owen Camp, es evaluado más adelante.

b) Las tareas de campo desarrolladas durante el mes de noviembre proporcionaron el conjunto de datos hidráulicos y sedimentológicos necesarios, para llevar a cabo la aplicación de los métodos de estimación con la introducción de un mínimo de supuestos. Si bien es cierto que los resultados logrados corresponden a una situación puntual, la posibilidad de verificar el método de cálculo brindaría una mayor confiabilidad para su aplicación a condiciones promedios.

Los datos hidráulicos empleados surgieron del aforo realizado mediante flotadores el 18/11/93. Este aforo se realizó a la altura del Km 587 del Canal de Acceso, arrojando un caudal de:

Q= 310 m3/s

La velocidad media (V) en el tramo Exterior se obtuvo a partir del caudal antes citado y el área promedio (Am) de las secciones consideradas en dicho sector:

V= 0,38 m/s Am= 823,5 m2

La profundidad media (h) se obtuvo a partir de la batimetría relevada en el tramo, tomando como nivel del pelo de agua el registro de altura hidrométrica de la fecha del relevamiento.

h= 9 m

Con los datos descritos y la granulometría del sedimento de fondo se aplicó el método de Van Rijn (Ref. 10), correspondiente a contorno hidraulicamente liso, con el fin de obtener el valor de la velocidad de corte, U*, a emplear en el cálculo. Los valores resultantes de este procedimiento fueron los siguientes:

C'=100,5

U*= 0,0118

I= 3,22 10^-6

La concentración de ingreso (Co) fue obtenida a partir de la muestra

de sedimento en suspensión integrada en la vertical, la cual fue tomada en el Río Colastiné, aguas arriba del Tramo Exterior.

Co= 90,2 mg/l

A diferencia de la información proporcionada en Ref. 7, en este caso se contó con la granulometría del sedimento en suspensión. Información raramente disponible y de gran valor en estudios de estas características. Sin embargo la obtención de este dato requerió salvar una serie de dificultades. En efecto, la reducida cantidad de material presente en las muestras impidió conocer la granulometría de cada una de ellas en forma individual. En su defecto, tal como fue mencionado en el punto 1.4.3.4 se decidió integrar más de una muestra a los fines de poder disponer de valores promedios por sectores. En este sentido se conformaron dos grupos que reunian las muestras tomadas en:

* Tramo Exterior
* Canal de Acceso.

En ambos casos la curva granulométrica resultante de la aplicación del método del tubo de extracción de fondo solo describió los tamaños de sedimentos finos presentes, no pudiéndose determinar la granulometría de arenas dado la insuficiente cantidad de muestras, aún cuando fueron integradas, para la aplicación de la técnica del tamizado. Sí se pudo conocer en cada caso la concentración de la fracción de arena presente en la muestra. Con este dato y en el supuesto que sólo estuvieran en suspensión tamaños no superiores al límite de las arenas muy finas, se pudo completar la totalidad de la curva granulométrica del sedimento en

suspensión, sobre cuya base se desarrollaron las estimaciones de sedimentación a partir del método de Owen Camp. En la Tabla 1.4.10 se detallan los valores resultantes.

Análisis de los resultados, validación del método

La posibilidad de disponer de datos de concentración integrados en la vertical a lo largo del Tramo Exterior y Canal de Acceso brindaron una excelente oportunidad de verificar los resultados brindados por el método de Owen Camp.

Del análisis de la Tabla 1.4.10 surge que la concentración total depositada a lo largo del tramo Exterior en una longitud de aproximadamente 500 m fue de

$$Cd = 33.89 \text{ gr/m3}$$

Este valor se correspondió adecuadamente con los tenores de concentración resultantes de las muestras efectuadas a lo largo del Tramo Exterior. Se observa en la Tabla 1.4.7 (Plano 1.5.5) que apenas la corriente ingresa en el tramo se produce el grueso de la depositación con valores de Cd = 26,6 gr/m3. Este valor crece paulatinamente hasta alcanzar en la muestra S5 (Plano 1.5.6) una concentración de depositación de

$$Cd = 33,4 \text{ gr/m3}$$

apenas un 2 % menor que lo calculado.

El análisis de Owen Camp. muestra que la deposición de arenas es

predominante en el tramo, teniendo una contribución a la sedimentación total del 93 % con lo que la concentración del depósito de arenas en el tramo exterior sería de:

$$Cd\ arena = 31.8\ gr/m3$$

Este valor se corresponde con el observado a partir de la diferencia de concentraciones de arena entre las muestras S1 y S5 (Tabla 1.4.7). En efecto de acuerdo al porcentaje de arena presente se tiene

$$CS1\ arena = 41.13\ gr/m3$$

$$CS5\ arena = 11.36\ gr/m3$$

$$Cd\ arena = 29.8\ gr/m3$$

resultando una diferencia con el valor calculado del 6%.

Se debe recordar en este análisis que la muestra S5 considerada como ubicada en el límite del Tramo Exterior involucra una longitud de desarrollo, respecto de la posición de la muestra S2, de aproximadamente 1000 m, lo que duplica el valor de 500 m considerado en el cálculo. Sin embargo este valor de longitud tal como lo concibe el método no es posible de determinar con precisión en este caso, pues para ello sería necesario conocer con todo detalle la distribución de líneas de corriente ingresando al canal. A los fines de acotar la influencia en las variaciones de este parámetro se efectúo un nuevo cálculo en el supuesto de una longitud de decantación de 1000 m. Los resultados se presentan en la Tabla 1.4.10, donde se observa un incremento de la concentración de depositación calculada de aproximadamente un 20 % con lo cual, para esta longitud de decantación, los valores calculados sobreestimarían a los

observados en aproximadamente un 23 %. En el cuadro siguiente se resumen los resultados alcanzados.

L	calculado		observado		error (%)	
	Cd total	Cd arena	cd total	cd arena	cd total	cd arena
(m)	(gr/m3)	(gr/m3)	(gr/m3)	(gr/m3)		
500	33,9	31,8	33,4	29,8	1,5	6,7
1000	40,9	36,9	33,4	29,8	22,5	23,8

Se considera que los resultados alcanzados son altamente satisfactorios si se consideran las imprecisiones involucradas habitualmente en este tipo de cálculos.

En definitiva del análisis de la Tabla 1.4.10 se desprende que entre un 80 % y un 90 % de la arena que ingresa al canal se depositaría en el Tramo Exterior. Este valor se corresponde bien con los datos obtenidos a partir de las muestras de sedimento en suspensión, pero no así con los porcentajes de arena presentes en las muestras de fondo, los cuales oscilaron entre un 30 y un 70 %. Sin embargo estos datos deben ser considerados con reserva dado que las muestras fueron obtenidas durante el desarrollo de tareas de dragado en dicho sector.

Si bien los resultados obtenidos a partir de la información de campo relevada a los fines de este estudio deben considerarse como un valor puntual, resulta notorio la coincidencia de resultados con los valores obtenidos a partir de los datos promedios de Ref. 7. De adoptarse los valores calculados de la concentración de depositación, como promedio

representativo a nivel anual, los volúmenes resultantes para un caudal circulante por el canal de 400 m3/s serían los siguientes:

L (m)	Cd total (gr/m3)	Cd arena (gr/m3	Vol.total (m3)	Vol.arena (m3)
500	33,9	31,8	225000	211000
1000	40,9	36,9	272000	245000

Estimación del aporte de arenas mediante balance de transporte.

Si bien el método de Owen Camp. tuvo un principio de verificación a partir de lo descrito, se creyó de interés evaluar los volúmenes esperables de sedimentación de arenas a partir de una metodología de cálculo diferente como lo es el balance de la capacidad de transporte de la corriente en diferentes secciones. Para ello se emplearon ecuaciones de transporte de sedimento cuyo uso ya registra antecedentes en ríos de la región. El hecho que los resultados obtenidos por el método de Owen Camp, muestren que el grueso del depósito en el Tramo Exterior corresponde a arenas, justifican la aplicación de este procedimiento válido unicamente para carga total de lecho.

A los fines de este cálculo se adoptó como caudal líquido aquel que tiene una probabilidad del 60% de no ser alcanzado, ya que éste sería el que produce el caudal sólido medio anual (Ref. 8). Para el cálculo de dicho caudal en el río Colastiné se empleó la siguiente curva de descarga:

$$Q = 3,69 * e^{Hp} + 403,43\ Hp + 716,31$$

donde Hp altura del hidrómetro en Puerto Paraná.

Hp 60% = 3,62 m Q 60% = 2314,50 m3/s

Los planos batimétricos relevados en el tramo Exterior muestran que la conformación de las secciones del Río Colastiné en su aproximación al Canal de Acceso presentan dos sectores claramente diferenciados: un cauce principal de ancho aproximadamente constante y una zona de banco de ancho creciente a medida que se aproxima al Canal. Esta característica de las secciones del río en este sector se traducen en un quiebre en la curva de distribución de caudales que muestra el progresivo incremento del ancho del banco (Figs. 1.4.67 a 1.4.69).

La Fig. 1.4.69 muestra la curva de distribución de caudales en una sección ubicada inmediatamente aguas arriba del Tramo Exterior (Sección 3). Sobre la base de esta curva se cuantificó el porcentaje de caudal que escurre sobre el banco el cual se consideró como el responsable del aporte de sedimentos al Tramo Exterior. Este porcentaje de caudal se reprodujo en las curvas de distribución de caudales de otras dos secciones sobre el río Colastiné ubicadas 1000 y 500 m aguas arriba de la Sección 3 (Figs. 1.4.67 y 1.4.68). De esta manera se delimitó el tubo de corriente que escurre sobre el banco, calculándose el transporte de sedimentos al comienzo de éste (Sección 1, Fig. 1.4.67). La evaluación del transporte total se hizo empleando la fórmula de Engelund-Hansen (Ref. 6) con un diámetro característico de sedimento obtenido a partir de una muestra de fondo extraída sobre el banco (Plano 1.5.5) que mostró un d50 = 0,165 mm.

El procedimiento de cálculo descrito determinó que un 40% del caudal

pasa sobre el banco. Sobre la base de este dato y conocida la geometría de la sección 3 se calcularon los siguientes parámetros hidráulicos.

Velocidad media V = 0,62 m/s

Profundidad media hm = 5,5 m

Velocidad de corte U*=0,034 m/s (método de Van Rijn)

Tensión de corte adimensional τ^* = 0,436

Con esta información de entrada y mediante la aplicación de la ecuación de Engelund-Hansen se obtuvo un volumen anual de transporte aportado al banco de :

Volumen anual = 247.000 m3

La fracción mayoritaria de este volumen quedaría retenida en la zona del banco, en función de la diferencia en la capacidad de transporte entre las secciones 1 y 3. Sin embargo el material sería finalmente arrastrado dentro del canal durante el pasaje de las crecidas, permitiendo de este modo una situación de equilibrio sobre el banco.

Se observa que el volumen así calculado, coincide con el resultante de la aplicación del método de Owen-Camp para una longitud de decantación de 1000 m. Se debe señalar sin embargo que el volumen calculado a partir de la fórmula de Engelund Hansen incluye la depositación debido a variaciones del transporte de la carga de fondo, situación no evaluada en la metodología de Owen-Camp. Por dicho motivo se decidió cuantificar en forma separada este efecto empleando para tal fin la fórmula propuesta por Engelund Fredsφe (Ref. 5).

Para ello se desarrolló un procedimiento idéntico al empleado para

el cálculo del transporte total sobre el banco. Resultó así un volumen anual de transporte de fondo aportado al banco de:

Vol = 21.000 m3

A los fines de comparar los resultados alcanzados mediante esta metodología con los hallados empleando Owen-Camp, se obtuvo el volumen aportado de sedimento en suspensión como la diferencia entre el transporte total y el de fondo.

Vol. anual = 247.000 - 21.000 = 226.000 m3

El valor obtenido prácticamente promedia a los volúmenes de arena obtenidos por Owen-Camp para las longitudes de decantación de 500 y 1000 m..

La convergencia de los resultados obtenidos y la verificación efectuada a partir de observaciones de campo respalda el empleo de la metodología de Owen-Camp para la estimación de los volúmenes sedimentados en el Tramo Exterior del Canal de Acceso, siendo necesario para ello conocer las características hidráulicas del escurrimiento en el canal y la concentración y granulometría del sedimento suspendido en el río Colastiné en las proximidades de la embocadura del Tramo Exterior.

En la Tabla 1.4.11 se resumen los resultados obtenidos a partir de las diferentes metodologías de cálculo bajo los supuestos descriptos.

1.4.3.5.2 Canal de Acceso

Aplicación del método de Owen-Camp. Información utilizada y resultados obtenidos.

Los resultados obtenidos a partir del método de Owen-Camp en su aplicación al Tramo Exterior mostraron que entre el 80 y 90 % de la arena que ingresa quedaría retenida en este sector. Ante estas circunstancias el depósito de sedimentos en el Canal de Acceso propiamente dicho estaría integrado fundamentalmente por sedimento fino.

En el procedimiento de cálculo se adoptó como concentración de ingreso al tramo la correspondiente a la muestra S5 (Plano 1.5.6) C0 = 56,8 gr/m3 con una fracción de arena del 20 %. Al igual que para el caso del Tramo Exterior no se pudo disponer de la distribución granulométrica del sedimento en suspensión correspondiente a una muestra aislada dado que la cantidad de material era insuficiente. En su lugar se construyo la curva de tamaños a partir de una muestra integrada en el Tramo Interior (Canal de Acceso).

Los parámetros hidráulicos requeridos para la aplicación del método fueron obtenidos a partir de las mediciones efectuadas en la campaña del 18/11/93:

Q = 310 m3/s

Area = 1190 m2

V = 0,26 m/s

En la Tabla 1.4.12 se muestran los resultados de la aplicación del método al Tramo Interior del Canal de Acceso.

Análisis de resultados

En el Cap. 1.4.3.3 se hizo referencia a la longitud del Canal de Acceso (Tramo Interior) que sería afectada por los procesos de sedimentación. Allí se pudo determinar, a partir de comparativos batimétricos, que más allá de los primeros 1600 m de desarrollo del canal no se verificaban modificaciones del lecho significativas, que dieran indicios de un proceso de recrecimiento.

Con el fin de corroborar si mediante el procedimiento de cálculo los resultados presentaban alguna relación con lo observado en la batimetría se aplicó el método para dos longitudes de sedimentación diferente: 1500 y 2000 m. Los resultados mostrados en Tabla 1.4.12 presentan una muy pequeña variación de los valores hallados. Esto se debea que, por un lado las arenas ya se han depositado en su totalidad para longitudes menores a las consideradas y por otro, los tamaños menores (ds<0,012 mm) presentan tasas de depositación pequeñas que hacen que prácticamente la totalidad de esos tamaños recorra el Canal de Acceso sin decantar.

Si bien no se puede afirmar que el método de Owen-Camp reproduce en detalle, a lo largo de un perfil longitudinal, los procesos de sedimentación que se verifican en el Canal de Acceso, los resultados alcanzados presentan un buen acuerdo con los obtenidos para el mismo sector con otra metodología de cálculo.

Los valores de concentración depósitada en el tramo presentan un promedio de:

$$Cd = 14,5 \text{ gr/m3}$$

Si se adopta esta concentración como representativa de condiciones medias y un caudal medio anual circulando por el canal de Q=400 m3/s el volumen depositado anual seria:

Vol: 97000 m3

La comparación de la concentraciones de depositación calculadas para el Canal de Acceso, con respecto a las observadas en dicho sector, presenta discrepancias mayores que las correspondientes al Tramo Exterior. En primer lugar si se compara la diferencia de concentraciones totales observadas entre las muestras S9 y S5 el valor resultante es:

Cd= 10,5 gr/m3

un 28 % inferior al calculado. Sin embargo la muestra S9 presenta un porcentaje de arena del 28,5 % superior a los de las muestras S6 y S5. Las velocidades presentes en el Tramo Interior, en la fecha del relevamiento, no hacen suponer que el incremento de arena en suspensión pudo haber sido provisto desde el Canal de Acceso, no habiéndose podido establecer a nivel de este estudio el origen de la misma. Bajo el supuesto que toda la arena en suspensión se deposita en los primeros tramos del Canal de Acceso la concentración depositada observada sería:

Cd= 23,7 gr/m3

la cual resulta un 63 % mayor a la calculada. De adoptarse esta última concentración el volumen anual depositado en el Canal de Acceso sería:

Vol: 157348 m3

Resulta de interés señalar que el valor obtenido a partir de la concentración calculada coincide con el resultante de la comparación batimétrica (Ver Cap. 1.4.3.3).

1.4.3.5.3 Volúmenes totales de sedimentación

La simple suma de los valores obtenidos brinda una primera idea de los volúmenes esperables de sedimentación en ambos tramos.

Vol.total= 270000 m3 + 97000 m3 = 367000 m3

Este valor se encuadra en el campo de valores esperables a partir de la estimación preliminar efectuada en el Cap. 1.4.3.3 y se ajusta para el Tramo Exterior a los valores observados durante la campaña realizada con motivo de este estudio.

Sin embargo es necesario realizar algunas consideraciones los fines de poder dar una interpretación adecuada a los resultados obtenidos:

* En el caso que se dispuso de datos promedios de concentración y caudales, éstos correspondieron al período 1971/73. En esa circunstancia la granulometría fue adoptada a partir de una muestra de fondo.

* La información actualizada, la cual presentó un grado de detalle poco frecuente en este tipo de estudios, tiene el inconveniente de no corresponder a un relevamiento sistemático que asegure la

representatividad de los datos en un promedio temporal.

Sobre esta base no se podría considerar a los resultados obtenidos como definitivos, pero sí brindan una confiabilidad al método de cálculo empleado. En este sentido se ha validado una herramienta de cálculo sencilla que permite estimar los volúmenes depositados en el Canal de Acceso a partir de conocer la concentración y granulometría del sedimento suspendido en el Río Colastiné y el caudal entrante al Canal.

Una incertidumbre adicional en este proceso de cálculo lo constituye el peso específico del depósito. A los fines de este cálculo se adopto un valor de:

$\delta d = 1,9$ tn/m3

el cual fue calculado mediante la fórmula de Komura (Ref. 12). De adoptarse un valor menor tal como el sugerido por Navntoft (Ref. 9) para el Río de la Plata: $\delta d = 1,6$ tn/m3 o el característico para depósito de arena $\delta d = 1,5$ tn/m3, los volúmenes sedimentados anuales serían de:

Vol. anual ($\delta d = 1,6$ tn/m3) = 436000 m3

Vol. anual ($\delta d = 1,5$ tn/m3) = 465000 m3

El análisis efectuado, con los supuestos implícitos, da como resultado un volumen de sedimentación anual, para un caudal de 400 m3 circulando por el canal, que oscilaría entre 370000 y 460000 m3.

1.4.3.6 Análisis de la influencia de una obra de corrección en el

tramo exterior.

En el Cap. 1.4.3.2 se hizo una recopilación de los estudios existentes sobre el Canal de Acceso, varios de los cuales proponían obras de ingeniería cuyo objeto era reducir los volúmenes de sedimentación en el mismo. En general las soluciones tienen como finalidad revertir el sentido del escurrimiento evitando así el ingreso de la carga de sedimento al canal.

En este trabajo se ha analizado la posibilidad de afirmar el banco formado sobre el Río Colastiné en el extremo de la Isla La Tona (Plano 1.5.5). El objetivo de ello sería evitar los aportes de material desde el banco al canal, de acuerdo a la mecánica descrita en 1.4.3.5. Sin embargo se debe hacer notar que el material en suspensión que se deposita en el banco y que luego es trasladado al canal, especialmente durante las crecidas, seguiría sedimentando en el Tramo Exterior en tanto haya un caudal circulante por el canal en dirección hacia el Puerto. Esto surge del análisis de la metodología de Owen-Camp por cuanto el proceso de decantación se verificaría desde la embocadura del Tramo Exterior a partir de una concentración dada en el Río Colastiné.

La magnitud de esta concentración es una variable fundamental del problema y su valor está directamente relacionado con la distribución de líneas de corriente que ingresen al canal. Estudios existentes (Ref. 12) demuestran que sobre la margen existe una reducción significativa del sedimento en suspensión. Ello hace suponer que las concentraciones que podrían ingresar al canal para la condición con obra podrían ser menores a los valores considerados en este estudio. Sin embargo no se puede ser

concluyente en esta afirmación sin la realización de un análisis detallado de estos aspectos.

Es probable también que la presencia misma de la obra actuando como un muro de encauzamiento, provoque pérdidas al ingreso del Tramo Exterior que reduzca el caudal en el canal. Este aspecto exige también un estudio de detalle que escapa a los objetivos aquí perseguidos.

Si bien el tipo de obra propuesta no asegura la anulación del caudal circulante por el canal, otras alternativas de obras, tales como cierres parciales en el canal de derivación sur, más allá de los elevados costos que involucran, no evitan la realización de la obra aquí propuesta. Esto se debe a que aunque no circule caudal por el canal, el aporte de arena desde el banco se seguiría dando durante las crecidas, con valores similares a los calculados aquí.

A pesar de las limitaciones apuntadas para evaluar los beneficios de la obra, se efectuó un primer análisis de los volúmenes de arena que se depositarían en la embocadura del Tramo Exterior para una longitud de cierre sobre el banco de 500 m (Plano 1.5.5).

El afirmado del banco generaría un estrechamiento de las secciones del Río Colastiné allí ubicadas (Plano 1.5.5), dando lugar a un ensanchamiento al alcanzarse la embocadura del Tramo Exterior. Este efecto trae aparejado depósitos de sedimentos en la boca del canal o que eventualmente ingresan al mismo, en función del caudal que circule por él. Mediante la aplicación del modelo sedimentológico se trató de evaluar la depositación así producida para lo cual se debieron establecer una serie

de supuestos:

- Geometría de las secciones del Río Colastiné correspondiente a la conformación final del banco una vez afirmado.
- Distribución de caudales en la zona estrechada en función de la batimetría de la sección.
- Distribuciones de caudales en la zona ensanchada a partir de diferentes criterios de expansión de líneas de corrientes.
- Caudal en régimen permanente Q= 2314 m3/s en el Río Colastiné correspondiente al 60 % de probabilidad de no ser superado.

De la batimetría del Río Colastiné en el sector próximo a la embocadura del Tramo Exterior se diferenciaron dos franjas de escurrimiento, la primera de ellas sobre la margen izquierda delimitada por la isobata de 5 m por la que escurre aproximadamente el 60 % del caudal. Se consideró que la alineación que presenta el escurrimiento en esta faja haría que no participe de los procesos de sedimentación que podrían verificarse en la embocadura del Canal.

La zona restante sobre margen derecha involucra el 40 % del caudal. Sobre esta faja se analizaron dos situaciones.

a) Que solo la mitad del caudal que escurre en esta faja intervenga en los procesos de sedimentación.

b) Que todo el caudal que escurre por la faja de margen derecha participe en la sedimentación.

En ambos casos se corrió en primer lugar el modelo hasta lograr el equilibrio sedimentológico en la sección estrechada consecuencia de la presencia de la obra (Plano 1.5.5). Se obtuvieron así los siguientes anchos y profundidades medias de cada uno de los tubos de corriente en esa sección.

% Caudal	Ancho (m)	H (m al cero)
20	60	5,6
40	140	45

Alcanzada la condición de equilibrio en la sección estrechada se hizo un balance de la capacidad de transporte entre ésta y la sección ensanchada aguas abajo de la embocadura. Los anchos en esta última sección se determinaron considerando que la línea de corriente que delimitaba el porcentaje de caudal considerado no sufrió desviación por la presencia del ensanchamiento. Los anchos y profundidades medias en la sección ensanchada fueron los siguientes:

% Caudal	Ancho (m)	H (m al cero)
20	140	48
40	220	30

La estimación de los volúmenes se efectuó para dos alternativas de caudal circulando por el canal en dirección hacia el Puerto Q= 0 m3/s y Q= 400 m3/s.

Los volúmenes sedimentados anuales resultantes en cada caso fueron

los siguientes:

% Caudal	Volumen anual (m3)	
	Qcanal= 0 m3/s	Qcanal= 400 m3/s
20	106000	107400
40	128335	226500

En el caso de considerar el 20 % del caudal la capacidad de transporte en la sección ensanchada es tan baja que el volumen depositado es prácticamente el mismo ya sea que ingrese o no caudal al canal. Si se considera que el 40 % del caudal del Colastiné interviene en la sedimentación, el volumen depositado anual depende significativamente del caudal que ingresa al canal. Se observa en el cuadro anterior que para un caudal en el canal de 400 m3/s el volumen resultante prácticamente iguala al volumen de arena estimado para igual caudal por el método de Owen-Camp.

El análisis de los resultados obtenidos muestra que la reducción de los volúmenes sedimentados es una función de la configuración de la corriente en la entrada del canal y de la magnitud del caudal que se derive por éste. Es probable que el volumen obtenido de sedimentación para un caudal en el canal de 400 m3/seg y con un 40 % del escurrimiento participando de la sedimentación resulte exagerado, dado que esta situación no considera ninguna reducción del caudal de ingreso producto de la presencia de la obra. Asimismo al considerar el 40 % del caudal implica un ancho en la zona ensanchada de aproximadamente el doble del ancho del canal, siendo probable que parte de ese material quede retenido en la zona poco profunda fuera del canal, y luego sea trasladado aguas abajo hacia el sector estrecho con profundidades importantes (Plano 1.5.5)

En la medida que se reduce el porcentaje de caudal considerado en la zona estrechada el aporte de sedimento es menor, pero también se reduce la capacidad de transporte en la zona ensanchada con lo cual los volúmenes depositados de arena se mantienen prácticamente constantes cualquiera sea el caudal que ingresa al canal. Así para un 20 % del caudal del río participando de la depositación, la reducción en el volumen de arena depositado en el Tramo Exterior sería del orden de 100000 m3. El cálculo efectuado se hizo para un diámetro medio característico del sedimento del fondo en el Río Colastiné. Un análisis mas detallado debería incluir el efecto de la selección natural de tamaños de los materiales que ingresan al canal, la cual puede alterar los valores obtenidos. En este sentido una mayor capacidad de transporte de las arenas más finas en la zona ensanchada reactualiza la importancia del caudal que ingresa al canal aun cuando se considere un 20 % del caudal en el río.

El afirmado del banco se lo propone realizar a partir de materiales refulados del área lo cual involucraría un volumen de relleno del orden de los 500000 m3. La obra requeriría de una protección en su extremo, lo cual se realizaría con un revestimiento flexible en un área de aproximadamente 20000 m2. Un análisis expeditivo de costos estaría indicando que si se considera un ahorro en los volúmenes sedimentados del orden de los 100000 m3 anuales, sólo luego de 10 años de construida la obra la reducción de los volúmenes depositados compensaría el costo de las mismas.

Surge como resultado de este análisis que no existen evidencias claras acerca de la conveniencia de la realización de la obra, sobre la base del supuesto que ésta no reduce el caudal que ingresa al canal. Sin

embargo es precisamente el diseño adecuado de la obra, especialmente en lo que hace a su traza en planta, una variable determinante de las posibles reducciones de los caudales de ingreso. Los interrogantes surgidos a lo largo del estudio en cuanto a la influencia que la obra tendría sobre el ingreso de caudal al canal, y por ende sobre los volúmenes depositados en el mismo, requieren del desarrollo de un modelo físico que brinde las respuestas apropiadas al tema. Este permitiría evaluar los beneficios esperables para distintas alternativas de obra de manera de poder seleccionar aquella que presente la mejor relación beneficio-costo.

1.4.3.7 Conclusiones y recomendaciones

a) Etapa de evaluación preliminar

1) La complejidad de los procesos físicos que gobiernan la depositación de sedimentos en el Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe, no permiten abordar totalmente el problema mediante el análisis clásico que se emplea, por ejemplo, para estudiar la sedimentación en los Pasos de navegación del cauce principal.

2) No existe, por el momento, una metodología de cálculo suficientemente probada en el lugar, que permita una estimación directa de los volúmenes sedimentados para determinadas condiciones hidráulicas y sedimentológicas.

3) La morfología del área y la presencia de un curso artificial como el Canal de Acceso, determinan una configuración de la corriente que da lugar a dos mecanismos de sedimentación en el tramo. El primero de ellos

localizado en el Tramo Exterior (Km. 585-586) que afectaría primordialmente el transporte de la carga de arenas y por lo tanto estaría relacionado estrechamente a los caudales que escurren por el río.

El restante, se vincularía a la depositación de materiales finos (limos y arcillas) en el canal mismo. Este último no dependería solo de las condiciones generales del escurrimiento, sino además del caudal circulante por el canal, y de las concentraciones de carga de lavado presentes en la desembocadura del río Colastiné. Debe señalarse aqui los que resultados proporcionados por el método de Owen-Camp, en esta etapa preliminar indicarían que una fracción de las arenas muy finas (aproximadamente un 20% de la concentración de entrada al Tramo Exterior ingresaria al Canal de Acceso y se depositaria en éste. Las determinaciones de campo efectuadas a los fines del estudio permitieron corroborar este hecho.

4) Dada la carencia de una metodología de cálculo confiable, se decidió estimar los volúmenes sedimentados a partir de diversas fuentes de datos, y apelando a procedimientos simples, existentes en la literatura, que pudieran considerarse aplicables a esta situación. La expectativa se centró en el hecho que la comparación de los resultados obtenidos con los valores observados permita fijar criterios para la predicción de los volúmenes depositados, dentro de los niveles de precisión esperables para una factibilidad técnico-económica.

5) Los valores observados de volúmenes sedimentados provinieron de dos fuentes de datos:

a) Historial de dragado de la D.N.C.P. y V.N.

b) Comparación de planos batimétricos del tramo.

Los procedimientos de cálculo empleados fueron los sugeridos por Navntoft (Ref. 9) y el método para el diseño de decantadores artificiales de Owen Camp (Ref. 3).

6) A nivel de esta etapa de evaluación preliminar la aplicación de los métodos de cálculo se hizo a partir de la información de parámetros hidráulicos y sedimentológicos disponibles, en particular los proporcionados por Ref. 8. Debiendose recurrir, en algunos casos, a datos extrapolados de otros sectores del Río Paraná.

7) El siguiente cuadro resume los volúmenes anuales de sedimentación obtenidos a partir de las diferentes fuentes de información y métodos de cálculo.

Sector	Volumen anual			
	Historial de dragado	Planos bat Comparativos	Navntoft	Owen- Camp
Tramo Ext	475803	227601		324400
Canal Acc	180844 (*)	100313		
Total	656647		351372(**)	

(*) No incluye volumen dragado en la Boca Interior año 1983, ni corte de la Isla Clucellas
(**) Qcanal: 400 m3/seg. Peso especifico: 1,67 ton/m3, no considera el depósito de arena.

Los valores presentados en el cuadro anterior muestran que los volúmenes informados por la D.N.C.P.y V.N. superan holgadamente cualquiera

de los obtenidos por las otras metodologías. Se considera que estos valores no deberían ser tomados como volúmenes de referencia, a menos que se introduzcan coeficientes de corrección adecuados que tengan en cuenta el rendimiento de los equipos de dragado.

Los datos obtenidos a partir de la comparación de batimetrías, si bien corresponden a dos valores puntuales relevados para períodos de tiempo diferentes, arrojan, en el caso de sumarse, un volumen total de aproximadamente 328000 m3. La viabilidad de sumar los resultados así obtenidos se sustenta en la independencia de los mecanismos que dan origen a uno y otro proceso, lo que estaría generando una situación hipotética donde se superpongan en el tiempo las condiciones imperantes en cada uno de los relevamientos considerados.

La metodología de Navntoft, arroja como resultado un valor de 351372 m3, similar al observado a partir de comparaciones batimétricas. Sin embargo este valor debe ser considerado con cautela. en efecto, el volumen calculado con este método solo considera el depósito de finos mientras que, como puede desprenderse de la granulometría del sedimento en suspensión muestreado a los fines de este estudio, una parte importante del material decante estaria constituido por arenas. Adviertase, por ejemplo, que el método de Owen-Camp predice que solo el 16% del total depositado sería sedimento más fino que la arena. Con ello la validez de la formulación presentada por Navntoft se vería relativizada.

El método de Owen Camp, aplicado al Tramo Exterior dio un volumen de sedimento depositado de 324400 m3, valor éste que debe ser considerado sólo tentativo, dado los supuestos introducidos para el cálculo.

8) El resumen de valores observados y estimados de volúmenes de sedimentación que podría verificarse en el Tramo Exterior y Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe, a nivel de una evaluación preliminar muestran un umbral inferior que se ubicaría alrededor de los 300000 metros cúbicos.

b) Calculo de la sedimentación a partir de datos actualizados.

9) Las mediciones de campo realizadas a los fines de este estudio proporcionaron un conjunto de datos hidráulicos y sedimentológicos que permitieron no solo formar la base de información necesaria para la aplicación de las metodologías de cálculo, sino que también posibilitaron verificar la bondad de los resultados obtenidos.

10) Los resultados alcanzados a partir de la aplicación del método de Owen-Camp al Tramo Exterior presentaron un adecuado ajuste a los valores observados en el relevamiento de 1993, con errores que en ningún caso superaron el 25 %.

11) El método mostró que la depositación de arenas sería predominante en el Tramo Exterior con un 90 %, aproximadamente, de la concentración total depositada.

12) Los volúmenes de depósito de arena obtenidos a partir de evaluar la capacidad de transporte de sedimentos sobre el banco resultaron similares a los estimados mediante el método de Owen-Camp.

13) La diferencia de concentraciones observadas entre el Río Colastiné y

el ingreso al Tramo Exterior (Tabla 1.4.7), pone de manifiesto el depósito de arena en suspensión sobre el banco. La presencia del banco impone, además, un mecanismo diferente de aporte de sedimentos al canal del que considera el método de Owen-Camp, sin embargo, para una condición de cuasi equilibrio del banco esto no alteraría los volúmenes anuales resultantes.

14) El volumen final calculado de depósito total anual de sedimento en el Tramo Exterior incluyendo el aporte de carga de fondo resulto ser de:

Vol. 270000 m3/año (aproximadamente un 90% de arenas)

Este cálculo se hizo para una cota de fondo de -4,5 m respecto de un cero interpolado entre los hidrómetros de Paraná y Diamante. Se debe remarcar que si bien la cota de fondo interviene en el cálculo a través del valor de profundidad, este dato no es determinante de los volúmenes sedimentados los cuales dependen fundamentalmente de la concentraciones y granulometría del sedimento en suspensión y de la magnitud del caudal entrante en el canal.

15) El volumen anual sedimentado en el Canal de acceso de acuerdo al método de cálculo empleado seria de:

Vol. 97000 m3

La aplicación de la teoría de Owen-Camp al Canal de Acceso no se ajusta a los valores observados en igual grado a lo sucedido en el Tramo Exterior. Sin embargo el volumen así calculado se corresponde con el estimado en ese sector a partir de los datos históricos de batimetrías.

16) El volumen anual estimado de sedimentos depositados en el Tramo Exterior y Canal de Acceso bajo el supuesto de un caudal de 400 m3/s y la representatividad de la muestra de sedimento en suspensión obtenida en el Río Colastiné sería de:

Vol. 367000 m3/año

Este valor se incrementaría a aproximadamente 460000 m3/año de adoptarse un peso específico de los depósitos de sedimentos del orden de 1,5 a 1,6 tn/m3 (Ref. 12).

17) Se propuso como alternativa de obra el afirmado del banco en el extremo de la Isla La Tona. Se considera que las obras tendientes a sobreelevar los niveles en el Canal de Derivación Sur involucrarían costos muy elevados y no evitan la realización de la obra aquí propuesta sin la cual los depósitos de arena en el banco seguirían siendo arrastrados al canal durante las crecidas.

18) No fue posible evaluar con precisión la influencia que la obra propuesta tiene sobre la reducción de volúmenes depositados ya que ello implica conocer la configuración de la corriente resultante de la presencia de la obra y el efecto que esto tendría sobre los caudales al ingreso al Canal de Acceso. La complejidad de esa configuración ante distintas alternativas de geometría de obras de encauzamiento, determina necesariamente el empleo de la modelación física para su estudio.

19) Un análisis expeditivo bajo distintos supuestos de distribuciones de corriente en el río y caudales ingresando en el canal, arrojó que en el

caso que la obra no reduzca el caudal circulante por el canal y solo el 20 % de la corriente del río intervenga en los procesos de sedimentación la reducción anual en el volumen de arena depositado en el Tramo Exterior sería del orden de 100000 m3. En dicho caso el costo de la obra propuesta equivaldría al ahorro de 10 años en los volúmenes de mantenimiento. En el caso de lograrse una disminución importante del caudal de ingreso, este tiempo de amortizacíon podría verse sustancialmente reducido, dado que el ahorro de volumen anterior se suma la reducción en los volúmenes de sedimento fino depositado ya dentro del canal. El precisar esta posibilidad justifica la realización del modelo físico al que se aludía en 18.

Cabe destacar que los cálculos efectuados han sido ajustados a un grupo de datos de la década del 70, y a los cuales se sumó información actual (Agosto 1993) pero sólo para una situación hidrológica puntual. En virtud de ello, se considera de suma importancia la realización de relevamientos sistemáticos de los parámetros hidráulicos y sedimentológicos dominantes en el sector. Esto permitiría una verificación adicional del método de cálculo y posibilitaría disponer de datos promedio que permitiría estimaciones mas confiables y generales de los volúmenes de sedimentación. En este sentido sería aconsejable efectuar determinaciones mensuales, a lo largo de un ciclo hidrológico completo, de los siguientes parámetros:

Velocidades

Areas de escurrimiento

Caudales

Granulometría de material de fondo

Concentración de sedimento en suspensión

Granulometría del sedimento en suspensión

Pendiente de pelo de agua

Batimetrías

Estas mediciones se deberían efectuar en al menos las siguientes zonas:

* Río Colastiné
* Tramo Exterior
*Canal de Acceso

La ubicación precisa de las secciones de medición deberá hacerse en función del mejor aprovechamiento de los datos a obtener.

1.5 OPTIMIZACION DEL MANTENIMIENTO

En el punto 1.4 se presentan los resultados de volúmenes sedimentados obtenidos mediante modelo matemático para diferentes profundidades iniciales de dragado en cada Paso.

Como puede observarse para calados de diseño profundos, mayores a 24 pies, son necesarios dragados iniciales con profundidades de corte, variables para cada Paso, pero en la mayoría de los casos superiores a los 6 o 7 piés. Esto se debe a la gran capacidad de sedimentación que el río tiene en forma natural. Este hecho hace que los volúmenes sedimentados anuales, para las alternativas de calado profundo crezcan exponencialmente, con lo cual se puede notar que las posibilidades de amortizar dicho mantenimiento a partir de los volúmenes de carga de los Puertos de Santa Fe y Diamante se torna muy dificultosa.

Esta primera interpretación de los resultados hace que prevalezca la utilización de una metodología de optimización de mantenimiento que se adecue fundamentalmente para los calados de diseño menos profundos.

Observando los volúmenes de sedimentación anuales obtenidos para las condiciones de calado menos profundas, si bien estos son importantes no justifican la técnica de utilizar más de una operación de dragado anual. Esta apreciación se fundamenta en la experiencia recogida por la FICH durante el desarrollo de los trabajos de optimización de mantenimiento para el tramo Inferior del Río Paraná (Km 460-232). Por este motivo se considera que la optimización del volumen de mantenimiento para estas condiciones de calado de la ruta, consiste fundamentalmente en determinar

el momento oportuno de realizar la operación de dragado.

1.5.1 METODOLOGIA DE CALCULO DEL MANTENIMIENTO OPTIMIZADO

Cuando se considera un limnigrama anual poco variable o río regulado la optimización del mantenimiento consiste en determinar la frecuencia de dragados anuales que minimicen los costos. Esta metodología tiene sentido de aplicación sólo para volúmenes de mantenimiento importantes, de lo contrario los costos producidos por el desplazamiento de los equipos no compensan el ahorro del volumen de dragado.

Al considerarse un limnigrama medio anual variable, con períodos de crecida y estiajes, aparece otra posibilidad de minimizar dragados de mantenimiento consistente en determinar el momento más oportuno de realizar la obra. En esta nueva situación, caso del Río Paraná en condiciones actuales, la presencia de crecidas ordinarias limita considerablemente la técnica de efectuar varios mantenimientos anuales debido a que durante las mismas el río tiene una gran capacidad de reponer el sedimento extraído artificialmente.

Adicionalmente, las nuevas condiciones de diseño de la ruta (Pliego licitatorio) que establecen calados a mantener y no niveles del lecho, fundamentan aún más la necesidad de optimizar el mantenimiento a través de seleccionar el momento oportuno de efectuarlo.

El conjunto de consideraciones expuestas induce a pensar que un aumento de frecuencia de dragado de mantenimiento anual sólo mejoraría escasamente los volúmenes de mantenimientos para calados profundos, con

muchas limitaciones especialmente operativas. La selección del momento oportuno de hacer un único mantenimiento anual , en cambio, optimizaría los costos de mantenimiento para todas las alternativas de calado, especialmente para las menos profundas, que son las de mayor interés en este caso.

El procedimiento de cálculo empleado fué el siguiente:

a) Se confeccionó un gráfico de profundidad náutica disponible, considerando el limnigrama medio anual adoptado y corregido según la posición del Paso, a partir de las condiciones morfológicas o determinante actual.

b) Luego del pico de la crecida, durante el período de descenso, cuando se producirá la falla de la profundidad náutica deseada se selecciona el primer intento de oportunidad de dragado de mantenimiento.

c) Se efectúan para este momento varias alternativas de dragados iniciales a diferentes profundidades homogéneas de corte, y mediante modelo matemático se simula el recrecimiento del perfil longitudinal del lecho en el Paso, computando el valor del determinante mes a mes y el volumen total sedimentado al cabo del año.

d) De esta manera se obtiene un juego de gráficos determinante vs dragado inicial y volumen sedimentado vs dragado inicial donde a cada calado de diseño le corresponde un dragado inicial y en consecuencia un volumen sedimentado anual, para este primer intento de oportunidad de dragado.

e) A continuación se efectúan cálculos análogos al descrito pero desplazando el momento de oportunidad de dragado hacia atrás y adelante en el tiempo, en intervalos regulares de un mes.

f) De esta manera , para un determinado calado de diseño, se obtienen los volúmenes de sedimentación anuales para cada variante de oportunidad de dragado, eligiéndose en consecuencia aquella operación que minimice los costos.

Como puede observarse En Figs. 1.5.1.1 y 1.5.1.2 se presenta un ejemplo de las variables que intervienen en la optimización, el mantenimiento en el mes de junio (mes 0) optimiza la operación ya que hacerlo en el mes mayo (mes -1) aumenta el volumen a dragar y en el mes julio (mes +1) prácticamente no ahorra volumen de dragado y además disminuye el calado de diseño.

Este procedimiento de cálculo fue empleado para cada uno de los Pasos y alternativas de calado, selecionándose en cada caso la operación óptima.

Para los calados menores y medios el momento oportuno de efectuar la obra osciló entre el mes de junio y mayo, mientras que para calados mayores en algunos casos fue necesario efectuar el mantenimiento 2 meses anticipados.

Cabe aclarar que si bien se mencionan determinados meses del año para efectuar al mantenimiento del canal, dichos tiempos son consecuencia de adoptar un hidrograma medio con un inicio del período de recesión a partir del mes de abril. Para el caso concreto de un determinado año en

particular estos tiempos quedan condicionados a la evolución del limnigrama de ese momento.

1.5.2 VOLUMENES DE MANTENIMIENTO OPTIMIZADO

Según el procedimiento de cálculo descrito en 1.5.1 fue posible calcular los volúmenes de mantenimiento optimizados para los Pasos en los cuales se aplicó el modelo matemático. Estos son:

Abajo Correntoso (Figs. 1.5.2 a 1.5.4)

Paranacito (Figs. 1.5.5 a 1.5.7)

Abajo Tacuaní (Figs. 1.5.8 a 1.5.10)

Tacuaní (Km 509-512) (Figs. 1.5.11 a 1.5.13)

Tacuaní (km 513-515) (Figs. 1.5.14 a 1.5.16)

Abajo Diamante (Figs. 1.5.17 a 1.5.19)

Vinculación Tragadero-Animas (Figs. 1.5.20 a 1.5.22)

Tragadero (Figs. 1.5.23 a 1.5.25)

Para cada calado de diseño se sumaron los volúmenes de mantenimiento optimizado de cada Paso, obteniéndose en consecuencia el volumen total para el tramo sin efecto de dunas. Los resultados obtenidos se presentan en Tabla Nº 1.5.1.

1.5.3 VOLUMENES DE MANTENIMIENTO PARA OTROS PASOS

A medida que se aumenta el calado de diseño de la ruta aparecen nuevos Pasos que actualmente, para la condición de calados menores, no presentan problemas.

Estos han sido determinados del relevamiento longitudinal por el eje del canal realizado por la FICH durante la campaña de Agosto de 1993.

Para la alternativa de calado más profunda analizada (28 piés) aparecen como posibilidades de nuevos Pasos, con dragados de mantenimiento, los siguientes lugares:

- Arriba Tacuaní (Km 519-524) con un determinante de 22,3 pies al 80%
- Abajo Raigones A (Km 542-544) con un determinante de 25,6 pies al 80%
- Abajo Raigones B (Km 546,7-552) con un determinante de 24,8 pies al 80%
- Raigones (Km 554,8-562,5) con un determinante de 27,2 pies al 80%
- Arriba Alvear (Km 565,5-568,5) con un determinante de 23,3 pies al 80%
- Animas-Paracao (Km 571,5-577) con un determinante de 23,3 pies al 80%

Como puede observarse estos lugares con problemas de calado no son nuevos para los registros de la DNCPyVN, ya que en algún momento del pasado han requerido de un cierto mantenimiento.

Para calcular los volúmenes de mantenimiento anuales necesarios para estos Pasos se procedió de la siguiente manera:

- Se supuso que el perfil longitudinal relevado por el eje del canal se mantendría sin variaciones importantes hacia ambos veriles, esto involucra pocas variaciones de profundidad en el sentido transversal,

siempre dentro del ancho del canal (116 m).

- Para cada alternativa de calado de diseño se construyeron curvas de volúmenes de dragado de apertura o construcción cuya metodología se explica en el punto 1.7.2.

- En base a los volúmenes de mantenimiento resultantes de la aplicación del modelo matemático para los ocho Pasos actuales (punto 1.5.2), y cálculo de volúmenes de construcción para dichos Pasos (punto 1.7.1), incluyendo en ambos casos los efectos de las formas de fondo (punto 1.6) se construyó el gráfico 1.5.26. En el mismo se presenta una relación entre volúmenes de mantenimiento y volúmenes de construcción, para toda la ruta, variable a medida que aumenta el calado.

En base a este gráfico se ajustó una función por el método de mínimos cuadrados, expresión que fue utilizada para calcular el volumen de mantenimiento para los Pasos restantes sin modelo matemático, a partir de los volumenes de construcción necesarios para cada alternativa analizada.

En síntesis esta metodología implica una extrapolación de la relación de volumen entre mantenimiento y construcción obtenido por modelo matemático para los ocho Pasos actuales, al resto de los pasos de la ruta.

Para asignar los volúmenes de mantenimiento así obtenidos a cada calado de diseño se supuso que el perfil longitudinal del lecho en cada Paso recrece, en cada progresiva, manteniendo la forma original del predragado o sea, en una proporción equivalente a la relación de volúmenes entre mantenimiento y construcción.

Esta hipótesis implica que el determinante en cada uno de estos nuevos Pasos, no cambia de posición para todas las alternativas de calado analizadas.

Los resultados obtenidos de este procedimiento de cálculo se sintetizan en la tabla 1.5.2.

1.5.4 UBICACION DEL MATERIAL EXTRAIDO

Debido a las importantes variaciones morfológicas que presenta la ruta a través del tiempo, no es posible determinar a priori la ubicación del material extraído para toda la vida útil de la misma.

No obstante, para la etapa de construcción y primeros años de mantenimiento, partiendo de la base que los cambios morfológicos generales continúan con la misma tendencia actual observada, se eligieron zonas consideradas como neutras y/o favorables para el depósito del material extraído.

Para ello se tuvieron en cuenta las características de los actuales equipos de dragado que dispone la DNCPyVN.

En los Planos 1.5.1 a 1.5.4, se marcaron para algunos Pasos las zonas consideradas convenientes para ubicar el material extraído.

1.6 INCREMENTO DE LOS VOLUMENES DE MANTENIMIENTO POR PRESENCIA DE DUNAS

Generalidades.

Las profundidades determinadas mediante el modelo matemático sedimentológico, en su aplicación a los distintos Pasos de navegación, están referidas a un nivel medio del lecho del río. Estas profundidades se ven modificadas por la presencia en el cauce de irregularidades características de los escurrimientos aluviales comúnmente llamadas formas de fondo. En el caso del Río Paraná, los parámetros hidráulicos y sedimentológicos del mismo determinan que las formas de fondo adquieran las características de dunas cuyas dimensiones, altura y longitud, varían de acuerdo a las condiciones del escurrimiento y el tamaño del sedimento del lecho.

Se desprende de lo dicho que las dimensiones que puedan presentar las dunas actúan reduciendo el determinante. Si se tiene en cuenta que el tamaño que pueden alcanzar las formas de fondo es variable en función de las condiciones del escurrimiento y del contorno, se hace necesario efectuar una estimación de aquel, a los fines de evaluar la incidencia que tiene sobre el volumen de mantenimiento. Este efecto se debe considerar como un volumen extra adicional al estimado a partir de la modelación matemática.

La incidencia del volumen extra debido a la presencia de dunas depende básicamente de los siguientes factores:

* El tamaño de las formas de fondo.

* Las tasas de recrecimiento del nivel medio del fondo.

Así, por ejemplo, si la tasa de recrecimiento medio anual en un Paso de navegación es varias veces superior a la altura media de dunas, el volumen a adicionar por este efecto será pequeño comparado con los volúmenes de mantenimiento obtenidos del modelo. Por el contrario, si la altura de dunas es grande y el recrecimiento medio del fondo muy pequeño, es probable que la mayor parte del volumen de mantenimiento, se deba al efecto de las dunas. Cualquier situación intermedia exigirá adicionar al volumen de mantenimiento por recrecimiento medio, el correspondiente por efecto de dunas.

La necesidad de cuantificar el volumen extra de mantenimiento debido a dunas implica estimar las alturas que pueden alcanzar las mismas, para cada Paso y cada alternativa de calado analizada. Para ello se contó con información sobre la geometría promedio observada de las dunas en cada Paso y valores de velocidad superficial correspondiente al momento en que se efectúo el relevamiento.

1.6.1 ESTIMACIÓN DE LAS ALTURAS Y LONGITUDES DE DUNAS.

Sobre la base de la información disponible para cada uno de los Pasos se aplicó la siguiente metodología de cálculo para la estimación de alturas y longitudes de dunas, considerando las diferentes alternativas de calado:

a) De los registros longitudinales de ecógrafa relevados a lo largo del eje del canal de navegación se obtuvo la altura (Hd) y longitud (Ld)

promedio de dunas en la zona del determinante, y la profundidad media en dicho sector (h) . Se obtuvo para cada registro la relación "a" entre la longitud media de duna y la profundidad media.

b) La información correspondiente al registro de ecógrafa se complementó con una corrida de flotadores que permitió conocer la velocidad superficial sobre la alineación del canal para el momento del relevamiento y muestras de sedimento de fondo. A partir de estas últimas se obtuvieron los diámetros característicos y la tensión de corte crítica asociada a ese sedimento.

c) Conocido el tirante promedio en el Paso y las características del sedimento se calculó el coeficiente de Chezy debido a la resistencia superficial C' mediante la expresión (Ref. 10):

$$C' = 18 \log (12 h / (3 d90))$$

d) Con la relación entre altura de duna y profundidad, (Hd/h), se determinó el parámetro (T) para cada Paso. Para ello se empleó la ecuación propuesta por Van Rijn.

$$Hd/h = 0.11 (d50/h)^{0.3} (1 - e^{(- 0.5 T)}) (25 - T)$$

donde:

d50, d90: diámetro para el cual la muestra tiene un 50% 90% de tamaños menores.

T: Parámetro de transporte de Van Rijn

$((U'^*{}^2-U^*cr^2)/U^*c^2)$.

U'*: Velocidad de corte correspondiente a la resistencia superficial debida al grano.

U*cr: Velocidad de corte crítica.

e) Conocido el parámetro de Van Rijn (T) se obtuvo

$$U'^* = (U^*cr^2 T + U^*cr^2)^{0.5}$$

f) Con C'y U'* se estableció la velocidad media

$$Vm = U'^* C' / (g)^{0.5}$$

En la Tabla 1.6.1 se muestran los resultados alcanzados para cada uno de los Pasos de navegación en consideración.

Se observa que las velocidades calculadas en todos los Pasos son menores que las obtenidas a partir de las corridas de flotadores, hecho que se ajusta a la tendencia habitual ya que las velocidades obtenidas con flotadores representan valores próximos a la superficie. La única excepción lo constituye el Paso Abajo Correntoso en donde pequeñas alturas de dunas observadas produjeron velocidades medias calculadas superiores a las medidas con flotadores.

La continuidad del procedimiento de cálculo se basa en la suposición que la velocidad obtenida, a partir de la metodología antes descrita, se mantendría constante para las situaciones en que el canal fuera dragado a distintas profundidades. Este supuesto se corresponde con los considerandos del modelo sedimentológico en cuanto a que la velocidad media no se altera durante el proceso de dragado y recrecimiento, obviamente, para un mismo estado hidrológico del río.

g) Para cada Paso y cada alternativa de calado se calculó:

$$hm = (hi + hf) / 2$$

hi : profundidad inicial de dragado.

hf : profundidad correspondiente a la alternativa en estudio luego de un año.

h) Se calcularon los C' correspondientes a cada Paso y cada alternativa de calado a partir de los valores de hm obtenidos en g) y las características sedimentológicas del Paso.

i) Con los valores de C' obtenidos en h) y las velocidades medias obtenidas en f) se calcularon los valores de u'* para cada Paso y alternativa de calado.

j) Con los u'* de i) y la velocidad de corte crítica característica de cada Paso se calculó el parámetro de Van Rijn (T).

k) Con los valores de T se calcularon la relación Hd/hm y Hd para cada Paso y alternativa de calado.

l) Con los valores de a = Ld/hm obtenidos de los registros de ecógrafa de cada Paso se calcularon las longitudes de duna para los diferentes Pasos y las distintas alternativas de calado mediante la relación:

$$Ld = a\ hm$$

El valor de "a" se mantuvo constante en cada Paso para las diferentes profundidades. En la Tabla 1.6.2 se resumen los valores de altura y longitud de duna calculados de acuerdo a la metodología descrita para los ocho Pasos analizados en el tramo y las cuatro alternativas de calado

consideradas para cada Paso. Asimismo se incluyen para comparación los valores observados de altura y longitud de dunas para la situación relevada.

1.6.2 RESULTADOS OBTENIDOS Y CONCLUSIONES.

El procedimiento de cálculo descrito involucra que en el canal la velocidad media (para un dado estado del río) se mantiene constante durante el proceso de dragado y recrecimiento. Este supuesto se corresponde con los criterios de funcionamiento del modelo sedimentológico. Sin embargo merece destacarse que la velocidad media así calculada corresponde a la situación del río en el momento que se realizó el relevamiento de formas de fondo, la cual se consideró como representativa para el cálculo de las alturas y longitudes de dunas con las diferentes profundidades náuticas adoptadas para el estudio.

La adopción de estas velocidades se justifica en el hecho que las alturas observadas durante la realización de la campaña de mediciones están próximas a las correspondientes al nivel del 80%. Situación que posiciona el cálculo del lado de la seguridad, pues esos niveles hidrométricos se corresponderían con velocidades bajas, que darían lugar a mayores alturas de dunas. Asimismo se debe hacer notar que las variaciones de velocidad que podrían introducirse en el método no afectarían sensiblemente la geometría de la duna en razón de la forma que adopta la relación funcional propuesta por Van Rijn para el rango del parámetro T habitual en el Río Paraná.

La única excepción al procedimiento de cálculo presentado lo

constituyó el Paso Abajo Correntoso, en donde se adoptó como velocidad media para el cálculo la observada a partir de flotadores.

Los valores resultantes del método aplicado (Tabla 1.6.2) no muestran diferencias significativas en las alturas de dunas de un Paso para las diferentes profundidades náuticas consideradas. Las mayores alturas se corresponden con los Pasos Arriba Tacuaní y Tacuaní con valores que oscilan entre 1 m y 1.37 m para las distintas alternativas, mientras que las menores alturas se dan para el Paso Abajo Correntoso con valores entre 0.58 m y 0.71 m.

Una vez efectuadas las estimaciones de la geometría media de las dunas para cada Paso, resta evaluar la influencia que las mismas tendrían sobre los volúmenes de mantenimiento.

Dos alternativas se presentan en estas circunstancias. La primera consiste en rasurar las crestas de las dunas ubicadas por encima del nivel medio del lecho. Este hecho si bien minimiza el volumen adicional de mantenimiento por dunas, implica conocer el tiempo de recrecimiento de las mismas, obligando eventualmente a efectuar dragados complementarios oportunamente programados.

Las imprecisiones consecuencia de la falta de un conocimiento adecuado de los estados transitorios en la generación de formas de fondo y los costos adicionales que implican los desplazamientos de equipos para llevar a cabo estas tareas, desalientan la utilización de esta metodología en la evaluación de los volúmenes de mantenimiento de la ruta.

La segunda alternativa consiste en efectuar un sobredragado, a todo lo largo del Paso, que posibilite que, a pesar del recrecimiento del fondo al cabo del año, las crestas de las dunas no alteren la profundidad náutica de la alternativa analizada. En consecuencia, la definición del volumen adicional por dunas, de acuerdo al criterio expuesto exige conocer cuál es la diferencia entre las cotas de las crestas de las dunas y el nivel medio del fondo. Esta diferencia depende de la forma de las dunas.

En este sentido estudios efectuados en el Río Paraná (Ref. 2) han obtenido coeficientes de forma de 0.66 en lugar del clásico 0.5 correspondiente a dunas triangulares. En virtud de ello la diferencia H' entre la cresta de la duna de altura H y el nivel medio del fondo será:

$$H' = 0.34\ H$$

Para el cálculo del volumen de mantenimiento incluyendo el efecto por dunas basta ingresar en las curvas profundidad náutica - volumen de cada Paso con una profundidad incrementada en el valor de H'. En las Tablas 1.5.1 y 1.6.3 se detallan los valores de volumen de mantenimiento sin y con la inclusión del efecto de dunas para los distintos Pasos y alternativas de profundidad náutica analizadas.

De esas Tablas surge que la incidencia del efecto de dunas es variable para las distintos Pasos y las distintas profundidades náuticas consideradas. En general las mayores incidencias del efecto de dunas se dan para los calados menores. En efecto para los casos de los Pasos Tacuaní, Abajo Tacuaní y Abajo Diamante, los volúmenes de mantenimiento para la profundidad náutica de 24' solo se deben al efecto de dunas. En los restantes Pasos, el incremento del volumen de mantenimiento por dunas para esa alternativa de calado osciló entre un 14 % y un 84 % .

Cumpliéndose en todos los casos que a mayor tasa de recrecimiento del nivel medio es menor el incremento del volumen de mantenimiento por formas de fondo.

Para las alternativas de mayores calados, (26 'y 28') la incidencia del efecto por dunas produjo un incremento del volumen de mantenimiento promedio de 9.3 % con un desvío de ± 11.9 % , quedando claramente de manifiesto el predominio que, para estos calados, tiene el recrecimiento del nivel medio del fondo, frente a la influencia del recrecimiento de dunas.

1.7 VOLUMENES DE CONSTRUCCION

1.7.1 PASOS ACTUALES

En estas zonas, el grado de información disponible consistió en relevamientos detallados realizados durante la campaña de mediciones complementarias efectuadas por la FICH en Agosto de 1993.

Estos Pasos son: Abajo Correntoso, Paranacito, Abajo Tacuaní, Tacuaní (Km 509-512), Tacuaní (Km 513-515), Abajo Diamante, Vinculación Tragadero-Animas y Tragadero.

Para cada uno de ellos una vez seleccionada la operación de mantenimiento optimizado (punto 1.5.2) se determinó para cada alternativa de calado analizada, la profundidad de dragado inicial, y en función de ello los correspondientes volúmenes de construcción. Se adoptaron taludes finales de 1:15. Si bien durante el dragado de los veriles del canal el talud se mantiene en valores mayores, al efectuarse las tareas de repaso, una vez transcurridas 2 o 3 semanas, la acción dinámica de la corriente suaviza la pendiente lateral conformando taludes mas tendidos.

En algunos casos, la práctica habitual es dragar un poco más profundo las bandas próximas a los veriles para no realizar repaso y de esta manera contrarrestar el efecto del material que se desliza durante el proceso natural de estabilización de los taludes. De todas maneras el material que se debe extraer también en este caso, es el que corresponde a pendientes estabilizadas de 1:15.

Los resultados obtenidos para cada Paso se presentan en las Figs. 1.7.1 a 1.7.8. y Tabla 1.7.1. En algunos casos debido a las importantes tasas de recrecimiento fue necesario llegar a profundidades de construcción de 42 pies referidos al nivel del 80 %, adoptado para el diseño.

1.7.2 OTROS PASOS PARA CALADOS MAS PROFUNDOS

La existencia de otros pasos adicionales a medida que se incrementa el calado de diseño, se detectó mediante el análisis del perfil longitudinal por el eje del canal en todo el tramo de la ruta, realizado durante las mediciones complementarias de Agosto de 1993. La ubicación y longitud de los mismos ha sido detallada en el punto 1.5.3.

Para calcular el volumen de construcción se supuso que el perfil longitudinal relevado es representativo de los niveles medios del lecho en la zona del canal.

Se calcularon los correspondientes volúmenes de construcción para profundidades de corte, cada 2 pies de incremento desde 24 pies hasta 38 pies de profundidad referida al nivel del 80 %, adoptando taludes laterales de 1:15.

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 1.7.2.

1.7.3 CANAL DE ACCESO AL PUERTO DE SANTA FE

Para efectuar los cálculos de volúmenes de construcción en todo el

tramo del Canal de Acceso desde la boca (Km 584,5) hasta el antepuerto o zona de dársenas (Km 592) se partió de relevamientos actualizados de la DNCPyVN y FICH correspondientes a mediciones efectuadas durante el año 1993, corregidas según el perfil longitudinal de agosto de 1993.

De acuerdo a las estimaciones de volúmenes de mantenimiento desarrollados en el punto 1.4.3, se consideró conveniente adoptar una tasa promedio y en consecuencia una sobreprofundidad de 7 piés incluyendo revancha, constante para todas las alturas de calado analizado.

En la Tabla Nº 1.7.3 se presentan los resultados obtenidos donde puede observarse que para la alternativa de 22 pies (condición del pliego licitatorio de la ruta troncal) el volumen de construcción es de aproximadamente 500000 m3 de los cuales casi el 90 % corresponden al tramo exterior (Km 584,5-585).

Cabe destacar que con posterioridad al relevamiento de Agosto utilizado para los cálculos, la DNCPyVN efectuó obras de dragado motivo por el cual los valores aquí estimados deberían tomarse con recaudos.

1.8 CONCLUSIONES

1.8.1 CALADOS ESPERABLES

Los diferentes calados de diseño que se han considerado para las distintas alternativas de construcción y mantenimiento de la ruta están referidos a un nivel de superficie ó pelo de agua adoptado cuya probabilidad de falla es del 20 %.

El 80 % del tiempo restante los niveles de agua esperados son mayores (al de referencia), durante este tiempo si bien los niveles del lecho recrecen por sedimentación, lo hacen más lentamente que los niveles de superficie de agua. Como consecuencia de ello se producirán calados reales esperables que durante el 80 % del tiempo serán superiores al calado de diseño.

Esta condición natural del río debe ser aprovechada por la navegación, cargando los buques de acuerdo al calado disponible en cada momento del año, motivo por el cual habrá un beneficio extra que debe incluirse en el proyecto.

Partiendo de la base que los calados esperables a determinar corresponden a un promedio para un período lo suficientemente extenso (como mínimo 10 años), se considera adecuado calcular los mismos en base al limnigrama medio adoptado para el estudio.

Para ello se procedió de la siguiente manera:

Para cada mes del año se graficaron los valores determinantes referidos al nivel medio mensual del limnigrama medio adoptado para el estudio, para todos los Pasos y alternativas de calado, en función del calado de diseño al cual corresponden.

Puesto que para un mes dado del año, el calado disponible o aprovechable del tramo es el que corresponde al mínimo determinante, fuera cual fuese el Paso, se trazó una envolvente por los valores mínimos de dicho gráfico.

Posteriormente, para calcular el valor del calado esperable para cada alternativa de calado de diseño, mes a mes, se ingresó en cada uno de los gráficos con un determinado calado de diseño y obtuvo el correspondiente calado esperable.

En las Figs. Nº 1.8.1 a 1.8.12 se presentan las relaciones entre calado de diseño y esperables para cada mes incluyendo todas las alternativas de calado y en la Tabla Nº 1.8.1 los resultados obtenidos. Aquí para cada mes del año y alternativa de calado de diseño aparece como calado esperable el determinante del tramo.

Para evaluar económicamente cada alternativa de calado se consideró conveniente calcular calados esperables promedios según tres épocas:

- Período de transporte de cosecha gruesa (Feb. - Jul.)
- Período de mínima actividad de carga (Ago. - Oct.)
- Período de transporte de cosecha fina (Nov. - Ene.)

Afortunadamente, como puede observarse, los meses de mayores calados esperables se corresponden con el período de carga de la cosecha gruesa y en consecuencia mayor actividad del puerto.

Esta condición favorable natural ha sido especialmente tenida en cuenta para analizar económicamente la rentabilidad del proyecto de profundización de la ruta con diferentes calados de diseño.

1.8.2 COSTOS DE DRAGADO TOTALES DE LA RUTA

Para determinar los respectivos costos de construcción y mantenimiento para cada alternativa de calado se sumaron los volúmenes de dragado por alternativa de calado, teniendo en cuenta Pasos actuales, y Pasos futuros al incrementarse el calado, e incluyendo el efecto de las formas de fondo.

Para transformar dichos volúmenes en costos se utilizaron costos unitarios de 2,2 U$S/m3 para el mantenimiento y 2,45 U$S/m3 para la construcción. Dichos valores unitarios surgen de un análisis de los costos adoptados en los dos estudios (Ref 8 y 15), más recientes, para el dragado de la ruta San Martín-Océano, que se dispone como información más confiable y homogénea.

Los costos necesarios tanto para el mantenimiento de la señalización de la ruta como para la ejecución de mediciones de campaña y estudios y proyecto de las obras a desarrollar se estiman en cifras del orden del 10 % en relación a los correspondientes al dragado.

Para el análisis económico se consideró irrelevante adicionar estos costos por cuanto, por una parte, dichas cifras son de menor magnitud que el error esperado en los costos de dragados unitarios promedio utilizados; y por otra, el presente estudio de factibilidad tiene como objetivo primordial analizar comparativamente en forma relativa y establecer un orden de conveniencia de distintas alternativas de calado de la ruta, sin centrarse en el valor particular de cada una de ellas.

Desde este punto de vista, de existir imprecisiones en la estimación de los costos, se estaría afectando proporcionalmente a todas las alternativas de calado por igual.

En las Tablas 1.8.2 y 1.8.3 se presentan los resultados obtenidos. Se desagregaron los mismos en ruta troncal y canal de acceso por cuanto la adjudicación del concesionamiento de la ruta, actualmente en proceso, no incluye los canales de acceso a puertos.

1.8.3 OBRAS DE INGENIERIA

* **Para la ruta troncal**, se analizaron diferentes posibilidades de obras de ingeniería en algunos de los Pasos críticos, que permitiesen disminuir los volúmenes de mantenimiento calculados.

Al respecto se consideraron las siguiente posibilidades: cierre parcial del brazo izquierdo en el Paso Abajo Correntoso, cambio de ruta en el Paso Paranacito, cierre parcial del canal izquierdo en Paso Tacuaní Este (Km 509 - 512), y cierre parcial del brazo derecho en Paso Vinculación Tragadero - Animas.

En el Paso Abajo Correntoso, tanto el gran ancho del brazo a obstruir como las cotas relativamente bajas de las islas sobre ambas márgenes del actual Paso, no permiten controlar adecuadamente la gran expansión del río que ocasiona la sedimentación del Paso, siendo el beneficio inferior a la inversión, desalentando la idea.

En Paso Paranacito si bien se observa una posibilidad de cambio de ruta hacia el canal natural que se está abriendo sobre margen derecha, la actual condición del río no justifica, por el momento, dicha obra. Quizás algunos pocos años mas adelante sea conveniente realizarla.

En Paso Tacuaní Este (Km 509-512) cerrar el canal que quita caudal por margen izquierda implica costos elevados ya que las velocidades actuales involucran materiales granulares de tamaños mayores al disponible en el lugar, o caso contrario protección a la erosión tornando los costos muy elevados. En este Paso, por el momento se considera conveniente tratar de corregir paulatinamente la distribución de corriente arrojando el material extraído durante el mantenimiento en el banco del centro del brazo. Quizás en un momento futuro oportuno de estiaje sea conveniente volver a analizar esta posibilidad de obra.

Para el Paso Vinculación Tragadero-Animas, en un primer análisis se detectó como conveniente el cierre parcial del brazo derecho, motivo por el cual la idea fue analizada más en detalle mediante modelo matemático. Al respecto se diseñó un terraplén de cierre parcial del brazo derecho según puede observarse en el Plano 1.5.3, con el objetivo de aumentar la derivación de caudal y limitar la expansión antes del ingreso al corte.

En la Fig. 1.8.13 se presentan los beneficios en ahorro de volumen de mantenimiento que produciría la obra. Dicha cifra se mantiene prácticamente constante para las diferentes alternativas de calado en el orden de 100000 m3/año, disminución de costos que para amortizar la obra requeriría de períodos de utilización muy extensos, del orden de como mínimo 10 años. En conclusión, se considera conveniente no incluir esta obra para el análisis del calado que optimiza la ruta, recomendando para el futuro, una vez en práctica el mantenimiento de la ruta para un determinado calado, volver sobre la iniciativa para analizarla con mayor profundidad.

* **Para el Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe** se analizaron alternativas de obras propuestas durante la década del 70, descriptas detalladamente en el punto 1.1.1.1. Se considera que las mismas implican costos actualizados desproporcionados que para amortizarce requieren de períodos de utilización sumamente extensos.

Se efectuaron cálculos para una alternativa de obra más simple que las anteriores, consistente en un espigón de avance que traslade la boca del canal unos cientos de metros hacia aguas abajo, controlando por una parte la actual expansión de la corriente en el Río Colastiné y que afecta al tramo exterior del canal, y por otra disminuyendo los caudales de material solido que ingresan al canal.

En el punto 1.4.3.6 se presentan detalles sobre la misma. En conclusión, dicha obra podría significar un ahorro de volumen de mantenimiento que oscilaría entre 100000 y 250000 m3/año con una inversión del orden de U$S 2000000. Para avanzar sobre esta idea se recomienda la

ejecución de un modelo físico que permita analizar esta posibilidad de obra con mayor precisión, y eventualmente diseñar correctamente el espigón y a su vez determinar las variaciones inducidas en los caudales de ingreso al canal, principal fuente de aportes de sedimentos.

* Cabe destacar que los volúmenes de construcción calculados para el Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe y cada uno de los Pasos críticos de la ruta troncal se efectuaron a partir de relevamientos realizados durante el mes de agosto de 1993. Desde entonces y hasta la fecha del presente informe se tiene información sobre trabajos de dragado llevados a cabo por la DNCPyVN. Por este motivo es posible que las cifras calculadas presenten algunas variaciones. Por otra parte, la continua acción de la corriente en forma natural modifica las condiciones morfológicas del canal en cada Paso, agregando motivos para que los volúmenes de construcción se modifiquen continuamente.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1) AMSLER, M.L., "Sedimentometría Práctica del INALI", Notas del Curso de Mecánica Fluvial organizado por la Universidad de Buenos Aires y el Laboratorio de Hidráulica Aplicada del INCyTH, Buenos Aires, 1982.

2) AMSLER, M.L. y GAUDIN, H.E., "La Superposición de Dunas y el Transporte de la Carga de Fondo en el Río Paraná", XV Congreso Nacional del Agua, La Plata, 1994.

3) CAMP, T.R., "Sedimentation and the Design of Setling Tanks", Transaction, ASCE, Vol. 111, paper 2285, 1946

4) DRAGO, E.C. y AMSLER, M.L., "Suspended Sediment at a Cross Section of the Middle Paraná River: Concentration Granulometry and Influence of the Main Tributaries", Sediment Budgets, Proceedings of the Porto Alegre Symposium, IAHS. Publ. n° 174, Diciembre 1978.

5) ENGELUND, F. y FREDSOE, J., "A Sediment Transport Model for Straight Alluvial Channels", Nordic Hydrology, 1976, Vol. 7.

6) ENGELUND, F. y HANSEN, E.A., "Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams. Danish Technical Press, Copenhagen, 1967.

7) INCHyTH, LABORATORIO DE HIDRAULICA APLICADA, "Estudio del Sistema Paraná-Santa Fe", Trabajos de Campaña y Análisis Preliminar de Datos. Vol I y II, Ezeiza, Febrero 1974.

8) INCHyTH, LABORATORIO DE HIDRAULICA APLICADA - UNL, FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS HIDRICAS, "Estudio de Prefactibilidad Navegación de Ultramar Ruta Rosario - Océano: El Río Paraná Inferior, Ezeiza, Octubre 1991.

9) NAVNTOFT, K.E., "On Siltation of Canal de Acceso a Puerto Santa Fe, Causes and Solutions. Proyecto ARG/73/023/C, Setiembre 1976.

10) VAN RIJN, L.C., "Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110 N° 10 Oct. 1984.

11) VAN RIJN, L.C., "Sediment Tranport, Part III: Bed Forms and Alluvial Roughness", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, N° 12, Dec. 1984.

12) VANONI V.A. Ed. "Sedimentation Engineering", Manual N° 554, ASCE, 1975, pp.745.

13) UNL, FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS HIDRICAS, "Proyecto Obras de Defensa contra Inundaciones Distrito Alto Verde-Santa Fe", Santa Fe, Julio de 1993.

14) UNL, FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS HIDRICAS "Estudio Hidráulico Sedimentológico para los Pasos de Navegación Tragadero y Tacuaní", Informe de Avance, Santa Fe, 1988.

15) DNCPyVN (Dirección de Construcciones Portuarias y Vías Navegables), 1983, "Anuario Hidrográfico", Ult. edic.

16) FICH (Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas), 1991, "Diagnóstico las condiciones del canal navegable en la ruta Rosario - Océano". Convenio: FICH - INCYTH (Lab. Hidráulica). Santa Fe.

17) FICH (Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas), 1992,"Proyecto Canal de Acceso y zona de maniobras en Puerto Reconquista", Comitente Privado, Santa Fe.

18) FICH (Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas)- CRL (Centro Regional Litoral), 1993, "Hidrología", Proyecto de Reconstrucción del Acueducto Colastiné - Santa Fe, Tomo 4, Anexo D, Convenio : FICH/INCyTH - DIPOS, Santa Fe.

19) PRENDES H., AMSLER M., SCHREIDER M., HUESPE J., CIAN C., LIMA D., 1992 "Metodología para evaluar la sedimentación en un canal de navegación fluvial", XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Cartagena (Colombia).

20) PRENDES H., AMSLER M., SCHREIDER M., HUESPE J., CIAN C., 1992 "Determinación de la frecuencia óptima de dragado de mantenimiento en un paso de navegación", XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Cartagena (Colombia).

21) FICH, 1991 "Diseño del sobreancho de la trinchera de dragado para la colocación de la protección del tunel Subfluvial Santa Fe-Paraná", Comitente: Ente del Tunel Subfluvial.