



HAL
open science

Diseño de un revestimiento en la margen derecha del Río Colastiné en la zona de Colastiné Sur para asegurar la estabilidad de una torre alta tensión

Damien Leduc

► To cite this version:

Damien Leduc. Diseño de un revestimiento en la margen derecha del Río Colastiné en la zona de Colastiné Sur para asegurar la estabilidad de una torre alta tensión. Engineering Sciences [physics]. 2014. dumas-01649941

HAL Id: dumas-01649941

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01649941v1>

Submitted on 6 Jan 2022

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



**Facultad de Ingeniería
y Ciencias Hídricas**
UNIVERSIDAD NACIONAL
DEL LITORAL



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL

Carrera: **Ingeniería en Recursos Hídricos**

Proyecto Final de Carrera

**Diseño de un revestimiento en la
margen derecha del Río Colastiné en
la zona de Colastiné Sur para
asegurar la estabilidad de una torre
alta tensión**

Alumno: Damien LEDUC

16 de diciembre 2014

Indice

Resumen.....	4
Memoria descriptiva	5
I. Diagnostico de la situacion.....	9
II. Información necesaria.....	12
a) Datos Hidrometricos.....	13
b) Datos Hidrologicos.....	13
α. Niveles de agua considerados.....	13
β. Velocidades de corriente.....	15
c) Datos Climaticos.....	17
d) Datos geotécnicos.....	18
e) Datos sedimentologicos.....	18
f) Datos topologicos.....	20
III. Análisis de las alternativas.....	20
1) RipRap.....	20
2) Gaviones tipo caja.....	22
3) Tablestacas.....	24
4) Bloques de hormigón adherido a geotextil.....	26
5) Elección de una alternativa.....	28
α .Criterio económico.....	28
β. Criterio ambiental.....	29
γ. Aspecto visual.....	29
δ. Experiencia.....	30
IV. Desarrollo de la alternativa elegida.....	31
1) Características de la defensa.....	31
α. Determinación de la cota de coronamiento de la presa.....	31
β. Geometría de la defensa.....	38
2) Diseño del revestimiento de los taludes.....	43
α. Cargas hidraulicas de la zona.....	43
β. Espesor para resistir la corriente natural.....	44
γ. Espesor para resistir las olas debidas al viento.....	49
δ. Espesor necesaria para resistir los efectos del pasaje de embarcaciones.....	52
ε. Elección del geotextil.....	63
V. Computo.....	66
VI. Proceso de construcción.....	66
α. Construcción del perfil de la defensa.....	66

β. Excavación de zanjas para anclar el revestimiento.....	66
γ. Puesta del revestimiento.....	67
VII. Estudio del impacto ambiental.....	67
VIII. Presupuesto.....	70
IX. Referencias.....	71

ANEXOS

Resumen

Frente al peligro de erosión que representaría una falla de la red eléctrica para la ciudad de Santa Fe, especialmente durante un evento de crecida, se tiene que asegurar la viabilidad de la línea alta tensión Salto Grande – Santo Tomé que provee una gran parte de la energía santafesina. Este proyecto tiene como objetivo asegurar la estabilidad de una torre que forma parte de la línea alta tensión y que está ubicada sobre la margen derecha del Rio Colastiné en la zona de Colastiné Sur – Provincia de Santa Fe. Se consideraron varias alternativas como tablestacas, gaviones, rip rap y bloques de hormigón adherido a geotextil para asegurar que no falle la torre de alta tensión.

La obra propuesta provee una defensa (compuesta por material refulado) eficaz para crecidas de recurrencia inferior a los 100 años. Con lo cual la cota de su coronamiento será de 18,25mIGN. Para poder acceder a la torre, se diseñó también un camino de acceso (compuesto de material areno-limoso) de 5m de ancho con una cota de 17,50mIGN. Sin embargo, este proyecto no tiene como objetivo determinar la sobreelevación de las redes de comunicaciones ya existentes. Dicha sobreelevación será necesaria para asegurar un acceso continuo a la obra pero dependerá de otro proyecto.

El estudio destacó que la mejor alternativa son mantas de bloques de hormigón adherido a geotextil (BetonFlex proveído por la empresa Coripa SA). El espesor de los bloques se determinó mediante los métodos de Pilarczyk y Escarameia, principalmente, tomando en cuenta los efectos de olas, corrientes y pasaje de embarcaciones. Las dimensiones de los bloques serán de 40cm x 40cm x 20cm ubicados sobre mantas de 2,15m x 5,72m.

Con una superficie revestida de 3650 m², un volumen de refulado de 5500m³, un volumen de material areno-limoso de 1300m³ y un volumen de hormigón armado de 9m³ el costo de la obra se eleva a 4 400 000 Ar\$.

Memoria descriptiva

En el presente trabajo se desarrolla el estudio de la obra de defensa de una torre alta tensión ubicada sobre la margen derecha del río Colastiné en el sector Colastiné Sur de la provincia de Santa Fe. Dicho estudio fue necesario frente al peligro que representa la falla de la torre para la ciudad de Santa Fe Capital. Dicha torre pertenece a la línea alta tensión Salto-Grande Santo Tomé que provee gran parte de la energía consumida por las provincias de Santa Fe y Entre Ríos. Imágenes satelitales de la crecida del 1983 permiten observar la situación de la torre alta tensión en un caso de crecida. Se nota principalmente que la torre está ubicada en plena zona inundada al lado de un río que desarrolla, en esta situación, velocidades de corrientes importantes. Entonces, el riesgo de falla de la torre de alta tensión se incrementa durante una crecida, debido a la posible erosión de la margen que constituye su base. Ahora bien, es obvio que un corte de energía en un periodo de crecida aumentará los impactos de manera significativa. El estudio que se desarrollará más adelante tiene como objetivo proveer soluciones factibles para reducir ese riesgo de falla al mínimo.

La obra de defensa que se propuso fue diseñada para una crecida de diseño cuyo periodo de retorno es de 100 años. Los datos necesarios para desarrollar este estudio (hidrométrico, hidrológico, geotécnico, climático) se obtuvieron mediante la bibliografía y los datos provenientes de una salida de campo en el sector del proyecto. La falta de información sobre la topología del sector impuso utilizar la herramienta Google Earth[®].

El proyecto propone diseñar la obra de defensa y su camino de acceso a partir de la red de comunicación ya existente. Por eso, aunque sea necesario, no se proyectará la sobreelevación del camino preexistente permitiendo vincular la Ruta Nacional 168 al lugar de proyecto.

Para asegurarse de elegir un tipo de revestimiento óptimo para disminuir al máximo los impactos generados por la obra, la selección del tipo de defensa se basó sobre un análisis multi-criterio apoyándose sobre puntos económicos, ambientales, visuales. También se tomó en cuenta la experiencia de la región con cada alternativa para asegurar el éxito del proceso constructivo. Dichos criterios permitieron destacar cuál de las alternativas estudiadas era la mejor entre tablestacas, rip rap, bloques de hormigón adherido a geotextil y gaviones. La conclusión del análisis multi-criterio fue que una defensa compuesta por bloques de hormigón adherido a geotextil ofrecería buenos resultados para cada criterio considerados.

La determinación de la cota del coronamiento de la obra de defensa se basa en la cota del pelo de agua durante la crecida de diseño, y las alturas significativas de olas. Para determinar la cota del pelo de agua frente a la obra cuando se produce la crecida de diseño, se buscó la altura de agua esperada en la escala hidrométrica del puerto de Santa Fe para dicha crecida. Se supuso que la altura de agua leída sobre la escala hidrométrica del puente de la Ruta

Nacional 168 será la misma que en el puerto de Santa Fe, con lo cual, conociendo la cota del cero de la escala del puente, se obtuvo la cota del pelo de agua al nivel de la obra. Se aclara que esa información no era suficiente para determinar la cota del coronamiento de la obra de defensa, sino que se tuvo que tomar en cuenta las alturas de olas significativas. Por eso se analizó las alturas de olas y las sobreelevaciones que se podrían producir sobre el talud de la defensa.

Se comparó dos condiciones críticas para asegurarse de ponerse en el caso más desfavorable. Por eso se determinó las alturas de olas y de sobreelevación para el caso de la crecida de diseño vinculada a un evento de viento de periodo de retorno de 5 años (persistencia 1 hora) sino también en el caso de una crecida cuyo periodo de retorno era 2 años vinculado a un evento de viento de recurrencia 50 años (persistencia 1 hora). Las longitudes de fetch se tomaron en base a las imágenes satelitales de la crecida del 1983. Con lo cual se destacó una cota de coronamiento de la defensa igual a 18,25mIGN. La cota del coronamiento del camino de acceso se adoptó a 17,50mIGN puesto que su exposición a las olas es mucho menor.

En base a la altura de coronamiento de la presa y a su distancia a la margen del río se propuso adoptar como pendiente de talud 1:6. Mediante las informaciones geotécnicas, y adoptando el refulado como material constitutivo de la obra de defensa, se verificó su estabilidad utilizando el método de Bishop. El mismo método se utilizó para asegurarse de la estabilidad del camino de acceso constituido por un material areno-limoso, con lo cual se determinó que un talud 1:2 era estable. Además, se eligió un ancho del camino de acceso igual a 5m para permitir el pasaje de máquinas.

Finalmente, para disminuir al máximo los esfuerzos de la corriente sobre la defensa se eligió una forma triangular para enfrentarse al flujo de agua.

Conociendo la forma de la obra de defensa se puede seguir el estudio con la determinación del espesor de revestimiento necesario. Para determinar eso, se basó sobre los esfuerzos originados por la velocidad de la corriente, las olas producidas por el viento, y los fenómenos producidos por el pasaje de embarcaciones.

En lo que concierne la determinación de los esfuerzos debidos a la corriente, se utilizó las velocidades que se desarrollarían para la condición de crecida de diseño, puesto que son las mayores. Para estimarlas, se utilizó los datos de velocidades provenientes de la salida de campo. Basándose sobre la diferencia de cota del pelo de agua entre la crecida de diseño y la salida de campo, y mediante una hipótesis en la ecuación de Manning, se logró estimar las velocidades que se desarrollarían en las cercanías de la obra de defensa durante la crecida de diseño. El espesor que se encontró para resistir dichos esfuerzos se calculó mediante dos métodos. El método de Pilarczyk permitió determinar un espesor necesaria de aproximadamente 3cm, y el método de Escameia y May permitió destacar un espesor necesaria de aproximadamente 1,5 cm. Con lo cual se eligió un espesor para resistir a la corriente de 2cm.

La determinación de espesor necesaria para resistir las olas naturales se basó sobre los resultados de altura de olas obtenidos cuando se determinó la cota de coronamiento de la

presa. Como para el caso anterior se utilizó dos métodos para determinar el espesor necesario. El método de Pilarzyck provee un espesor de 18cm en cuanto al método de Escarameia se determinó un espesor necesario de 19,8 cm. Así, se eligió un espesor de 20cm para resistir a las olas producidas por el viento.

En lo que se refiere al pasaje de embarcaciones, se tuvo que tomar en cuenta las corrientes y las olas producidas por dicho pasaje. La zona del proyecto es un sector donde transitan buques areneros, cruceros deportivos y lanchas deportivas. Entonces, para cada tipo de embarcación se determinó las olas y corrientes producidas. Dentro de los fenómenos producidos por el pasaje de una embarcación se encuentra la depresión del nivel de agua que se calculó mediante las fórmulas de Schijf y una aproximación trapecial del perfil transversal del río. Dicha depresión permitió determinar la magnitud de la corriente de retorno suponiendo que las embarcaciones navegan en el eje del río (esa suposición no se hizo para el caso de las lanchas deportivas). Las ondas frontales y transversales también se calcularon a partir de los valores medios y máximos de la depresión del nivel de agua. En lo que se refiere a los picos de interferencia se supuso que la velocidad de los buques era igual al 90% de la velocidad límite autorizada en la zona (se tomó una velocidad mayor en el caso de las lanchas deportivas). Finalmente se despreció el efecto de las hélices puesto que las embarcaciones navegarán, generalmente, a una distancia importante de la obra.

Con lo cual, se calculó con los métodos de Escarameia y Pilarzyck el espesor de revestimiento necesario para resistir las cargas generadas por cada fenómeno debido al pasaje de una embarcación. Esos cálculos se hicieron para cada tipo de embarcaciones consideradas. Se encontró finalmente un espesor necesario de 20cm con el método de Pilarzyck para resistir al pasaje de las lanchas deportivas.

Los bloques de hormigón armado tendrán entonces que tener un espesor de 20cm. La empresa Coripa S.A. provee mantas de BetonFlex de 2,15m x 5,72m compuesta por bloques de dimensiones 40cm x 40cm x 20cm, con lo cual, la elección de este tipo de manta parece razonable. El estudio de los criterios de permeabilidad y de retención del geotextil mostró que no era necesario añadir un geotextil no tejido por debajo de la manta de BetonFlex puesto que el geotextil tejido constitutivo de dicha manta asegura la retención del material fino y no obstruye el flujo de agua.

Las mantas superiores de la obra se fijarán mediante una viga de anclaje compuesta por hormigón armado. Las mantas inferiores se vincularán a las superiores sea por superposición simple o por otros medios de fijación (abrochado, costura, otros).

El proceso constructivo empezará por la limpieza y destape del terreno. Luego se aprovisionará el material y se lo perfilará para dar forma a la obra de defensa. Se excavará parte del coronamiento de la obra para realizar los anclajes de hormigón armado y se pondrán las mantas BetonFlex.

Así el cómputo de los principales ítems de la obra se presenta en la tabla siguiente:

Superficie revestida (m²)	3650
Volumen de refulado necesario (m3)	5500
Volumen de suelo areno-limoso necesario (m3)	1300
Volumen de Hormigón armado necesario (m3)	9

Basándose sobreprecios de mantas de Betonflex proveidos por la empresa *Coripa S.A* y datos de la Catedra del Proyecto Final, se pudo evaluar de manera simplificada los costos de cada etapa constructiva.. El precio final del proyecto se eleva a 4 400 000 Ar\$.

I. Diagnóstico de la situación

La región de Santa Fe está muy expuesta a los problemas de inundaciones. Las crecidas del 1983 y del 2003 provocaron muchos daños en la ciudad y su entorno. Desde la ingeniería en Recursos Hídricos se debe tratar, en lo posible, encontrar medidas para disminuir los impactos inducidos por esos eventos. Durante una crecida importante se necesita frecuentemente rescatar, cuidar y curar a la gente. Con lo cual es muy importante disponer de energía durante un evento de crecida para poder prestar auxilio, sea en los hospitales, en las plantas de tratamiento de agua, en las estaciones de bombeo etc...

La Ciudad de Santa Fe está alimentada por energía eléctrica mediante la línea alta tensión Salto Grande – Santo Tomé. Esa línea vincula, en término de energía, las provincias de Entre Ríos (y principalmente la ciudad de Paraná) y de Santa Fe (*Figura 1*):

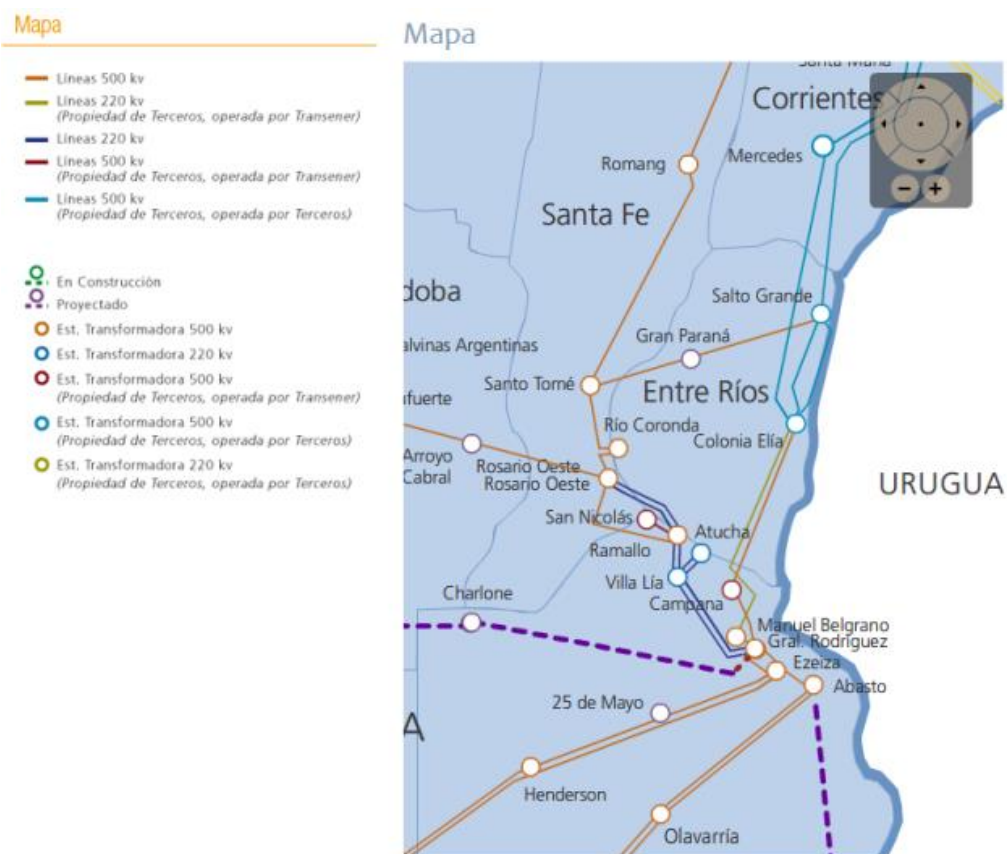


Figura 1: Trazo de la línea alta tensión Salto Grande – Santo Tomé

Una particularidad de esa línea de alta tensión es que algunas de las torres que soportan la misma están ubicadas muy cerca de ríos. Por ejemplo es el caso de la torre alta tensión que se encuentra sobre la margen derecha del Rio Colastiné en las cercanías del puente de la Ruta Nacional 168 (*Figura 2*):

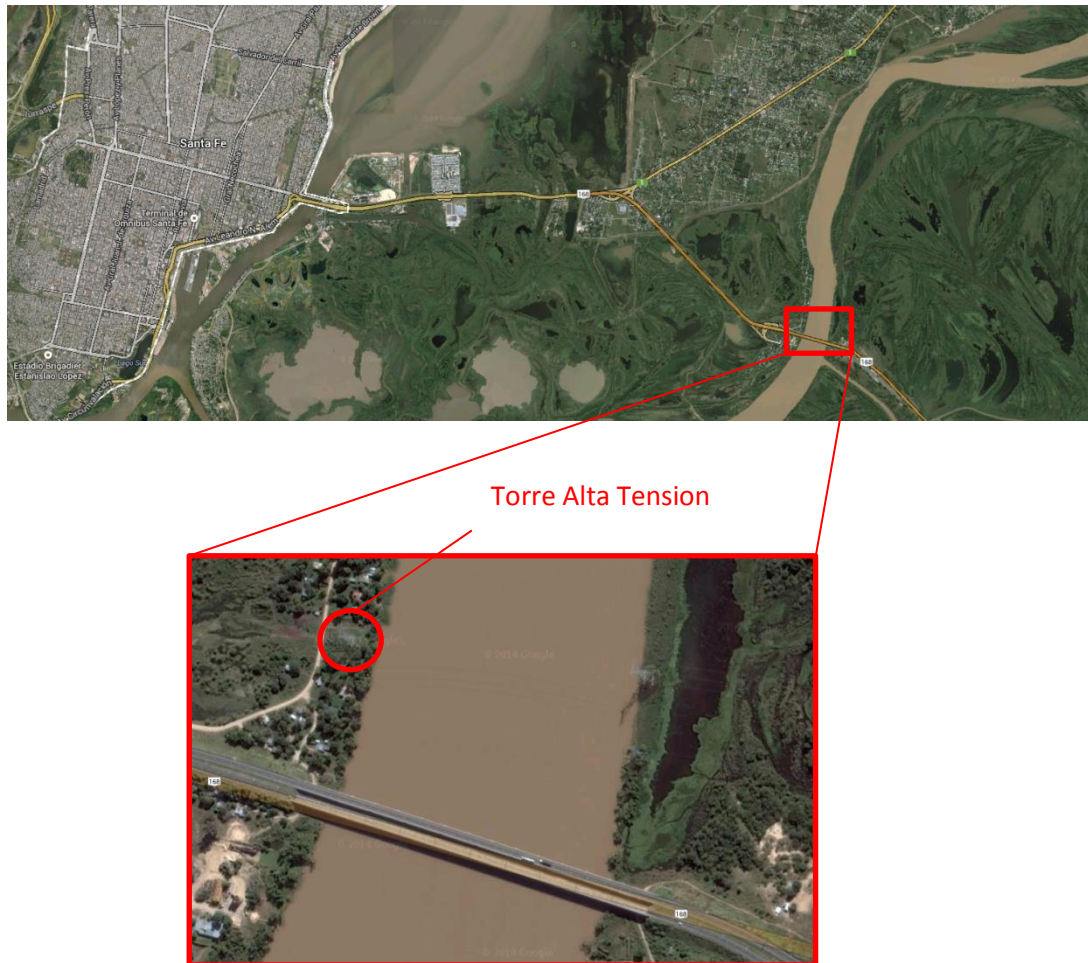


Figura 2: Ubicación de la torre de estudio

La *Figura 3* presenta una fotografía que se tomó en el lugar de estudio y permite así observar con más detalle la situación de esa torre alta tensión. Al estar tan cerca del río, la torre corre un riesgo de inestabilidad si se produce un evento de crecida importante. La falla de esa torre significaría un corte de energía mayor para la ciudad de Santa Fe, lo que añadiría un impacto muy negativo a una situación ya preocupante. La ciudad tendría entonces aún más dificultad para luchar contra los impactos de una inundación importante.



Figura 3: Situación de la torre alta tensión estudiada

La *Figura 4* presenta cuál era la situación de la torre durante la crecida del 1983. Se nota a partir de la imagen que la torre está ubicada en plena zona inundada, por eso está muy expuesta a la erosión del suelo, a las olas, a la corrosión etc...

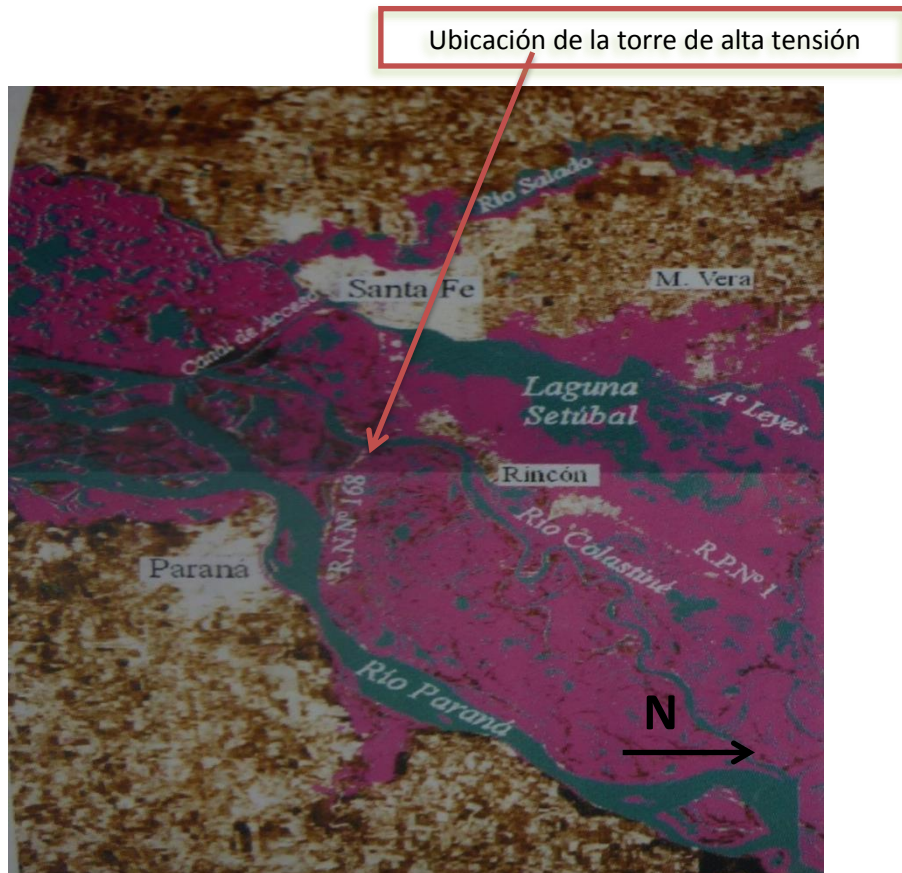


Figura 4: Situación de la torre alta tensión durante la crecida del 1983

Las razones mencionadas anteriormente son el origen del estudio que se va a efectuar más adelante. La estabilidad de esa torre es muy importante,. Por eso ese proyecto tiene como objetivo proveer una defensa fiable a la torre. Pero también se debe tener en cuenta que durante un evento de crecida la torre no debe ser aislada, y un equipo debe poder venir a trabajar sobre la torre se es necesario. Por eso, se debe tener en cuenta que no solamente la defensa de la torre alta tensión se debe proyectar, pero también se debe asegurar su accesibilidad.

II. Información necesaria

Un proyecto de ese tipo necesita varias informaciones para poder desarrollarse. La información básica que se necesita son datos:

- Hidrológicos
- Hidrométricos
- Topográficos
- Sedimentológicos
- Climatológicos
- Geotécnicos

La mayor parte de los datos hidrométricos se obtuvieron durante una salida de campo que se hizo para el trabajo final de la materia Hidráulica Fluvial durante la cual se pudo realizar una batimetría del sector, se tomó muestras de sedimento del lecho del río y se midió la velocidad de la corriente.

Los datos hidrológicos se encontraron en la bibliografía^[Alt], especialmente para conocer las alturas del pelo de agua vinculadas a los diferentes periodos de retorno.

Los datos climatológicos, más precisamente los datos de vientos que se necesitan para calcular las alturas de olas que se producirían en el caso de una crecida se obtuvieron en la bibliografía^[Clim]..

Los datos geotécnicos se obtuvieron mediante datos dados por la Cátedra de la asignatura Obras Hidráulicas I que provienen de una inspección de obras^[Geo] que se hizo en la zona de Villa Añatí que está ubicada a unos 10kms de la zona de estudio. Se consideró que la composición del suelo no varía tanto de un lugar a otro.

Los datos topográficos se obtuvieron mediante la herramienta *Google Earth*. Debido al hecho que no existen relevamientos topográficos en la zona de estudio (que es una zona de

islas), no se pudo obtener un mapa topográfico de la zona. Por eso se estudió mediante perfiles *Google Earth*.

a) Datos Hidrométricos

Durante la salida de campo se hizo la batimetría de la zona de estudio. Esa batimetría también provee un perfil del río al nivel de la torre alta tensión (*Figura 5*). Para cada punto de medición del perfil existen datos de profundidades y de velocidad de corriente.

b) Datos Hidrológicos

α. Niveles de agua considerados

La bibliografía permite conocer las alturas del pelo de agua para crecidas con varios periodos de retorno. Esa altura del pelo de agua es conocida al nivel de la escala del puerto de Santa Fe y no al nivel de la escala del Puente de la Ruta Nacional 168.

El cero de la escala del puerto de Santa Fe está a una altura de 8,19mIGN, mientras que la altura del cero de la escala ubicada aguas abajo del puente de la RN 168 está a una altura de 8,83 mIGN. Suponiendo que la pendiente del pelo de agua es la misma para la laguna Setúbal y para el Río Colastiné, se podrá conocer la cota del nivel máximo de agua para una crecida con un periodo de retorno dado.

Según la bibliografía la cota de agua en la escala del puerto de Santa Fe para una crecida centenal sería de 8,32m. Esta altura corresponde a una cota de 16,51mIGN en la zona del puerto de Santa Fe. La hipótesis que se consideró anteriormente permite conocer la cota del pelo de agua al nivel de la torre mediante el cálculo siguiente:

$$Cota = 16,51 + (8,83 - 8,32) = 17,15 \text{ mIGN}$$

También se buscó la cota del pelo de agua para el nivel mínimo registrado en el puerto de Santa Fe. Esa cota fue de 9,72 mIGN, lo que corresponde aproximadamente a una cota de 10,36 mIGN en la zona de la torre. Esa información será importante cuando se deberá determinar la extensión de la defensa.

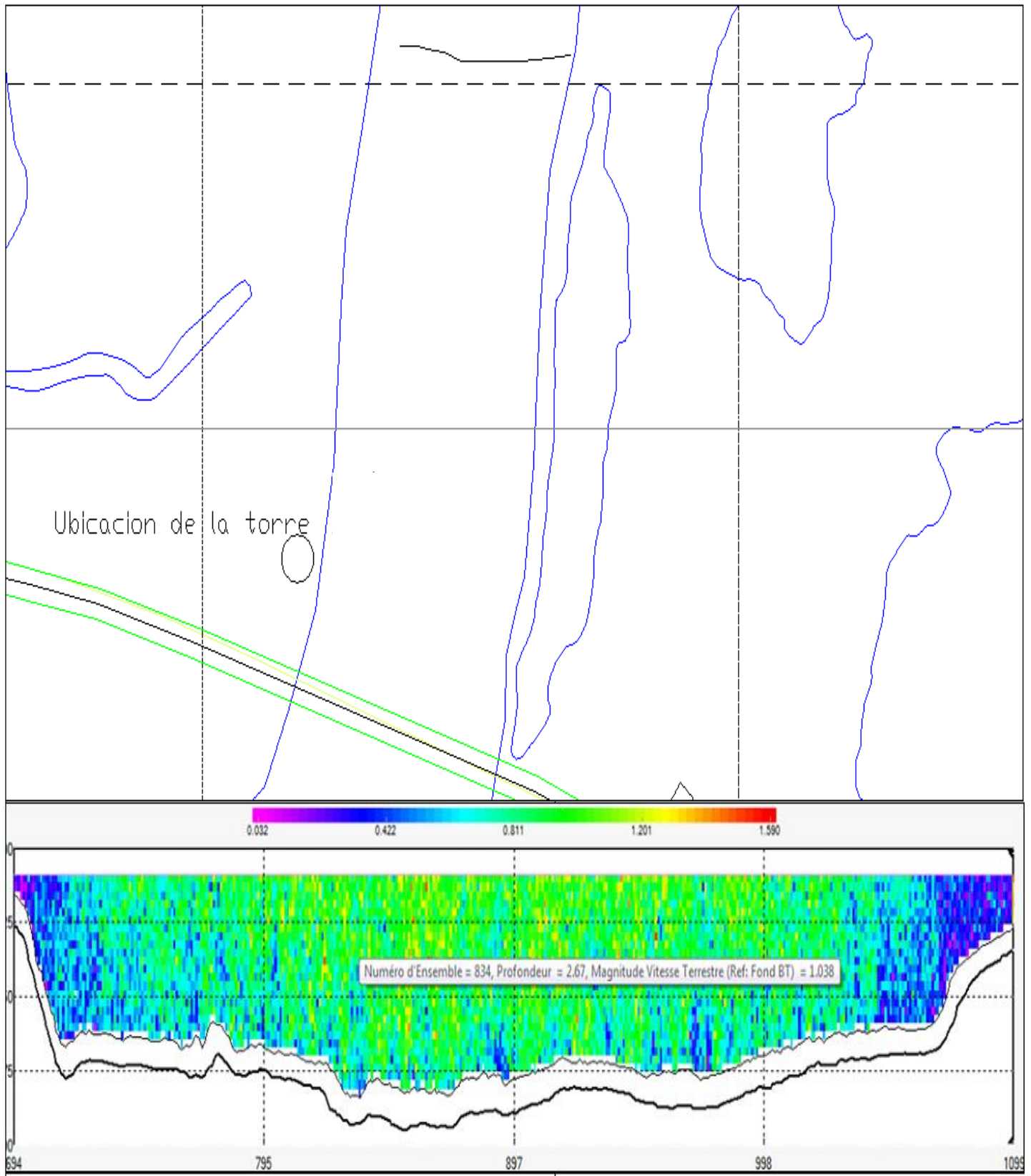


Figura 5: Perfil transversal del río Colastiné

β. Velocidades de corriente

El perfil transversal que se hizo (*Figuras 5 y 6*) permitió colectar informaciones sobre las velocidades de corriente que se desarrollan en el sector. Por supuesto, no se va a estudiar todos los perfiles de velocidades pero únicamente los que están ubicados cerca de la margen derecha del Rio Colastiné. Solo se consideraron los 12 puntos de medición del ADCP más cerca de la margen, lo que representa una distancia de 20m entre la margen y el punto de medición el más alejado.

A partir de esos 12 puntos de medición se construyeron franjas (*Figura 6*) y se consideró que la velocidad media en cada uno de esos perfiles era aquella del punto de medición. La *Tabla 1* presenta las mediciones de velocidades que se encontraron durante la salida de campo, así como la profundidad para cada uno de los perfiles.

Tabla 1: Características de las franjas

Franja	Profundidad (m)	Velocidades Medias (m/s)
A1	6,11	0,49
A2	5,90	0,38
A3	5,42	0,42
A4	4,65	0,39
A5	4,26	0,35
A6	3,86	0,43
A7	3,64	0,27
A8	3,49	0,33
A9	3,26	0,21
A10	3,14	0,26
A11	3,04	0,36
A12	1,52	0,18

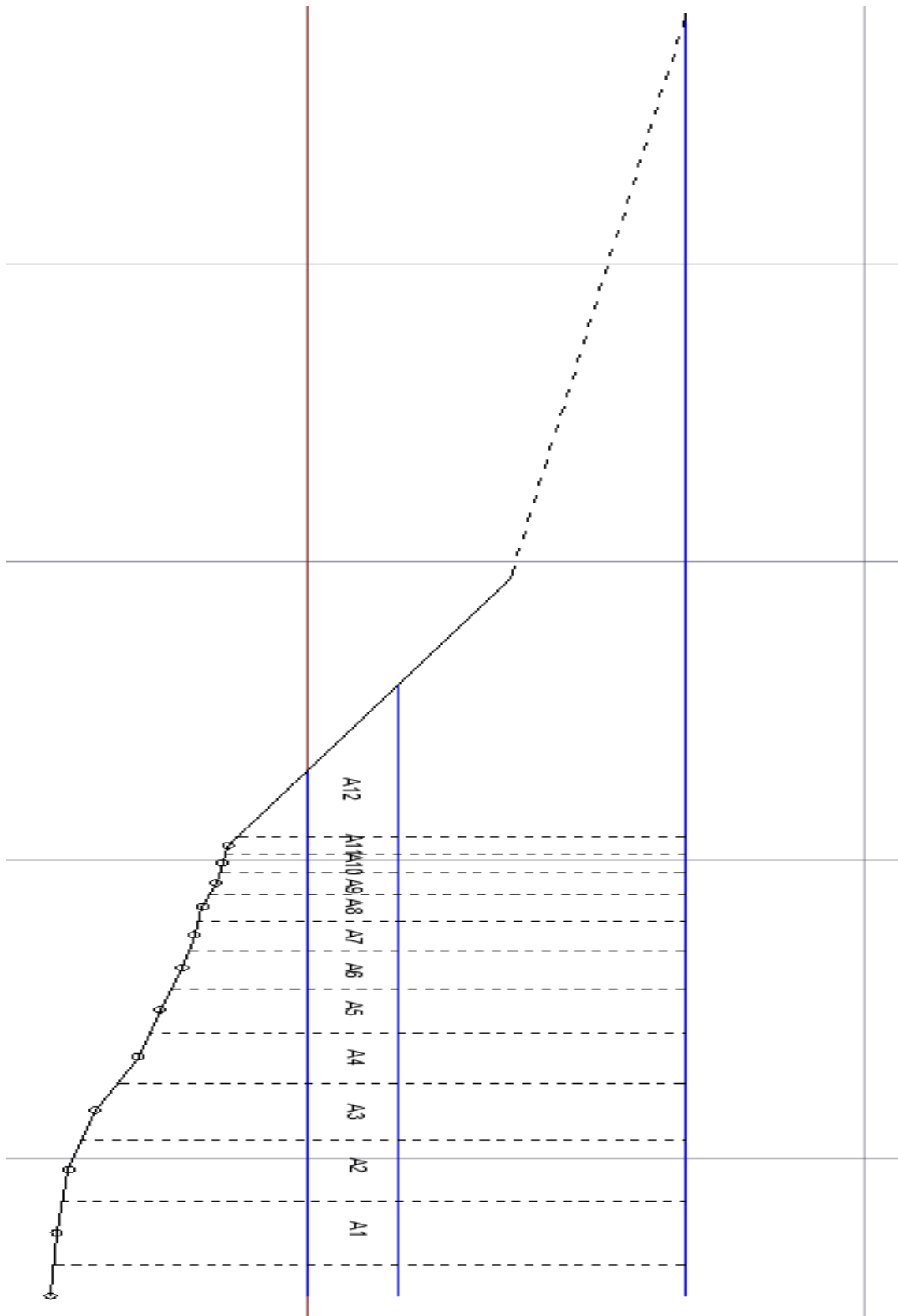


Figura 6: Delimitación de las franjas

c) Datos Climáticos

La *Tabla 2* es una tabla resumen de los vientos que ocurren en la zona de Santa Fe:

Tabla 2: Vientos en la zona de Santa Fe

Dirección	Frecuencia	Velocidad media (m/s)	Velocidad máxima (m/s)
N	12	7	41
NE	10	6	38
E	9	5	41
SE	9	7	27
S	14	8	42
SW	3	8	31
W	1	6	31
NW	1	6	31
Calma	40		

La *Figura 7* presenta la rosa de los vientos que se construyó a partir de los datos de la tabla anterior:

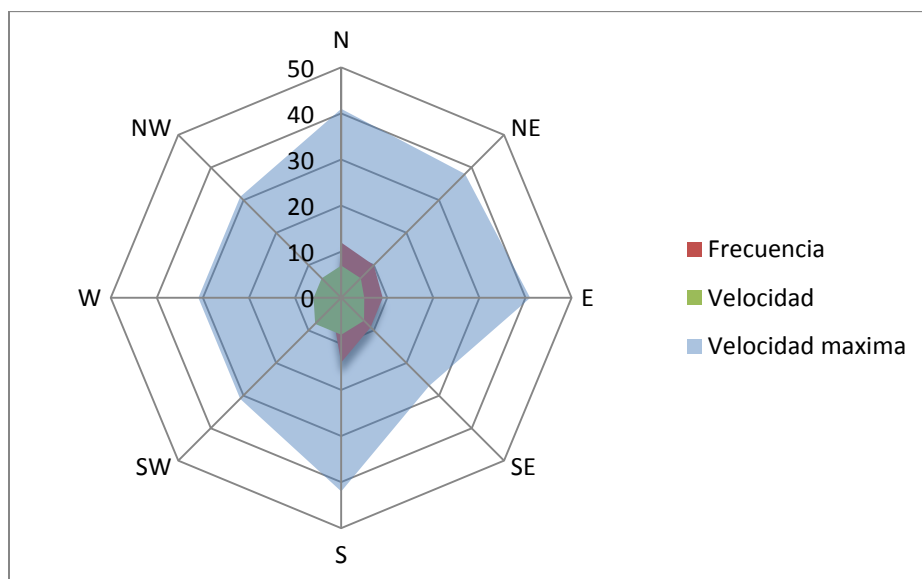


Figura 7: Rosa de vientos en la zona de Santa fe

d) Datos geotécnicos

Una inspección de obras de los terraplenes de defensa de Villa Añati de enero 1995 destacó que el perfil geológico típico de esa zona era el de la *Figura 8*:

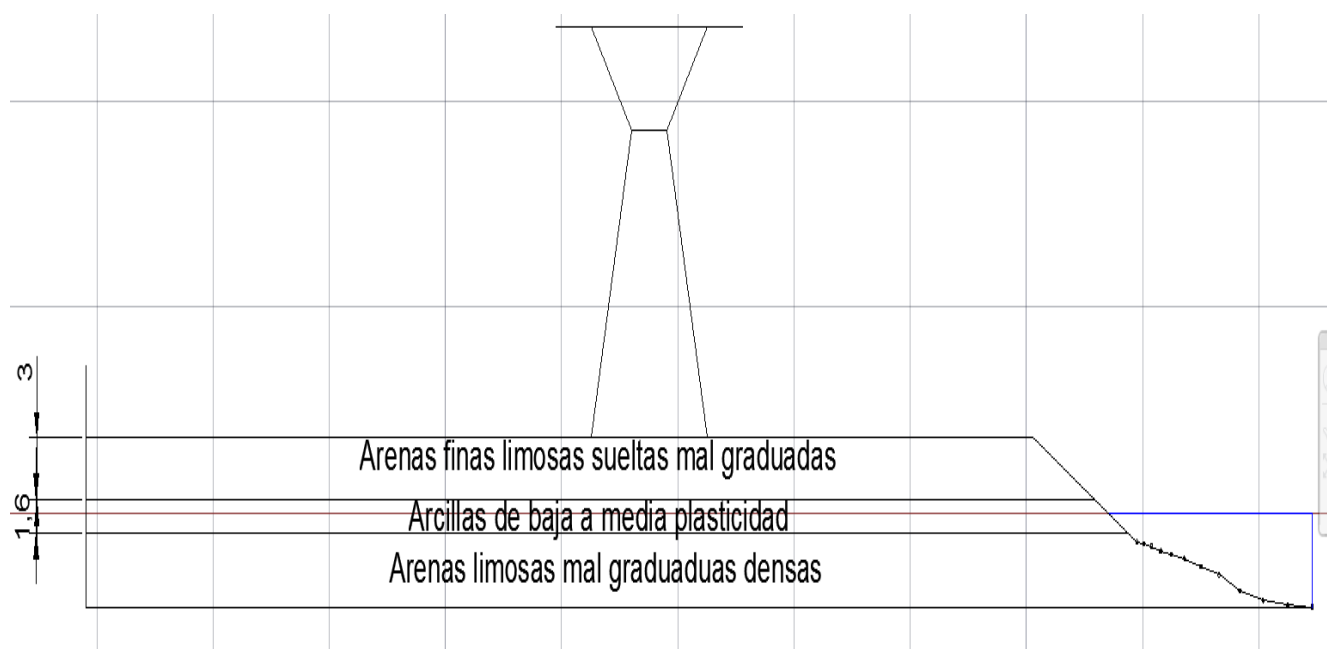


Figura 8: Perfil geológico de la zona de la defensa de Villa Añati

Además un estudio mostro que “los sondeos atraviesan desde la superficie hacia abajo un manto de sedimentos limo-arcillos, con escasas intercalaciones de arenas finas, el que apoya sobre estratos arenosos”^[Ram]. Eso permite asegurarse que el perfil geológico que se adaptó corresponde a la geología de la zona.

Las características de los tipos de suelos encontrados se resumen en la *Tabla 3*.

e) Datos sedimentológicos

No se pudo conseguir datos de granulometría de la zona del estudio. Sin embargo se dispone de datos granulométricos de la obra *Vuelta del Dorado, Ruta Provincial 1* en la zona de Santa Rosa-Helvecia. Una curva granulométrica típica de la zona se presenta en la *Figura 9*.

Tabla 3: Características de los suelos

	Densidad Humeda (kg/m ³)	Densidad Saturada (kg/m ³)	Cohesion (kg/m ²)	Angulo de Friccion (°)	Permeabilidad (cm/seg)
Arenas mal graduadas densas	1,80	1,96	0	28	
Arcilla de media a baja plasticidad	1,90	2,02	0,25	10	
Arenas finas limosas sueltas a medianamente limosas	1,70	1,93	0	20	1,00E-05
Refulado	1,70	1,90	0	30	1,00E-04

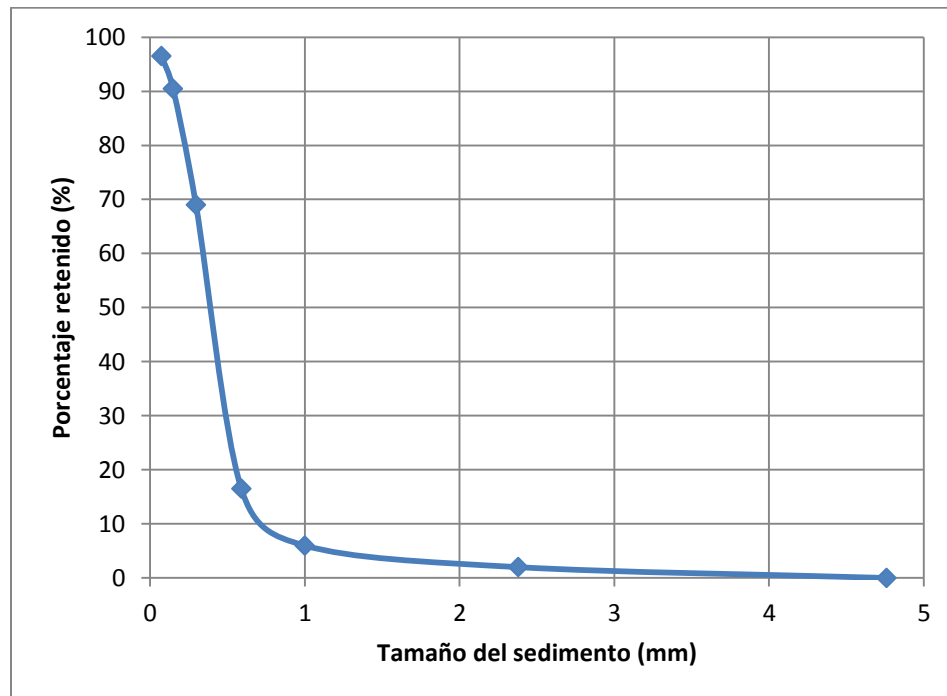


Figura 9: Granulometría considerada

Por supuesto, a la hora de hacer el diseño se deberá cuidar que los resultados obtenidos realmente son aplicables a la zona de estudio, puesto que los datos que se utilizan provienen de una zona alejada.

f) Datos topológicos

El estudio de perfiles trazados en el software *Google Earth* permitió destacar que la altura media de la zona era de 14mIGN. La falta de datos impone considerar la hipótesis simplificadora siguiente: se considerará en el diseño de la defensa que el suelo está a una cota constante de 14 mIGN.

III. Análisis de las alternativas

Existen varios tipos de revestimiento para proteger la margen de un río. Cada uno de estos tipos de revestimiento tienen sus características técnicas, económicas, ambientales, visuales etc...

1) Rip Rap

El Rip Rap consiste en la disposición de rocas de tamaños importantes y variables sobre la margen del río para disminuir los efectos de erosión (*Figura 10*):



Figura 10: Rip Rap

<http://fr.wikipedia.org/wiki/Riprap#mediaviewer/File:Riprap.jpg>

Esas rocas de tamaño importante permiten disipar la energía de las olas y también estabilizar los sedimentos de la margen, así se impide la erosión de dicha margen. La estabilidad

del conjunto se logra mediante el peso propio de los bloques individuales y la fricción de que existe entre ellos. Generalmente las rocas que se utilizan son granito o basalto. La disponibilidad de ese tipo de material se puede observar sobre la *Figura 11*. Se utiliza generalmente más las piedras con forma de bloque que las piedras redondeadas o elongadas. Si posible se debe utilizar piedras no redondeadas, preferiblemente de forma tabloide con espesores mayores a 100mm. Se puede también ligar las piedras mediante un mortero o con concreto, con lo cual se deberá también añadir juntas de dilatación cada 10 a 20m.

Generalmente se acepta, para la colocación de enrocados, una pendiente máxima de 2H:1V. Si se utilizan grandes bloques semirectangulares se puede aumentar la pendiente hasta 1,5H:1V. Sin embargo, para pendientes mayores, se deberá utilizar un muro de contención.

Finalmente, se debe colocar un filtro bajo de la piedra, que sea de geotextil o granular. Ese filtro permite evitar la erosión del suelo que soporta la capa de piedras^[Rev].

Se nota también sobre la *Figura 10* que esa alternativa permite el desarrollo de la flora, lo que implica un impacto menor del punto de vista ambiental. La flora no solamente permitiría disminuir el impacto ambiental, pero también actuará como una resistencia más al escurrimiento, y aumentará la estabilidad de la margen.



Figura 11: Ubicación de los yacimientos de granito
(<http://fr.slideshare.net/programasyactividades/minera-8992326>)

La *Figura 11* presenta los diferentes yacimientos de piedra que existen a través del país. Se nota que existen yacimientos de granito en la zona de Córdoba. Entonces, el granito provendría probablemente de los cerros de Córdoba lo que implicaría un transporte de aproximadamente 400kms. Ese transporte podría implicar un costo importante.

2) Gaviones tipo caja

Ese tipo de revestimiento consiste en una caja metálica (generalmente de acero dulce galvanizado) rellena de piedra (*Figura 12*):

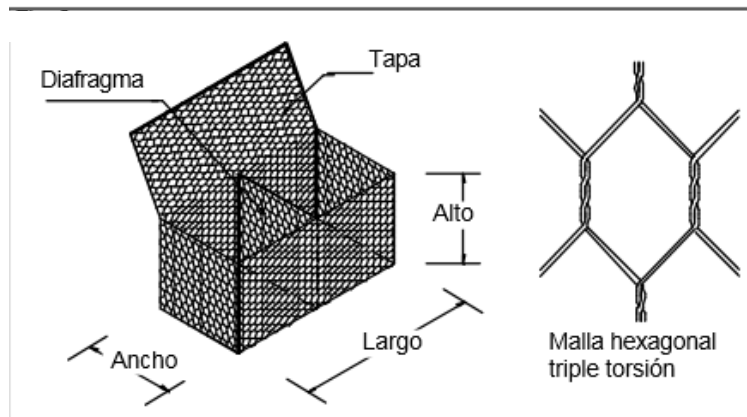
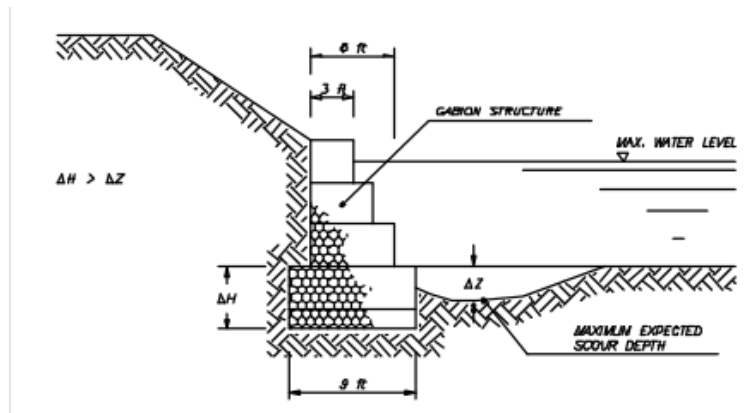


Figura 12: Gaviones tipo caja
(<http://es.wikipedia.org/wiki/Gavi%C3%B3n#mediaviewer/File:Gabion.jpg>)

El revestimiento de tipo gaviones propone una alternativa al Rip Rap que consiste en el movimiento de piedras de gran tamaño resultando difícil de transporte y de manejo^[Mac].

El principio similar al del RipRap, la colocación de las cajas rellenas de piedra permite disipar la energía de las olas, y aumentar la estabilidad de la margen. La estabilidad se logra mediante el peso de las cajas de gaviones, de las fricciones internas y del refuerzo de la malla. El revestimiento por gaviones es flexible y poroso. Como para el caso del Rip Rap, se recomienda colocar un filtro entre el suelo y los gaviones. Un geotextil no tejido es una buen opción para cumplir con la función de filtro^[Rev].

La cesta generalmente es de malla triple torsión de alambre de medidas variables, dividida en celdas de tamaños iguales. Cada cesta se conecta a unidades similares. La *Figura 13*, presenta un esquema de las cestas y algunas dimensiones.



Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Tolerancia
2	1	0.3-0.5-1	Largo +/- 5% Ancho +/- 5% Alto +/- 5%
3	1	0.3-0.5-1	
4	1	0.3-0.5-1	
1.5	1	0.5-1	

Figura 13
(www.maccaferri.com.ar)

La malla de alambre que se utiliza se hace con acero dúctil fuertemente galvanizado, la triple torsión permite lograr una estructura íntegra, continua y resistente. Finalmente, cuando se coloca los gaviones en zona muy agresivas, se puede adicionar al alambre un recubrimiento de PVC antes del tejido la malla. Esa capa de PVC dará a las cajas una mayor resistencia a agentes químicos corrosivos.

Además, la capacidad de filtrado del relleno de piedra asegura la interacción de todas las componentes necesarias para se pueda desarrollar la vegetación. Por eso, los revestimientos de tipo gaviones se pueden integrar con el medio ambiente y permitir su conservación.

Los gaviones no solamente se utilizan para la protección de márgenes sino también se pueden utilizar para:

- Estructuras de muros de contención para caminos
- Estacionamientos
- Proyectos de desarrollo de tierras

Finalmente, los gaviones se podrán conseguir a través de la empresa MaccaFerri que se especializó en este tipo de revestimiento.

El **Anexo 1** presenta más en detalle las especificaciones técnicas que utiliza la empresa *Maccaferri* para hacer obras basadas sobre gaviones tipo caja.

3) Tablestacas

Los tablestacados son estructuras que permiten la contención del suelo. Se utilizan para la defensa de costas, la realización de muelles o de frentes costeros. Este tipo de estructuras permite aprovechar al máximo el espacio disponible, ya que necesitan un espacio mínimo para asegurar la protección del lugar considerado. La *Figura 14* presenta un ejemplo de defensa de costa con tablestacas:



Figura 14: Tablestacas
(www.mdstrading.com.ar)

Se construyen estas estructuras mediante el hincado de elementos industrializados (hormigón armado, metal, PVC etc..). Pero hincar esos elementos no es suficiente para asegurar la estabilidad del conjunto, ya que deben resistir al empuje del suelo que contienen. Por eso se recurre a la utilización de pantallas y tensores de anclaje (*Figura 15*):

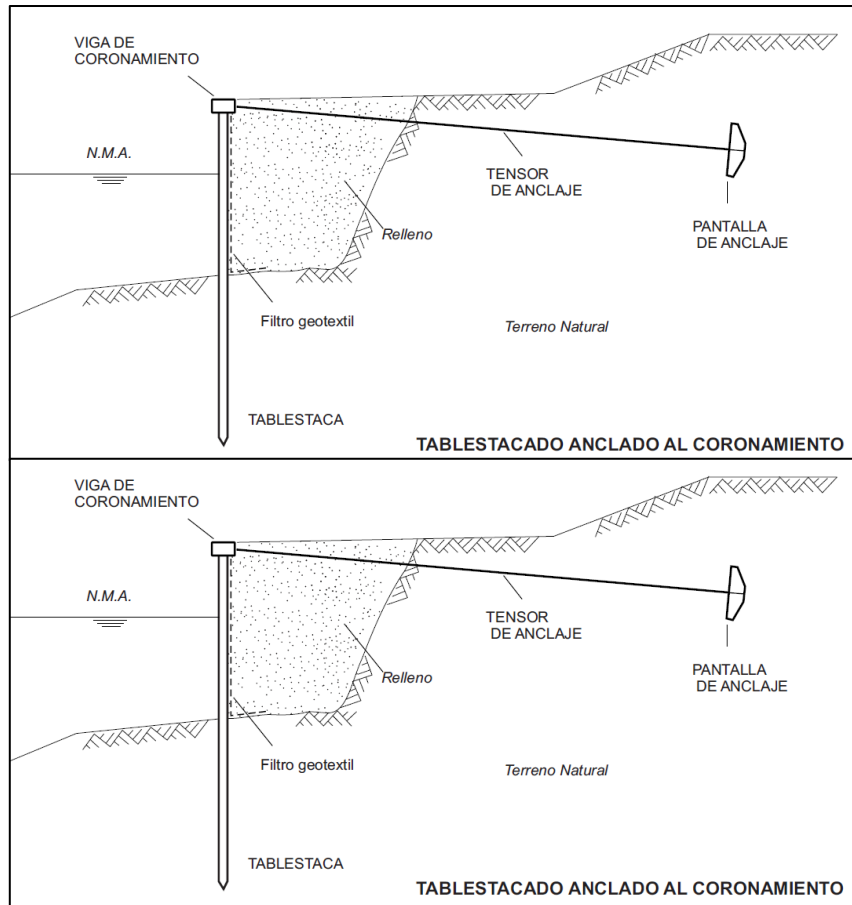


Figura 15

Para unirse una con otra, cada unidad tiene una forma particular para permitir el anclaje de dicha unidad con su vecina. La *Figura 16* presenta el modo de anclaje para tablestacas metálicas:

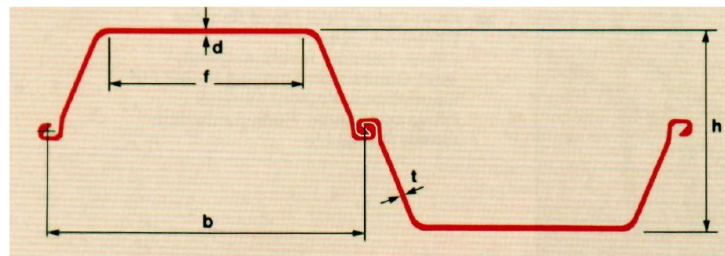


Figura 16: anclaje de las unidades de tablestacas

Para tablestacas compuestas de hormigón armado, el método de anclaje es diferente (Figura 17):

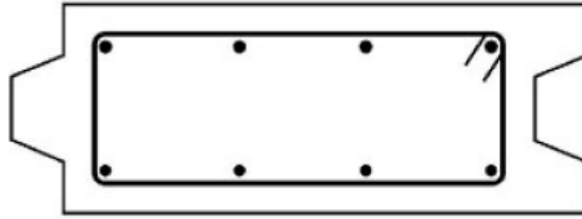


Figura 17: sección de tablestaca de hormigón armado

Un problema es que este tipo de estructura separa completamente el lugar a proteger del curso de agua. Las Tablestacas . Por eso, del punto de vista ambiental las tablestacas no son óptimas ya que consisten en una barrera de completa entre el río y la margen. Entonces, no se pueden desarrollar plantas, y ninguna interacción es posible entre el río y la parte protegida. Los **Anexos 2 a 4** desarrollan más las diferentes alternativas de tablestacas que se pueden considerar.

4) Bloque de hormigón adherido a geotextil

Los bloques de hormigón adherido a geotextil surgieron como alternativa a los enrocados tradicionales. Como su nombre lo indica, en una capa constituida por bloques hormigón que son ligados entre sí mediante un geotextil. También se los pueden entreligar por medio de cables.

Básicamente se constituyen de dos componentes:

- Una base, o capa filtrante constituida por el geotextil
- Una defensa formada por los bloques de hormigón que debe proteger contra la erosión y absorber la energía debida a las olas etc...

La *Figura 18* permite observar un revestimiento de este tipo. Como se lo puede notar mediante la *Figura 20*, este tipo de revestimiento tiene la ventaja de ser flexible. Esa alta flexibilidad se logra mediante la vinculación de los bloques de hormigón al geotextil. Ese vínculo se puede lograr de diferente manera. Se puede recurrir a anclas sintéticas o utilizar los bucles que posee el geotextil. La *Figura 19* presenta los dos tipos de vinculación que se utilizan.



Figura 18: Revestimiento constituido por bloques de hormigón adherido a geotextil

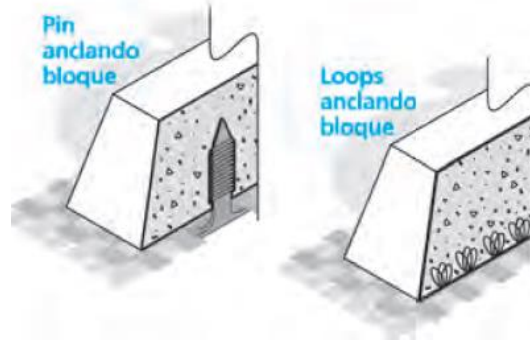


Figura 19: métodos de anclaje del hormigón al geotextil
(<http://www.coripa.com.ar/>)

La gran flexibilidad de este tipo de revestimiento permite una colocación muy fácil en obra, aún bajo agua (*Figura 20*). Los geotextiles que se utilizan en esos revestimientos son geotextiles tejidos de polipropileno que son muy altamente estables a los rayos UV y a la termoxidación para asegurar una vida útil larga. Según el tipo de obra considerada, los bloques de hormigón se pueden moldear en fabrica, en la obra, o directamente sobre la superficie a proteger.

En lo que concierne el impacto ambiental, las mantas de hormigón adherido a geotextil permiten el desarrollo de vegetación con raíces pequeñas. Con lo cual el impacto visual producido por ese tipo de obra generalmente es bajo.



Figura 20: Protección de estribo de puente

Para conseguir los bloques de hormigón y el geotextil se podrá contactar las empresas *Coripa S.A.* y *Corporación Argentina Tecnológica S.A* que tienen una buena experiencia en este tipo de revestimiento.

El **Anexo 5** presenta un tipo de revestimiento de bloques de hormigón adherido a geotextil que se utiliza por la empresa *Coripa S.A.* (Betonflex).

5) Elección de una alternativa

Se va a elegir una alternativa basándose sobre diversos criterios. Por supuesto se va tratar de elegir la más económica, pero el factor económico no va ser el único. La parte ambiental tendrá un peso importante, pero también se va a considerar el aspecto visual, puesto que en esta zona se encuentra muchas casaquintas cuyos propietarios quieren poder aprovechar del lugar. También se va a tomar en cuenta la experiencia que hay en la zona con cada una de las alternativas.

α. Criterio económico

Para que un proyecto no sea demasiado caro se debe asegurar que el material que se va a utilizar está disponible. Por eso, generalmente se utiliza un revestimiento Rip Rap cuando hay disponibilidad de roca en un lugar cercano^[Rev]. La *Figura 11* muestra que se deberá transportar la roca sobre una gran distancia para construir la defensa. Existe el mismo problema en lo que concierne la alternativa de gaviones, puesto que esa alternativa también se basa sobre la disponibilidad de roca.

En lo que se refiere a las tablestacas no hay problema de disponibilidad, puesto que se pueden construir con varios materiales (hormigón armado o hierro importado). En la zona de Santa Fe no se utiliza la alternativa de tablestacas de PVC.

Finalmente la alternativa de un revestimiento con bloques de hormigón adherido a geotextil tampoco tiene ese tipo de problema puesto que se puede hacer los bloques de hormigón en la misma zona que la obra. En realidad, se suele utilizar este tipo de revestimiento en lugares donde no se puede conseguir bloques de rocas, ya que resulta mejor económicamente prefabricar los bloques de hormigón^[Rev].

β. Criterio ambiental

Como ya lo vimos cuando se presentó cada alternativa, las tablestacas no son las mejores alternativas del punto de vista ambiental. Esa alternativa corta la interacción entre el río y su margen impidiendo el desarrollo vegetal y la salida o entrada de animales en el río.

Aún el Rip Rap, los gaviones y los bloques de hormigón adherido a geotextil tienen un impacto ambiental. Se debe añadir que el RipRap y los gaviones probablemente son aún mejores que los bloques de hormigón adherido a geotextil del punto de vista ambiental. En efecto, los gaviones y el riprap permitirán el desarrollo de vegetación de tamaño mayor. Además la colocación de los bloques de hormigón necesita un movimiento de suelo. Se debe lograr una pendiente uniforme, sin huecos, también se recomienda compactar el suelo^[Rev]. Para el caso de los gaviones, también se deberá “preparar” el terreno para poner las cajas en obra. Todo eso representa una alteración ligera del medio ambiente, lo que no es necesario para el RipRap que solamente consiste en la disposición de rocas.

γ. Aspecto visual

La falta de capa vegetal en el caso de las tablestacas es una gran debilidad del punto de vista del aspecto visual, puesto que no se van a integrar en el paisaje. Una vez más, el enrocado, o Rip Rap, parece ser la mejor alternativa. Compuesta solamente por piedras naturales, ese tipo de defensa se asemejaría más a un paisaje natural. La capa vegetal que cubrirá parte de la defensa compuesta por bloques de hormigón permitirá esconder un poco dichos bloques, pero no logrará una integración similar al RipRap en el paisaje. Los gaviones, logran generalmente una muy buena inserción en el medio ambiente.

δ. Experiencia

En la región de Santa Fe ya existen algunas experiencias con los diferentes tipos de revestimiento. Se puede citar el ejemplo de la protección de la costanera de Santo Tomé donde se eligió tablestacas como revestimiento. Ese proyecto encontró muchos problemas. La principal dificultad de la puesta de tablestacas resulta ser de hincar dichas tablestacas a profundidades que pueden ser importantes. Durante el proyecto de protección de la costanera de la ciudad de Santo Tomé, resultó imposible hincar las tablestacas a la profundidad prevista. La consecuencia fue que se tuvo que rellenar parte de la margen protegida para alcanzar la estabilidad deseada, luego hubo que revestir este relleno para que no se erosione. Esos imprevistos condujeron a un costo muy elevado^[E1].

Conseguir rocas resulta ser difícil en la región de Santa Fe, no hay mucha experiencia en lo que se refiere a los revestimientos de tipo gaviones o RipRap. Sin embargo, parece que en las zonas donde se utiliza gaviones se enfrentan problemas de robos o de vandalismo. La gente que vive en la zona del revestimiento roba las piedras para su propio uso, y así disminuye la eficacia de la defensa.

Finalmente, la zona de Santa Fe, tiene una gran experiencia con el hormigón adherido a geotextil. La costanera de la ciudad de Santa Fe está protegida con ese tipo de revestimiento (*Figura 14*). Eso se puede explicar por los factores expuestos anteriormente.

La *Tabla 4* presenta un resumen de las fortalezas y de las debilidades de cada alternativa:

Tabla 4: Criterios para la selección de una alternativa

	RipRap	Gaviones	Tablestacas	Bloques de Hormigón
Aspecto económico (x2)	1	2	3	4
Aspecto ambiental	4	3	1	2
Aspecto visual	4	3	1	2
Experiencia (x2)	3	2	1	4
Total	16	14	10	20

En esa selección se les dió más importancia a los criterios económicos y a la experiencia que son factores muy importantes para un buen funcionamiento de la obra para un costo razonable. Los aspectos visuales y ambientales también son muy importantes pero en este caso, los impactos no podrán ser muy importantes puesto que será una obra muy local.

Para construir la *Tabla 4* se dió una nota a cada aspecto para cada alternativa. La peor alternativa para el aspecto considerado tiene un coeficiente 1, mientras que la mejor alternativa tiene un coeficiente 4. Una vez que se consideró cada aspecto para una alternativa se hace la suma de cada coeficiente. Al final se compara el total de cada alternativa y se elige la que tiene la mayor cantidad de puntos.

Así, se nota que para el proyecto que se estudia, la alternativa que parece mejor es un revestimiento con bloques de hormigón adherido a geotextil, por eso, se va a elegir esa alternativa y desarrollar su dimensionamiento.

IV. Desarrollo de la alternativa elegida

El diseño de un revestimiento de bloques de hormigón adherido a geotextil debe tener en cuenta muchos aspectos, y no se elige el tamaño de los bloques por casualidad. Existen varios métodos para determinar las dimensiones de los bloques de hormigón y el tipo de geotextil que se va a colocar. Pero antes de dimensionar la defensa, se debe primero determinar que va a ser la extensión y forma de la defensa.

1) Características de la defensa

Como se lo determino en la parte *II.b)- α* , el nivel del agua para una crecida de diseño (periodo de retorno de 100 años) en la zona será de 17,15mIGN. Con lo cual la cota del coronamiento de la presa deberá ser al mínimo igual a esta cota.

Por supuesto, esta cota no toma en cuenta la elevación del nivel de agua que se puede inducir por el efecto del viento. Por ejemplo, si se toma una cota de coronamiento de la presa del 17,20 mIGN para asegurarse que la cota del agua de la crecida centenal no sobre pasa el nivel de la presa, cualquier ola de más de 5cm de altura permitirá al agua sobrepasar el nivel de la presa. Sabiendo que un evento de viento importante puede fácilmente originar olas de alturas mayores a 30cms, se debe tener en cuenta a las olas en la determinación de la cota de coronamiento de la presa.

α . Determinación de la cota de coronamiento de la presa

Como se lo mencionó anteriormente, esa determinación se basa principalmente sobre el nivel del agua durante la crecida de diseño y la altura de las olas para diferentes eventos de viento. Generalmente para determinar el resguardo de una presa se compara dos situaciones:

- *Situación 1*: Resguardo necesario para la condición de una crecida centenal vinculada a evento de viento de periodo de retorno 5 años y de persistencia 1 hora.
- *Situación 2*: Resguardo necesario para la condición de una crecida bianual vinculada a un evento de viento de periodo de retorno 50 años y de persistencia 1 hora.

En lo que sigue se va a analizar la *situación 1*. En primer lugar se debe determinar la dirección más peligrosa del viento. Los datos que se tienen (**II.c**) y *Figura 4*) permiten determinar que la peor dirección de viento es del este. En efecto, es un viento que tiene una velocidad máxima y una frecuencia alta. Además, cuando ocurre un evento de viento del este se nota sobre la *Figura 4* que el fetch inducido es muy importante, lo que significa olas de gran alturas. Finalmente, la dirección este corresponde a una dirección perpendicular a la defensa proyectada, con lo cual, las olas se van a romper con una incidencia nula, lo que es el peor caso.

La bibliografía que se utilizó permitió determinar que para la dirección este, la velocidad del viento de periodo de retorno 5 años y de persistencia 1 hora era de 26,7 m/s (96 km/h).

La metodología que se va a utilizar se dio durante el curso de la asignatura *Obras Hidráulica I^[Res]* y permite determinar que será el resguardo necesario para una presa en la condición de oleaje en una zona de aguas profundas.

En primer lugar se debe determinar la longitud del fetch efectivo que se calcula como sigue:

$$F_e = 0,27 \cdot [F_0 + 0,85 \cdot (F_1 + F_{-1}) + 0,50 \cdot (F_2 + F_{-2})] \quad (1)$$

Con, F_e : Longitud del fetch efectivo (km)

F_0 : Longitud del fetch real (km)

F_1 y F_{-1} : Longitud del fetch a $22^\circ 30'$ de cada lado del fetch real (km)

F_2 y F_{-2} : Longitud del fetch a 45° de cada lado del fetch real (km)

La *Figura 21* permite observar las longitudes de los diferentes fetch cuando se produce una crecida de este tipo. Para determinar que eran las longitudes de los fetch se basó sobre la *Figura 4* que permite observar hasta donde llegó el agua durante la crecida del 1983. Aún esta crecida no fue aquella de diseño, la *Figura 4* permite dar una buena idea de la extensión del agua.

Se observa que la componente F_2 tiene la misma dirección que la corriente, con lo cual se podría seguir trazando F_2 sobre casi 60kms. Como esa longitud de Fetch no tenía sentido, se acabó el trazado del Fetch al límite de la imagen. La *Tabla 5* da las longitudes de cada fetch y el valor del fetch efectivo calculado mediante la ecuación (1).

Ahora que se determinó la longitud del fetch efectivo se debe determinar la profundidad media de agua que hay a lo largo del fetch real. Así, mediante un perfil Google Earth (*Figura 22*), se determinó la cota media del terreno a lo largo del fetch real. Entonces, conociendo la cota del pelo de agua para la condición de crecida centenal, se pudo determinar la profundidad media del agua a lo largo del fetch real.

Desgraciadamente, la precisión de la herramienta *Google earth* solo es del orden del metro, con lo cual se determinó una cota media del terreno de 13mIGN, con lo cual, la profundidad media del agua a lo largo del fetch real durante una crecida centenal será de 4,15m.

Finalmente, se tiene todos los datos necesarios para poder determinar la altura de las olas. Dichos datos se listan abajo:

g: aceleración de la gravedad – 9,81 m/s²

t: tiempo de persistencia del viento – 3600 s

W: velocidad máxima del viento en el rumbo considerado – 26,7 m/s

Fe: longitud de fetch efectivo – 22.800 m

H_{ola}: profundidad para el cálculo del oleaje por viento – 4,15 m

Con esos datos se puede calcular las expresiones siguientes:

$$\frac{g \cdot t}{W} = \frac{9,81 \times 3600}{26,7} = 1323 \quad (2)$$

$$\frac{g \cdot F_e}{W^2} = \frac{9,81 \times 22800}{26,7^2} = 314 \quad (3)$$

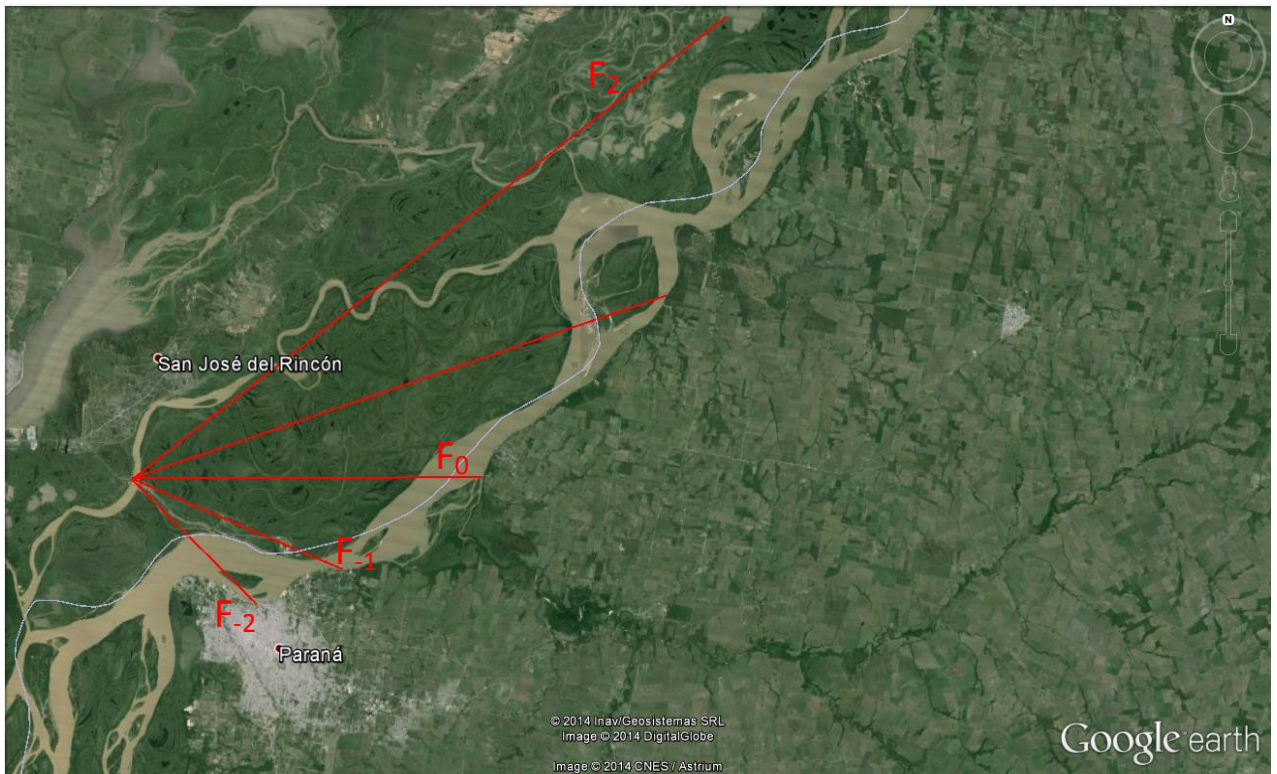


Figura 21: Trazado de los fetch

Tabla 5: Longitudes de los diferentes fetch

F0 (km)	20
F1 (km)	32
F2 (km)	42
F-1 (km)	13
F-2 (km)	10
Fe (km)	22,8

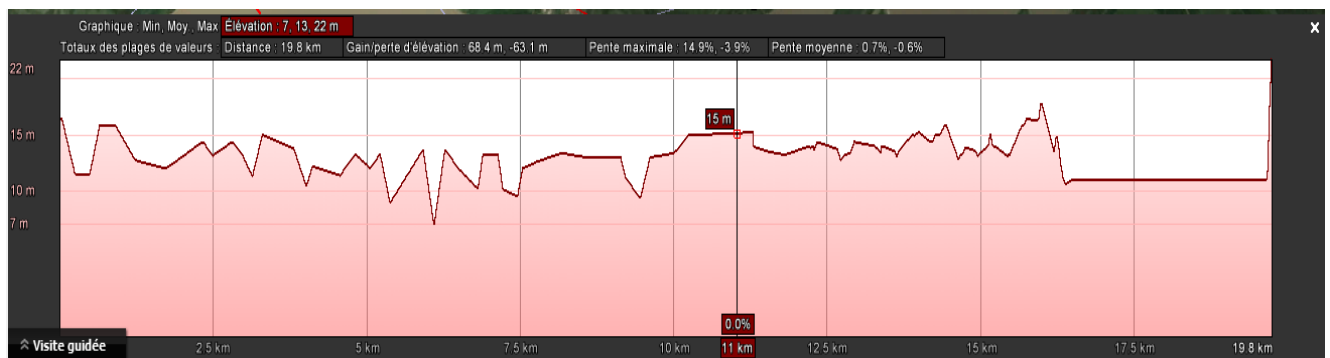


Figura 22: Perfil topológico a lo largo del fetch real

$$\frac{g \cdot H_{ola}}{W^2} = \frac{9,81 \times 4,15}{26,7^2} = 0,058 \quad (4)$$

Se toma el menor entre las ecuaciones (2) y (3) para entrar en la *Figura 23*, y se toma también la ecuación (4):

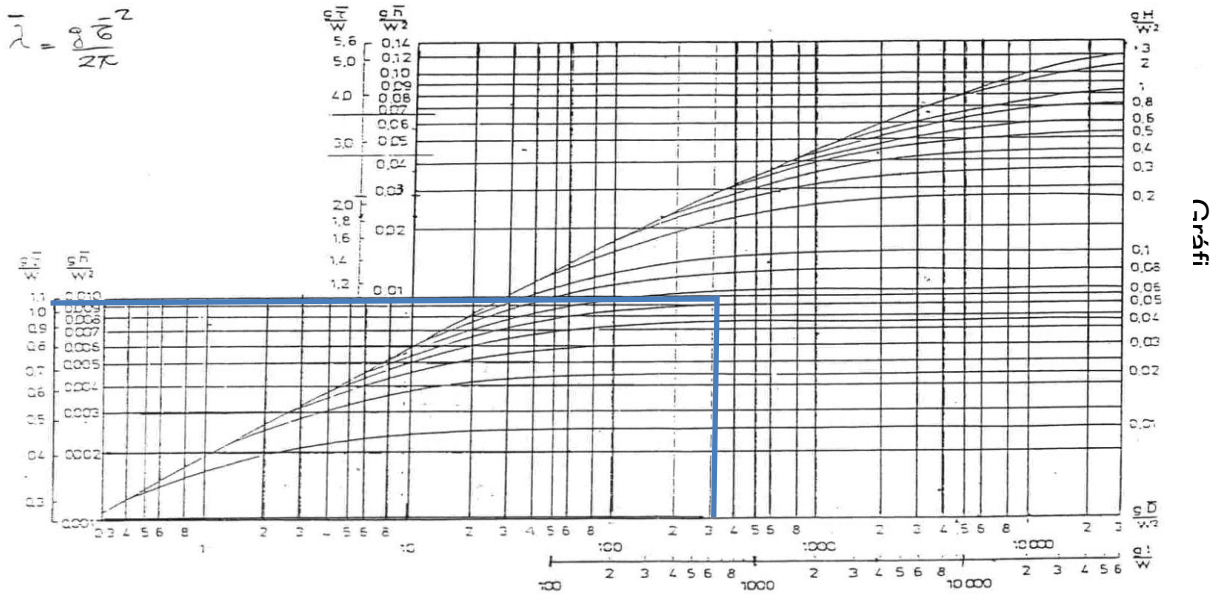


Figura 23: diagrama para la determinación de la altura de olas

Este diagrama permite destacar el valor de las relaciones siguientes:

$$\frac{g \cdot \tau}{W} = 1,09$$

$$\frac{g \cdot h_m}{W^2} = 0,01$$

Con, τ : periodo medio de las olas (s)
 h_m : altura media de las olas (m)

Se determina entonces una altura media de las olas de 0,72m y un periodo medio de las olas de 2,97s. Además, se puede determinar la *longitud media de las olas* λ_m mediante la ecuación siguiente:

$$\lambda_m = 1,56 \cdot \tau^2 = 1,56 \times 2,97^2 = 13,73m$$

Se nota que la condición de agua profunda no se respecta puesto que $\lambda_m > H_{ola}$. Entonces, el método que se utiliza es fuera de su rango de aplicación. Como no se dispone de otros métodos se va a seguir con este, pero se deberá ser muy cuidadoso con los resultados y asegurarse que corresponden a la experiencia.

Ya se determinó la altura media de las olas, pero no es con esa altura que se determina el resguardo de una presa, sino que se diseña con la *altura significativa de la ola* h_s . Esta altura significativa se determina mediante un coeficiente k_i que se determina mediante la *Figura 24*:

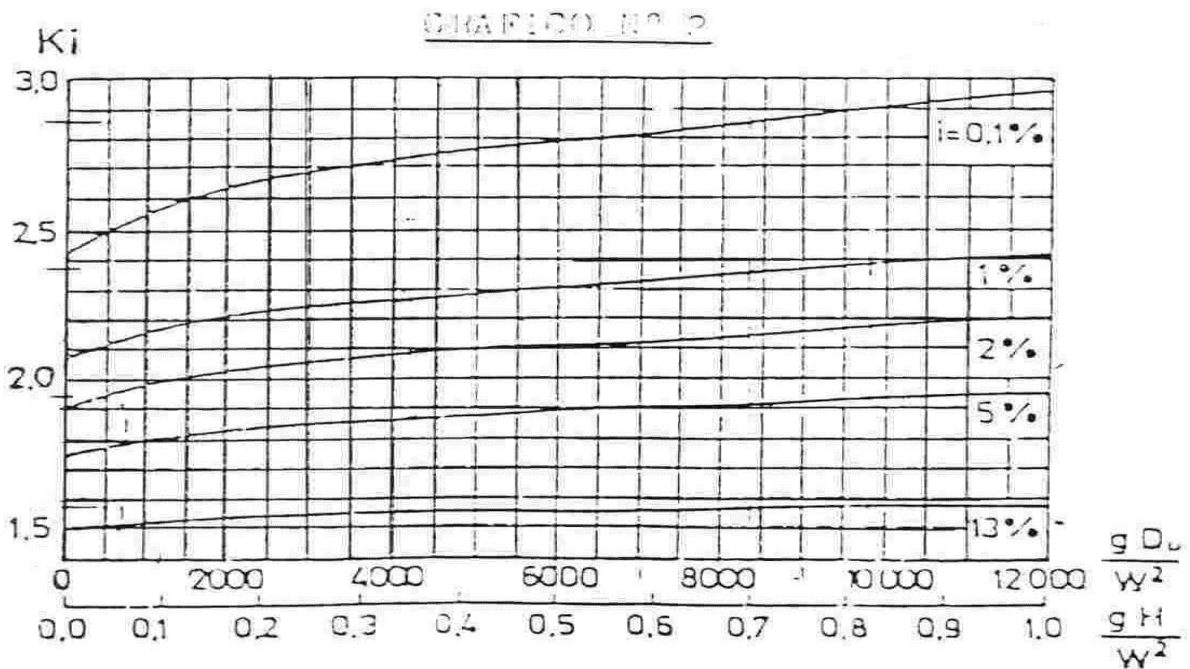


Figura 24: Gráfico para la determinación del coeficiente k_i

La ola significativa es aquella que tiene una recurrencia del 13%, con lo cual ingresando con el valor menor de las ecuaciones (3) y (4), se obtiene:

$$k_i = 1,5$$

Finalmente,

$$h_s = k_i \cdot h_m = 1,5 \times 0,72 = 1,08m$$

Ahora, se debe tener en cuenta que la ola se va a “romper” sobre el talud de la defensa, con lo cual el agua no va a llegar a una altura de 1,08m sobre el talud, pero a una altura menor. Esa altura se la calcula como la *elevación del agua sobre el talud* h_{se} .

Esa sobre elevación se calcula mediante la altura significativa de la ola y varios coeficientes:

$$h_{se} = k_{\Delta} \cdot k_{H\pi} \cdot k_c \cdot k_{Hr} \cdot k_{\beta} \cdot h_s \quad (5)$$

Con, k_{Δ} y $k_{H\pi}$: *Coficiente que dependen de la rugosidad del material de la defensa*

k_c : *Coficiente que depende de la inclinación del talud de la defensa*

k_{β} : *Coficiente que depende del angulo de inclinación de la defensa con el frente de la ola*

k_{Hr} : *Coficiente que depende de la forma de la ola*

La *Tabla 6* presenta los diferentes valores que se eligió para los coeficientes:

Tabla 6: Valor de los coeficientes elegidos

k_{Δ}	0,7
$k_{H\pi}$	0,5
k_c	1,5
k_{Hr}	1,3
k_{β}	0,98

Así, la ecuación (5) permite destacar:

$$h_{se} = 0,72 \text{ m}$$

Se debe añadir que se puede tomar en cuenta la sobre elevación por marea eólica. En este caso no se la tomó en cuenta ya que se estudia un paso de río, y que tomándola en cuenta se encontraría alturas de resguardo que parecen exageradas (se recuerda que el método que se utiliza es fuera de su rango de aplicación, con lo cual se puede modificarlo un poco para aproximarse más a la experiencia). Sin embargo, se toma en cuenta una revancha sobre la altura del resguardo que se calcula como sigue:

$$S_e = 0,5 \cdot h_m + S = 0,5 \times 0,72 + 0 = 0,36 \text{ m}$$

Con, S_e : *Revancha que se toma para el diseño del resguardo (m)*

S : *Sobre elevación por marea eólica (m)*

Finalmente, el resguardo de la presa se calcula con la ecuación siguiente:

$$R = h_{se} + S + S_e = 0,72 + 0 + 0,36 = 1,08m$$

Entonces, para la condición de una crecida centenal vinculada a un evento de viento de recurrencia 50%, el resguardo que se preconiza es de 1,10m, con lo cual el coronamiento de la defensa deberá estar a la cota 18,25 mIGN.

β. Geometría de la defensa

Se determinó la cota del coronamiento de la presa, pero todavía no se conoce la geometría que se va a adoptar (taludes, forma etc...). Mediante las informaciones que se tomaron durante la salida de campo que se hizo, se obtuvo informaciones que permiten extrapolar la topología de la margen del río. En efecto, cuando se registró la última información de profundidad, se midió la distancia que había entre la lancha y la margen, con lo cual se determinó la pendiente media de la margen en la zona no medida (ver *Figura 6*). A causa de la falta de información topológica, se decidió seguir con esta pendiente hasta alcanzar la cota media de la zona, es decir 14 mIGN.

Mediante la extrapolación que se hizo, se pudo determinar cuál podría ser la pendiente del talud de la defensa. Se determinó que se podría construir un talud de pendiente 1:6 como máximo, ya que una pendiente más liviana haría “entrar” la defensa en el río. La *Figura 25* presenta una visión en corte de la defensa. Se nota sobre este esquema que se propuso un camino de acceso con una cota de coronamiento de 17,50 mIGN. Esta cota es inferior a la cota de la defensa, ya que no actúan las olas sobre el camino de acceso. Sin embargo, en ese proyecto solo se va a diseñar el camino de acceso para vincular la torra a la ruta ya existente. Sin duda, dicha ruta se deberá sobre elevar, pero a causa de la falta de datos topológicos, la sobre elevación de la ruta existente se deberá estudiar durante otro proyecto. La *Figura 26* ilustra bien lo que se dijo anteriormente y presenta las delimitaciones del proyecto.

Lo que se debe verificar ahora es la estabilidad de los taludes. Para verificar eso se va a utilizar el método de Bishop:

$$F = \frac{1}{\sum (W_a + W_b) \cdot \text{sen} \alpha + \sum K \cdot W \cdot \text{cos} \alpha - \sum \frac{K \cdot W \cdot h}{2 \cdot r}} \cdot \sum \frac{c' \cdot b + W \cdot (1 - B) \cdot \text{tg} \phi'}{\text{cos} \alpha + \frac{\text{tg} \phi'}{F} \cdot \text{sen} \alpha}$$

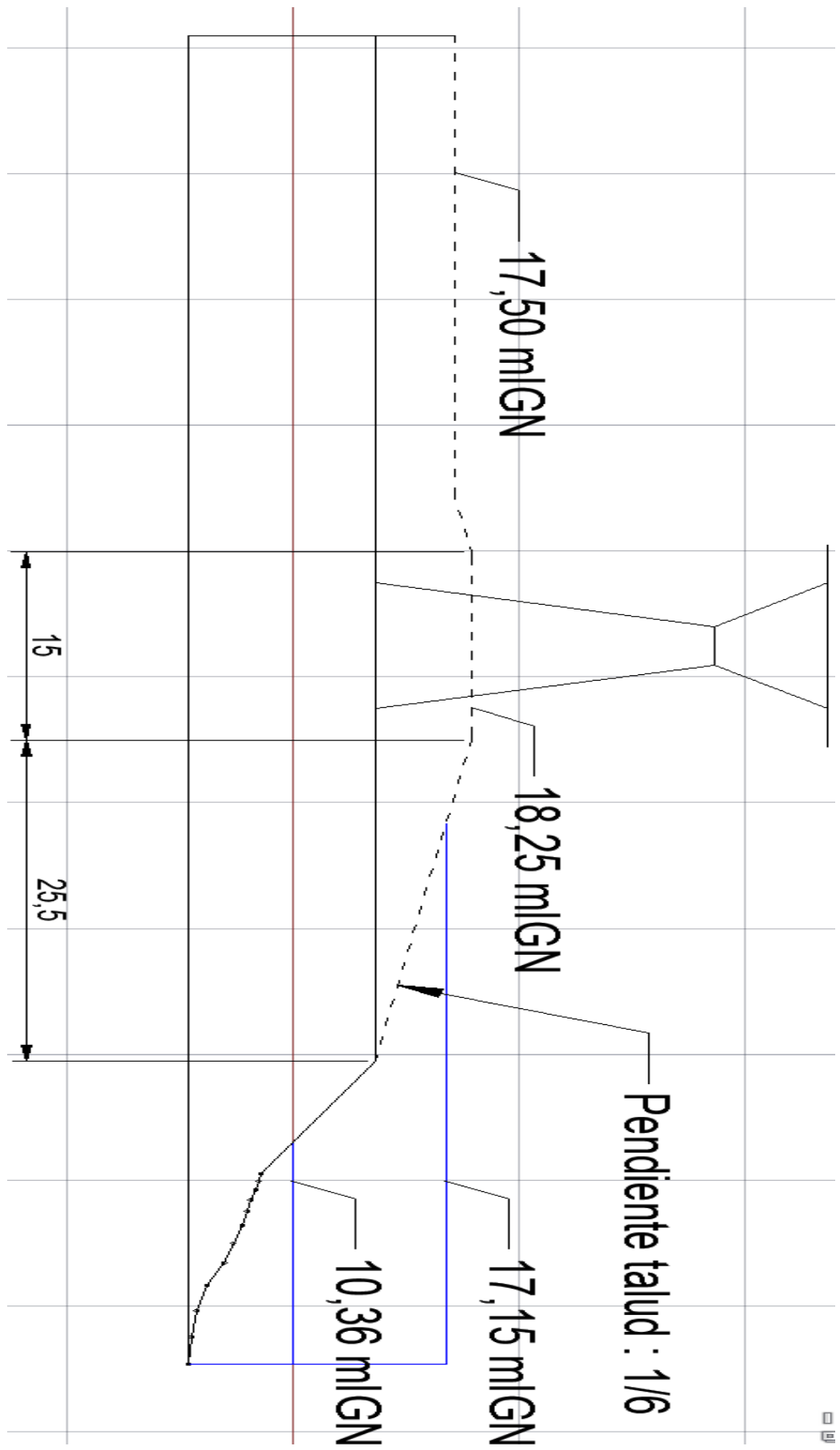


Figura 25: Visión de corte de la defensa que se proyecta

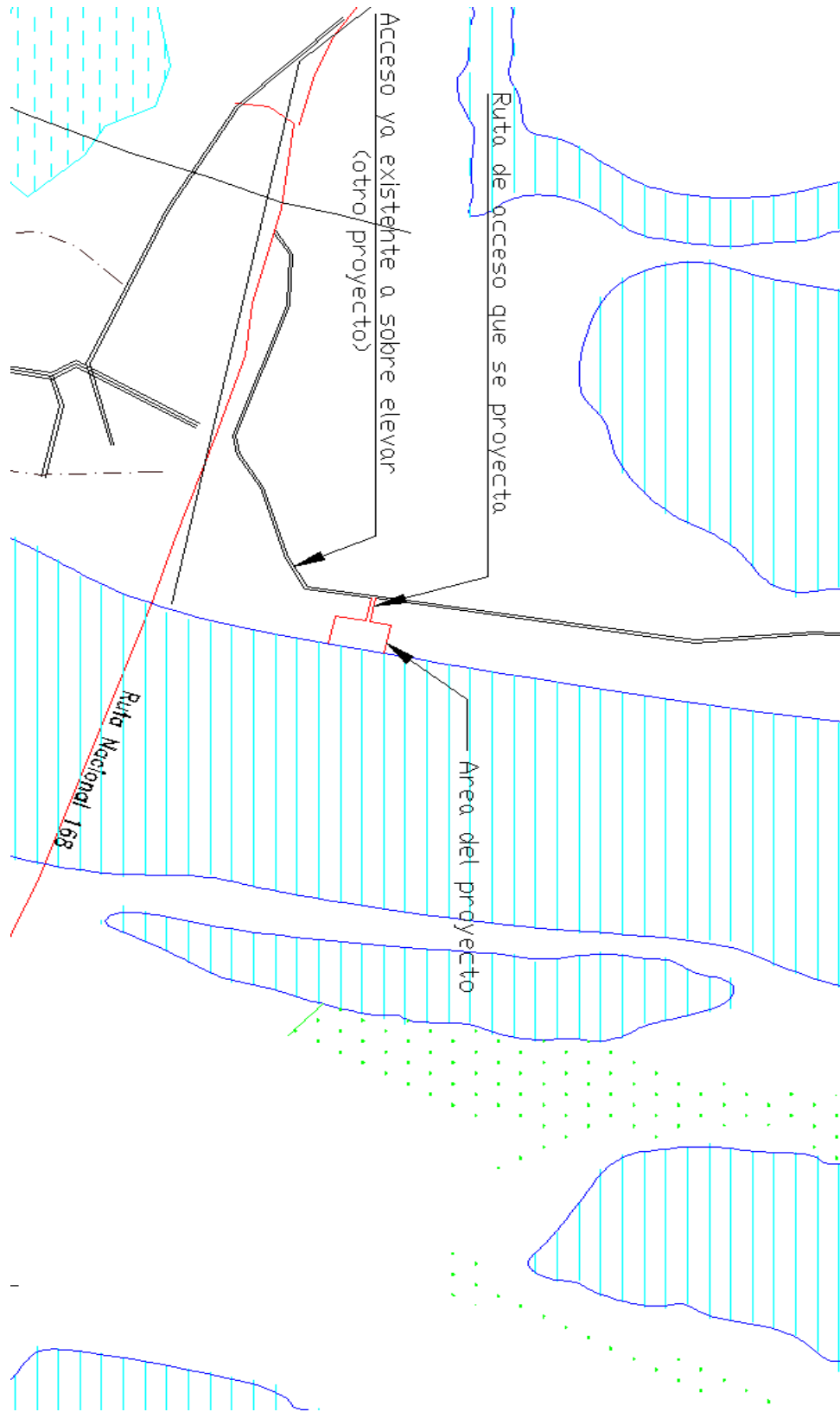


Figura 26: Ubicación y extensión del proyecto

Con, W_a : Peso del suelo ubicado por encima del nivel de agua
 W_b : Peso de suelo ubicado por debajo del nivel de agua
 α : Angulo de la dirección normal al arco en la base de cada dovela con la vertical
 b : ancho de la dovela
 l : cuerdo del arco de la base de la dovela
 r : radio del círculo tentativo crítico de deslizamiento
 K : coeficiente sísmico
 B : Coeficiente de Bishop
 c' : cohesión de cada suelo atravesado por el círculo de deslizamientos para tensiones efectivas
 ϕ' : angulo de fricción interna de cada suelo atravesado por el círculo de deslizamiento para tensiones efectivas
 F : Coeficiente de seguridad al deslizamiento

Básicamente, el factor de seguridad F relaciona la resistencia al corte disponible del suelo con la resistencia al corte movilizado. Es el cociente entre las fuerzas estabilizantes y las fuerzas destabilizantes. Por eso, se debe en todo caso encontrar un valor de F superior a 1.

Para determinar la estabilidad del talud que se eligió, se utilizó el software *STB* que permite determinar el radio del círculo crítico de deslizamiento, y calcular el coeficiente de seguridad F . La *Figura 27*, presenta el resultado que se obtuvo.

Se nota que el factor de seguridad es casi igual a 2, lo que confirma que un talud 1:6 asegura la estabilidad de la obra para la condición de crecida. Para hacer esa simulación, se utilizó los datos de la *Tabla 3*. Se eligió refulado como material constituyente de la presa.

Ahora, se debe verificar también la estabilidad de la ruta de acceso, que debe tener, por lo mínimo un ancho de 5m para permitir a las máquinas de trabajar. En cambio al material constitutivo de la presa, no se puede elegir refulado para construir el camino de acceso, puesto que el refulado tiene un ángulo de fricción interno importante, y que se necesitara entonces mucho espacio para altear la ruta a su nivel de diseño. Entonces, para la sobre elevación de la ruta se eligió arenas limosas como material constituyente del talud. Con ese tipo de material se hizo el mismo análisis que para la defensa en si misma y se obtuvo lo que se puede observar sobre la *Figura 28*.

Ahora que se aseguró que el perfil de la presa que se eligió es estable, se puede empezar a estudiar las características del revestimiento de los taludes.

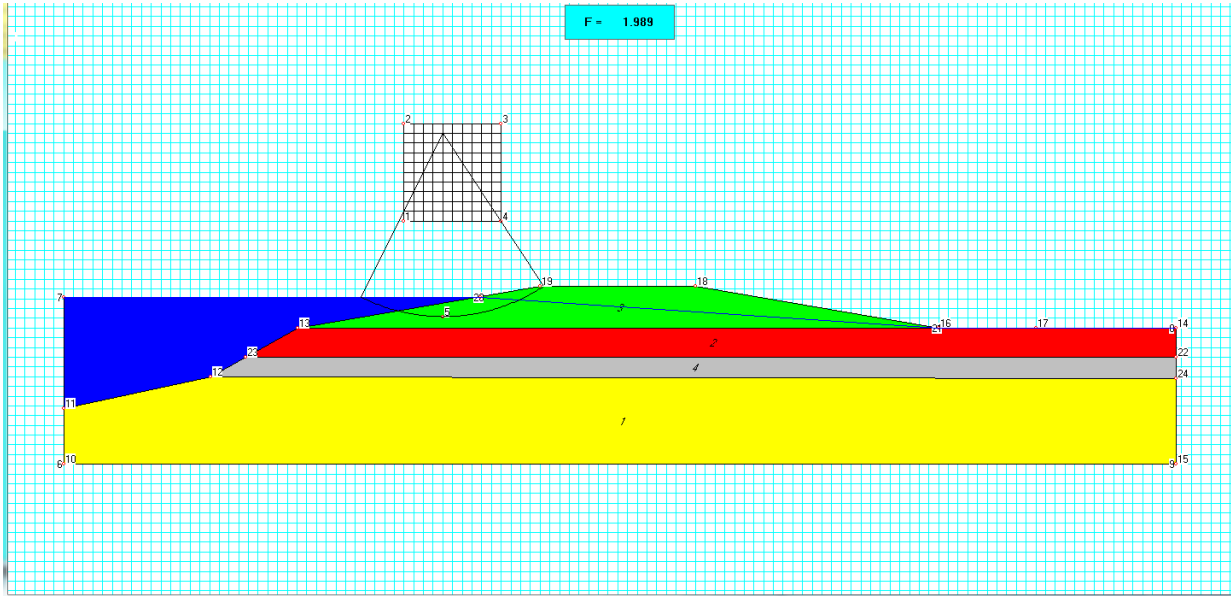


Figura 27: Análisis de estabilidad de la defensa

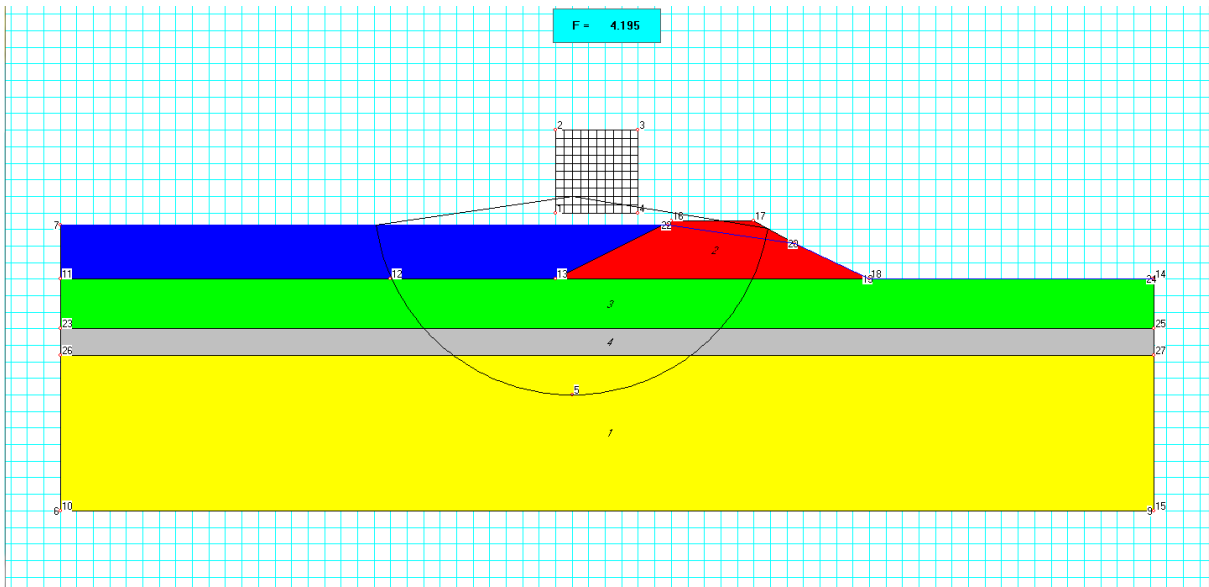


Figura 28: Análisis de estabilidad del camino de acceso

2) Diseño del revestimiento de los taludes

La selección del revestimiento depende de las cargas a las cuales debe resistir dicho revestimiento. Dichas cargas se dividen en dos grandes categorías que son las cargas debidas al escurrimiento y las cargas debidas a las olas.

- *Cargas debidas al escurrimiento:* dentro de esa categoría de cargas surgen otras subcategorías:

Los escurrimientos superficiales que pueden originarse a causa del hombre (abertura de una compuerta, pasaje de una embarcación etc...), o que pueden tener un origen natural (corrientes debidos al viento, corrientes de marea etc...).

Las corrientes subterráneas que se deben tener en cuenta si existen, ya que pueden originar grandes esfuerzos sobre el revestimiento. En efecto el revestimiento no debe ser un obstáculo para el intercambio de flujo entre el río y la margen. En el caso contrario las fuerzas de presión inducidas destruirían el revestimiento.

- *Cargas debidas a las olas:* Las olas pueden tener varias duraciones. Generalmente tienen una duración corta, del orden de los segundos o de los minutos como es el caso para las olas debidas al viento o al pasaje de embarcaciones. Pero a veces, las olas tienen una duración mayor, del orden de la hora o del día, como por ejemplo a causa de las mareas o de las inundaciones.

Todas esas cargas se deberán estudiar y tomar en cuenta en la hora de determinar el espesor del revestimiento. Generalmente se calcula el espesor necesario para resistir a cada una de las cargas hidráulicas que se dan lugar en la zona del proyecto. Luego se toma el valor de la máxima espesor que corresponde al espesor necesaria para resistir a la carga hidráulica más peligrosa para la defensa. Por eso, se debe, en un primer paso identificar qué tipo de cargas se encuentran en la zona de estudio.

α. Cargas hidráulicas de la zona

La zona de la defensa está ubicada al lado del rio Colastiné, entonces evidentemente la defensa tendrá que resistir la carga hidráulica debida al escurrimiento de dicho rio. También, es evidente que las olas identificadas en la parte **IV-1)-α.** van a originar cargas hidráulicas a las cuales la defensa deberá resistir.

Además, algo que no se tomó en cuenta anteriormente pero que tiene su importancia ahora, es que existe pasaje de embarcaciones en la zona. Ese pasaje de embarcaciones origina corrientes y olas que se deben estudiar para asegurarse que la presa pueda resistir estas cargas.

Se va a estudiar, una a una, las cargas hidráulicas que se indicaron para identificar cual es la más peligrosa y para poder adoptar el espesor de revestimiento adecuado.

β. Espesor para resistir la corriente natural

El espesor del revestimiento que se necesita para resistir a la corriente natural depende principalmente de la velocidad de la corriente y de la densidad relativa de la protección. En efecto, existen dos métodos principales para la determinación del espesor del revestimiento y ambas métodos expresan el espesor nominal en función de la velocidad al cuadrado que representa las fuerzas desestabilizantes que actúan sobre la defensa y de la densidad relativa de la piedra, que representa las fuerzas estabilizantes que actúan sobre el revestimiento. Básicamente, el espesor del revestimiento se elige para que las fuerzas estabilizantes sean mayores a las fuerzas desestabilizantes.

Se nota que la zona de estudio se ubica en un tramo recto de un río de llanura, con lo cual la velocidad y turbulencia de la corriente tienden a ser baja. De este análisis se destaca que el esfuerzo que actúa sobre el revestimiento debido a la corriente debe ser mínimo, con lo cual se espera espesores de revestimiento pequeñas.

Entonces, lo que se debe buscar ahora es el valor máximo de velocidad de corriente que se da lugar en la zona del proyecto. Por supuesto, esa velocidad máxima se va a dar lugar durante la crecida de diseño donde se desarrollará el mayor perfil de velocidad. El problema es que solamente se dispone de datos de la salida de campo que se hizo el 4 de noviembre 2013. Los registros mostraron que el nivel del río en el puerto de Santa Fe para esa fecha fue de 3,16m. Con lo cual se destaca que cuando ocurre la crecida centenal el nivel de agua en la zona tiene una altura más de :

$$8,32 - 3,16 = 5,16 \text{ m}$$

Para determinar la velocidad que se desarrolla durante la crecida centenal, se va tomar una hipótesis simplificadora. Se va a considerar que las características del cauce no se van a modificar durante la crecida, lo que se traduce en la ecuación de Manning como:

$$\frac{U_m}{h^{\frac{2}{3}}} = \frac{\sqrt{I}}{n} = K$$

Con, U_m : Velocidad media de la corriente (m/s)

h : Profundidad de agua (m)

K : constante (s^{-1})

Así, conociendo las alturas de agua y las velocidades media de escurrimiento para la fecha del 4 de noviembre 2013, se puede determinar el valor de la constante K. Luego, conociendo K, y las profundidades del agua durante la crecida centenal se puede determinar las velocidades que se desarrollan durante dicha crecida. Se precisa que no es necesario conocer las velocidades que se desarrollan a lo largo de todo el perfil transversal del río, sino solamente se necesita conocer las velocidades alrededor de la defensa. Por eso, solo se va a calcular la velocidad máxima que se desarrolla en la franja 11 (*Figura 6*). En realidad la defensa se ubicará en la franja 12, pero la falta de datos podría originar en errores importantes. Se eligió entonces la franja 11, ya que las profundidades y velocidades son mayores en esa parte lo que permite tomar margen de seguridad. La *Tabla 1* permite calcular el valor de K para la franja 11:

$$K = \frac{U_{m1}}{h_1^{2/3}} = \frac{0,36^2}{3,04^{\frac{2}{3}}} \approx 0,171$$

Con, U_{m1} : Velocidad media del escurrimiento en la zona de la defensa medida el 4 de noviembre 2013 (m/s)

h_1 : Profundidad del agua en la zona de la defensa medida el 4 de noviembre 2013 (m)

Ahora se puede determinar la velocidad de la corriente que hay en la condición de crecida centenal:

$$U_{m2} = K \cdot h_2^{2/3} = 0,171 \times 8,20^{\frac{2}{3}} \approx 0,7 \text{ m/s}$$

Con, U_{m2} : Velocidad media del escurrimiento en la zona de la defensa para la condición de la crecida centenal (m/s)

h_2 : Profundidad del agua en la zona de la defensa para la condición de la crecida centenal (m)

Conociendo la velocidad del escurrimiento que se da lugar en la condición de crecida centenal se puede aplicar los métodos para determinar el espesor necesaria de revestimiento para resistir este tipo de carga hidráulica.

El primer método que se va a utilizar es el método de Pilarzcyk que se basa sobre la formula empírica siguiente:

$$D_n = \frac{\phi_c \cdot K_T \cdot K_h \cdot 0,035 \cdot U_m^2}{\Delta_m \cdot K_S \cdot \theta_C \cdot 2 \cdot g}$$

Con, D_n : Espesor nominal de la protección (m)
 Φ_c : Factor de estabilidad
 K_T : Factor de turbulencia
 K_h : Factor de profundidad y distribución de velocidades
 Δ_m : Densidad relativa de la protección
 K_s : Factor de pendiente
 θ_c : Tensión de corte critica adimensional
 g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

Los coeficientes K_T , Φ_c y θ_c se determinan mediante tablas (**Anexo 8**). Los otros coeficientes se calculan mediante fórmulas:

$$\Delta_m = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} = \frac{2400 - 1000}{1000} = 1,4$$

Con, ρ_s : Densidad de la defensa (kg/m³)
 ρ : Densidad del agua (kg/m³)

$$K_h = \left(\frac{h}{D_n} + 1 \right)^{0,2} = 3,16$$

Nota: esa fórmula necesita un cálculo iterativo, puesto que se necesita el valor del espesor nominal de la protección para determinar ese coeficiente.

$$K_s = \sqrt{\left(1 - \frac{\text{sen}^2(\alpha)}{\text{sen}^2(\phi)} \right)}$$

Con, α : Angulo del talud (rad)
 ϕ : Angulo de reposo del material (rad)

Conociendo la pendiente del talud se calculó el valor del ángulo α :

$$\alpha \approx 0,506 \text{ rad}$$

Ademas, el valor del angulo de reposo del material (refulado) es de aproximadamente 40°, lo que corresponde a:

$$\phi \approx 0,698 \text{ rad}$$

Con lo cual se determina el valor del coeficiente K_s :

$$K_s \approx \sqrt{\left(1 - \frac{0,164^2}{0,643^2}\right)} \approx 0,967$$

Finalmente, la *Tabla 7* expone un resumen de los valores elegidos para los diferentes coeficientes:

Tabla 7: Coeficientes de la fórmula de Pilarzcyk

ϕ_c	0,750
K_t	1,000
K_s	0,967
K_h	3,161
θ_c	0,070
Δ	1,400

Con lo cual se puede aplicar la fórmula de Pilarzcyk:

$$D_n = \frac{0,75 \times 1 \times 3,161 \times 0,035 \times 0,7^2}{1,4 \times 0,967 \times 0,07 \times 2 \times 9,81} \approx 0,03 \text{ m}$$

Entonces, para resistir a los esfuerzos debidos a la corriente natural del rio, el método de Pilarzcyk permite proponer un espesor de revestimiento del orden de 2 cm.

Para asegurarse que el método de Pilarzcyk no dió un valor de espesor falsa, se va a calcular el espesor necesario de revestimiento mediante otro método. Como el método de Pilarzcyk, se puede utilizar el método de Escaremeia y May para determinar un espesor necesaria para que el revestimiento resiste al ataque de la corriente.

La fórmula de Escaremeia y May tiene la misma significación que la de Pilarzcyk, solamente cambian los coeficientes que vinculan las fuerzas desestabilizantes con las fuerzas estabilizantes:

$$D_n = C \cdot \frac{U_b^2}{2 \cdot g \cdot (s - 1)}$$

Con, D_n : Espesor nominal de la protección (m)
 C : Coeficiente que contempla la intensidad de la turbulencia
 U_b : Velocidad cerca del fondo (m/s)
 s : Densidad relativa del revestimiento

Los valores de C y de U_b dependen del nivel de la turbulencia que se identifica mediante un coeficiente TI . El **Anexo 9** presenta los diferentes casos que se pueden presentar. En lo que sigue, solo se va a desarrollar el caso del proyecto que se estudia.

Primero, el valor de la densidad relativa del revestimiento se calcula como sigue:

$$s = \frac{\rho_s}{\rho} = \frac{2400}{1000} = 2,4$$

La interacción entre el flujo que pasa en los alrededores del revestimiento y dicho revestimiento resulta en una condición de turbulencia media, con lo cual se selecciona un valor del coeficiente TI igual a 0,20.

Así, el valor de la *velocidad cerca del fondo* U_b se calcula como sigue:

$$U_b = (-1,48 \cdot TI + 1,04) \cdot U_m = (-1,48 \times 0,20 + 1,04) \times 0,7 = 0,52 \text{ m/s}$$

También, el valor del coeficiente C se calcula con la fórmula siguiente:

$$C = 9,22 \cdot TI - 0,15 = 9,22 \times 0,20 - 0,15 = 1,694$$

Finalmente,

$$D_n = 1,694 \times \frac{0,52^2}{2 \times 9,81 \times (2,4 - 1)} \approx 0,0165 \text{ m}$$

Se nota que el resultado que se encuentra con la fórmula de Escaramela y May es muy similar a la que se encontró con la fórmula de Pilarczyk y es del orden de 2cm. Con lo cual se propone un espesor de revestimiento de 2cm para resistir los esfuerzos debidos a la corriente natural que escurre sobre la defensa. Esa espesor es pequeña, lo que no es una sorpresa en cuento a lo que se explicó anteriormente.

Ahora se tiene que estudiar otro tipo de carga hidráulica.

y. Espesor para resistir las olas debidas al viento

Como se sabe, la zona de estudio se ubica en una zona de llanura. Cuando ocurre una crecida, el fetch aumenta rápidamente, con lo cual la altura de las olas aumenta de manera significativa. Se debe tomar en cuenta este efecto para diseñar el revestimiento, ya que las cargas hidráulicas más peligrosas que van a actuar sobre el revestimiento podrían ser aquellas debidas al viento.

En esta parte también se van a utilizar dos métodos para determinar el valor del espesor de revestimiento necesario. Esos métodos son, una vez más, la de Escarameia y la de Pilarczyk. Para determinar ese espesor, los dos métodos se basan sobre la altura máxima de la ola que se pueda producir en la zona para un periodo de retorno de crecida y de viento dado, el periodo de la ola y la densidad relativa del material del revestimiento.

Escarameia propuso su propio método para determinar la altura y el periodo de la ola significativa:

$$H_s = 0,00354 \cdot \left(\frac{U_{10}}{g}\right)^{0,58} \cdot F^{0,42}$$
$$T_s = 0,581 \cdot \left(\frac{F \cdot U_{10}^2}{g^3}\right)^{0,25}$$

Con, F : Longitud del Fetch efectivo (kms)

U_{10} : Velocidad del viento a 10m de altura (m/s)

Pero esa metodología da resultados muy exagerados en el caso de este proyecto. En efecto, cuando se calcula la altura de la ola significativa mediante el método de Escarameia, se determina alturas del orden de 2,50m.

También existe el método de Jonswap para determinar la altura de ola significativa para un fetch y una velocidad de viento dada. Sin embargo, ese método se aplica a situaciones de fetch limitados, lo que no es el caso en este proyecto

Finalmente, se considera la altura de ola significativa ya calculada a la hora de calcular la altura de resguardo de la presa **(IV.1) – α**.

El método de Escarameia utiliza la altura máxima de la ola, que se calcula generalmente a partir de la altura de la ola significativa mediante la relación siguiente:

$$H_i = 1,5 \cdot H_s = 1,5 \times 1,08 = 1,62 \text{ m}$$

Finalmente, se aplica la fórmula de Escarameia para bloques de concreto:

$$D = G \cdot \frac{H_i}{(s - 1) \cdot \cos \alpha} \cdot I_r^{0,5}$$

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H_i}{1,3 \cdot g \cdot T_s^2} \right)^{0,5}}$$

Con, s : Densidad relativa del revestimiento

H_i : altura máxima de la ola (m)

α : Angulo del talud (rad)

g : aceleracion de la gravedad (m/s²)

T_s : periodo de la ola (s)

G : Coeficiente que depende del tipo de bloques

D : espesor de los bloques (m)

Adoptando G igual a 0,22, se encuentra un espesor de los bloques de 19 cm:

$$I_r = \frac{0,167}{\left(\frac{2 \times \pi \times 1,62}{1,3 \times 9,81 \times 2,97^2} \right)^{0,5}} = 0,554$$

$$D = 0,22 \times \frac{1,62}{(2,4 - 1) \times 0,986} \times 0,554^{0,5} = 0,192 \text{ m}$$

Para asegurarse que no se cometió un error mayor, se va a verificar ese resultado aplicando el método de Pilarczyk. Pilarczyk desarrolló las ecuaciones siguientes para representar el equilibrio entre las fuerzas de levantamiento causadas por las olas y las fuerzas de gravedad:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D} = \frac{F}{\xi_{op}^{2/3}}$$

Con, F : factor de seguridad que depende del tipo de revestimiento

Δ : Densidad relativa de la protección

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{op}}}}$$

Con, L_{op} : Longitud de la ola pico (m)

$$L_{op} = \frac{g}{2 \cdot \pi} \cdot T_p^2$$

Con, T_p : Periodo de la onda pico (m)

Ahora, se debe determinar el periodo de la onda pico, u onda máxima para poder aplicar el método de Pilarzcyk. Para esto, se va a utilizar el mismo método que para la determinación de la altura media de la ola h_m de la parte **IV.1)-α** donde se calculó el resguardo necesario del revestimiento.

Se entra en la *Figura 17* con el valor de la altura máxima de la ola H_i y se destaca:

$$\frac{g \cdot H_i}{W^2} = 0,015$$

$$\frac{g \cdot T_p}{W} = 1,4$$

Con lo cual se determina:

$$T_p = \frac{1,4 \times 26,7}{9,81} = 3,81 \text{ s}$$

Entonces,

$$L_{op} = \frac{9,81}{2 \times \pi} \times 3,81^2 = 22,66 \text{ m}$$

Asi,

$$\xi_{op} = \frac{0,167}{\sqrt{\frac{1,08}{22,66}}} = 0,76$$

Finalmente, eligiendo un factor de seguridad igual a 5:

$$D = \frac{1,08 \times 0,76^{2/3}}{1,4 \times 5} = 0,180 \text{ m}$$

Se nota que el espesor encontrado es muy similar al espesor que se encontró con el método de Escarameia. Se elige entonces un espesor de revestimiento de 20cm para poder resistir el ataque de las olas debidas al viento.

Hasta ahora se diseñó el revestimiento para resistir a las cargas hidráulicas naturales, pero también existen cargas hidráulicas vinculadas a la actividad humana, como por ejemplo el pasaje de embarcaciones. Se va a estudiar en lo que sigue cuales son las consecuencias de dichas actividades.

δ. Espesor necesaria para resistir los efectos del pasaje de embarcaciones

En la zona se identificó tres tipos de embarcaciones cuyo pasaje podría dañar el revestimiento:

- Buque arenero
- Crucero deportivo
- Lancha rápida deportiva

El pasaje de cada una de esas embarcaciones produce corrientes y olas que pueden dañar el revestimiento. Estas cargas hidráulicas dependen generalmente del tipo y velocidad del barco, de la geometría del canal de navegación y de las características hidráulicas. Las diferentes cargas que se producen cuando pasa una embarcación se van a desarrollar más adelante.

a) Cargas hidráulicas producidas por el pasaje de una embarcación

Al pasar una embarcación se produce el aumento del nivel del agua frente a dicha embarcación. Ese fenómeno origina lo que se llama *onda frontal*.

También, existe un aumento del nivel del agua al nivel de la popa del buque, este fenómeno se llama *onda transversal de popa*.

Además, cuando se encuentran las ondas secundarias de popa y las de proas se producen *picos de interferencia* que son numerosas olas pequeñas.

Otro efecto que se produce durante el pasaje de una embarcación es la aparición de una *corriente de retorno* en sus alrededores. Como la altura de agua es superior al nivel de la popa, el agua fluye por atrás lo que genera esa corriente.

En los alrededores de la embarcación, el nivel del agua disminuye a causa de la corriente de retorno, cuando aumenta la velocidad del agua, disminuye su carga (teorema de Bernoulli), se produce entonces una *depresión del nivel del agua*.

Finalmente, la alternancia entre el aumento y la disminución del nivel de agua produce corrientes en la margen.

Con la lista de efectos que se expuso, se entiende que el pasaje de una embarcación no solamente produce olas que al romperse sobre la margen pueden dañar un revestimiento, sino también se producen varias corrientes.

La *Figura 29* esquematiza los fenómenos citados cuando pasa una embarcación:

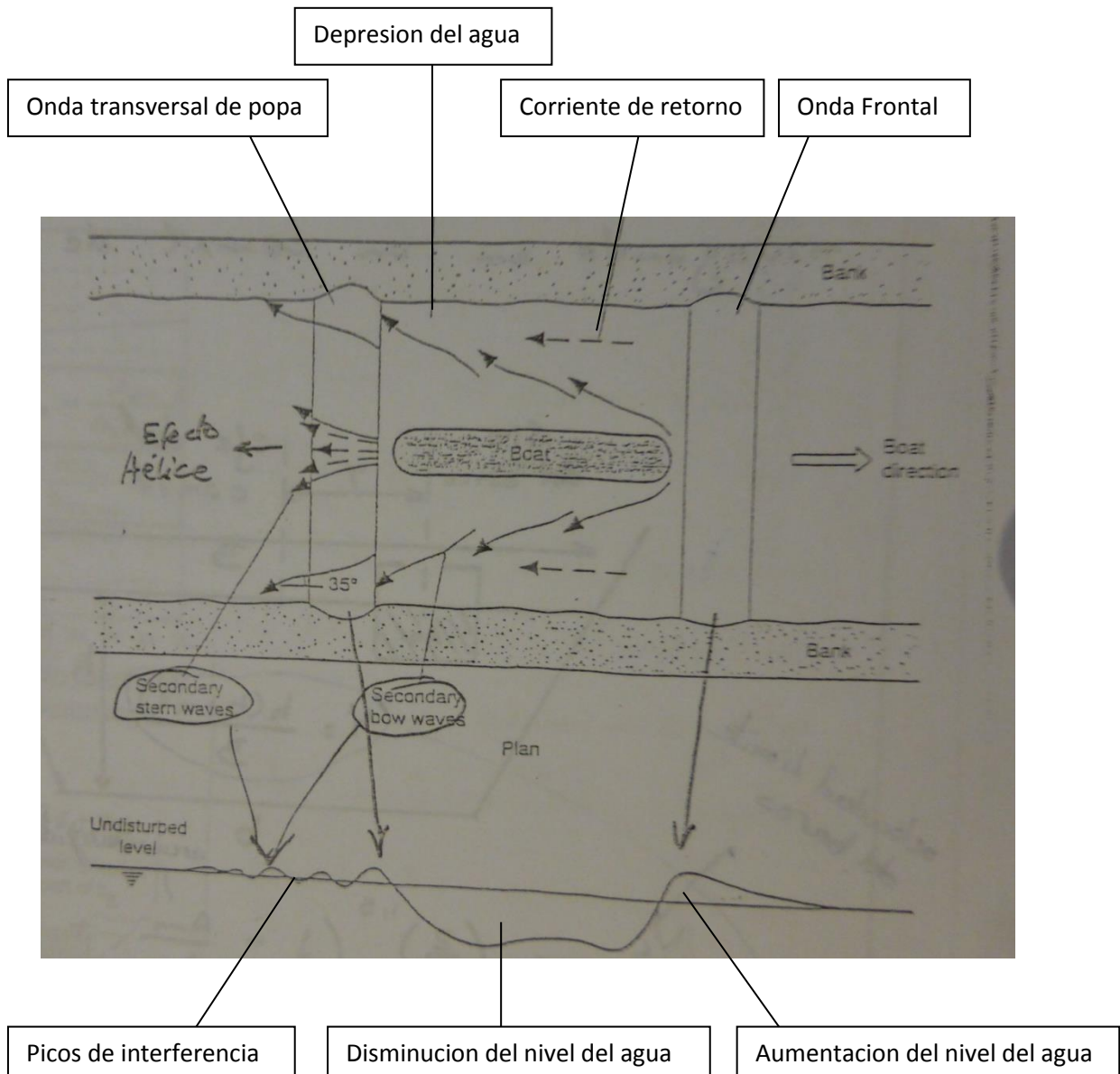


Figura 29: Fenómenos hidráulicos debido al pasaje de una embarcación

Corriente de retorno y depresión del nivel de agua

Estos dos fenómenos son vinculados uno con otro por el teorema de Bernoulli. Dependen de la velocidad de la embarcación, de la geometría del canal de navegación, y de la geometría del buque. La *Figura 30* presenta la geometría del río que se adoptó:

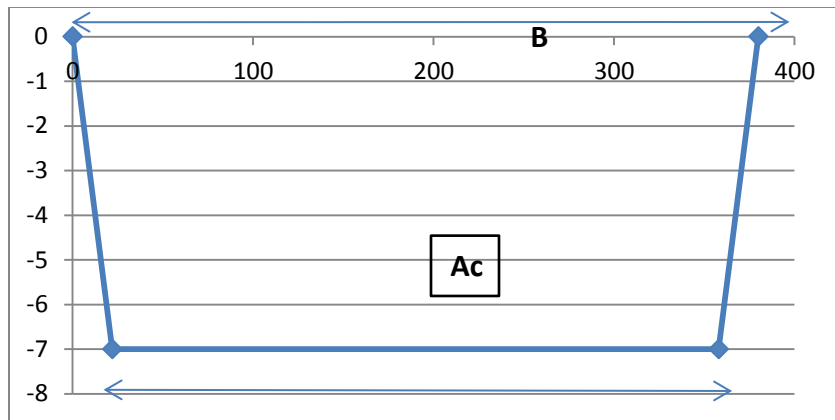


Figura 30: Geometría del río que se adoptó

Se eligió una longitud del pelo de agua de 380m, y una profundidad media de 7m, con lo cual se aproxima la sección transversal del río a un trapecio para facilitar los cálculos del tamaño de la *sección Ac*. A causa de la *depresión del nivel de agua* Δh la sección mojada del canal disminuye y vale A_w (*Figura 31*):

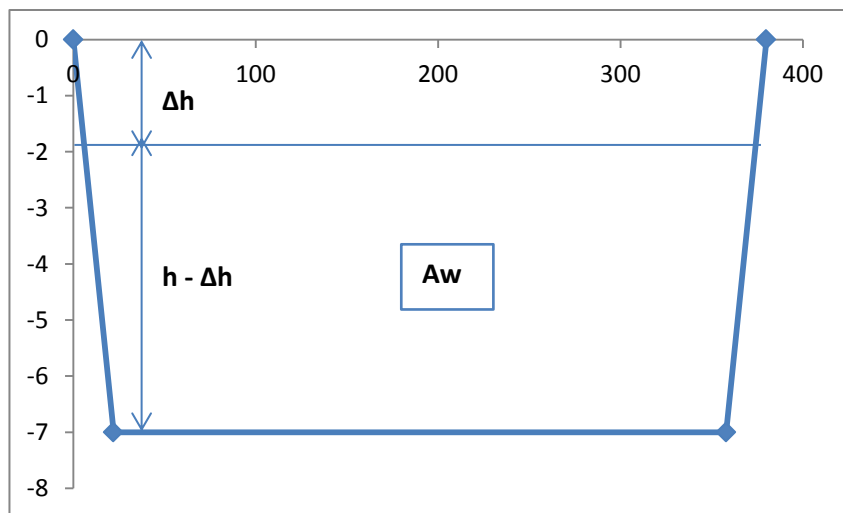


Figura 31: sección mojada generada por el pasaje de una embarcación

Con lo cual se puede utilizar las fórmulas de Schijf para determinar el valor de la depresión del agua y la velocidad de la corriente de retorno:

$$u_r = V_s \cdot \left(\frac{A_c}{A_w} - 1 \right)$$

$$\Delta h = \frac{V_s^2}{2 \cdot g} \cdot \left(\alpha_1 \cdot \left(\frac{A_c}{A_w} \right)^2 - 1 \right)$$

$$A_w = b \cdot (h - \Delta h) + m \cdot (h - \Delta h)^2 - A_m$$

$$\alpha_1 = 1,4 - 0,4 \cdot \frac{V_s}{V_L}$$

- Con,
- V_s : Velocidad de la embarcación (m/s)
 - V_L : Velocidad límite de las embarcaciones (m/s)
 - A_c : Area del canal (m²)
 - A_m : Area mojada de la sección central del barco
 - m : Pendiente del talud del canal (m/m)
 - h : altura de agua en el canal (m)
 - Δh : Depresión media del agua (m)
 - U_r : Velocidad media de la corriente de retorno (m/s)

Para diseñar el revestimiento, se requiere conocer los valores máximos de la depresión del agua y de la velocidad de la corriente de retorno. Se obtienen esos datos multiplicando los valores medios por un coeficiente C_3 que se determina como sigue:

$$C_3 = 1,2 + 5 \cdot 10^{-4} \cdot F_r \cdot \frac{B}{Y_t} \cdot \frac{L_s^2}{h \cdot \sqrt{A_m}}$$

$$U_{rmax} = C_3 \cdot U_r$$

$$\Delta h_{max} = C_3 \cdot \Delta h$$

Con, F_r : Numero de Froude

$$F_r = \frac{V_s}{\sqrt{g \cdot h}}$$

Y_t : Parametro que toma en cuenta la distancia del eje del barco con el eje del canal (m)

$$Y_t = 0,5. b - Y - 0,5. m. h$$

Y : Distancia del barco al eje del canal (m)

L_s : Longitud del barco (m)

B : Longitud del pelo de agua de la sección transversal (m)

El método que se expuso va a permitir calcular, para cada tipo de embarcación, el valor de la velocidad de la corriente de retorno, y la depresión del nivel de agua debido al pasaje de dicha embarcación. Para aplicar este método se necesitará conocer las diferentes velocidades de las embarcaciones, sus dimensiones, sus ejes de navegación y las dimensiones del canal. Además, se nota que se deberá proceder a una análisis iterativa para determinar los parámetros A_w y Δh ya que estos parámetros dependen uno del otro, por eso se utilizará la herramienta Excel.

Onda transversal de popa

Esa onda se genera por la transición entre el nivel de agua deprimido y el nivel normal del agua detrás del barco. Esta transición de nivel puede generar flujos con altas velocidades locales hacia el talud de la defensa.

La altura máxima de esa onda z_{max} se puede estimar muy fácilmente a partir de la depresión máxima del agua producida por el pasaje de la embarcación Δh_{max}

$$z_{max} = 1,5. \Delta h_{max}$$

Onda frontal

La altura de la onda frontal Δh_f también se calcula muy fácilmente a partir del valor de la depresión media Δh , y aquella de la depresión máxima Δh_{max} :

$$\Delta h_f = \Delta h_{max} + 0,1. \Delta h$$

Ondas secundarias y picos de interferencias

Aún el pasaje de grandes buques produce impresionantes olas (principalmente ondas frontales y transversales) que dañan las márgenes, las ondas secundarias producidas por las pequeñas embarcaciones generalmente son las más peligrosas. En efecto esas ondas secundarias solamente generan pequeñas cargas sobre la margen, sin embargo, la alta frecuencia de pasaje de pequeñas embarcaciones deportivas hace que esas pequeñas cargas se aplican un número muy importante de veces. Entonces, pueden resultar más peligrosas las ondas secundarias debidas a las pequeñas embarcaciones, que las grandes ondas generadas por los grandes buques.

La *altura de los picos de interferencia* H_i se puede estimar mediante la fórmula siguiente:

$$H_i = \alpha_1 \cdot h \cdot \left(\frac{h}{s}\right)^{0,33} \cdot F_r^4$$

Con, α_1 : *Coefficiente que depende del tipo de barco*

h : *profundidad del agua (m)*

s : *distancia del barco al talud (m)*

F_r : *Froude del buque relativo a la profundidad del canal*

Efecto de hélice

Un efecto que se podría añadir a los otros es el efecto de hélice. Las hélices de las embarcaciones generan flujos de agua de altas velocidades en sus cercanías. Esas velocidades podrían dañar el revestimiento.

No se va a tomar en cuenta este efecto dentro de ese proyecto, ya que se supone que los buques van a navegar por el centro del río puesto que la zona del proyecto es muy cerca del puente de la RN 168 que impone una navegación central de los buques. Se supone entonces que los flujos de agua generados por las hélices de los buques nunca van a llegar a la defensa (ubicada a más de 100m del eje central del río)

Aplicación

Se vio anteriormente que en la zona navegaban 3 tipos principales de embarcaciones. La *Tabla 8* presenta las dimensiones que se adoptarán para cada uno de ellos:

Tabla 8: Dimensiones de las embarcaciones

	Buque arenero	Crucero deportivo	Lancha deportiva
Manga M (m)	9	4	1,8
Eslora E (m)	52	14	5
Calado C (m)	3	2	0,7

Ahora se va a aplicar lo que vimos anteriormente para el caso del buque arenero. Conociendo las dimensiones del buque, se puede calcular la *sección del canal* A_c y la *sección mojada central de la embarcación* A_m :

$$A_c = b \cdot h + m \cdot h^2 = 336 \times 7 + 3,14 \times 7^2 = 2506 \text{ m}^2$$

$$A_m = M \cdot C = 9 \times 3 = 27 \text{ m}^2$$

Para poder determinar el valor de la velocidad de corriente de retorno, y de la depresión del nivel de agua producida por el pasaje del buque arenero, se necesita conocer su velocidad, y la velocidad límite permitida en la zona. Desgraciadamente no se pudo conseguir ese tipo de información, con lo cual se tuvo que aplicar algunos criterios para suponer esas velocidades.

Generalmente, la *velocidad límite* V_L de un buque se fija a un 60% de la *velocidad crítica* V_c de la embarcación (que corresponde a la celeridad de las ondas superficiales).

$$V_c = \sqrt{g \cdot h} = \sqrt{9,81 \times 7} = 8,29 \text{ m/s}$$

$$V_L = 0,6 \cdot V_c = 0,6 \times 8,29 = 4,97 \text{ m/s}$$

Finalmente, los buques navegan generalmente a una velocidad igual al 90% de la velocidad límite, con lo cual:

$$V_s = 0,9 \cdot V_L = 0,9 \times 4,97 = 4,47 \approx 4,5 \text{ m/s}$$

Ahora se puede aplicar el método de determinación de la depresión del nivel de agua y de la velocidad de la corriente de retorno:

$$\alpha_1 = 1,4 - 0,4 \times \frac{4,47}{4,97} = 1,04$$

Con lo cual, por iteración se determina:

$$A_w = 336 \times (7 - 0,137) + 3,14 \cdot (7 - 0,137)^2 - 27 = 2427 \text{ m}^2$$

$$\Delta h = \frac{4,47^2}{2 \times 9,81} \cdot \left(1,04 \times \left(\frac{2506}{2427} \right)^2 - 1 \right) = 0,137 \text{ m}$$

Finalmente,

$$u_r = 4,47 \times \left(\frac{2506}{2427} - 1 \right) = 0,049 \text{ m/s}$$

Se obtienen los valores medios de velocidad de corriente de retorno y de depresión de nivel de agua, pero se requiere los valores máximos, con lo cual se debe ahora determinar el valor del coeficiente C_3 . Antes de calcular ese coeficiente se debe determinar el valor del número de Froude y del parámetro Y_t :

$$F_r = \frac{4,47}{\sqrt{9,81 \times 7}} = 0,54$$

Considerando que el buque arenero está navegando en el eje del río se supone $Y=0$, con lo cual:

$$Y_t = 0,5 \times 380 - 0,5 \times 3,14 \times 7 = 179 \text{ m}$$

$$C_3 = 1,2 + 5 \cdot 10^{-4} \times 0,54 \times \frac{380}{179} \times \frac{52^2}{7 \times \sqrt{27}} = 1,24$$

Se obtiene:

$$u_{rmax} = 1,24 \times 0,049 = 0,06 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{max} = 1,24 \times 0,137 = 0,170 \text{ m}$$

Conociendo estos valores se puede fácilmente estimar las alturas de las ondas frontales y transversales producidas por el pasaje del buque arenero:

$$z_{max} = 1,5 \times 0,170 = 0,206 \text{ m}$$

$$\Delta h_f = 0,170 + 0,1 \times 0,137 = 0,184 \text{ m}$$

En lo que concierne la altura de las ondas secundarias, ya se conocen todos los datos necesarios, solo falta elegir el valor del coeficiente α_1 . Para un buque arenero se selecciona $\alpha_1=0,3$:

$$H_i = 0,3 \times \left(\frac{7}{185,5} \right)^{0,33} \times 0,54^4 = 0,06 \text{ m}$$

Entonces, se determinó que cuando navega un buque arenoso en la zona de proyecto, dicho buque genera un *onda frontal de altura 21cm*, una *onda transversal de 18cm*, *ondas secundarias de 6 cm*, una *velocidad de corriente de retorno de 0,05 m/s* y una *depresión del nivel de agua de 14cm*. Esos datos van a permitir la determinación del espesor de revestimiento necesario para resistir a todas esas cargas hidráulicas.

Antes de empezar con la determinación del espesor de revestimiento necesario, se debe primero determinar las cargas generadas por los otros tipos de embarcaciones. El método es exactamente el mismo que lo que se hizo para el buque arenoso, por eso solamente se presenta la *Tabla 9* que resume los diferentes parámetros principales:

Tabla 9

	Crucero deportivo	Lancha deportiva
Δh (m)	0,100	0,070
u_r (m/s)	0,014	0,003
Δh_{max} (m/s)	0,120	0,085
u_{rmax} (m/s)	0,017	0,004
z_{max} (m)	0,150	0,106
Δh_f (m)	0,130	0,092
H_i (m)	0,060	0,680

Nota: Para el caso de la lancha deportiva se consideró velocidades de navegación superiores a la velocidad límite, y también se consideró una distancia a la margen de 20m. Con lo cual el número de Froude y el parámetro h/s son mucho mayor que para los otros tipos de embarcaciones lo que explica el valor alta de la altura de las ondas secundarios.

b) Espesor de revestimiento necesario para resistir al pasaje de embarcaciones

Las cargas más peligrosas para la estabilidad de la defensa provienen de las ondas transversales de popa y de las ondas de interferencias debidas a las ondas secundarias. Por eso, los autores Pilarzcyk y Escarameia sugieren fórmulas para definir el espesor necesario que se debe dar al revestimiento para que resiste estas cargas.

Ondas transversales de Popa

Según Pilarzcyk, el espesor del revestimiento para este tipo de onda debe verificar el criterio siguiente:

$$D > \frac{z_{max}}{1,5 \cdot \Delta \cdot \cotan^{\frac{1}{3}}(\alpha)}$$

Con, D : *espesor del revestimiento (m)*
 z_{max} : *Altura de la onda transversal de popa (m)*
 Δ : *Densidad relativa del revestimiento*
 α : *Angulo del talud (rad)*

Escarameia propone la misma expresión pero con una relación de igualdad.

Picos de interferencia

Pilarczyk propuso el criterio siguiente para determinar el espesor de revestimiento necesario para resistir el ataque de las ondas secundarias:

$$D > \frac{H_i \cdot \cos^{\frac{1}{2}} \beta}{1,8 \cdot \Delta}$$

Con, H_i : *Altura de las ondas secundarias (m)*
 β : *Angulo de incidencia de las olas (usualmente 55°)*

Escarameia propone una expresión más precisa ya que consiste en una igualdad:

$$D = \frac{0,43 \cdot H_i \cdot \cos(\alpha) \cdot \cos^{\frac{1}{2}}(\beta)}{(s - 1)}$$

Aplicación

Con los datos que calculamos anteriormente, se puede ahora determinar los espesores necesarios para resistir al pasaje de los diferentes tipos de embarcaciones. Como en el caso de la aplicación anterior se va a detallar el cálculo de los espesores para el caso del buque arenero, luego se presentará una tabla resumen para los otros tipos de embarcaciones.

Según Pilarczyk y Escarameia, el espesor necesaria para resistir a las ondas transversales de popa producidas por el pasaje de un buque arenero debe verificar el criterio siguiente:

$$D \geq \frac{0,206}{1,5 \times 1,4 \times 1,217} = 0,08 \text{ m}$$

En lo que concierne el espesor de revestimiento necesario para resistir las ondas secundarias generadas por el pasaje de un buque arenoso, el criterio de Pilarzyck aconseja:

$$D > \frac{0,06 \times 0,757}{1,8 \times 1,4} = 0,018 \text{ m}$$

El criterio de Escarameia propone:

$$D = \frac{0,43 \times 0,06 \times 0,874 \times 0,757}{(2,4 - 1)} = 0,012$$

Se concluye que cuando pasa un buque arenoso, el espesor de revestimiento necesario para resistir las cargas hidráulicas producidos por dicho pasaje debe ser al mínimo de 2cm.

La *Tabla 10* presenta un resumen de los espesores necesarios para resistir al pasaje de los otros tipos de embarcaciones:

Tabla 10

Espesores (m)	Crucero deportivo		Lancha deportiva	
	<i>Onda transversal</i>	<i>Ondas secundarias</i>	<i>Onda transversal</i>	<i>Ondas secundarias</i>
Pilarzyck	0,06	0,02	0,04	0,20
Escarameia	0,06	0,01	0,04	0,14

c) Conclusión

Se nota que, como se aclaró anteriormente, las cargas hidráulicas más peligrosas son aquellas producidas por las lanchas deportivas, con lo cual se recomienda un espesor de 20cm para resistir al ataque de las olas producidas por el pasaje de embarcaciones. Se nota también que ese espesor es la misma que aquella necesaria para resistir las olas producidas por el viento.

Entonces, se elige definitivamente un espesor de bloque de hormigón de 20cm. Ahora se debe definir qué tipo de geotextil se va a elegir.

ε. Elección del geotextil

El geotextil tiene la función de filtro. Mediante este rol, debe lograr dos objetivos muy importantes para la estabilidad de la obra:

- *Criterio de retención:* La abertura del geotextil debe ser bastante fina para no dejar pasar los pequeños granos ubicados por debajo de la obra. Si no se logra ese criterio, los flujos de agua van a llevar los sedimentos sobre los cuales se apoya la obra, lo que conducirá a una falla de la misma
- *Criterio de permeabilidad:* El geotextil debe tener una permeabilidad superior al suelo sobre el cual se apoya. En el caso contrario el geotextil impediría los flujos de agua a través de la defensa lo que ocasionaría sobrepresiones que podrían dañar o destruir la defensa.

Los filtros pueden ser granulares, con una gradación de tamaño, pero generalmente, en los proyectos donde se utiliza mantas de hormigón, se utiliza los filtros tipo geotextil. Además, dentro de los geotextiles existen los geotextiles tejidos y no tejidos. Los geotextiles no tejidos tienen la ventaja de ser más efectivos como filtro debido a que la variedad de tamaño de poros lo asemeja a un filtro natural. Sin embargo, la empresa *Coripa S.A* utiliza geotextiles tejidos de prolipropileno con muy alta estabilización a la radiación UV y a la termoxidación. Esta estabilidad se logrará mediante el tratamiento del geotextil con aditivos que no se deberán extraer por acción del agua^[Cor].

Además, el geotextil deberá poder resistir a los esfuerzos (principalmente de tracción) a los cuales se va a enfrentar durante la construcción de la obra y durante su vida útil. Así, la resistencia a tracción del geotextil debe verificar:

- Ser al menos igual al doble de la resistencia requerida durante la vida útil para permitir la elevación de la manta prefabricada de mayor longitud desde un solo borde del geotextil
- Ser mayor que 45kN

La tracción que actúa sobre el geotextil durante su vida útil se genera por el peso del revestimiento de hormigón:

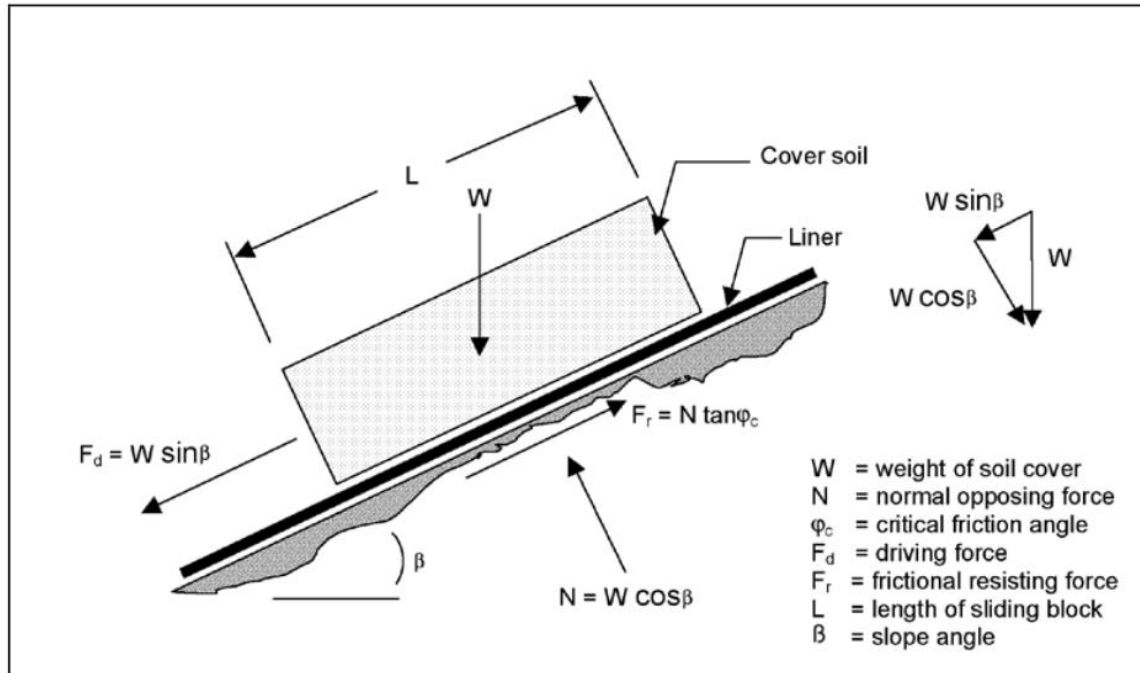


Figura 32: Esfuerzos actuantes sobre el geotextil
<http://www.cetco.com>

Según si algún el criterio de retención se logra solamente con la puesta del geotextil tejido o no, se podrá analizar la posibilidad de añadir una fase intermediar entre el suelo y el geotextil tejido. Así, se podrá añadir un filtro granular, o un geotextil no tejido.

Los criterios a respetar para un geotextil tejido son los siguientes:

$$K_g \geq 10. K_s$$

Con, K_g : Permeabilidad del geotextil (cm/día)

K_s : Permeabilidad del suelo (cm/día)

$$O_{90} \leq 5. D_{90s}$$

Con, O_{90} : Abertura del geotextil que tiene una probabilidad del 10% de ser superada dentro de dicho geotextil (mm)

D_{90s} : Tamaño representativo del 10% más fino del suelo (mm)

Conociendo el tipo de suelo que es un suelo areno-limoso se puede suponer que la permeabilidad de dicho suelo es aquella de los limos, es decir aproximadamente 10^{-5} cm/s.

Entonces, con el primer criterio se determina que la permeabilidad mínima del geotextil debe ser de aproximadamente $8,64 \text{ cm/día}$.

En lo que concierne el criterio de retención solo se dispone de datos granulométricos proveniente de la obra *Vuelta del dorado* sobre la Ruta Provincial 1 al nivel de Helvecia (*Figura 9*) con lo cual se puede destacar que el O_{90} del geotextil debe ser inferior a los 1 mm . A causa de la distancia entre la perforación que proveó estos datos y la obra no se puede totalmente confiar en estos resultados.

Sin embargo, en un estudio que se hizo en el sector^[Mon] se recomendó adoptar una abertura del filtro de $0,20 \text{ mm}$. Se basará sobre este estudio y se elegirá la misma abertura, que respeta el criterio calculado con la granulometría de la obra *Vuelta del dorado*.

Las especificaciones técnicas (**Anexo 6**) de la empresa *Coripa S.A* permiten destacar que la utilización del geotextil tejido solo, será suficiente para asegurar los diferentes criterios expuestos anteriormente. En efecto la permeabilidad mínima calculada anteriormente se puede también expresar como sigue:

$$K_g = \frac{0,0864 \left[\frac{m^3}{\text{día}} / m^2 \right]}{24 [h]} = 3,6 \frac{l}{s} / m^2$$

El **Anexo 6** permite destacar que se puede encontrar geotextiles tejidos con una permeabilidad mínima de 10 l/s/m^2 . Con lo cual, el criterio de permeabilidad se verifica.

En lo que concierne el criterio de retención, también se verifica ya que se recomendó adoptar una abertura máxima de filtro de $200 \mu\text{m}$. Las aberturas de los geotextiles tejidos utilizados por la empresa *Coripa S.A* son al máximo de $250 \mu\text{m}$, con lo cual se deberá elegir un geotextil con abertura inferior a la máxima.

Finalmente, para fijar los bloques de hormigón se puede recurrir a bucles o a anclas sintéticas. Las anclas se utilizan principalmente para revestimiento con alta pendiente, lo que no es el caso en este proyecto. Con lo cual se recomienda elegir una fijación de los bloques de hormigón al geotextil con bucles.

V. Computo

La obra que se proyecta no es una obra que necesita muchos materiales. Solo se necesita sobre-elevar la zona de la presa y del camino de acceso para alcanzar las diferentes cotas de coronamiento. También se necesita revestir parte de los taludes con el material elegido. La construcción del **Plano 1** con el software AutoCad 2014 permitió destacar los volúmenes de tierra a mover para lograr la sobre elevación, y también la superficie de revestimiento necesaria. La *Tabla 11* presenta esos cómputos para una longitud del camino de acceso de unos 30 m (*Figura 25*):

Tabla 11: Computo del proyecto

Revestimiento bajo agua (m²)	426
Revestimiento fuera del agua (m²)	3222
Volumen de tierra a mover para el camino (m³)	1300
Volumen de refulado a mover para la defensa (m³)	5500
Volumen de Hormigon Armado (m³)	9

Se diferenció la superficie de revestimiento que se debe poner por debajo del agua, con la superficie que se coloca por encima del nivel del río. Esa separación se hizo para facilitar el cálculo del costo de la obra, puesto que la colocación del revestimiento bajo agua, seguramente será más caro que la colocación al aire libre.

VI. Proceso de construcción

α. Construcción del perfil de la defensa

El primer paso para la ejecución de la obra será traer el material (refulado para la defensa y sedimentos limo-arcillosos para el camino de acceso) y utilizarlo para elevar la zona. Luego, se deberá perfilar los taludes para obtener las pendientes previstas.

β. Excavación de zanjas para anclar el revestimiento

Para asegurar que no se va a deslizar el revestimiento sobre el talud, se debe anclarlo en su zona superior (Ver **Plano 2**) mediante una viga de hormigón armado con una profundidad de 80 cm, y un ancho de 20 cm.

y. Puesta del revestimiento

El revestimiento se coloca manta por manta (ver *Figura 20*). El esquema de una manta tipo se encuentra en el **Anexo 7**. La unión de las mantas se logra mediante diferentes mecanismos (*Figura 31*):

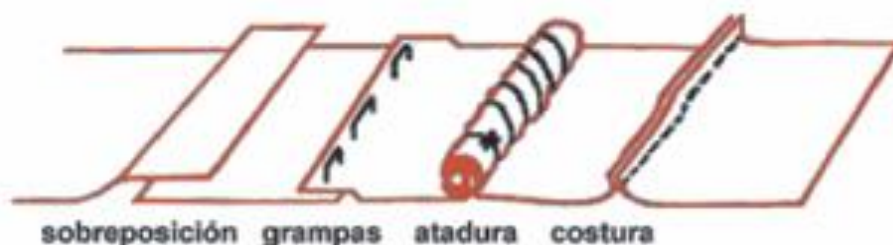


Figura 31: Métodos de unión de las mantas de revestimiento

Generalmente, la simple superposición de las mantas permite asegurar su unión. Sin embargo, a veces se utilizan cementos de contacto para ligarlas. Se pueden también, abrochar o atar con alambre. Además, se puede recurrir a la utilización de máquinas tipo “bolsera” para coserlas, o, en obra, puede fijarse provisoriamente con ganchos metálicos, estacas de madera, piedras o bolsas de arena^[Cor].

VII. Estudio de impacto ambiental

Como se lo mencionó anteriormente cuando se trató el análisis de alternativas, la presencia de mantas de hormigón adherido a geotextil en la zona no representa un impacto visual significativo en virtud de que el sistema de protección permite el desarrollo de especies de gramíneas de la zona.

La vegetación ubicada sobre las márgenes de los ríos tiene un papel muy importante tanto físico como biológico. El margen representa la superficie de intercambio entre un río y su napa aluvial. La presencia de vegetación en márgenes y cursos de agua permite “limpiar” el agua que se intercambia entre esas dos masas de agua (captación de los elementos contaminantes originados en la agricultura etc...). Las plantas también diversifican el medio ambiente ofreciendo zonas de luz y sombras, zonas para que se refugie la fauna, zonas de alimentación y de reproducción.

La presencia de especies vegetales sobre la defensa disminuye el impacto sobre la biología de la margen, pero no lo podrá reducir a cero. Se podría entonces plantar arbustos en los alrededores de la defensa para compensar y mitigar el impacto de la intervención.

Como se lo expresó en la parte de introducción, la zona es un sitio de casaquintas, con lo cuál la presencia de la obra tendrá un impacto visual importante. Es posible que la gente no sea partidaria a la obra de defensa de más de 3m compuesta de hormigón, en ese sitio utilizado para descanso. Para reducir ese impacto visual, se podría ubicar una barrera forestal para esconder la defensa, con el fin de que no sea visible para los vecinos.

En este análisis también se debe tomar en cuenta el periodo de construcción de la obra que tendrá un impacto en el ámbito de la zona del proyecto.

Los movimientos de tierra y el pasaje de máquinas tendrá un impacto sobre la calidad del aire debido a la generación de polvo y a la liberación de gases de combustión (olor). Para impedir la generación de polvo, se deberá regar el camino de acceso.

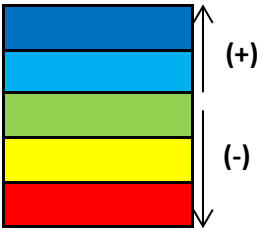
El ruido ocasionado podrá molestar, no solamente la gente, sino también afectará la fauna. Se recomienda entonces, de ser posible, ejecutar el proyecto durante el periodo invernal, para disminuir las molestias sobre los vecinos.

Las tareas de movimiento de suelos (excavación, compactación, nivelación etc...) tanto de la obra de defensa como del camino de acceso no tienen un impacto significativo ya que el yacimiento está ubicado en un sitio ya utilizado para la extracción de los materiales de relleno.

El escurrimiento de agua en la zona del proyecto se verá modificado tanto durante la construcción de la obra, como durante su vida útil. Si es posible, se deberá entonces tratar de realizar la construcción de dicha obra durante un periodo de aguas bajas, tanto para facilitar la ejecución de la obra (puesta de las mantas en seco) como para disminuir el impacto sobre el escurrimiento.

La Tabla siguiente presenta un resumen de los impactos ambientales producidos por la construcción de esa obra vinculado con sus medidas correctivas.

Tabla 122: Matriz de impacto ambiental



		Acciones del proyecto			
		Construcción		Vida útil	
Componentes del ambiente		Movimiento de suelo	Nivelación	Puesta, vinculación y anclaje de las mantas	
		1	2	3	4
Suelo	Permeabilidad	a			
	Erosión	b			+
	Estructura	c	-	-	
	Topografía	d		+	
	Calidad	e	+		
Agua	Superficial	f	¹ ₋	¹ ₋	
	Subterránea	g			
Aire	Calidad	h	² ₋	-	
	Olor	i	-	-	-
Social	Empleo	j			
	Estética	k			₋ ⁴
	Transporte	l	-		
	Ruido	m	₋ ³	₋ ³	₋ ³
Biológico	Flora	n	-	-	₋ ⁵
	Fauna	o	-	-	₋ ⁵

¹: Ejecutar la construcción del proyecto en periodo de aguas bajas para disminuir el impacto sobre el escurrimiento.

²: Regar los caminos de acceso para disminuir la generación de polvo de ser necesario

³: Ejecutar la construcción del proyecto en un periodo invernal para disminuir las molestias sobre los vecinos

⁴: Plantar una barrera forestal para disimular la presencia de la obra.

⁵: Compensar el impacto de la obra sobre la vegetación de la margen mediante la plantación de arbustos en los alrededores de la obra.

VIII. Presupuesto

A partir de la información proveída por la empresa *Coripa S.A.* se estima los costos de mantas de BetonFlex a 100 U\$S por metro cuadrado para una instalación simple, lo que es el caso para la parte fuera de agua de la obra. Sin embargo, para la parte bajo agua, se estima un costo de puesta de 250 U\$S por metro cuadrado. Conociendo el valor del dólar en diciembre de 2014, 1 dólar corresponde aproximadamente a 8,5 pesos argentino, se puede determinar el costo de la obra en pesos.

El costo del metro cubico de hormigón armado, necesario para las vigas de anclaje, se estima a 3000 Ar\$.

El costo de provisión, limpieza, compactación y destape del terreno se evaluaron mediante un proyecto similar a este. Sin embargo, el proyecto se efectuó en el año 2007 utilizando precios del año 2004. Entonces, se tuvo que actualizar, de manera simple, los precios. Por eso, se consideró que los precios en U\$S quedaron constante, y solo se actualizo dichos precios según la evolución del precio del dólar en 10 años. El valor del dólar se multiplicó por 3 entre el año 2004 y el año 2014^[XE].

En base al procedimiento presentado anteriormente se construyó la *Tabla 13*:

Tabla 13

	Precio unitario	Precio (Ar\$)
Limpieza y destape del terreno, incluye retiro del material	8640 Ar\$/ha	4320
Provision, compactacion y perfilado talud incluye transporte, compactacion y perfilado en su posicion definitiva	25 Ar\$/m3	170000
Excavación	152 Ar\$/m3	1368
Hormigón	3000 Ar\$/m3	27000
Movilizacion y desmovilizacion de la obra	605000 Ar\$/GI	605000
Manta con bloque de altura 0,20m colocacion y transporte	850 - 2000 Ar\$/m ²	3590700
Precio total Ar\$		4.398.388

IX. Referencias

[Alt] M. Amsler; P.Cacik; E.Ceirano; F.Franco; N.García; R.Giacosa; J.Huespe; M.Iriondo; N.Morbidoni; C.Paoli; H.Preundes; C.Ramonell; G.Scacchi; M.Schreider; M.Sibler; H.Tonido; S.Vanlesberg, "El río Paraná en su tramo medio. Contribución y prácticas ingenieriles en un gran río de llanura".2000. Tomo I y II

[Clim] N. Garcia, "Análisis estadístico de vientos máximos según dirección y persistencia en la zona del río Paraná entre paso de la patria y Paraná". 1990

[Geo] Inspectoría de Obras – Terraplenes de defensa Villa Añati – Enero 1995

[Ram] Ramonell, C.G. (2005). "Geología y geomorfología de la laguna Setúbal y su entorno (Santa Fe, Argentina). Trabajo Final de licenciatura en Ciencias Geológicas. Tomo I y II. Departamento de Geología, Universidad de San Luis.

[Rev] Sitio Web : www.erosion.com.co

[Mac] Sitio Web : <http://www.maccaferri-arg.com.ar/productos/metalicos/gavion-caja/16714-2.html>

[El] Sitio Web : www.ellitoral.com

[Res] Apunte : Presas de materiales sueltos – Asignatura Obras Hidráulicas I

[Cor] Sitio Web : <http://www.coripa.com.ar/>

[Mon] M.D Montagnini, M. Amsler. (2011). " Diseño de protección en un meandro del Rio Colastiné. Estudios básicos y selección de alternativas"

[XE] <http://www.xe.com/fr/currencycharts/?from=EUR&to=ARS>



**Facultad de Ingeniería
y Ciencias Hídricas**
UNIVERSIDAD NACIONAL
DEL LITORAL



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL

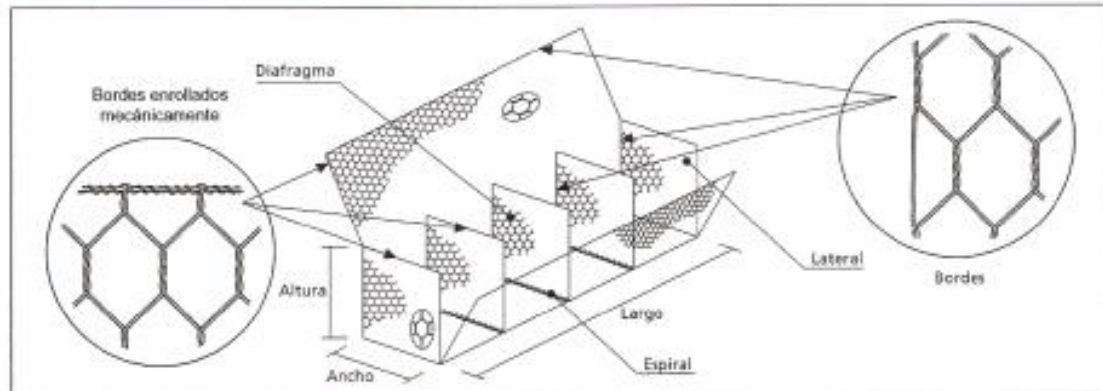
Carrera: **Ingeniería en Recursos Hídricos**

Anexo 1

Gaviones

Gavión caja

en malla hexagonal de doble torsión tipo 8x10 Ø 2.4 mm Galfan®



1) ALAMBRE

- Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones NBR 8964 y ASTM 641, es decir, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm².

REVESTIMIENTO DEL ALAMBRE

- Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser revestido con liga zinc-5% aluminio (Zn 5 Al MM) de acuerdo con las especificaciones de la ASTM 856, esto es:

Diámetro nominal del alambre	Mínimo peso de revestimiento
2,2 mm	240 gr/m ²
2,4 mm	260 gr/m ²
3,0 mm	275 gr/m ²

- El revestimiento de zinc debe adherir al alambre de tal forma que, después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado o quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM 641.

ELONGACIÓN DEL AMARRE

- Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de alambre de 30 cm de largo.
- La elongación no deberá ser menor que 12%, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 8964 y de la ASTM 641.

2) RED

- La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514 y de la ASTM 975.
- Las dimensiones de la red serán del tipo 8x10.
- El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser de 2,4 mm y de 3,0 mm para los bordes.

BORDES ENROLLADOS MECÁNICAMENTE

- Todos los bordes libres del gavión caja, incluso el lado superior de las laterales y de los diafragmas, deben ser enrollados mecánicamente en vuelta de un alambre de diámetro mayor, en este caso de 3,0 mm, para que la red no se desarme y adquiera mayor resistencia.
- La conexión entre el alambre del borde enrollado mecánicamente y la red debe tener una resistencia mínima de 11,7 kN/m.

3) CARACTERÍSTICAS DEL GAVIÓN CAJA

- Cada gavión caja con largo mayor que 1,50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.
- El lado inferior de las laterales debe ser fijado al paño de base, durante la fabricación, a través del entrelazamiento de sus puntas libres alrededor del alambre de borde.
- El lado inferior de los diafragmas debe ser cosido al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro de 2,2 mm.

Dimensiones estándar:

Largo 1,50 m 2,00 m 3,00 m 4,00 m
Ancho 1,00 m
Altura 0,50 m 1,00 m

4) AMARRE Y ATIRANTAMIENTO

- Con los gaviones caja debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atirantamiento.
- Este alambre debe tener diámetro 2,2 mm y su cantidad, en relación al peso de los gaviones caja provistos, es de 8% para los de 1,00 m de altura y de 6% para los de 0,50 m.

5) TOLERANCIAS

- Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre zincado de $\pm 2,5\%$.
- Se admite una tolerancia en el largo del gavión caja de $\pm 3\%$ y, en la altura y ancho, de $\pm 5\%$.

Las especificaciones citadas en los ítems arriba, son más restrictivas que las NBR 8964, ASTM 641 y ASTM 975.

Maccaferri se reserva el derecho de revisar estas especificaciones en cualquier momento, de acuerdo con las características de los productos fabricados.

Enero de 2000.

FICH

UNL

**Facultad de Ingeniería
y Ciencias Hídricas**
UNIVERSIDAD NACIONAL
DEL LITORAL



UNL

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL

Carrera: Ingeniería en Recursos Hídricos

Anexo 2

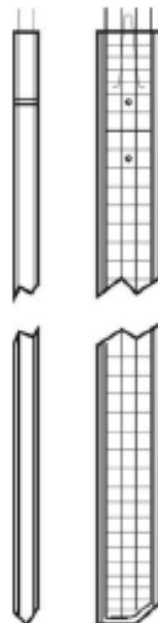
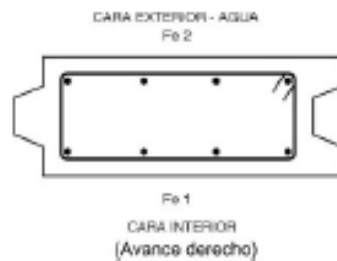
Tablestacas de hormigón armado

DRT

TABLESTACAS DE HORMIGÓN

TABLA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

TABLESTACAS DE HORMIGÓN DRT														
DIMENSIONES	UNIDAD	ISLEÑAS					STANDARD					REFORZADAS		
Mom. Adm.	Tm/m	1.1	1.1	1.6	2.4	2.9	1.4	1.6	2.4	2.9	4.2	2.2	2.8	4.2
Largo	m	3	4	5	6	7	3	4	5	6	7	4	5	6
Ancho	m	0.50					0.50					0.50		
Espesor	m	0.10	0.10	0.12	0.14	0.16	0.10	0.12	0.14	0.16	0.16	0.12	0.14	0.16



ESPECIFICACIONES GENERALES

Propiedades técnicas y constructivas conforme a Proyecto de Reglamento CIRSOC 201 "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de Hormigón Armado y Pretensado" - Edic INTI - Jun 1990.

Hormigón

H-21 210 kg/cm² de resistencia característica (mínimo a 28 días)

Vibrado por Inmersión
Encofrados metálicos.

Acero

Tipo III - ADN 420 (límite de fluencia característico 4200 kg/cm²)

Nuestras tablestacas DRT poseen machimbres de silueta trapezoidal, garantizando bordes robustos y doble contacto.

Las tablestacas DRT se caracterizan por su excelente terminación, óptima funcionalidad y agradable estética, lo que permite la realización de obras de arquitectura e ingeniería.

Tabla abreviada de productos. Puede consultarse a la Oficina Técnica por otros tipos y medidas de material. Las informaciones y sugerencias son indicativas, ya que en todos los casos el proyectista debe verificar en las condiciones de cada obra la aptitud del material y los resultados que pueden derivarse de su aplicación. La cantidad y distribución de armaduras de los gráficos es solo a título ilustrativo.

80501

FICH

UNL

**Facultad de Ingeniería
y Ciencias Hídricas**
UNIVERSIDAD NACIONAL
DEL LITORAL



UNL

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL

Carrera: **Ingeniería en Recursos Hídricos**

Anexo 3

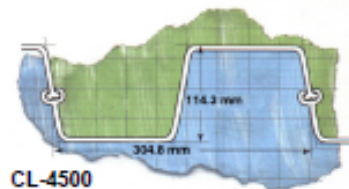
Tablestacas de PVC

TABLA DE CARACTERISTICAS TECNICAS

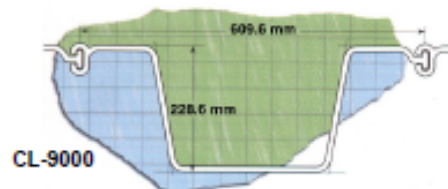
	CL-4500	CL-9000	CL-9900
--	---------	---------	---------

PROPIEDADES					
Momento de inercia	-	cm ⁴ /m	1.843,8	10.035,8	12.372
Momento resistente de sección	-	cm ³ /m	322,2	876,9	1.081
Area de sección	-	mm ²	3.032	7.322,6	9.440
Resistencia a la tracción	ASTM D-638	MPa	44,8		
Momento admisible	-	kN·m/m	4,4	16,4	20,2
Módulo elástico	inicial	ASTM D-790	MPa	3.249	
	30 años		MPa	1.462	
Resistencia a la compresión	ASTM D-695	MPa	60,4		
Peso específico relativo	ASTM D-792	-	1,42		

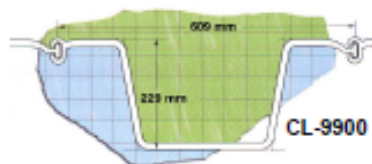
DIMENSIONES					
Ancho (panel individual) (entre engrafes)	mm	305	609	609	
Altura (panel individual)	mm	114	229	229	
Espesor	mm	5,7	7,1	9,14	



CL-4500



CL-9000



CL-9900

CRITERIOS DE CALCULO

El PVC, como todo termoplástico, presenta una curva tensión / deformación no lineal. Adicionalmente, es un material susceptible a fluencia, es decir que su deformación inicial se incrementa bajo carga constante en el tiempo.

De allí que el correcto diseño estructural de las tablestacas vinílicas no sólo debe limitarse a la verificación del momento máximo admisible, como en el caso de la madera, el metal o el hormigón armado, sino que resulta fundamental que su deformación bajo carga, tanto inicial como a largo plazo, se encuentre dentro de valores admisibles.

Para tal fin, CRANE suministra el módulo de fluencia, o módulo aparente, a 30 años de los compuestos que emplea en la producción de C-LOC.

0509



Carrera: **Ingeniería en Recursos Hídricos**

Anexo 4

Tablestacas de acero

TABLA DE CARACTERISTICAS TECNICAS

MODELO LX Y LARSEN – TIPO U

	LX8	LX12	LX16	LX20	LX25	LX32	6W	GSP2	GSP3	GSP4	6 (22kg)	6 (31kg)	6 (33.7kg)
--	-----	------	------	------	------	------	----	------	------	------	-------------	-------------	---------------

DIMENSIONES

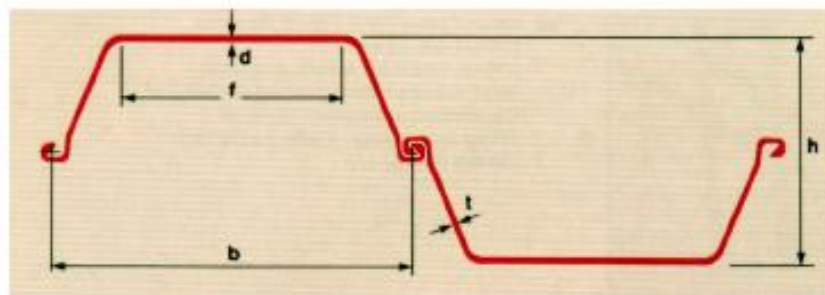
		LX8	LX12	LX16	LX20	LX25	LX32	6W	GSP2	GSP3	GSP4	6 (22kg)	6 (31kg)	6 (33.7kg)
b	mm	600	600	600	600	600	600	525	400	400	400	420	420	420
h	mm	310	310	380	430	450	450	212	200	250	340	440	440	440
d	mm	8.2	9.7	10.5	12.5	15.6	21.5	7.8	10.5	13.0	15.5	22.0	25.4	28.6
t	mm	8.0	8.2	9.0	9.0	9.2	9.8	6.4	8.6	8.6	9.7	14.0	14.0	14.0
f	mm	250	386	365	330	330	328	331	265	271	259	248	251	251

PROPIEDADES

Sección del área de pared	cm ² /m	LX8	LX12	LX16	LX20	LX25	LX32	6W	GSP2	GSP3	GSP4	6 (22kg)	6 (31kg)	6 (33.7kg)
		116	136	157	177	200	242	108	153	191	242	370	397	421
Masa	kg/m.l.	54.6	63.9	74.1	83.2	94.0	113.9	44.7	48.0	60.0	76.0	122.0	131.0	138.7
	kg/m ² de pared	91.0	106.4	123.5	138.6	156.7	189.8	85.1	120.0	150.0	190.0	290.5	311.8	330.2
Momento de inercia combinado	cm ⁴ /m	12861	18723	31175	43478	56824	72028	6459	8740	16759	38737	82452	102861	111450
Modulo resistente	cm ³ /m	830	1208	1641	2022	2525	3201	610	874	1340	2270	4200	4675	5066

Características de los aceros provistos usualmente (EN 10248):

Tensión de fluencia:	3270GP 270 N/mm ²	3355GP 355 N/mm ²
Resistencia a la tracción:	410 N/mm ²	480 N/mm ²



0504

V. del Pino 2458 P. 3ª - C1426EGR - Bs.As.
Tel./Fax: 54-11-4576-3888 (rotativas)
www.coripa.com.ar - info@coripa.com.ar

coripa
s.a.

FICH

UNL

**Facultad de Ingeniería
y Ciencias Hídricas**
UNIVERSIDAD NACIONAL
DEL LITORAL



UNL

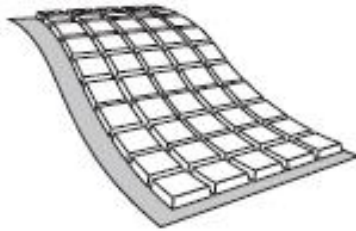
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL

Carrera: **Ingeniería en Recursos Hídricos**

Anexo 5

BetonFlex

BetonFlex® Revestimiento de bloques vinculados por un geotextil



Los revestimientos de bloques de hormigón surgieron como alternativa a los enrocados tradicionales. La posibilidad de vincular bloques livianos sueltos mediante un geotextil permite obtener revestimientos muy flexibles, así como mantas premoldeadas que pueden colocarse bajo agua.

El desarrollo de este tipo de revestimientos se halla registrado en la bibliografía especializada, al igual que la experiencia lograda tanto en obras del exterior como locales. Actualmente constituyen una alternativa para resolver problemas de erosión y protección en reemplazo de soluciones con piedras (sueltas, en colchones o sobre fajinados).

Las mantas BetonFlex® se conforman a partir de un geotextil tejido de polipropileno, con una muy alta estabilización a la radiación UV y a la termoxidación, que actúa como vínculo estructural de los bloques de hormigón. Estos se hallan fijados mediante los bucles (loops) que el propio geotextil posee, o por anclas sintéticas (pins).

Las mantas BetonFlex® poseen la mayor flexibilidad que puede esperarse de un revestimiento de bloques, así como una muy alta permeabilidad.

Alternativas de fijación
bloque-geotextil



Características

- Revestimientos altamente permeables y flexibles
- Colocación rápida y sencilla, aún bajo agua
- Sin componentes metálicos o degradables
- Fácil ejecución in situ o al pie de obra
- Diversas dimensiones de bloques y de mantas
- Bajo impacto ambiental (parcialmente vegetal)



Aplicaciones

- Defensa de costas
- Revestimiento de taludes erosionables
- Disipadores de energía
- Protecciones sujetas a fuertes erosiones de borde
- Protección y lastrado de instalaciones y conductos sumergidos



Componentes básicos

Geotextil PlusTex/HaTe: tejidos de polipropileno muy altamente estabilizados a los rayos UV y a la termoxidación, que aseguran su prolongada vida útil. Eventualmente con loops como elemento vinculante de los bloques de hormigón.

Pins sintéticos Sekur Klas: Para anclar a los geotextiles PlusTex / HaTe planos, sin loops.

Bloques de hormigón: que se ejecutan en fábrica, obrador o directamente sobre la superficie a proteger cuando las condiciones de obra lo permiten.

Consulta por otros revestimientos de la línea BetonSystem®

HUESKER
INGENIERIA CON GEOSINTÉTICOS



Vitrey del Pino 2458 Pto 3°
(C1426GR) Buenos Aires, Argentina
Teléfono: +54 (11) 4576-3888 y rotativos
www.colipa.com.ar - info@colipa.com.ar

colipa
S.A.

FICH

UNL

**Facultad de Ingeniería
y Ciencias Hídricas**
UNIVERSIDAD NACIONAL
DEL LITORAL



UNL

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL

Carrera: Ingeniería en Recursos Hídricos

Anexo 6

Características de las bucles de geotextil

ESPECIFICACION TECNICA

REVESTIMIENTO DE BLOQUES DE HORMIGÓN VINCULADOS POR GEOTEXTIL

DESCRIPCIÓN

Revestimiento de elevada flexibilidad conformado a partir de un geotextil tejido, con muy alta estabilización a la radiación UV y a la termo-oxidación, el cual actúa como vínculo estructural entre los bloques de hormigón. Éstos se hallan fijados al geotextil mediante anclas sintéticas (pins) o bucles (loops).

BLOQUES

Los bloques de hormigón deberán ser de forma de pirámide truncada con base cuadrada de 40 cm de lado y caras inclinadas con una pendiente mínima 1:7 (horizontal: vertical).

Las juntas entre bloques serán ≥ 30 mm.

Los bloques se ejecutarán en hormigón de cemento portland de resistencia característica mínima $\sigma'_{ik} = 210$ kg/cm², tipo H21 y relación agua/cemento ≤ 0.45 , según Cirsoc 201.

GEOTEXTIL VINCULANTE

Los geotextiles a utilizar deberán contar con las siguientes propiedades:

TIPO DE PROTECCIÓN ⁽¹⁾		A	B	C	Unidad	Norma
PROPIEDADES MECANICAS						
Resistencia a tracción a rotura longitudinal	8 \leq h \leq 12	Min.	50	50	50	kN/m
	12 < h \leq 18	Min.	80	50	50	kN/m
	20 < h \leq 22	Min.	110	50	50	kN/m
	22 < h \leq 26	Min.	110	80	50	kN/m
	26 < h \leq 30	Min.	-	80	50	kN/m
Resistencia a tracción a rotura transversal	Min.	50			kN/m	IRAM 78012
Alargamiento a rotura longitudinal	Máx	15			%	IRAM 78012
Alargamiento a rotura transversal	Máx	15			%	IRAM 78012
Resistencia al punzonamiento (CBR)	Min.	6,5			kN	ISO 12236
PROPIEDADES HIDRAULICAS						
Permeabilidad para un tirante de 0,10 m	Min.	10			l/s/m ²	ISO 11058
Abertura de filtración	Máx	250			μ m	ISO 12956
PROPIEDADES DE SUPERVIVENCIA						
Resistencia a los U.V. Pérdida de resistencia después de una exposición de 14000hs	Max	50			%	ASTM D 4355
Estabilización a la termo-oxidación. Tiempo en horno a aire forzado a 150°C antes de la fragilización	Min	120			días	ASTM D 3012
Lixiviación de aditivos en agua	-	No susceptible			-	-

⁽¹⁾ Tipo de protecciones:

- A; Mantas premoldeadas de 12m de longitud efectiva, aptas para ser izadas desde un extremo.
- B; Mantas premoldeadas de 6m de longitud efectiva, aptas para ser izadas desde un extremo.
- C; Mantas moldeadas In-Situ, hormigonadas en su posición definitiva.

FICH

UNL

**Facultad de Ingeniería
y Ciencias Hídricas**
UNIVERSIDAD NACIONAL
DEL LITORAL



UNL

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL

Carrera: **Ingeniería en Recursos Hídricos**

Anexo 7

Manta tipo de BetonFlex



Carrera: **Ingeniería en Recursos Hídricos**

Anexo 8

Coeficientes del método de Pilarzcyk

Tabla 14: Valores del factor de turbulencia

KT	Configuración del escurrimiento
1	Flujo uniforme con baja turbulencia
1,5	Flujo no uniforme, turbulencia incrementada
2	Alta turbulencia
3	Impacto de un chorro

Tabla 15: Valores del factor de estabilidad

ϕ_c	Tipo de revestimiento
1,25	RipRap
0,75	Protecciones continuas

Tabla 16: Valores de la tensión de corte crítica

θ_c	Tipo de revestimiento
0,035	RipRap
0,07	Mantas de bloques
0,07-0,1	Gaviones



Carrera: **Ingeniería en Recursos Hídricos**

Anexo 9

Coeficientes del método de Escarameia y May

Tabla 17: Elección del coeficiente TI

Niveles de turbulencia	TI
bajos	0,12
medios	0,2
altos	0,35-0,50
muy altos	0,6

Tabla 18: Calculo del coeficiente C

Tipo de revestimiento	C
RipRap	$12,3 \times TI - 0,2$
Bloques	$9,22 \times TI - 0,15$
Colchonetas	$12,3 \times TI - 1,65$

Tabla 19: Calculo de la velocidad Ub

TI	Ub
<0,5	$(-1,48 \times TI + 1,04) \times Um$
>0,5	$(-1,48 \times TI + 1,36) \times Um$