

AJUSTE Y ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO DE DEFENSA DE LA LOCALIDAD DE SAN JAVIER

INFORME FINAL

Contenido

1	INTRODUCCIÓN	6
2	EVOLUCIÓN MORFOLÓGICA	8
3	ALTURAS HIDROMÉTRICAS Y RECURRENCIAS	9
4	ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS Y BATIMÉTRICOS	11
4.1	ESTUDIOS REALIZADOS.....	12
4.2	ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.....	12
4.3	ESTUDIOS DE BATIMETRÍA.....	13
4.4	COMPARACIÓN DE PERFILES AÑOS 2007 Y 2016	15
4.5	CORRIDA DE FLOTADORES - CAMPO DE VELOCIDADES	17
4.6	MEDICIÓN DEL CAMPO DE VELOCIDADES.....	17
5	ESTUDIOS GEOTÉCNICOS	19
5.1	OBJETIVOS	19
5.2	GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA	20
5.3	ETAPAS DE INVESTIGACIÓN.....	21
5.4	CRITERIOS DE INVESTIGACIÓN	21
5.5	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA.....	22
5.5.1	Sondeos y perforaciones con muestreo y ensayo SPT	22
5.5.2	Sondeos con barreno	23
5.5.3	Ensayos de laboratorio	24
5.6	INVESTIGACIONES REALIZADAS.....	24
5.7	RESULTADOS OBTENIDOS	25
5.7.1	Sector Sur	26
5.7.2	Tramo entre calles Teófilo Madrejón y 9 de Julio	27
5.7.3	Tramo desde calles 9 de Julio hasta zona del espigón	27
5.7.4	Relleno detrás del muro de defensa en zona del camping	28
5.7.5	Terraplén de defensa actual en zona de camping	29
5.7.6	Zona de barrancas (Sector Norte)	29

5.8	YACIMIENTO DE ARENA PARA REFULADO	30
5.8.1	YR 1 (Perfil 32)	30
5.8.2	YR 2 (Entre Perfil 14-15)	31
5.8.3	YR 3 (Isla frente a cabañas)	31
5.9	YACIMIENTO DE MATERIAL COHESIVO PARA TERRAPLENES.....	31
5.9.1	YC B 1, YC B 2, YC B 3, YC B 4 y YC B 5	32
5.9.2	YC PLC1, YC PLC2, YC PLC3, YC PLC4, YC PLC5, YC PLC6, YC PLC7, YC PLC8,	32
	YC PLC9 y YC PLC10	32
5.10	RECOMENDACIONES PARA FUNDACIONES DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO	33
5.11	BIBLIOGRAFÍA Y ANTECEDENTES.....	37
6	VERIFICACIÓN DE LA COTA DE CORONAMIENTO DE LA DEFENSA.....	38
6.1	VIENTOS	38
6.2	CÁLCULO DEL OLEAJE	40
6.2.1	Situaciones analizadas	40
6.2.2	Determinación del fetch efectivo (Dp)	41
6.2.3	Cálculo de la altura de la ola	41
6.2.4	Cálculo del ascenso de la ola sobre el talud	42
6.2.5	Cálculo de la marea eólica	43
6.2.6	Determinación de la revancha (R)	43
6.3	RESULTADOS OBTENIDOS	44
7	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE LA OBRA DE DEFENSA	46
7.1	TRAMO SUR.....	47
7.1.1	Defensa Costera	47
7.1.2	DREN DE PIE	48
7.1.3	Espigón – Coferdam (Tablestacado)	49
7.2	TRAMO NORTE	56
7.2.1	Subtramo 1	56
7.2.2	Subtramo 2	57
7.3	CUNETAS DE GUARDA	57
8	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	61
8.1	SITUACIONES ANALIZADAS	61
8.2	PERFILES GEOTÉCNICOS Y PARÁMETROS DE LOS SUELOS.....	62
8.3	RESULTADOS OBTENIDOS	62

9	ANÁLISIS DE FILTRACIONES	63
10	MODELACION HEC-RAS	69
11	ESTIMACIÓN DE EROSIONES Y DEFINICIÓN DE LONGITUD DE MANTAS	70
11.1	Planilla erosiones	77
12	PROTECCIONES	80
12.1	PROTECCIÓN VEGETAL	80
12.1.1	Comportamiento estructural	82
12.2	PROTECCIÓN FLEXIBLE	86
12.2.1	Determinación de la altura de los bloques de hormigón	86
12.2.2	Verificación de la estabilidad geotécnica de la protección	89
12.2.3	Capacidad de almacenaje de la elasticidad estructural del subsuelo	90
12.2.4	Licuación de arenas	90
12.3	VERIFICACIÓN RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DEL GEOTEXTIL	91
12.3.1	Verificación del geotextil para el caso de mantas prefabricadas	91
12.3.2	Verificación del geotextil para el caso de mantas sobre el talud	92
12.3.3	Anclajes	93
12.3.4	Requerimientos del geotextil de vinculación	95
13	ASENTAMIENTOS.....	96
14	DRENAJE URBANO	99
14.1	CUENCAS.....	100
14.2	TORMENTA DE DISEÑO.....	102
14.2.1	Herramienta de modelación utilizada	103
14.2.2	Modelo topológico	106
14.2.3	Implementación del modelo	109
15	OBRAS DE CONTROL	120
15.1	OBJETIVOS	120
15.2	OBRAS DE CONTROL PROYECTADAS	122
15.3	UBICACIÓN DE LAS OBRAS DE CONTROL	123
15.4	ESQUEMAS GENERALES DE DISEÑOS.....	124
15.4.1	Canal de Alimentación	124
15.4.2	Embocadura de Aducción	124

15.4.3	Alcantarilla de Descarga	124
15.4.4	Estructura de Compuertas	125
15.4.5	Casas de Bombas	125
15.5	DISEÑO HIDRÁULICO.....	126
15.6	EQUIPAMIENTO A INSTALAR	126
15.6.1	Conductos de Impulsión	127
15.7	EQUIPAMIENTO HIDROMECAÁNICO.....	128
15.7.1	Rejas de Toma	128
15.7.2	Compuertas de la Estructura de Descarga por Gravedad	129
15.7.3	Equipamiento Eléctrico	129
15.7.4	Alimentación Eléctrica	129
15.8	MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL.....	129
16	OBRA URBANÍSTICA Y DE ARQUITECTURA	130
16.1	OBJETIVOS	130
16.2	PROPUESTA URBANO ARQUITECTÓNICA.....	131
16.3	SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO AGUA POTABLE	134
16.4	SISTEMA DE DESAGÜES PLUVIALES SUPERFICIALES	134
16.5	RED VIAL	134
16.6	ALUMBRADO PÚBLICO	134
16.7	RELOCALIZACIÓN TEMPORARIA Y DEFINITIVA DE LA TOMA DE AGUA DE LA CIUDAD	135
16.8	ASPECTOS AMBIENTALES	136
16.8.1	ETAPA OPERATIVA	136
16.8.2	ETAPA CONSTRUCTIVA	140
17	PLAN DE MANTENIMIENTO Y AUSCULTACIÓN DE LAS OBRAS	141
17.1	MONITOREO Y MANTENIMIENTO DE LAS OBRAS DE DEFENSA	141
17.2	AUSCULTACIÓN DE LAS OBRAS DE DEFENSA	142
17.3	AUSCULTACIÓN DE LAS OBRAS DE CONTROL	143
18	ANEXOS	144

AJUSTE Y ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO DE DEFENSA DE LA LOCALIDAD DE SAN JAVIER

EQUIPO DE TRABAJO

Coordinación:

Ing. Jorge José GIRAL

Ing. María Elisabet PARDINI

Topografía y Batimetría:

Ing. Alfredo VERANO

Geotecnia y Proyecto de Obras de Defensa:

Ing. Jorge José GIRAL

Ing. María Elisabet PARDINI

Proyecto Estructural e Hidráulico:

Ing. Daniel D. OLMEDO

Proyecto Obras de Drenaje Urbano:

Ing. Mariano DIEZ

Arquitectura Urbanística:

Arq. Abelardo LLOSA

Especificaciones Técnicas Particulares y Cómputos:

Ing. Raúl HURANI

Asistentes Técnicos:

Tco. Baltazar ALVAREZ

Tco. Ramiro LUCIANI

Tco. Facundo MUCHIUTTI

Director Dpto. Ing. CIVIL UTN FRSF

Ing. Oscar MAGGI

AJUSTE Y ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO DE DEFENSA DE LA LOCALIDAD DE SAN JAVIER

INFORME FINAL

1 INTRODUCCIÓN

El Ministerio de Infraestructura y Transporte de la provincia de Santa Fe ha suscripto un convenio específico con la Universidad Tecnológica Nacional con el objeto de la realización del “Ajuste y Actualización del Proyecto de Defensa de la localidad de San Javier – Departamento San Javier – Provincia de Santa Fe”. Esta ciudad es cabecera del Departamento homónimo, ubicado en el Centro Este de la Provincia de Santa Fe. Se trata de ciudad histórica, con una fuerte y compleja relación cultural y física con el río San Javier.

La historia de San Javier ha estado marcada en diferentes etapas de su desarrollo por emergencias hídricas que han afectado reiteradamente a la comunidad. Prueba de ello son los siguientes datos de afectados en los eventos citados más abajo:

- 1992: 600 familias (2.650 personas)
- 1996: 1.000 familias (4.000 personas)
- 1997: 43 familias (210 personas)
- 1998: 127 familias (636 personas)
- 2003: 200 familias (950 personas)
- 2016: 265 familias (1135 personas)

Las amenazas de inundación, dada la ubicación y cotas relativas, se deben a dos situaciones: por un lado, a las crecidas de los cursos fluviales vecinos que pudieran superar los terraplenes de defensa (por sobrepaso del coronamiento o falla estructural de las obras); y por otro lado, a los excesos pluviales que superen la capacidad de evacuación de la red de drenaje urbano existente, o por una situación combinada de las 2 causas anteriores.

Para mitigar esta amenaza, el área urbana y suburbana se halla cerrada por un anillo de defensa, conformado: a) al norte por el camino comunal que va de la Ruta Provincial N°1, hasta la zona de la costa; b) al Este por el Terraplén de Defensa Este y c) al Sur por el camino comunal hasta Ruta Provincial N°1 y la defensa Oeste constituida por la Ruta Provincial N°1.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

El Terraplén de Defensa Este protege a la ciudad contra las crecidas del río San Javier.

A partir de un análisis probabilístico de alturas hidrométricas máximas anuales del río en San Javier, se determinaron las alturas hidrométricas y niveles de agua máximos para recurrencias de interés para la ejecución del Proyecto.

El nivel de coronamiento de la actual Defensa Este es 23.50 IGN, sólo 0.05 m por encima de la máxima crecida registrada (1992). De acuerdo a los niveles de agua maximizados obtenidos para el período 1965 / 2000, el nivel de coronamiento de la defensa existente no es suficiente para defender la ciudad contra eventos de 100 años de recurrencia (23.35 IGN).

En los Planos SJ-APE-01 y SJ-APE-31 se presenta un esquema con las obras propuestas.

El objetivo del Proyecto Ejecutivo desarrollado en el año 2008 fue la Mitigación del riesgo de inundación en la localidad de San Javier, comprendiendo el reacondicionamiento del Terraplén de Defensa Este y su integración urbana, el Drenaje Urbano y el Estudio y Solución de los Procesos Erosivos que sufren las Barrancas del Río frente a la ciudad. Las obras proyectadas sirven para “afianzar el sistema de mitigación del riesgo de inundación y brindar una solución a la grave problemática del retroceso de las barrancas del río. Según información recogida en 2008, entre los años 1972 y 1995 la barranca había sufrido un retroceso de entre 8 y 130 metros, siendo numerosas las viviendas e infraestructuras afectadas”.

Trascurridos más de 10 años desde el desarrollo del Proyecto Ejecutivo, y tras la constante acción erosiva del río sobre la costa de la ciudad, se efectuó una actualización del mismo, indispensable para ajustar el proyecto realizado hacia esa fecha y brindar una propuesta de solución a la grave problemática del retroceso de las barrancas entre 9 y 10 metros, según los estudios ejecutados; siendo numerosas las viviendas e infraestructuras afectadas en este tiempo.

El objetivo de la “Actualización del Proyecto de Defensa de la ciudad de San Javier” es verificar el estado actual de las barrancas de la margen derecha del Río San Javier, los procesos erosivos que sufrió la costa y cauce del Río San Javier y A° San Joaquín y su impacto en el proyecto del año 2008. Constatado el retroceso de la margen, se procedió a efectuar las modificaciones necesarias para la implantación de la obra. Al mismo tiempo, fue necesario verificar las obras de drenaje urbano previstas y las obras de arquitectura urbanística y vial complementarias.

En el presente documento, que constituye la Actualización del Proyecto de Defensa, se incluyen los Estudios Geotécnicos, Estudios Topobatimétricos complementarios, Ajuste y actualización del Proyecto de las Defensas, el análisis de las Estaciones de Bombeo, para

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

evacuar las aguas de lluvia que se produzcan en el área interna a las obras de defensa.

Además, se incluyen la revisión del Proyecto Urbanístico, de las Especificaciones Técnicas Particulares y Actualización de los Cómputos y Presupuestos.

2 EVOLUCIÓN MORFOLÓGICA

El río San Javier presenta en la región que se estudia, un comportamiento hidrodinámico variable, que hace que, en su paso frente a la localidad homónima, se desarrolle un proceso erosivo bastante significativo que se ha traducido en una pérdida de una franja de costa de hasta más de 100 metros.

La evolución del sistema que ha producido patrones de corrientes que inciden directamente sobre la margen derecha del río en su tránsito frente a la ciudad de San Javier.

Es así que la costanera de dicha ciudad se ha visto afectada en una extensión apreciable, como también la entrada del arroyo San Joaquín, que se ha activado notablemente, habiéndose perdido la comunicación que había con el albardón que es prolongación del rasgo principal de la margen derecha del citado río.

Para atender esta situación es que se ha desarrollado un estudio de evolución morfológica a través de los profesionales de la FICH-UNL, Lic. Carlos Ramonell. Dicho estudio se encuentra en el Anexo EVOLUCIÓN MORFOLÓGICA.

3 ALTURAS HIDROMÉTRICAS Y RECURRENCIAS

En el Proyecto Ejecutivo 2008 se indicó la recopilación de antecedentes analizados y la determinación de las alturas hidrométricas correspondientes al río San Javier, adoptándose a la sección San Javier como representativa para el análisis.

El análisis se realizó sobre la información de alturas diarias en las secciones del río San Javier en Alejandra (1984/2000), Romang (1984/2000), San Javier (1912/2000), Saladero Cabal (1960/2000), Helvecia (1909/2000), Cayastá (1964/2000) y Santa Rosa (1975/2000), del Informe “Delimitación de áreas de riesgo hídrico en el sistema Saladillos – San Javier - Convenio C.F.I. - Prov. de Santa Fe - Consejo Federal de Inversiones Universidad Nacional del Litoral - Facultad de ingeniería y Ciencias Hídricas”, de marzo del 2002, cuyo dirección de proyecto estuvo a cargo del Ing. Raúl Pedraza.

En dicho informe se indica la cota del 0 de la escala hidrométrica ubicada en la costanera de San Javier, siendo la misma de 14,06 IGN.

Se generaron las series de alturas hidrométricas máximas anuales de cada sección, seleccionando los valores máximos por año “hidrológico” (con inicio en el mes de setiembre).

Para cada serie muestral se calcularon los estadísticos X , $8x$, As y Cv , se ajustaron las funciones teóricas de probabilidad Log Normal de 2 parámetros, Gumbel, General de Valores Extremos, Pearson ID, Log Pearson ID y Exponencial y se calcularon las alturas hidrométricas maximizadas para recurrencias de interés.

Para posicionar los valores muestrales en el papel probabilístico, se calculó la frecuencia experimental con la expresión de Weibul.

Se evaluó la bondad de los ajustes con los test de Chi-Cuadrado y Kolmogorov y se calcularon los errores ECMF y ECMV.

Las distribuciones adoptadas para la extrapolación probabilística fueron Pearson III, Log Pearson III y General de Valores Extremos (GEV) según las secciones.

Para el tramo del río San Javier dentro del área de estudio, se adoptó a la sección San Javier como representativa para el análisis.

Al disponerse de un registro de alturas de importante número de años (80 años de datos), se pudo extrapolar la variable altura de manera confiable hasta una recurrencia de similar orden que la longitud del registro.

Con los valores de alturas hidrométricas del Río san Javier en San Javier descargados del

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Sistema Nacional de Información Hídrica, se ha establecido al valor medio obtenido correspondiente a la cota de 18.00 metros IGN, a la altura denominada Etapa Constructiva (EC) como la que divide a las tareas de obra en bajo agua o sobre agua.

En las Tablas 1 y 2, se indican los valores de alturas hidrométricas máximas obtenidas de dicho estudio para recurrencias de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, referidas a la escala de San Javier y en cotas IGN.

Tabla 1 – Alturas en la escala hidrométrica de San Javier para distintas recurrencias-

ESCALA	RECURRENCIA [años]					
	2	5	10	25	50	100
San Javier	6.42	7.60	8.15	8.69	9.02	9.29

Tabla 2 – Alturas referidas al 0 IGN para distintas recurrencias frente a San Javier-

ESCALA	RECURRENCIA [años]					
	2	5	10	25	50	100
San Javier	20.48	21.66	22.21	22.75	23.08	23.35

Entre las crecidas medidas más importantes en San Javier están las siguientes:

- 1983: 9.06 (23.12 IGN)
- 1992: 9.39 (23.45 IGN)
- 1998: 8.75 (22.81 IGN)

Conforme a la encomienda solicitada, la cota de la crecida de 1992 se tomó como nivel de crecida de diseño para el proyecto, corresponde a una recurrencia 100 años. Desde el año 2007 a 2017, los picos máximos que se produjeron fueron los que se muestran en la Tabla 3, y en todos los casos resultan inferiores a la cota de diseño de recurrencia centenaria para la serie analizada.

Tabla 3 –Máximas crecidas en San Javier, entre los años 2007 y 2017

FECHA	LECTURAS ESCALA HIDRÓMETRO LOCAL	COTAS IGN
16-3-2007	7.35	21.41
16-5-2008	4.69	18.75
06-2-2010	7.62	21.68
20-7-2013	7.34	21.40
15-7-2014	7.55	21.56
18-8-2015	6.30	20.36
02-1-2016	8.87	22.76
08-4-2016	7.75	21.81
26-6-2017	7.18	21.24

Las recurrencias principales de los eventos indicados en la tabla oscilan entre los 2 y 5 años.

El nivel alcanzado en enero de 2016 ha sido el mayor de los registrados en esa década, y corresponde a una recurrencia de 25 años.

SUSPENSIÓN DE LOS TRABAJOS

La Repartición podrá, a su exclusivo juicio, suspender la marcha de los trabajos cuando (a su criterio) los niveles de agua alcanzados en río San Javier y/o los efectos de eventos meteorológicos no permita desarrollar normalmente los mismos. Dicha suspensión dará lugar a la ampliación del plazo contractual por el lapso que, a juicio del MISPyH, resulte necesario y siempre y cuando el Contratista haya realizado las tareas conforme a lo indicado en el plan de trabajo definitivo o actualizado.

En caso de que la suspensión de los trabajos supere el plazo establecido de la ampliación, se reconocerán los gastos improductivos solamente sobre aquellos trabajos que no pudieron ser ejecutados y por los plazos que excedan los periodos antes mencionados.

4 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS Y BATIMÉTRICOS

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

4.1 ESTUDIOS REALIZADOS

Según indican los Términos de Referencia de la consultoría para la realización de la Actualización y Ajuste de las Obras de Mitigación Contra Inundaciones y Estabilización de las Barrancas Zona Este de la Ciudad de San Javier, se debían realizar los estudios necesarios para el desarrollo de la Actualización del Proyecto Ejecutivo, con un nivel de definición que garantice los aspectos técnicos y permita realizar su costeo.

Con esa finalidad, se llevaron a cabo los relevamientos topográficos y batimétricos necesarios para el ajuste del trazado de la defensa y para la ubicación de las Obras de Control.

4.2 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

A los efectos de verificar la integridad de la red de puntos fijos topográficos, se efectuó un relevamiento de la misma. A partir del mismo se determinó que los puntos 4 y 11 habían sido removidos, razón por la cual fueron repuestos y sus coordenadas relevadas.

La red altimétrica fue relevada con nivelación geométrica, tomando como base (arranque) el punto fijo Nodal 158, ubicado en Plaza San Martín (24.067 IGN).

Se realizó la determinación de las cotas, no observándose diferencias en general con los valores preexistentes. Se consignan los valores calculados.

En la Tabla 4 se adjunta listado de los puntos integrantes de la red. Las monografías correspondientes con referenciación fotográfica actual, se incluyen en el Anexo I.

DENOM.	COORDENADAS		
	ESTE (m)	NORTE (m)	Cota (m)
1	5 505 817.25	6 616 329.88	23.66
2	5 505 987.65	6 616 419.70	23.42
3	5 506 138.61	6 616 523.02	23.41
4	5 506 258.00	6 616 654.00	23.42
5	5 506 404.06	6 616 705.62	23.58
6	5 506 583.96	6 616 839.99	23.31
7	5 506 690.42	6 616 906.03	22.93
8	5 506 747.87	6 617 048.57	23.39
9	5 506 926.44	6 616 997.82	23.21
10	5 506 987.82	6 617 177.90	23.48
11	5 507 046.00	6 617 378.00	22.61
12	5 507 200.35	6 617 373.60	23.42
13	5 507 282.15	6 617 365.92	23.38
14	5 507 364.59	6 617 735.12	23.56
15	5 507 317.11	6 617 948.25	23.45
16	5 507 539.99	6 618 320.63	23.5
17	5 507 955.83	6 618 577.15	23.81

NOTAS:

- Las coordenadas horizontales son sistema Gauss-Kruger Faja 5.
- Las cotas corresponden al sistema altimétrico IGN.

Tabla 4. Listado de Puntos Fijos Topográficos

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

4.3 ESTUDIOS DE BATIMETRÍA

Se realizó el relevamiento batimétrico de los perfiles P1 y P76 anteriormente relevados en la etapa del Proyecto Ejecutivo, en el Río San Javier y A° San Joaquín frente a la zona urbana de la localidad de San Javier; involucrando el tramo entre el Camping y zona aguas arriba del mismo, y otro sobre el Ayo. San Joaquín, brazo del curso anterior, comprendiendo el balneario y tramo aguas abajo del mismo hasta estación de bombeo existente. Ver Fig. 1 y Planos SJ-AP-01 a SJ-AP-06.



Figura 1. Relevamientos batimétricos en Río San Javier y A° San Joaquín - 2018

Completando dicho trabajo se efectuó el relevamiento topográfico desde la margen del curso de agua (dando continuidad al relevamiento batimétrico realizado previamente) hasta los límites de la edificación actual. De esa forma se completaron los perfiles topobatimétricos mencionados. Con la superposición de los perfiles anteriores y actuales se pudo determinar cuál ha sido la erosión producida a lo largo de los últimos años y el corrimiento sufrido por la margen.

Asimismo, se han verificado la existencia y estado de la Red de Puntos Fijos y su estado de conservación, observándose la falta de algunos de ellos, por lo que se repusieron nuevos Puntos Fijos y se les asignó nuevas Coordenadas Planialtimétricas (Coordenadas Planas GK y Cota). Lo

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

mismo ha ocurrido con los mojones colocados en los vértices de la traza del eje de los terraplenes de defensa.

Los estudios permitieron ajustar la traza definitiva de la defensa, en función de corrimientos producidos en las barrancas y cauce del río San Javier y A° San Joaquín, como así también analizar la ubicación de las Estaciones de Bombeo.

En la Tabla 4 se indican las coordenadas de los vértices de la traza

Tabla 4. Coordenadas vértices de la Traza de Obra de Defensa Este San Javier

Vértice	X	Y
V00 - RPN1	5505441,17	6616422,65
V01	5505836,35	6616338,07
V02	5505855,14	6616344,89
V03	5505936,56	6616318,75
V04	5506131,38	6616429,95
V05	5506302,38	6616587,29
V06	5506838,84	6616859,64
V07	55506968,56	6616998,77
V08	5507001,13	6617008,60
V09	5507023,30	6617052,09
V10	5507052,91	6617160,19
V11	5507055,04	6617191,19
V12	5507133,55	6617361,71
V13	5507284,23	6617361,31
V14	5507333,10	6617529,55
V15	5507320,73	6617600,16
V16	5507381,51	6617776,76
V17	5507361,14	6617938,07
V18	5507410,39	6618073,30
V19	5507427,76	6618101,05
V20	5507443,39	6618167,67
V21	5507580,65	6618333,07

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

V22	5507681,88	6618416,33
V23	5507803,75	6618492,80
V24	5507858,53	6618518,33
V25	5507943,78	6610574,10
V26 - RPN 1	5506169,92	6618306,97

Con anterioridad, en noviembre de 2016, Personal del Ministerio de Infraestructura y Transporte realizó corrida de flotadores y medición de campo de velocidades en la zona de la costanera donde se producen los mayores procesos erosivos.

Se realizó un total de 2 perfiles topobatimétricos, cuya ubicación se muestra en la Fig.2.

El perfil N° 1 ubicado en zona erosionada de la defensa de la costanera, coincidente con la escala hidrométrica. El perfil N° 2 se realizó a unos 380 m al norte del perfil anterior en una zona erosionada de la costa, donde el flujo se empieza a recostar sobre la margen derecha.



Fig. 2. Perfiles en los que se realizó medición de velocidades en l Río San Javier

4.4 COMPARACIÓN DE PERFILES AÑOS 2007 Y 2016

Con la información topográfica del punto mencionado anteriormente (noviembre de 2016) y la del relevamiento original con fecha julio del año 2007, se representaron gráficamente los perfiles Nos. 1 y 2 realizados por el M.I.yT. y los perfiles 45 y 53 del Proyecto Ejecutivo, respectivamente.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Ver Figura 3.

Observando las dos secciones, se comprueba que en la situada más agua abajo, adyacente a la escala, la parte profunda del perfil no presenta mayores modificaciones, verificándose marcadamente la remoción del talud de suelo en correspondencia con el muro de hormigón, que ha colapsado en la sección.

En la sección ubicada aguas arriba, comparando las dos versiones se observa que el coronamiento junto con el talud ha registrado una importante remoción de suelo, conformando un perfil más tendido que coincide con el antiguo en la parte profunda.

Estas modificaciones confirman la relevancia de la tarea de actualización del proyecto.

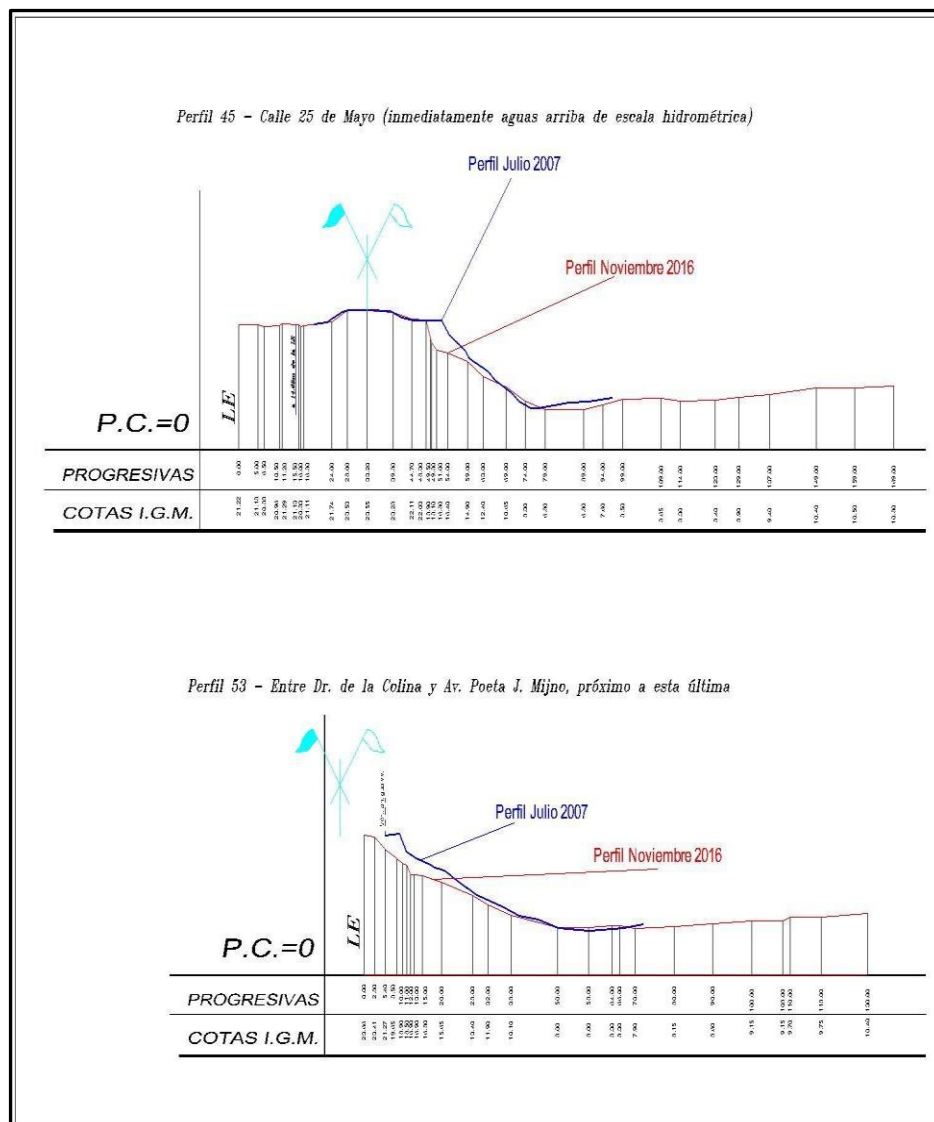


Fig. 3. Comparación entre perfiles batimétricos años 2007 y 2016

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

4.5 CORRIDA DE FLOTADORES - CAMPO DE VELOCIDADES

En el marco del trabajo realizado por personal del MlyT, citado en el punto anterior, se procedió a efectuar corridas de flotadores, con el objeto de conocer la alineación de los filetes líquidos y su posible impacto sobre la margen del río San Javier.

El recorrido efectuado por los flotadores se observa en la imagen siguiente, detectándose que para una cota de 18.90 IGN en la escala ubicada en la costanera los filetes líquidos se recuestan sobre la costa, situación que agrava los procesos erosivos que se aprecian en la margen. Ver Fig. 4.

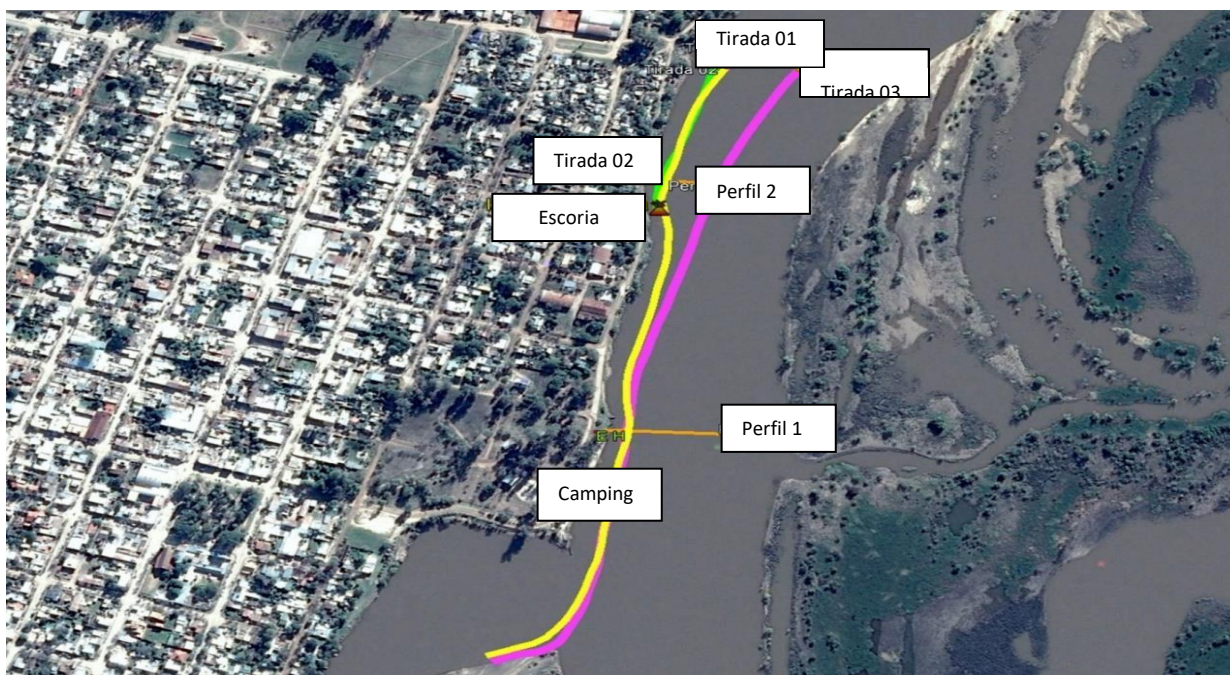


Figura 4. Corrida de flotadores realizada en año 2016 por técnicos de MlyT

4.6 MEDICIÓN DEL CAMPO DE VELOCIDADES

En coincidencia con el Perfil N°1 se efectuaron mediciones de velocidad con molinete en cuatro verticales y en siete profundidades equiespaciadas desde la superficie del agua.

En el sector al Norte de Av. Poeta Julio Migno, ha sido objeto de una ocupación intensa del terreno, existiendo actualmente edificaciones en numerosos lugares donde hace diez años sólo había terreno libre. Se ingresó en la propiedad consignando la línea de la edificación; en los casos en que no fue posible, se determinó en forma aproximada la posición de las edificaciones en correspondencia con el perfil o sus adyacencias, de manera de incorporar al perfil información relativa a las afectaciones de la traza de la defensa que se proyecta.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

De esa forma se completaron los perfiles topobatemétricos realizados en el Proyecto Ejecutivo y verificados en la presente actualización que van desde el Perfil 1 hasta el Perfil N° 76 Ver planos SJ-APE-T-01 a SJ-APE-06.

En el sector al Norte de Av. Poeta Julio Migno, ha sido objeto de una ocupación intensa del terreno, existiendo actualmente edificaciones en numerosos lugares donde hace diez años sólo había terreno libre. Se ingresó en la propiedad consignando la línea de la edificación; en los casos en que no fue posible, se determinó en forma aproximada la posición de las edificaciones en correspondencia con el perfil o sus adyacencias, de manera de incorporar al perfil información relativa a las afectaciones de la traza de la defensa que se proyecta.

En la Fig. 5 se observan las velocidades medidas en el Perfil N°1.

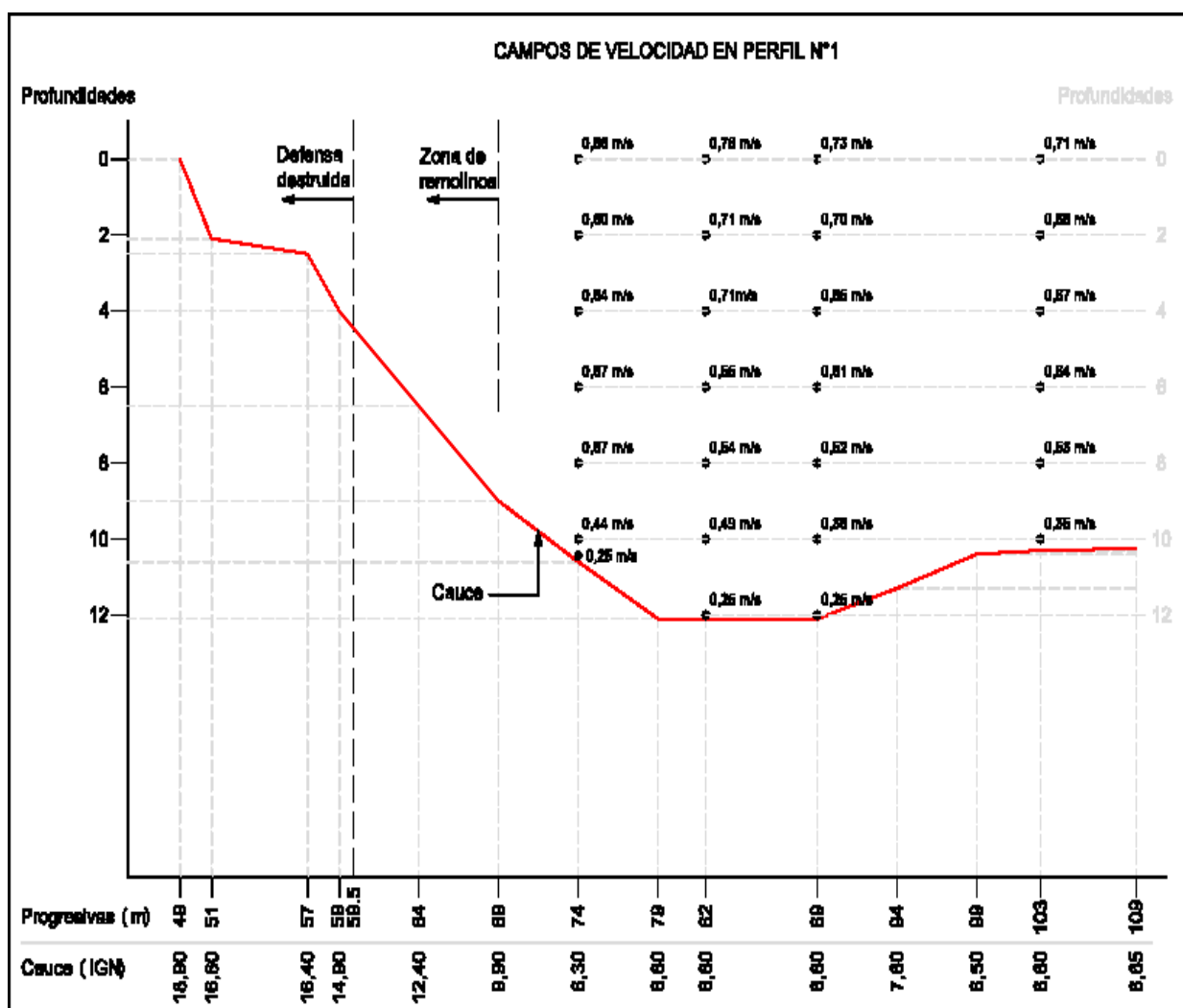


Figura 5. Perfil de velocidades medido en el Perfil 1. MlyT – 2016

5 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

Las obras que se proyectan estarán conformadas por obras de defensa, obras de estabilización de márgenes y obras complementarias que funcionarán en su conjunto como un sistema de protección contra inundaciones de la ciudad de San Javier, ante las crecidas del Río Paraná.

Es necesario destacar la importancia que revisten los estudios geotécnicos en obras como la presente, especialmente en lo que se refiere a la definición de perfiles estratigráficos, parámetros y/o fenómenos que pueden resultar claves para la definición del proyecto definitivo de las obras o para precisar metodologías constructivas.

Para la etapa de estudios correspondiente a la Actualización del Proyecto Ejecutivo, se propuso un plan de investigaciones complementario como para lograr la definición completa de las obras en sus aspectos geotécnicos de proyecto y constructivos. El plan de investigaciones desarrollado es complementario del llevado a cabo en las etapas anteriores de Planteo Alternativas y Selección de la más Conveniente y Proyecto Ejecutivo.

En el presente Informe, se muestran los resultados obtenidos y se efectúan las recomendaciones pertinentes.

5.1 OBJETIVOS

Los objetivos fundamentales de las investigaciones geotécnicas son:

- Establecer la secuencia litológica desde la superficie hasta las profundidades de interés para el proyecto, según el tipo de estructuras a fundar y/o construir, a los efectos de conocer las características geológicas - ingenieriles de las distintas formaciones involucradas., en especial tipos de suelo, potencia y niveles de densificación /compactación.
- Caracterizar el comportamiento resistente y deformacional de los suelos, a fin de dar sustento técnico necesario a los ingenieros proyectistas en aspectos inherentes a capacidad de carga, deformabilidad, parámetros hidráulicos, materiales constitutivos de los terraplenes a conformar y taludes naturales.

En ese contexto, se plantea de manera prioritaria, aunque no excluyente:

- Obtención de los parámetros físico-mecánicos de los suelos y su distribución a lo largo de las trazas

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

- Determinación de perfiles geotécnicos y obtención de los parámetros resistentes, deformacionales e hidráulicos (donde sean requeridos) de los suelos en la fundación de terraplenes, obras de arte y complementarias.
- Facilitar el análisis de metodologías constructivas para seleccionar las más aptas para las obras a construir.

5.2 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

El área en estudio se encuentra enclavada dentro del valle fluvial del Río Paraná. El mismo está compuesto por terrazas antiguas localizadas por encima del nivel base de crecientes extraordinarias, por un nivel de terraza inferior, que actúa como planicie de inundación actual y una planicie actual donde se desarrollan los anegamientos actuales.

Desde el Oeste hacia el Este se distingue las siguientes terrazas: Naré, de Laguna Paiva, Cacique Aracaiquín, Reconquista e Inferior de los Saladillos. En esta última se encuentra ubicada la zona en estudio.

En el informe del Geólogo Carlos Ramonell (Ref. 10) se detallaron las características geomorfológicas típicas. En la Fig. 2 de ese informe, se identifican las unidades geomorfológicas mayores del área, denominadas en este informe como Área Elevada de San Javier (I), Planicie Aluvial Actual del Río Paraná (II) y Tierras Altas de Entre Ríos (III). De interés para este estudio, desde el punto de vista geotécnico, resultan la Unidad (I) y la Sub unidad (Ile).

El Área Elevada de San Javier (Unidad I) se corresponde con el remanente de una planicie aluvial antigua del sistema fluvial del Paraná, lo que está atestiguado por conjuntos de paleocauces de traza meandriforme en torno a la ciudad de San Javier, que penetran hacia el Bajo de los Saladillos con rumbo aproximado NE-SO, tal como fueran mapeados por Iriondo (1987).

El perfil típico de la costa, consta de una tapada de 2,00 a 4,00 m de sedimentos limosos y limo-arenosos, que cambian a arenas de granulometría cada vez más gruesa hacia abajo, las que predominan en la columna que supera los 40 – 50 m hasta llegar a las arcillas del mioceno, de formación regional.

En cuanto a la Planicie Aluvial Actual del Río Paraná Unidad II, está integrada en la región a cinco subunidades, de las cuales resulta de interés sólo la que está próxima a la costa del casco urbano. Esta Sub unidad, denominada Ile “es el sector de la planicie aluvial modelado por las divagaciones del río San Javier e influido por sus desbordes. Las geoformas elementales son conjuntos de espiras de meandro y albardones, con surcos (erosivos) de desborde desarrollados

en los últimos, que vinculan al cauce con lagunas y pantanos tras- albardón, de geometría circular a subrectangular en planta; los surcos erosivos culminan en depósitos de derrame en el interior de esos bajíos”.

5.3 ETAPAS DE INVESTIGACIÓN

A lo largo de todas las etapas de investigación, se realizaron estudios en los siguientes frentes:

- Zona de Camping: Sector muro de defensa y Terraplén de defensa
- Zona de barranca: Sector Norte
- Zona de defensa Sur
- En agua, frente a toda la costa de la de ciudad de San Javier, en la Margen derecha de este río.
- Estudios para yacimientos de suelos cohesivos

Como criterio general, la investigación se planificó para definir geotécnicamente cada sector de manera de poder efectuar la caracterización o zonificación sobre las trazas. En una primera instancia esta caracterización fue de tipo general y sirvió a los fines de proponer y evaluar variantes.

En la segunda etapa de investigaciones, correspondiente al Proyecto Ejecutivo, se intensificaron los estudios realizados en la anterior con la finalidad de aumentar el nivel de conocimiento en las áreas ya estudiadas, y se plantearon estudios de campo y de laboratorio en los tramos de alternativa seleccionada que mostraban escaso conocimiento geotécnico.

Durante la etapa de Actualización del Proyecto Ejecutivo, se realizaron investigaciones complementarias que se han incluido en los Informes de Avance 4 y 5 del 2017 – 2018.

5.4 CRITERIOS DE INVESTIGACIÓN

Se previó la realización de sondeos exploratorios en correspondencia con la traza seleccionada en número suficiente como para definir las condiciones geotécnicas del subsuelo. Esto implica la determinación de potencia y calidad de tapada cohesiva, de capa de transición y caracterización de las arenas subyacentes.

Las perforaciones se realizaron mediante empleo de equipos manuales y/o mecánicos, que permitieron extracción continua de muestras y ejecución de ensayos SPT cada metro de avance,

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

poniendo especial cuidado en la extracción de suelos cohesivos blandos y arenas finas sueltas saturadas. Se trabajó con sacamuestras Moretto y/o Terzaghi. Los procedimientos y sacamuestras empleados se ajustaron a las normas ASTM correspondientes.

Las profundidades de investigación variaron según los tramos investigados, en general entre 6,00 y 20,00 m, según los requerimientos de proyecto.

Las muestras obtenidas de los sondeos realizados, debidamente identificadas fueron enviadas al laboratorio para ser sometidas a las siguientes determinaciones:

- Observación macroscópica de las muestras: color, textura, concreciones calcáreas, materia orgánica, óxidos, etc.
- Contenido de humedad natural.
- Granulometría completa en arenas
- Determinación de Límites de Atterberg
- Determinación de la fracción menor de 74 micrones (limo+arcilla) por lavado sobre el Tamiz N° 200 en suelos cohesivos.
- Clasificación de los suelos conforme al Sistema Unificado de Casagrande.
- Compresión triaxial por etapas múltiples para determinación de los parámetros de corte (cohesión y fricción) en condiciones de drenaje impedido, sobre muestras típicas.

Los parámetros resistentes de las arenas y sus densidades fueron estimados en función del ensayo SPT (correlación Gibbs y Holtz). Los parámetros resistentes de los suelos cohesivos serán determinados a partir de ensayos triaxiales sobre muestras inalteradas. A los efectos de conocer el orden de magnitud de las conductividades hidráulicas de los suelos, se recurrió a estimaciones basadas en la aplicación de fórmulas granulométricas utilizadas en el medio. En función de los resultados obtenidos, se efectuaron recomendaciones para las obras diseñadas, teniéndose en cuenta para ello, aspectos técnicos, constructivos, económicos y criterios de seguridad.

5.5 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

5.5.1 Sondeos y perforaciones con muestreo y ensayo SPT

Se realizaron mediante equipos manuales y/o mecánicos provistos de sacamuestras Terzaghi y/o Moretto. Se realizó muestreo continuo y ensayos de penetración SPT cada metro de

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

avance. Mediante este ensayo (SPT) se mide el número de golpes "N" necesario para hacer penetrar el sacamuestras en un suelo no alterado por el avance de la perforación con una energía normalizada, y constituye una valoración cuantitativa de la compacidad relativa de los diferentes estratos atravesados. La resistencia a la penetración N se correlaciona con la densidad relativa y el ángulo de fricción interna de los suelos granulares, tomando en cuenta la influencia del esfuerzo vertical efectivo actuante en el punto donde se ha realizado el ensayo. Para la realización de las correlaciones antes mencionadas, se citan las familias de curvas propuestas por Gibbs Holtz (1957), con las correcciones que correspondan. Para el caso de los suelos cohesivos, los valores del SPT fueron tomados sólo en forma indicativa de la consistencia de los mismos, pero los parámetros de resistencia al corte y deformabilidad fueron fijados en base a ensayos sobre muestras inalteradas.

En los casos en que resultó necesario y para que no se produzca derrumbe de paredes de pozo, se efectuó entubado del mismo o se recurrió al empleo de lodo bentonítico. En otros casos, se procedió al encamisado de las perforaciones. Durante la ejecución de las perforaciones, en suelos granulares finos saturados, se prestó especial atención a no permitir que el nivel de la inyección en el sondeo sea inferior al freático, lo que fácilmente suele ocurrir, por ejemplo, cuando se extraen rápidamente las barras de la perforación. Se crea de esta manera un gradiente ascendente en las arenas, por lo que las mismas sufren un proceso de ablandamiento y se reduce su densidad relativa. Consecuentemente, el valor medido de N (SPT), resulta inferior al real.

Se midieron los niveles freáticos durante el desarrollo de la perforación y una vez estabilizado el mismo.

Se llevó un registro de cada perforación en planillas adecuadas, donde consta la descripción "de visa" de cada una de las muestras extraídas, el nivel freático, los ensayos de penetración y todo otro dato relevante que sea de interés para el proyecto.

Las perforaciones en agua se realizaron sobre un pontón anclado en el sector de la perforación mediante sogas fijadas a la costa y contrapesos hacia el fondo del río San Javier, el tirante de agua vario según la altura del río desde 0,50 m a 2,00 m.

Las muestras obtenidas, debidamente acondicionadas e identificadas, fueron derivadas al laboratorio.

5.5.2 *Sondeos con barreno*

Se utilizó para efectuar investigaciones expeditivas y someras. Se obtienen muestras alteradas en su estructura para reconocimiento del perfil estratigráfico. Norma IRAM 10516- 1968.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

5.5.3 Ensayos de laboratorio

- Granulometría: (ASTM D421-58 y D 422-63) - El tamizado se realizó mediante serie de tamices ASTM N° 4 (4,76 mm); 10 (2,00 mm); 40 (0,417 mm); 60 (0,25 mm); 100 (0,149) y
- 200 (0,074 mm).
- Constantes físicas o hídricas de Atterberg: IRAM 10501/68 o IRAM 10502/68 (límite líquido y plástico respectivamente) o ASTM D 423 y D 424. Sobre la base de los datos obtenidos en estos ensayos y las granulometrías, se clasificaron los suelos según el SUCS.
- Humedad Natural: (ASTM D 2216/71 - IRAM 10519/70). Se determinó por diferencia de peso entre el suelo húmedo y seco, en relación con el peso de suelo seco, expresado en porcentaje. El secado de la muestra se realiza a 105 °C.
- Densidad Natural: (ASTM D 29370-71) - Método de la parafina. Este método se empleó para suelos cohesivos consistentes. Se midió el volumen de la pastilla emparafinada sumergiéndola en un recipiente con agua. Se determinó la humedad natural de cada pastilla para luego calcular la densidad seca, relación de vacíos y grado de saturación.
- Peso específico real de partículas sólidas: (ρ_s) = (AASHTO T100-70; ASTM D 854-58; IRAM 10503/75). Se determinó mediante uso de picnómetro de 100 cm³, desaereando la muestra en una cámara de vacío, efectuándose las correcciones correspondientes por diferencia de temperatura
- Triaxial: (AASHTO T234-70) (ASTM D2850-70). Se realizaron estos ensayos sobre suelos cohesivos semi indisturbados obtenidos con sacamuestras Moretto. Los ensayos realizados fueron del tipo no consolidados - no drenados (U--U) * Consolidación unidimensional: (AASHTO T216-60; ASTM D 2435-70; IRAM 10505/72).

5.6 INVESTIGACIONES REALIZADAS

En la Tabla 5, se listan las perforaciones realizadas para la Etapa de Actualización del Proyecto Ejecutivo.

Tabla 5–Investigaciones Geotécnicas desarrolladas en el año 2017

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

PROGRESIVA APROX.	TIPO	PROFUNDIDAD	CTN IGN
0 - 400	3 barrenos B1-B2-B3	4m	23.00
515	SPT- PA1	8m	20.50
625 (EB5)	SPT- PAEB5	10m	21.00
725 (e/PE-1 y PE-3))	SPT-PA2	10m	20.70
1000	SPT - PE3	3m	
1080 (EB4)	SPT-PA EB 4	10m	19.50
1415 (e/PE-4 y PE-5) Perfil 21	SPT-PA3	10m	20.00
1725 (Perfil 27)	SPT-PA4	15m	18.00
Perfil 40	SPT- PA5	20m	22.01
Perfil 43	SPT- PA6	20m	22.30
Perfil 44	SPT- PA7	18m	21.85
Perfil 48	SPT- PA8	12m	23.58
Perfil 62	SPT- PA9	12m	23.57
Perfil 64	SPT- PA10	15m	23.55
Perfil 70	SPT- PA11	15m	23.54
Perfil 72	SPT- PA12	15m	23.87

5.7 RESULTADOS OBTENIDOS

En el Anexo II se incluyen las planillas correspondientes a los estudios geotécnicos realizados.

En la Tabla 6 se muestran los resultados de los ensayos triaxiales que se realizaron durante la campaña 2017.

Tabla 6 – Ensayos triaxiales realizados como parte de las Invest. Geotécnicas año 2017

SONDEO	PROF	SUCS	γ_d (t/m ³)	C	ϕ (°)
--------	------	------	-----------------------------------	---	---------------

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

	(m)			(kg/cm2)	
PAEB 5	1,00 – 1,55	CL	1,79	0,33	7
PA3	1,00 – 1,55	CL	1,69	0,75	9
	3,00 – 3,55	CL	1,65	0,44	6
PA5	2,00 – 2,50	CL	1,68	0,49	8
PA6	3,00 – 3,50	CH	1,55	0,53	12
	4,00 – 4,50	CH	1,51	0,97	5
PA7	3,50 – 4,00	CH	1,51	0,60	7
PA9	2,50 – 3,00	CL	1,79	1,45	6
PA12	3,00 – 3,50	ML	1,88	0,89	16

A continuación, se realiza una descripción de los perfiles geotécnicos de cada tramo, los que pueden apreciarse en los Planos SJ-APE- G-01 al 04.

5.7.1 Sector Sur

Para completar su caracterización, se ejecutaron los sondeos con barreno B1, B2, B3 y las perforaciones con SPT denominadas PA1, PA2, PA3, PAB4 y PAB5 que se adicionan a PE 1, PE 2, PE 3, P25*, PE 4, P24* y PE 5. Todas los sondeos mencionados localizan en los perfiles Topográficos 1 a 25 , correspondiendo las P-24 y P-25 (sobre terreno natural, zona de bañado) de la Primera Etapa (Anteproyecto), las denominadas PE 1 a 5 a la Etapa de Proyecto Ejecutivo y el resto a la etapa Ajuste de Proyecto Ejecutivo. PAB4 y PAB5 corresponden a las localizaciones de las Estaciones de Bombeo 4 y 5 respectivamente.

En el camino Defensa Sur (B1, B2 y B3), el techo de las arenas se detectó a profundidad de 3,50 m – 4,00 m, subyaciendo a arcillas de baja plasticidad, predominando el tipo CL con algunas intercalaciones de ML hacia la base del estrato superior.

En el resto del tramo, se detectaron superficialmente mantos de limos y arcillas arenosos con plasticidades que van de bajas hasta mediana a altas en profundidad aproximada de 3,00 m a 5,50 m. Son suelos que clasifican como CL; ML y CL-ML, de consistencia heterogénea que

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

aparece de blando a medianamente compactos (los valores de N oscilan desde 1 a 12 golpes, siendo predominantes valores de 5).

Estos suelos característicos de zona de islas, son de color gris oscuro. En los sondeos P1 a P3, le subyace una capa de arena limosa SM y limo arenoso sin plasticidad (MLNP) de 1 a 3 m de espesor, de compacidad media. ($N = 10 - 18$). Bajo estas arenas se dispone el manto de arenas limpias, tipo SM-SP, con $N = 15 - 30$ (N promedio = 15).

En el sondeo PE 4 no se detectaron arenas limosas, por lo que las arenas limpias subyacen a las arcillas superiores, presentando un $N = 16$ a 31 (N promedio = 23).

De igual manera sucede en PE5, donde el manto de arenas limpias SP y SM-SP se encuentra progresivamente más denso en profundidad, aumentando de $N = 7$ a $N = 24$.

5.7.2 Tramo entre calles Teófilo Madrejón y 9 de Julio

Corresponde a las perforaciones PE5, PE6 y PE12, a las que se adicionó en esta etapa PA4, que se encuentran localizadas entre los Perfiles 25 y 37. Los primeros metros de estas perforaciones, cuyas cotas de boca de pozo se sitúan entre 17,80 y 20,30 IGN, son limos y arcillas arenosos de baja plasticidad y medianamente compactos (N entre 10 y 15), al que le sigue 1,00 m de arena limosa, fina, sin plasticidad con $N = 12 - 16$. En las perforaciones PE5 y PA4, se han detectado niveles de consistencia baja y muy baja ($N = 1$ y 3).

Bajo el cohesivo, como se aprecia en todas las perforaciones que se muestran en los planos SJ-APE-G-01 a 04 se encuentran arenas limpias con densidad relativa y granulometría que aumentan a medida que la profundidad es mayor (de fina con $N \sim 25$ a mediana con $N > 30$).

5.7.3 Tramo desde calles 9 de Julio hasta zona del espigón

5.7.3.1 (PERFORACIÓN P22)

La perforación P22, muestra un perfil más arenoso: hasta 4,50 m de profundidad, se disponen una sucesión de arenas limosas y limos de baja plasticidad con $N = 7 - 16$.

A partir de 8m se detectó la arena limpia, tipo SP y SMSP, con $N = 21 - 40$

5.7.3.2 (PERFORACIÓN PE7)

En esta perforación de 0 a 8,55 m se encuentra una sucesión de suelos finos de baja compacidad (N entre 5 y 7 golpes), donde los primeros 3,00 metros (material de relleno) son

arcillas levemente arenosas de mediana plasticidad, luego una arena limosa (40% pasa T200) sin plasticidad y después un limo arenoso de baja plasticidad con una pequeña intercalación de arena limosa. Este manto arcilloso, situado entre 5,00 y 8,50m de profundidad, presenta consistencia muy blanda ($N = 2 - 3$).

A partir de esa profundidad, se encuentran las arenas limpias con densidad relativa y granulometría que aumentan a medida que la profundidad es mayor (de fina a mediana, con $N = 19$ a 45).

5.7.3.3 (PERFORACIÓN PA5)

Se aprecia una tapada de 7,5m de suelo cohesivo con predominio de arcillas de baja plasticidad, tipo CL e intercalación de CH. El estrato de baja a mediana compacidad ($N = 5$ a 13), con algunos niveles blandos ($N = 3$).

Le subyacen 4m de arenas limosas y arcillosas SM y SC, con $N = 7$ a 11, correspondientes a densidad baja a media.

A partir de cota 11 IGN se disponen arenas limpias en algunos niveles algo limosas, SM SP y SP, que a partir de cota 8 en profundidad, han mostrado valores de $N > 33$.

5.7.4 Relleno detrás del muro de defensa en zona del camping

Puede tomarse como representativas las perforaciones P-1 y P-4 y las recientes PA6 y PA7.

El perfil muestra un relleno aproximado de 1,50 – 2,00 m de espesor, compuesto de arcillas limosas de mediana a baja plasticidad, tipo CL, color marrón claro a oscuro, de consistencia heterogénea que va de blando ($N = 3$) en P1 a medianamente compactos ($N = 17 - 23$) en P4.

A partir de los 2,00 m de profundidad le subyacen los suelos nativos característicos de zona de islas, compuestos por limos arcillosos de mediana a alta plasticidad (suelos CH, CL, CL- ML, color gris oscuro de mediana consistencia ($N = 5 - 8$ golpes). Los suelos cohesivos se extienden hasta cota 15 IGN, con algunos niveles de consistencia muy baja, como por ejemplo PA5 a 2,00 y 7,00 m de profundidad y PA7 a 8,00 m.

A partir de los 8,00 m de profundidad comienzan las intercalaciones de limos arenosos/arenas limosas, que se extienden al menos hasta los 12 m a la profundidad de investigación. Esta secuencia se da especialmente en P4, con muy baja consistencia hasta los 10m de profundidad ($N = 2 - 3$). En el caso de P1, el techo de las arenas limpias se dispone a

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

partir de 8.5 m de profundidad, con densidades relativas medias a altas ($N = 27 - 37$). En general, puede decirse que $N > 30$ a partir de cotas 5 y 6 IGN.

5.7.5 Terraplén de defensa actual en zona de camping

Resultan representativas las perforaciones P-2, P-3, P-5, P-6, P-7, P-7A, P-7T. La perforación P-15 se realizó en agua, en perfil con la P7 y P7-T y la PE8 en perfil con P4 – P5 y P6 (Anteproyecto).

Las perforaciones P2 – P5 y P7 se encuentran localizadas en el coronamiento del terraplén, mientras que P3, P6 y P7T, se encuentran en el talud seco. El terraplén de defensa está compuesto por arcillas limosas de mediana plasticidad, color marrón claro de consistencia muy compacta en su núcleo ($N = 15$ golpes), con una potencia promedio de 2,00 m. Si se aprecia los registros de las mencionadas P3 y P6, sobre el talud seco, se advertirá que los suelos presentan un menor grado de densificación, que se manifiesta a través del SPT ($N = 6 - 7$).

Por debajo del relleno arcilloso compactado, aparece una intercalación de arena arcillosa, densa de potencia variable aproximada de 1,00 m.

A partir de los 3,00 m de profundidad comienzan los suelos característicos de zona de islas, compuesto de limos arcillosos de mediana a alta plasticidad, color gris oscuro de consistencia heterogénea ($6 < N < 12$ golpes), la potencia de estos estratos es aproximadamente de 6,00 m.

A partir de los 9,00 m de profundidad comienzan las intercalaciones de limos arenosos/arenas limosas, detectados hasta los 12,00 m.

Tomando como base el perfil de las perforaciones realizadas en agua (P-15 y PE8), el techo de las arenas finas aparece a partir de los 12 m de profundidad (cota aprox. = 11.50 IGN) con densidad relativa suelta en este sector ($N = 8$ golpes).

A partir de los 12 metros de profundidad, comienzan las arenas medianas a gruesas aumentando su densidad relativa a medida que aumenta la profundidad, variando de medianamente densas a muy densas ($20 < N < 57$ golpes).

En esta zona se han confeccionado gráficas de los perfiles P5, P30, P38, P43 y P62. Ver planos SJ-APE-11 y 12

5.7.6 Zona de barrancas (Sector Norte)

En zona de barranca se realizaron las perforaciones P8-PE9, P9-PE10, P10, P11-PE20, P12, P-13 y P-14 sobre terreno natural, cerca del borde de la barranca y P16, P17, P18, P19, P20

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

y P21 en agua, en perfil con las anteriores.

En la presenta campaña se desarrollaron las perforaciones PA8 a PA12, que no han mostrado discordancia con las perforaciones anteriormente ejecutadas.

Esta zona comprende el perfil litológico natural de San Javier (zona norte), donde se encuentran viviendas muy próximas a la arista de la barranca de la margen derecha del río homónimo.

El perfil está compuesto de arcillas limosas de mediana a baja plasticidad, hasta una profundidad promedio de 3,00 m, siendo los suelos hacia la base del estrato, de baja plasticidad.

Lo sigue una intercalación de arenas arcillo limosas de baja plasticidad, hasta una profundidad promedio entre 4,00 y 5,00 m, en que es detectado el techo de arenas limosas, en general de densidad relativa suelta, de una potencia variable que va entre los 10 y 12 m. A partir de los 12,00 m de profundidad, comienzan las arenas medianas a gruesas aumentando su densidad relativa a medida que aumenta la profundidad, yendo de medianamente densas a muy densas ($20 < N < 57$ golpes), como lo revelan las perforaciones en agua, realizadas a lo largo de la zona costera.

Característicos de esta zona, son los perfiles topográfico-geotécnicos 49, 52, 55, 56, 59, 62, 67, 74 y 76 (Ver figuras adjuntas). En los casos en que ha sido posible se han indicado dos perforaciones, cuando no lo ha sido, sólo una, de manera de poder apreciar la conformación estratigráfica de la barranca.

Un rasgo notable es que a partir de P16, en el Perfil 49, todas las perforaciones realizadas en el agua mostraron un perfil netamente arenoso, con densidades crecientes con la profundidad. Los suelos arcillosos y arcillo-limosos, son detectados en los primeros metros de la barranca, manifestándose en los primeros 3,00 – 4,00 m de profundidad. Le subyacen arenas limosas SM que pasan a arenas limpias a profundidades mayores.

5.8 YACIMIENTO DE ARENA PARA REFULADO

Estas perforaciones se realizaron por el método de avance por rotación y lavado, muestreando cada metro de avance.

5.8.1 YR 1 (Perfil 32)

Se inicia con una tapada 1,00 m de arena limosa e inmediatamente comienzan las arenas limpias, finas hasta los 8,00 m y medianas a partir de allí.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

5.8.2 YR 2 (Entre Perfil 14-15)

Se inicia con una tapada 1,00 m de limo arenoso de baja plasticidad e inmediatamente comienzan las arenas limpias medianas hasta los 15,00 m. Se interrumpen a los 11,10 m por un manto de arenisca de 0.30m.

5.8.3 YR 3 (Isla frente a cabañas)

En este caso la tapada es más significativa, siendo de 2,50 m de arcilla de alta plasticidad y desde esa profundidad hasta los 6,00 m de arena limos con un pasante de tamiz 200 entre 20% y 30%.

Luego comienzan las arenas limpias medianas hasta los 15,00 m.

5.9 YACIMIENTO DE MATERIAL COHESIVO PARA TERRAPLENES

Estas perforaciones se realizaron con pala barreno, a 2,00 m de profundidad y con muestreo continuo.

En cada una de las dos zonas investigadas se realizó una calicata a 2,00 m de profundidad para la obtención de muestras suficientes para ensayos de compactación Proctor Standard en laboratorio.



Imagen Nº 1 – Yacimiento Zona del Basural

5.9.1 YC B 1, YC B 2, YC B 3, YC B 4 y YC B 5

En todos los sondeos se encontró suelos de similares características, una arcilla de mediana a alta plasticidad, con algo de arena (15 a 20% retenido en el tamiz n° 200)

El ensayo Proctor indica que la Densidad seca máxima de compactación es de 1.82 Kg/dm³ y se logra para una humedad optima del 15.3%.

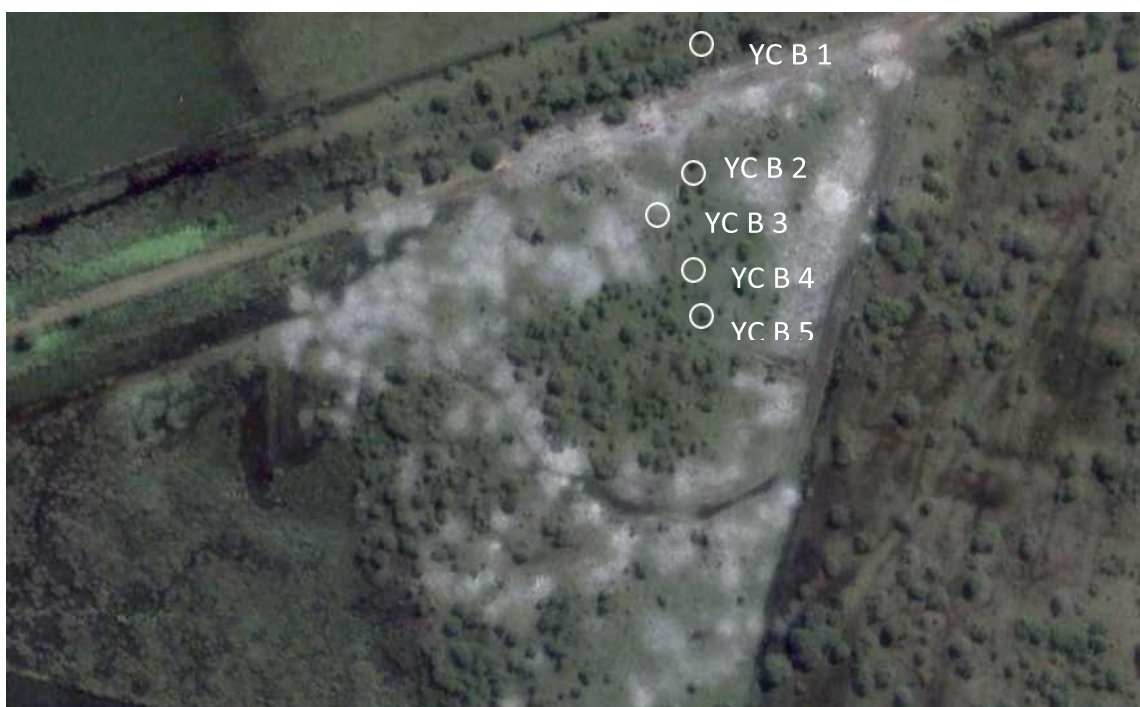


Imagen N° 2 - Zona de Piletas de Líquidos Cloacales

5.9.2 YC PLC1, YC PLC2, YC PLC3, YC PLC4, YC PLC5, YC PLC6, YC PLC7, YC PLC8,

YC PLC9 y YC PLC10

En todos los sondeos se encontró un perfil similar, los primeros 50 cm de arcillas, limos arcillosos o limos, siempre arenosos y de baja plasticidad. Se completa hasta el final de la investigación con una arcilla de mediana plasticidad, arenosa (20 a 30% retenido en el tamiz n° 200).

El ensayo Proctor indica en este caso una Densidad seca máxima Dss de compactación de 1.89 Kg/dm³, y se logra para una humedad optima de 13.8%.



Imagen N° 3- Yacimiento YC

5.10 RECOMENDACIONES PARA FUNDACIONES DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO

Se han proyectado 5 estaciones de bombeo a lo largo de la traza de las obras de defensa, Las mismas se sitúan en los perfiles topográficos que se indican en la tabla siguiente. En la misma tabla se indican las perforaciones de referencia para caracterizar las condiciones geotécnicas de cada estructura.

En las Tablas 7 a 9 siguen se indican los perfiles geotécnicos de cálculo a emplear:

Tabla 7– Estaciones de Bombeo para la Obra de Defensa de San Javier

OBRA	LOCALIZACIÓN	PERFORACIÓN DE REFERENCIA
Estación de Bombeo N° 1	PT 69 - 70	PE 12
Estación de Bombeo N° 2	PT 57 - 58	P 10
Estación de Bombeo N° 3	PT 42 - 43	P3 – P2
Estación de Bombeo N° 4	PT 14 - 15	P 26
Estación de Bombeo N° 5	PT 5	PE 1

Tabla 8 – Perfil Geotécnico Estación de Bombeo 1 (PE 12)

COTA (IGN)	SUELOS (SUCS)	SPT (N)	γ_h (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ (°)
23.80 – 21.30	CL	13 - 15	2.0 – 2.05	5	12
21.30 – 20.30	CL-ML / SM-SC	10	1.95 – 2.0	2	7
20.30 – 18.30	SM	12	1.9	0	26
18.30 – 18.00	SM-SP	19	2.0	0	28

Tabla 9 – Perfil geotécnico Estación de Bombeo 2 (P 10)

COTA (IGN)	SUELOS (SUCS)	SPT (N)	γ_h (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ (°)
23.50 – 21.00	CL	13 - 15	2.0 – 2.05	5	12
21.00 – 20.50	CL-ML	8	1.95 – 2.0	2	7
20.50 – 18.00	SM – SC SM	8 - 15	1.9	0	26
18.00 – 17.50	SM-SP	17	2.0	0	28

Las Estaciones de Bombeo 1 y 2 presentan similares características de diseño y condiciones geotécnicas de fundación, como se puede observar en las tablas 6 y 7 y los planos correspondientes.

Las fundaciones podrán ser de tipo superficial, con la recomendación de ejecutar limpieza del terreno natural retirando todo vestigio de materia orgánica y recompactación del terreno natural. Luego se construirá como mínimo una base de 2 capas de suelo cemento de 0.20 m de espesor cada una sobre la que se colocará hormigón H8 de nivelación. De esta manera se anula cualquier posibilidad de desarrollo de asentamientos diferenciales, aún por eventuales “ablandamientos” de suelo por encharcado y/o anegamiento del lugar.

La recomendación de fundación superficial, sin indicación expresa de adoptar una cota específica indica la posibilidad de que el proyectista adecue su diseño a las necesidades de la estructura a proyectar, conservando las indicaciones ya mencionadas y empleando los perfiles de cálculo de las tablas anteriores.

Para las Estaciones de Bombeo 1 y 2, las cotas de fundación adoptadas han sido las siguientes:

Canal de aducción, alcantarilla y cámara de rejillas = aprox. 19,50 – 20,00 IGN Pozo de

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

bombas = 18,00 – 18,50 IGN

Obra civil sobre coronamiento = 25 IGN

Entre cotas 18,00 – 18,50 IGN en ambos casos se disponen arenas SM-SP con $N > 15$ en el SPT, por lo que las tensiones admisibles podrían superar 2.5 kg/cm², aún sin ningún tipo de tratamiento superficial de suelo cemento como el propuesto, lo que coloca la situación del lado de la seguridad.

Entre cotas 19,50 y 20,00 IGN, se encuentra suelo tipo SM con $N = 8 - 15$ en el SPT, por lo que las tensiones admisibles sin tratamiento podrían estimarse en el orden de 2 kg/cm².

Como puede apreciarse en los casos considerados no existen problemas para la solución de fundaciones superficiales, más aún si se considera las medidas de seguridad adicionales adoptadas.

Para el resto de las Estaciones de Bombeo, los perfiles de fundación son los siguientes:

Tabla 8 – Perfil geotécnico Estación de Bombeo 3 (P3 – P2)

COTA (IGN)	SUELOS (SUCS)	SPT (N)	yh (t/m3)	C (t/m2)	φ (°)
21.00 – 20.00	SM – SM.SC	7 - 11	1.9	1	26
20.00 – 18.00	CL – ML – CL.ML	7 - 11	1.95 – 2	2	7
18.00 – 16.00	SM	7 - 12	1.9	1	26

Tabla 9– Perfil geotécnico Estación de Bombeo 4 (P 26)

Cota (IGN)	Suelos (SUCS)	SPT (N)	yh (t/m3)	C (t/m2)	φ (°)
23.00 – 22.00	CL	21	2. – 2.05	2	15
22.00 – 20.00	CL – CL.ML	11 - 8	1.9 – 2.0	2	7
20.00 – 18.00	SM - SC	10 - 13	1.8	1	28
18.00 – 13.50	SM-SP - SP	11 - 29	1.9	0	30

Tabla 10 – Perfil geotécnico Estación de Bombeo 5 (PE 1)

Cota (IGN)	Suelos (SUCS)	SPT (N)	γh (t/m3)	C (t/m2)	φ (°)
20.00 – 17.00	ML – CL	3(*) – 6	1.9 – 2.0	2	6
17.00 – 15.50	ML NP	10	1.8	0.5	15
15.50 – 11.00	SM - SP	15 - 18	1.9	0	28

(*) Min valor de SPT a 2 m de Prof. (cota aprox. 19 IGN)

Las Estaciones de Bombeo 3 – 4 y 5 tienen similares configuraciones geométricas entre sí, siendo sus cotas de fundación características las siguientes:

Canal de aducción, alcantarilla y cámara de rejas = aprox. 19,60 – 20 IGN Pozo de bombas = 18,50 – 19,00 IGN

Obra civil sobre coronamiento = 24,50 IGN

En función de los perfiles indicados en las tablas 8, 9 y 10, se pueden estimar para estas cotas las siguientes tensiones admisibles (Tabla 11)

Tabla 11. Tensiones admisibles para las estaciones de bombeo 3 a 7.

COTAS IGN	EST. BOMBEO 3	EST. BOMBEO 4	EST. BOMBEO 5
24.00 – 24.50	> 2.5 kg/cm2 (*)	> 2.5 kg/cm2 (**)	> 2.5 kg/cm2 (**)
19.50 – 20.00	1.5 – 2.0 kg/cm2	2.0 kg/cm2	1.5 kg/cm2
18.50 – 19.00	1.5 – 2.0 kg/cm2	2.0 kg/cm2	1 – 1.25 kg/cm2

(*) Relleno de suelo cohesivo convencionalmente

Compactado. (**) Relleno de suelo refulado

Por cuestiones de seguridad y con la finalidad de minimizar posibles asentamientos diferenciales, se seguirá el mismo criterio que para las estaciones de bombeo 1 y 2, en cuanto al tratamiento de la fundación propuesto.

5.11 BIBLIOGRAFÍA Y ANTECEDENTES

1. "Estudio de regulación del valle aluvial de los ríos Paraná, Paraguay y Uruguay, para el control de las inundaciones. Anexo A. Geomorfología del área de estudio. Halcrow, Sir Williams e Partners Ltd. Subunidad Central de Coordinación para la Emergencia. Bs. As.1994
2. "Descripción cuantitativa de dos Unidades Geomorfológicas de la Llanura Aluvial del Paraná Medio. Rep. Argentina. Iriondo, M. H., Drago, E.C.1972 Rev. de la Asociación Geológica Argentina. 27 (2): 143-154.
3. "Origen y evolución del Río Paraná." II Jornadas del Paraná Medio. Iriondo M. H Actas d1-d5. Universidad Nac. Litoral.1979.
4. "Dynamic Analysis of the Paraná Medio Dam".

Proceedings of the 5th International Congress International Association of Engineering Geology - Volume 3 - Buenos Aries - oct 1986. María E. Pardini de Corzo, Daniel E. Platino, Jorge J. Giral.
5. "Mechanical and Physical properties of sands in the middle reach of the Paraná River".

D. Larangeira & M.E. Pardini de Corzo. Proceedings of the 5 th International Congress International Association of Engineering Geology - Volumen 3 - Buenos Aires. Octubre 1986.
6. "Vinculación Física Rosario - Victoria - Aspectos Geotécnicos Relevantes" Sesión Técnica Especial - para el Organo de Control Rosario Victoria - Memorias del XV Congreso Argentino de Ingeniería Geotécnica- GeoBA 2000. Buenos Aires- Octubre de 2000. Ing. .María E. Pardini
7. "Presas de tierra y fundaciones de presas". Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos. Cámara Argentina de la Construcción. Buenos Aires, Noviembre de 1990
8. Informes inéditos de Paraná Medio Cierre Chapetón y Prefactibilidad Paraná Medio Cierre Norte María Elisabet Pardini
9. "Florida Department of Transportation. State Specifications Office. Structures Foundations". Section 455.
10. "Carac. del sistema, cambios morfológicos recientes y dinámica hídrica del río San Javier, provincia de Santa Fe. Lic. Carlos Ramonell". Octubre 2007

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

6 VERIFICACIÓN DE LA COTA DE CORONAMIENTO DE LA DEFENSA

6.1 VIENTOS

Para la determinación del viento de diseño se tuvieron en cuenta datos correspondientes a la estación Sauce Viejo (Prov. de Santa Fe) del Servicio Meteorológico Nacional, obtenidos del Estudio "Análisis estadístico de vientos máximos según dirección y persistencia en la zona del río Paraná entre Paso de la Patria y Paraná" (García, N. y otros, FICH, 1990). En dicho estudio se utilizaron registros horarios de vientos de superficie medidos o reducidos a 10 m sobre el nivel del terreno, correspondientes al período 1980-89 y se presentan vientos máximos en cada dirección y para diferentes persistencias.

También se cuenta con el estudio de vientos de AyEE realizado para el Paraná Medio. Analizando los datos resultantes de los estudios disponibles, surge una considerable diferencia entre los vientos resultantes del estudio de AyEE y la FICH, siendo estos últimos de mayor intensidad.

Se dispone además de un estudio de vientos realizado para el Proyecto Ejecutivo del Enlace Vial Goya-Reconquista con una serie que abarca desde el año 1956 hasta el año 2007.

A continuación, se presentan las tablas que resumen los resultados obtenidos, en el estudio realizado por el Lic. Julio Cardini para el proyecto mencionado, para vientos de 1h y 6hs. De duración y para recurrencias que van de 2 a 100 años.

Los resultados que se obtuvieron fueron los que se observan en la Tabla 12:

Tabla 12 a - Serie 1956-2007 - Permanencia 1 hora																
Tr	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSO	SO	OSO	O	ONO	NO	NNO
Años	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h
2	41.3	43.0	43.0	38.9	41.3	40.3	46.5	50.4	57.1	52.8	49.4	35.2	26.8	16.6	25.3	23.1
5	57.7	56.0	54.2	48.2	56.7	50.7	59.3	61.1	75.5	64.9	60.7	53.0	40.6	28.1	36.3	30.7
10	68.6	64.7	61.6	54.3	66.9	57.5	67.8	68.2	87.6	72.9	68.1	64.8	49.8	35.7	43.6	35.7
20	79.0	72.9	68.7	60.2	76.6	64.1	76.0	75.0	99.3	80.6	75.3	76.0	58.6	43.0	50.5	40.5
50	92.6	83.6	77.9	67.9	89.3	72.6	86.5	83.8	114.5	90.5	84.6	90.7	70.0	52.5	59.6	46.7
100	102.7	91.7	84.8	73.6	98.7	79.0	94.4	90.4	125.8	97.9	91.5	101.6	78.5	59.6	66.4	51.3

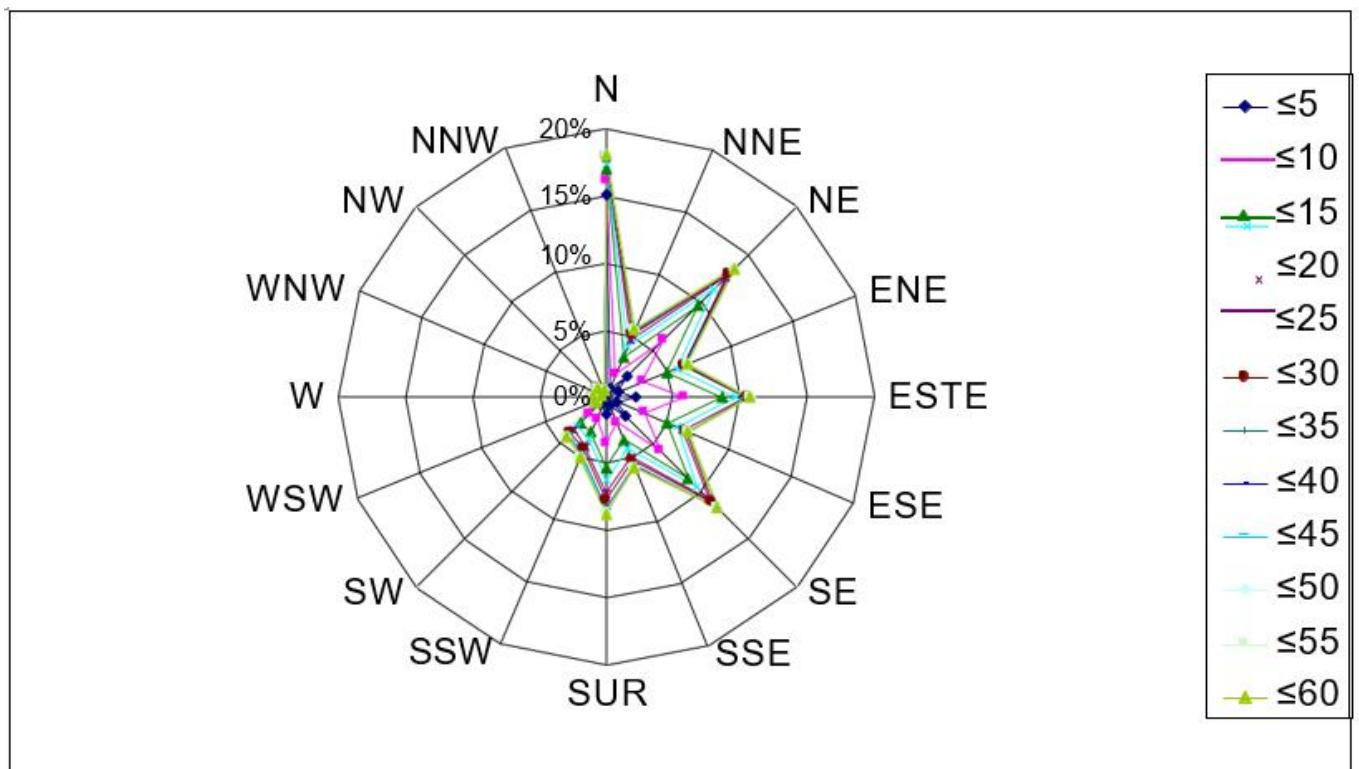
Tabla 12 b - Serie 1956-2007 - Permanencia 6 horas Por Ajuste de 1 hora																
Tr	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSO	SO	OSO	O	ONO	NO	NNO
Años	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h	km/h
2	33.1	35.3	32.9	32.3	33.5	34.4	37.7	39.4	37.1	40.3	38.7	26.1	23.6	16.0	21.1	22.7
5	35.5	39.5	35.3	38.2	41.3	44.4	47.4	48.0	44.2	45.2	47.6	32.9	30.3	20.6	27.9	30.2
10	37.5	42.2	37.1	42.0	46.0	51.1	53.8	53.7	48.9	48.5	53.5	37.3	34.5	23.4	32.2	35.2
20	39.6	44.9	38.9	45.7	51.5	57.6	59.9	59.3	53.4	51.7	59.1	41.4	38.4	25.9	36.3	40.0
50	42.4	48.3	41.3	50.3	58.5	65.9	67.7	66.4	59.3	55.8	66.4	46.8	43.5	29.2	41.5	46.3
100	44.6	50.9	43.1	53.8	62.9	72.2	73.6	71.8	63.6	59.0	71.9	50.7	47.2	31.6	45.5	51.0

Se puede apreciar en el gráfico de la Figura 6, que los vientos más frecuentes provienen de la dirección Norte, NE, Este, SE y Sur, mientras que los vientos provenientes del Oeste son menos frecuentes.

Fig 6. Estadística Direccional de Vientos registrados en el período 1956-2007 en la Estación Reconquista Aero (Fuente: análisis Lic. Cardini sobre datos del SMN)

Para el cálculo de la revancha se utilizan los vientos E y SE, ya que presentan los fetch de mayor longitud que llegan a la margen derecha del Río San Javier, y que a la vez se ubican entre los más frecuentes.

Respecto a los niveles hidrométricos tenidos en cuenta en el cálculo del oleaje para distintas recurrencias, se indican en la tabla siguiente:



Alturas referidas al 0 del IGN para distintas recurrencias frente a San Javier

ESCALA	RECURRENCIA [años]					
	2	5	10	25	50	100
San Javier	20.48	21.66	22.21	22.75	23.08	23.35

En nuestro caso se ha tomado para una recurrencia de 100 años de crecida, la cota 23.35 IGN.

6.2 CÁLCULO DEL OLEAJE

La caracterización de los vientos superficiales es una variable climatológica de fundamental importancia porque permite definir el campo de olas actuante, requiriéndose velocidad, duración y permanencia del viento en el área de estudio.

En la determinación del oleaje en espejos de agua, se consideran los siguientes factores que intervienen en su formación:

- Velocidad del viento en magnitud y dirección.
- Dimensiones y configuración del espejo de agua (relieve del fondo, profundidad del agua, longitudes de espejo de agua en las direcciones que sopla el viento).

El efecto causado por el viento se refiere a la formación de olas que se desplazan en los espejos de agua, dependiendo su tamaño de los parámetros citados.

La altura significativa de la ola, es el promedio de altura de las olas que integran el tercio superior del espectro generado ($h_{13\%} = h_s$).

El desarrollo para el estudio de este fenómeno corresponde a la Norma Soviética SNIP II – 57 – 75. Parte II Normas de diseño, Cap. 57. Se adjuntan a la presente memoria los gráficos y tablas utilizadas en el cálculo. Esta norma fue utilizada por los profesionales que elaboraron el proyecto de Paraná medio y quedó como antecedentes en la zona, la cual ha sido utilizada ampliamente en diversas obras emblemáticas como la costanera de Santa Fe y sus defensas. (Ver ANEXO OLEAJE).

6.2.1 Situaciones analizadas

De acuerdo a los datos de vientos disponibles, planialtimetría de la zona en estudio y ubicación de la obra, se analiza el efecto de oleaje sobre la costa de San Javier en el Parque Candiotti con direcciones de vientos E y SE, realizados en el Anteproyecto y Proyecto Ejecutivo

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

teniendo en cuenta la exposición al viento, localizando un sitio que presentan las máximas longitudes de fetch.

Para la verificación se tomaron valores de crecida del río para recurrencia 100 años con vientos de recurrencia 5 años, resultando ésta la más crítica de las combinaciones analizadas en el Anteproyecto y Proyecto Ejecutivo.

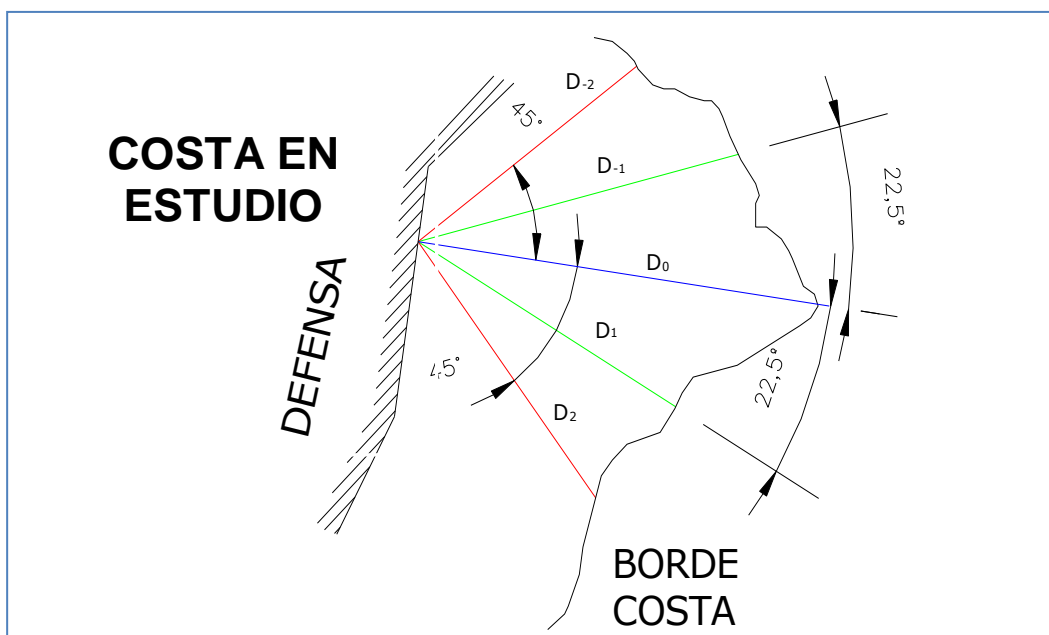
6.2.2 Determinación del fetch efectivo (D_p)

Este valor representa la distancia efectiva sobre la cual actúa el viento de diseño; su expresión es:

$$D_p = 0,27 [D_0 + 0,854 * (D_1 + D-1) + 0,5 * (D_2 + D-2)],$$

en la cual:

- D_0 : Fetch Real, es la distancia entre la defensa, en el punto considerado, en la dirección del viento máximo elegido;
- D_1 : Longitud del rayo trazado a $22^\circ 30'$ a la izquierda de D_0 ; $D-1$: Longitud del rayo trazado a $22^\circ 30'$ a la derecha de D_0 ; D_2 : Longitud del rayo trazado a 45° a la izquierda de D_0 ;
- $D-2$: Longitud del rayo trazado a 45° a la derecha de D_0



6.2.3 Cálculo de la altura de la ola

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

El método brinda una serie de gráficos de los cuales se obtienen:

- h_m : altura media de la ola
- (m) y τ : período medio de la ola (seg.) y la longitud de la ola λ , en función de $\frac{g \cdot \tau^2}{w^2}$

En primer término se calculan las relaciones siguientes, siendo las mismas magnitudes adimensionales: $g \times D_p / w^2$ (1) $g \cdot \tau / w$ (2) $g \cdot H / w^2$ (3), donde:

- g : aceleración de la gravedad (m/seg^2)
- D_p : Fetch efectivo (m)
- w : Velocidad del viento para la dirección seleccionada
- τ : Persistencia del viento adoptada (segundos)
- H : profundidad media de espejo de agua.

Con estos valores adimensionales 1, 2 y 3, del Gráfico 1, que se adjunta se obtienen los valores adimensionales:

$$g \cdot h_m / w^2 \text{ (4)} \quad g \cdot \tau / w \text{ (5)}$$

h_m : Altura de la ola media (m), τ : Periodo de la onda media (seg), λ : Longitud de la ola (m)

$$\lambda = g \cdot \tau^2 / 2\pi \quad \text{o} \quad \lambda = 1,56 \cdot \tau^2$$

Para determinar la altura de la ola del tren de olas correspondiente a una determinada probabilidad $i\%$ de ser superada, se calcula con el factor de frecuencia $K_{i(\%)}$, de forma que:

$$h_{i\%} = h_m \cdot K_{i(\%)}$$

Para hallar el valor de la ola significativa ($h_{13\%} = h_s$), se emplea el valor $K_{13\%}$, obtenido a partir del Gráfico 2 que se adjunta, utilizando los valores adimensionales 1 y 3.

$$h_{13\%} = h_m \cdot K_{13(\%)}$$

6.2.4 Cálculo del ascenso de la ola sobre el talud

Con el valor de la altura de ola calculada, se determina el ascenso de la ola sobre el talud mojado de la defensa.

La altura del ascenso $H_{hi\%}$ que el tren de olas de altura $h_{i\%}$ provoca sobre el paramento

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

mojado del terraplén de defensa al encontrarse con el mismo, en forma perpendicular y con profundidades del espejo de agua $H \geq 2h_{13\%}$ se determina mediante la siguiente expresión:

$$H_{h_{13\%}} = K_{\Delta} * K_{HN} * K_C * K_{HR} * K_{\beta} * h_{13\%}$$

Dónde:

- K_{Δ} : Coeficiente en función de las características de protección del talud mojado (rugosidad relativa y permeabilidad). De Tabla 1
- K_{HN} : Coeficiente en función de las características de protección del talud mojado (rugosidad relativa y permeabilidad). De Tabla 1
- K_C : Coeficiente en función del talud y la velocidad del viento de diseño. De Tabla 2
- K_{HR} : Coeficiente en función del talud ($\cotg. \alpha$) y la esbeltez de la ola $\lambda / h_{13\%}$. De Figura 10
- K_{β} : Coeficiente en función del ángulo de incidencia del viento de proyecto respecto a la normal a la defensa en el punto de cálculo. De tabla 3
- $h_{13\%}$: Altura de la ola significativa

6.2.5 Cálculo de la marea eólica

Para el cálculo de la marea eólica, sobreelevación del tirante de agua inducida por el viento en función de la persistencia, se utiliza el método propuesto por el Beach Erosión Board de los Estados Unidos, dado por la expresión:

$$S = \frac{w^2 * D_0 * \cos\phi}{62816 * H}$$

Donde D_0 (Km) es el fetch real en la dirección de cálculo; H (m) es la profundidad media a lo largo del fetch y w (Km/h) la velocidad del viento correspondiente a una duración de 4 horas.

6.2.6 Determinación de la revancha (R)

La Revancha (R) surge de sumar el ascenso de la ola sobre el talud $H_{h_{13\%}}$ y la marea eólica S , más un margen de seguridad. La Cota de Coronamiento CC, se obtiene sumando a la cota de crecida de diseño el valor de la Revancha.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

6.3 RESULTADOS OBTENIDOS

Los cálculos para determinar la cota de coronamiento de la defensa se realizaron para dos direcciones de viento a partir del terraplén de defensa o barranca perfilada, donde los resultados obtenidos se muestran en la tabla siguiente y en el plano SJ-APE-07, correspondiente a Cálculo de Oleaje. Se calculó la ola que es superada en el tren de olas con el 13% de probabilidad (altura de ola significativa). Esta ola es la recomendada en la bibliografía para utilizar en diseños de defensas de costas.

Los cálculos se realizaron para las direcciones del viento E y SE. Se determinó el Fetch real y efectivo para cada uno de los casos. En el plano SJ-APE-07, para el cálculo del fetch efectivo se han trazado los rayos a 22°30" y 45° a partir del fetch real hacia cada lado, como se indicó en 5.2.2. Con las longitudes medidas se calcula el fetch efectivo:

$$D_p = 0,27 [D_0 + 0,854 * (D_1 + D_1) + 0,5 * (D_2 + D_2)]$$

A partir de la determinación del fetch se verificó el cálculo del oleaje:

- 1.- Cálculo de la altura de la ola
- 2.- Cálculo del ascenso de la ola sobre el talud
- 3.- Cálculo de la marea eólica

●Cálculo del oleaje para la dirección del viento E – Tramo Sur

Fetch real $D_0 = 32,75\text{Km}$

Fetch efectivo $D_p = 36,70\text{Km}$

Talud: 1V:4H, protegido con mantas de geotextil con bloques de H° adherido

Viento E: duración 1h = 15,75m/seg - 4h = 45,50Km/h

Profundidad media: 4,50m

Altura de la ola media: $h_m = 0,575\text{m}$

Coeficiente de frecuencia: $K_{13\%} = 1.525$

Altura de la ola significativa: $h_{13\%} = h_s = 0,88\text{m}$

Periodo medio de la ola: $\tau = 2.90\text{ seg}$

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Longitud de la ola: $\lambda = 13.12\text{m}$

Ascenso de la ola sobre el talud: 0,63m

Marea: $S = 0,24\text{m}$

Revanca: $R = 0,63 + 0,24 + 0,78(\text{seguridad}) = 1,65\text{m}$

Cota Coronamiento: $CC = 23.35 + 1,65 = 25.00 \text{ IGN}$

●Cálculo del oleaje para la dirección del viento SE – Tramo Norte

Fetch real $D0 = 34,60\text{Km}$

Fetch efectivo $Dp = 40,00\text{Km}$

Talud: 1V:3H, protegido con mantas de geotextil con bloques de H° adherido

Viento SE: duración 1h = 59,3 Km/h = 16,50m/seg - 4h = 52,20Km/h

Profundidad media: 5m

Altura de la ola media: $h_m = 0,65\text{m}$

Coefficiente de frecuencia: $K_{13\%} = 1.53$

Altura de la ola significativa: $h_{13\%} = h_s = 0,99\text{m}$

Periodo medio de la ola: $\tau = 3.03 \text{ seg}$

Longitud de la ola: $\lambda = 14.32\text{m}$

Ascenso de la ola sobre el talud: 1,02m

Marea: $S = 0,30\text{m}$

Revanca: $R = 1,02 + 0,30 + 0,33(\text{seguridad}) = 1,65\text{m}$

Cota Coronamiento: $CC = 23.35 + 1,65 = 25.00 \text{ IGN}$

Tabla 13.- Cálculo de la Cota de Coronamiento CC.

TALUD	VIENTO		FETCH		OLA		S (m)	SEG. (m)	NIVEL CREC. IGN	R (m)	CC ADOP IGN	
	Dir	Duración		D0 Km	Dp Km	h _{13%} (m)						H _{h13%} (m)
		1h	4h									

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

		m/seg	Km/h									
1V:4H	E	15,75	45,50	32,75	36,7	0,88	0,63	0,24	0,78	23,35	1,65	25,00
1V:3H	SE	16,50	52,20	34,60	40,0	0,99	1,02	0,30	0,33	23,35	1,65	25,00

S: marea eólica – R: revancha

Según se puede observar en la tabla anterior, luego de realizados los cálculos correspondientes, se adoptó la cota de coronamiento **25 IGN**. Ver “PLANO DE OLEAJE, SJ- APE-07.

7 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE LA OBRA DE DEFENSA

La solución adoptada en el Proyecto Ejecutivo para la defensa de la margen derecha del río San Javier, fue la de construir Terraplenes de Defensa mediante refulado en el tramo Sur, hasta el Camping Municipal y perfilado y rellenos para conformar el talud de las barrancas con sus correspondientes protecciones desde dicho Camping hacia el Norte.

Se refieren en este punto, las características de la obra básica sobre la que se dispondrán obras arquitectónicas y viales que se describen más adelante en el Punto 14 de esta Memoria.

La protección contra inundaciones por crecidas del río Paraná, para la planta urbana consolidada de la ciudad de San Javier, se planteó, entonces, como un anillo cerrado, es decir, un sistema tipo “polder”. Este anillo parte de un tramo preexistente constituido por la Ruta Provincial N°1 en el borde Oeste, debiéndose construir los bordes Sur, Este y Norte, para lo cual se desarrolló el Proyecto Ejecutivo en el año 2008. En total se plantean 5.544,36m lineales de protección contra inundaciones que terminarán de cerrar el sistema tipo “polder”, más 295m lineales de prolongación del perfilado y protección de la barranca hacia el Norte, sobre el borde costero.

En esta instancia se realizó una Actualización de las Obras de Defensa desarrolladas en el Proyecto Ejecutivo del año 2008, considerando el tiempo transcurrido desde entonces (10 años), y la acción permanente del río sobre la margen derecha.

El **borde Sur** se plantea como el alteo a lo largo de 400m de un camino público existente que une la Ruta Provincial N°1 con la costa; es un camino de tierra en sentido Este –Oeste. Presenta un desarrollo de 400 metros, desde progresiva 0,00 hasta progresiva 400,00.

El **borde Norte** se plantea también como el alteo de un camino público de tierra existente

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

(prolongación de la Ruta Provincial N°39) desde la defensa costera a la Ruta Provincial N°1, en sentido Este – Oeste. Presenta un desarrollo de aproximadamente 1.795 metros, desde progresiva 3.750,00 hasta progresiva 5.544,36.

El **borde Este**, coincidente con el borde costero, presenta un desarrollo de 3.750 m de longitud total. Entre ambos caminos que unen la costa con la Ruta Provincial N°1 se desarrollan los tramos Norte y Sur. Hacia el Norte de la intersección con el camino de Defensa Norte se continua con el perfilado y protección de la barranca en una longitud de aproximadamente 300 m. (Perfiles 71 al 76).

De los tres bordes (NORTE, ESTE y SUR) a actualizar en la presente etapa, el tramo Este, costero es el que presentó las mayores complejidades, en especial la zona del Camping hacia el Norte, en función de las características físicas, sociales y urbanas.

El Tramo Este, está constituido a su vez por:

- Tramo Sur: entre extremo Sur de la defensa Borde Sur y esquina de calle Gral. López y la Av. Costanera. Longitud de aproximadamente 1900 metros, desde progresiva 400,00 hasta progresiva 2.300.
- Tramo Norte:
 - Subtramo 1- calle Gral. López y la Av. Costanera y Calle Cacique Aletín (Canal Central) Longitud de aproximadamente 760 metros, desde progresiva 2.300 a progresiva 3.059,95.
 - Subtramo 2- Calle Cacique Aletín (Canal Central) y ex ruta N°39. Longitud de aproximadamente 690 metros, desde progresiva 3.059,95 a progresiva 3.750. Luego se prolonga el perfilado y protección de la barranca 295 m más hacia el Norte (Perfiles P71 al P76).

Los 2 tramos más la extensión mencionada, abarcan una longitud de protección de la zona Este de la ciudad de San Javier de 3750 m. Ver planos SJ-APE-01 a 06.

7.1 TRAMO SUR

7.1.1 Defensa Costera

Este tramo se extiende entre el extremo Sur de la actual defensa, camino comunal, en el perfil (P1) y hasta la esquina de Gral. López y Av. Costanera, (P1 hasta P40). Con una longitud de aproximadamente de 1900 metros.

En todo este tramo, la traza de la defensa se desarrolla por el valle aluvial, sobre la margen derecha del A° San Joaquín, defendiendo las propiedades que tienen el frente a calle Carlos

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Monzón. La misma se compone de un terraplén refulado contenido con taludes 1V:3H y 1V:4H taludes seco y mojado respectivamente. El coronamiento presenta un ancho de 13m a cota 24,50 IGN con muro de hormigón en su extremo Este a cota 25 IGN. El talud seco y coronamiento del refulado se protegen con suelo cohesivo compactado de 0,60m de espesor, cubriéndose con una protección vegetal. La protección vegetal se compone de una capa de suelo orgánico de 0,15m de espesor sobre el que se sembrarán semillas de pastos de la zona. El talud mojado 1V:4H hasta el nivel de agua en etapa constructiva, de refulado contenido, se protege mediante una protección flexible compuesta de una manta de geotextil tejido con bloques de hormigón adheridos. Esta protección se efectuará en todo el talud de pendiente 1V:4H desde cota 24,50 IGN hasta la fundación en el caso de la misma se encuentre por encima del nivel de agua al momento de la construcción. A partir del P 22, el perfil refulado presenta un refulado libre bajo agua desde cota 18 IGN hasta la cota de fundación con pendiente de aproximadamente 1V:8H, la que será protegida en una longitud tal que, de producirse erosión al pie del mismo, el perfil siga siendo estable. Ver planos SJ-APE-13 a 19.

7.1.2 DREN DE PIE

Con la finalidad de garantizar la permanencia de la línea de saturación baja y la seguridad al sifonamiento al pie del terraplén, se ha proyectado un dren al pie del talud seco, como medida de seguridad, para captar el agua de filtración a través del mismo. Como no soluciona la situación de gradientes altos al pie de presa y en el canal de guarda, se ha proyectado una línea de pozos de alivio

El dren de pie está compuesto por una colchoneta de 0.30 m de espesor, y 3m de ancho, que se coloca longitudinalmente al pie del talud aguas abajo del terraplén refulado, apoyado sobre el terreno natural o en zonas de relleno sobre el suelo cohesivo compactado. La misma será envuelta con geotextil no tejido de permeabilidad y porosidad adecuada según el suelo cohesivo que se coloque como protección de talud y la granulometría final de la arena. El dren de pie desaguará sobre una capa de suelo cemento al 8% con $i=2\%$, y de 0,15m de espesor que conducirá el flujo al canal de guarda, el cual estará protegido con geoceldas de 0,10 m de altura rellenas con hormigón H8. Bajo la geocelda, se colocará un geotextil no tejido.

La colchoneta en su parte superior que queda por fuera del pie del talud y la parte de descarga en los 0,15m superiores, se ejecutará un revestimiento con un mortero de cemento y arena y losetas premoldeadas. Los 0,15m inferiores de dicho desagüe quedarán libres para el drenaje. Este revestimiento se realiza con el fin de proteger a la colchoneta ante actos de vandalismo.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

La colocación de la colchoneta drenante asegura que se dirija la línea de saturación hacia la misma sin afectar el talud seco; sobre la berma entre la defensa y el canal de guarda, se colocará una línea de pozos de alivio compuestos por Tubos Ranurados de PVC de 0,10m de diámetro cada 5 metros, hasta cota variable en función de los resultados de los estudios geotécnicos, introduciéndolo en la arena al menos 2 metros, envueltos en geotextil no tejido. Con esto se soluciona esta situación que si bien se da en ocasiones muy esporádicas ($Tr = 100$ años, con una permanencia de varios días), es tenida en cuenta como un factor de seguridad adicional.

7.1.3 Espigón – Coferdam (Tablestacado)

En el extremo Este de la calle Gral. López y la Costanera, se incorpora un Espigón deflector de la corriente, que culmina en una Rotonda de 16 m de diámetro. La función principal de esta obra es controlar el ingreso del flujo del Río San Javier hacia el Ayo. San Joaquín.

Dado que se trata de una zona de alta susceptibilidad a la erosión en forma natural, esta estructura soportará los embates de crecidas importantes, evitando el deterioro de la costa. Cumple, además, la función de protección de la zona de playa y conformará un mirador con fines paisajistas y turísticos.

Con el fin de garantizar ante los diversos escenarios hídricos que posee el río Paraná, la estabilidad de las obras de defensas proyectadas y la estabilidad de la zona mencionada, se propone la construcción de un coferdam o celda cilíndrica, rellena con arenas.

Este diseño se materializará con la hincapi de tablestacas planas con perfil tipo AS – 500-12.7. El diámetro adoptado es de 16m, lo que posibilita ubicarlo en el extremo de la costa a defender. La altura de su diseño es de $H = 13,00$ m. Ver planos ST-APE-62 y 63.

Para el diseño estructural, se trabajó como estructura cilíndrica con cargas internas de arena húmeda con posibilidad de saturación. Se determinó primero las cargas internas y luego las reacciones de tipo horizontal que se desarrollan en este tipo de estructura debido a su deformación. Ante las cargas internas, la longitud del diámetro del cilindro aumenta, provocando una reacción también horizontal y tangencial al círculo en estudio.

Esta reacción elástica se convierte en una carga radial con dirección al centro del cilindro. Por este motivo, se determinó este esfuerzo, que compensa parcialmente las cargas internas. Esta metodología permite plantear, un esquema práctico de una estructura plana con apoyos ubicados adecuadamente con el fin de minimizar la deformada de la estructura, con lo cual se minimizan las tensiones que el cilindro debe absorber.

Los apoyos se materializan, con la colocación de tensores radiales, que ensamblan tablestacas opuestas 180° entre sí, equilibrando los esfuerzos de las mismas. El ajuste de los tensores se realizará mediante manguitos apropiados para este fin. La ubicación de los mismos se realizará con el fin de minimizar la deformada elástica de las tablestacas.

Los apoyos externos de los tensores, se materializan mediante la colocación de perfiles apareado doble T, con desarrollo cilíndrico. Esto permite que el trabajo de los tensores no sea puntual, sino una carga uniforme externa al cilindro conformado. Los tensores, se ubican tablestacas por medio. En las tablestacas que no llevan tensores, se colocará una pieza de ensamble entre los perfiles externos de apoyos de los tensores, y la pieza a fijar, de tal modo que la totalidad de las tablestacas trabajen en conjunto.

El tramo de suelo donde se hincarán las tablestacas, en la modelación estructural, fue modelado como apoyo elástico.

Para la construcción del coferdam, se recomienda antes de la hinca y en cada posición de tablestacas, realizar primero, una perforación de unos tres metros de profundidad con un diámetro menor al ancho de las tablas, luego proceder a la hinca de éstas. Una vez terminada esta tarea, se debe colocar una lechada cementicia con el fin de sellar cualquier tipo de fisura o posibles vías de escape del material, que se pueden desarrollar en el suelo durante el proceso de hinca. Finalmente se debe rellenar con mortero cementicio a ambos lados de las tablestacas y vibrar el material colocado, hasta su derrame por boca de pozo.

Con el fin de garantizar, que las presiones hidrostáticas internas y externas de la celda no provoquen diferencias de deformaciones y tensiones en esta estructura, de deberán colocar barbacanas y geotextil en todo en interior de la celda, para garantizar estanqueidad del material y a la vez permeabilidad del sistema, es decir, que los niveles hídricos internos y externos no tengan diferencias apreciables. Además, garantiza que el estado de mayor sollicitación, será cuando los niveles de aguas en el río sean mínimos, lo que se adoptado como hipótesis de proyecto.

Luego se deben colocar los tensores proyectados y finalmente se procederá a la colocación del relleno de arena. En referencia al material de relleno, se destaca de debe tratarse de arenas limpias, con $P \# 200 < 5\%$, y con una densidad relativa mayor al 70%

Este método de diseño y de cálculo puede ser consultado en el libro "CIENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN "de ODONE BELLUZZI" Tomo III Capítulo 28. La memoria de cálculo fue desarrollada con esta metodología. Se presentan planillas de cálculos para la determinación de los esfuerzos y parámetros necesarios para la modelación de la estructura de acuerdo con el

programa PPlan. Finalmente se obtienen las salidas de este programa en las que se aprecian los esfuerzos, deformaciones y reacciones. Se adjuntan en Anexo.

7.1.3.1 PROTECCIÓN ANTICORROSIVA EN TABLESTACAS DE ACERO

La protección anticorrosiva en las tablestacas de acero se realiza en base a Pinturas y Protección Catódica, según lo especificado en la ETP.

7.1.3.2 Muros de Defensa de H°A°

El coferdam propuesto en este proyecto, establecerá un control hídrico ante importantes crecidas como la centenaria y superiores.

La necesidad de colocar muros de defensa aguas arriba y aguas abajo del camino de acceso al coferdam, tiene por objetivo, completar esta defensa costera y garantizar no sólo el acceso, sino también evitar el sobrepaso de aguas a esta conexión entre la rotonda y el coferdam, mejorando notablemente la seguridad de estas obras.

Cada uno de estos muros de defensa, poseen una longitud de 20,00m. El ensamble entre cada muro y el coferdam, se realizará mediante la colocación de tablestacas planas especiales que pueden vincular ambas estructuras. Este tipo de ensambles son normales y están ya diseñados y probados por los fabricantes de tablestacas.

Este proyecto propone, la colocación de una tablestaca en el coferdam y otra empotrada en el muro de defensa, lo que garantizará el ensamble de ambas estructuras.

Este criterio de diseño, se basa, en que ambas estructuras se encuentran fundadas en el mismo manto de suelos más densos, lo que garantiza su estabilidad al desplazamiento tanto vertical como horizontal.

El cálculo y diseño y dimensionado de los muros de defensa, se encuentra en los archivos específicos adjuntos. Además, en los planos específicos de detalles de muro. Ver Plano SJ-.APE-64.

Para su cálculo, se ha empleado el programa específico de cálculos de estructuras PPW, en su salida, pueden observarse los distintos estados de cargas y sus solicitaciones.

Además, se realizaron los cálculos de estabilidad global de los muros, obteniendo coeficientes de seguridad superiores a 2,25.

Los cálculos de dimensionados, verificación de espesores y determinación de armaduras, se

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

han realizados en base a los valores de esfuerzos determinados por el programa de cálculo ya mencionado. Estos se encuentran en planilla específica de dimensionado que se adjuntan

7.1.3.2.1 Parámetros de diseño

ESFUERZO MOMENTOS										
BARRA	NODO	1	2	3	4	5	6	7	Min	Max
	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	-t-	2,4	5,7	7,2	7,6	7,4	7,7	8,3	0	9,5
	2	3,7	8,1	11,1	11,4	9,8	10,4	8,2	0	11,4
	2	3,7	-3,8	-9,2	-9,8	-6,8	-7,9	-4,1	-9,8	3,7
2	-t-	2,7	-2,00	-5,00	-6,5	-3,3	-4	-1,8	-7,6	3,1
	3	1,2	-2,4	-5,00	-5,5	-3,6	-4,2	-2,1	-5,5	1,2
	3	1,2	-2,4	-5,00	-5,5	-3,6	-4,2	-2,1	-5,5	1,2
3	-t-	0,8	-0,5	-1,50	-1,70	-0,60	-0,9	0,2	-3,5	1
	4	0,1	-0,8	-1,50	-1,70	-1,10	-1,3	-0,7	-1,7	0,1
	4	0,1	-0,8	-1,50	-1,70	-1,10	-1,3	-0,7	-1,7	0,1
4	-t-	0,2	0,6	0,50	0,40	1,00	0,9	1,2	-0,3	1,2
	5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	2	0,00	11,90	20,30	21,30	16,60	18,30	12,30	0,00	21,30
5	-t-	0,00	8,00	14,20	15,10	10,70	11,90	6,60	0,00	17,40
	6	0,00	5,10	9,50	10,10	6,40	7,30	2,60	0,00	10,10
	6	0,00	5,10	9,50	10,10	6,40	7,30	2,60	0,00	10,10
6	-t-	0,00	3,00	5,90	6,20	3,50	4,10	0,20	-0,40	7,60
	7	0,00	1,70	3,30	3,20	1,70	2,10	-1,10	-1,10	3,30
	7	0,00	1,70	3,30	3,20	1,70	2,10	-1,10	-1,10	3,30
7	-t-	0,00	0,80	1,50	1,40	0,70	0,90	-1,40	-1,40	2,10
	8	0,00	0,20	0,50	0,50	0,20	0,30	-1,30	-1,30	0,50
	8	0,00	0,20	0,50	0,50	0,20	0,30	-1,30	-1,10	3,30
8	-t-	0,00	0,00	0,1	0,1	0,00	0,10	-0,70	-1,00	0,20
	9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

ESFUERZO NORMAL										
BARRA	NODO	1	2	3	4	5	6	7	Min	Max
	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	-t-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	2	0,00	5,80	8,80	8,80	8,90	9,40	8,90	0,00	9,40
2	-t-	0,00	5,80	8,80	8,80	8,90	9,40	8,90	0,00	9,40
	3	0,00	5,80	8,80	8,80	8,90	9,40	8,90	0,00	9,40
	3	0,00	5,80	8,80	8,80	8,90	9,40	8,90	0,00	9,40
3	-t-	0,00	5,80	8,80	8,80	8,90	9,40	8,90	0,00	9,40
	4	0,00	5,80	8,80	8,80	8,90	9,40	8,90	0,00	9,40
	4	0,00	5,80	8,80	8,80	8,90	9,40	8,90	0,00	9,40
4	-t-	0,00	5,80	8,80	8,80	8,90	9,40	8,90	0,00	9,40
	5	0,00	5,80	8,80	8,80	8,90	9,40	8,90	0,00	9,40
	5	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	0,00
5	-t-	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	0,00
	6	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	-5,00	0,00
	6	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	0,00
6	-t-	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	0,00
	7	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	0,00
	7	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	0,00
7	-t-	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	0,00
	8	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	0,00
	8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	-t-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

ESFUERZO CORTE										
BARRA	NODO	1	2	3	4	5	6	7	Min	Max
	1	-3,20	-8,10	-9,80	-10,40	-11,10	-11,40	-10,20	-11,40	0,00
1	-t-	-2,10	-4,50	-6,2	-6,3	-5,40	-5,80	-4,60	-8,00	0,00
	2	-0,90	-0,80	-2,50	-2,30	0,20	-0,10	1,10	-2,50	1,10
	2	1,70	-5,00	-8,30	-8,30	-8,80	-9,30	-7,60	-9,30	1,70
2	-t-	2,40	-1,40	-3,9	-4	-3,00	-3,40	-1,80	-4,00	2,70
	3	3,10	2,30	0,50	0,20	2,80	2,40	4,00	0,00	4,00
	3	0,40	-5,00	-7,60	-7,70	-8,10	-8,50	-7,20	-8,50	0,40
3	-t-	1,00	-1,50	-3,2	-3,5	-2,40	-2,70	-1,40	-3,50	1,30
	4	1,60	2,10	1,10	0,60	3,40	3,00	4,40	0,00	4,40
	4	-0,50	-4,30	-5,70	-5,70	-6,70	-6,90	-6,30	-6,90	0,00
4	-t-	0,10	-0,80	-1,4	-1,6	-1,00	-1,20	-0,60	-1,60	1,70
	5	0,70	2,70	2,80	2,50	4,70	4,50	5,10	0,00	5,10
	5	0,00	5,80	8,80	8,80	8,90	9,40	8,50	0,00	9,40
5	-t-	0,00	4,40	6,9	7,1	6,50	7,00	6,20	0,00	7,10
	6	0,00	3,20	5,30	5,80	4,60	5,00	4,20	0,00	5,80
	6	0,00	3,20	5,30	5,80	4,60	5,00	3,90	0,00	5,80
6	-t-	0,00	2,20	4	4,4	3,00	3,30	2,30	0,00	4,40
	7	0,00	1,40	2,80	3,00	1,70	2,00	1,10	0,00	3,00
	7	0,00	1,40	2,80	3,00	1,70	2,00	0,90	0,00	3,00
7	-t-	0,00	0,90	1,8	1,7	0,90	1,10	0,10	-0,20	1,80
	8	0,00	0,60	0,80	0,80	0,40	0,50	-0,40	-0,40	0,80
	8	0,00	0,60	0,80	0,80	0,40	0,50	-0,60	-0,60	0,80
8	-t-	0,00	0,00	0,2	0,2	0,10	0,20	-0,80	-0,70	0,40
	9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,00	-1,00	0,00

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

DETERMINACIÓN DE ARMADURAS DE MURO DE DEFENSA DE SAN JAVIER 2018														
FECHA 24/10/2018										Hormigón por metro de estructura				
Armaduras De acuerdo con CIRSOC										Sup	5.6 m ² /m		γ _H	
Parámetros de Cálculos										Peso de estructura por metro				
Hormigón H-21	b	1750	t/m ²				h1	cm	4	Acero por metro				
Acero ADN 420	s	4.2	t/cm ²				g		1.75	G _r /m	299.34		t/m (de muro)	Kg/m
Estructura	Sección	Fe	Armadura y Separación	Fe Adoptada	M	N	d	h	b	Ye	Me	100me	Kz	m
	Nº	Cm ² /m	Adoptada	Cm ² /m	tm/m	t/m	cm	cm	m	m	tm/m			%
Barras de base														
B1	1	8.00	12c/12,5	9.04	8.30	0.00	51.00	47.00	1.00	0.215	8.30	2.15	0.920	0.19
B2	2	8.35	12c/12,5	9.04	7.60	9.40	57.00	53.00	1.00	0.245	5.30	1.08	0.940	0.17
B3	3	7.15	12c/12,5	9.04	5.50	9.40	52.00	48.00	1.00	0.220	3.43	0.85	0.920	0.19
B4	4	3.83	12c/12,5	9.04	1.70	9.40	46.00	42.00	1.00	0.190	-0.09	-0.03	0.950	0.22
Barras de paramento vertical														
B5	5 _{N2}	16.04	12c/6,5	16.95	21.30	-5.00	58.00	54.00	1.00	0.250	22.55	4.42	0.960	0.31
B5	5 _{N6}	8.16	12c/11	10.18	10.10	-3.20	53.50	49.50	1.00	0.228	10.83	2.53	0.960	0.21
B6	6	9.89	12c/11	10.18	10.10	-1.50	48.10	44.10	1.00	0.201	10.40	3.06	0.935	0.23
B7	7	3.26	12c/25	4.52	3.00	-0.75	42.60	38.60	1.00	0.173	3.13	1.20	0.945	0.12
B8	8	1.44	12c/25	4.52	1.30	-0.75	40.00	36.00	1.00	0.160	1.42	0.63	0.940	0.13
Nota: En las caras de tabiques, muros y base, en los que no se especificó, el tipo de armadura y separación. Se colocará armadura de repartición y/o distribución de esfuerzos de 1 f 8 cada 0,20 m. -														
										Cantida de hierros				
										112 ud				
										0.4 Kg/m				
										Gt				
										44.8 Kg/m				

L _{Base}				
2	B	5.5	m	Longitd
Cant / m		φ	sep	
Por cara	Total		cm	m
8	16	12	12.5	88
L _{Alt}				
2	H	6.6	sep	
Cant / m		φ	cm	m
15	30	12	6.5	198
Longitud total por metro de estructura				
L T	286	m		
peso	g	0.89	Kg/m	

Secretaria de Recursos Hídricos

Subsecretaria de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

7.2 TRAMO NORTE

Este tramo se compone de 3350 metros de longitud que se desarrollan a partir de la intersección de calle Gral. López y Avda. Costanera, hasta la prolongación de la ex RPN°39; continuando hacia el Norte protegiendo la barranca en una longitud de aproximadamente de 300 metros adicionales.

7.2.1 Subtramo 1

En función de las distintas condiciones de modelación hidrodinámica del sistema en estudio, hidráulicas, geotécnicas y topográficas realizadas, en la etapa de Proyecto Ejecutivo y anteriores y la presente se elaboraron distintas variantes de defensa de la costanera de la ciudad de San Javier en el tramo que se desarrolla a partir de la intersección de calle Gral. López y la Av. Costanera hasta calle Cacique Aletín (Canal Central), que comprende una longitud de 800 m. Ver planos

Su proyecto consiste en el perfilado de la barranca a lo largo de todo el tramo con talud 1V:3H por sobre el nivel del agua y protegiendo la totalidad del talud hasta las proximidades del talweg del río San Javier, con mantas de geotextil tejido con bloques de hormigón adheridos, sobre una manta de geotextil no tejido.

En distintos tramos de este perfilado se efectuarán desmontes y rellenos de manera de regularizar el talud sobre el que instalarán las mantas de protección. El relleno se efectuará con suelo cohesivo compactado cuando se pueda realizar en seco y mediante relleno de suelo arenoso y/o geocontenedores si es por debajo del nivel de agua. El coronamiento de la defensa se logra mediante la construcción de un terraplén de material cohesivo compactado con pendientes del talud seco 1V:2H y del mojado 1V:3H.

En el tramo comprendido entre el perfil P44 y el P47, se presenta una zona con pendientes más pronunciada de la barranca, haciendo necesaria la reconfiguración del talud, con pendientes 1V:3H aproximadamente mediante refulado y/o geocontenedores, con colocación de las cañerías en profundidad de manera de obtener un talud como el indicado. Ver planos SJ-APE-23 y 24.

El ancho del coronamiento es de 13,00 m con una calzada de 8m de ancho y veredas a ambos lados a cota 24,50 IGN y un muro-banco de hormigón en el extremo Este, hasta cota 25 IGN. Así se da continuidad a la Avenida Costanera por sobre el terreno perfilado, como cierre continuo de la trama vial primaria de la ciudad frente al borde costero. La protección del talud mojado 1V:3H indicada anteriormente protege el talud ante el efecto erosivo de la corriente del río San Javier y del oleaje.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

En este tramo se rellenará el interior del Parque Candioti mediante refulado para elevar la cota de terreno natural actual hasta la cota del coronamiento de la obra (24,50 IGN), cuyo proyecto se desarrolla en el presente estudio. Esto permitirá integrar el Parque a la nueva costanera en un mismo nivel, superando la situación de hundimiento relativo actual, que se vería incrementada al elevar la costanera de 23,50 a 24,50 IGN) y evitando así los desniveles que impide la visión hacia el río desde el interior del parque. Además, se estarán mejorando las condiciones ambientales del mismo al permitirse una mejor ventilación, y al confinar el espacio necesario para reservorio pluvial de la microcuenca urbana que aporta al parque, mediante canales cerrados de desagües y ubicando una estación de bombeo con obras de control, a un sitio acotado con un tratamiento paisajístico y evitar de este modo que ante una mínima precipitación se inutilice la totalidad de la superficie del parque, como ocurre actualmente. Ver plano SJ-APE-23.

Entre el P47 y el Canal Central (P 57) se han producido erosiones importantes en los últimos 10 años, que derivaron en una mayor afectación a las propiedades privadas para mantener la tipología de las obras. Ver planos SJ-APE-24 y 25.

7.2.2 Subtramo 2

Este tramo se desarrolla desde Calle Cacique Aletín (Canal Central) hasta la prolongación de la ex RP N°39, (690m hasta la RP N° 39 y aprox. 295m hacia el Norte hasta el perfil topográfico 76). Se proyecta un perfilado de la barranca en todo el tramo de similares características a la descrita en el tramo anterior. Para poder llevar adelante el perfilado en este tramo, resulta necesario relocalizar un número de familias asentadas irregularmente sobre terrenos públicos con gran riesgo de desmoronamiento, se trata del denominado “Barrio El Triángulo”. Sobre la superficie liberada se prevé ejecutar el perfilado de la barranca y lograr un espacio público a modo de remate del Bv. Migno frente al río. Ver planos SJ-APE-25 a 28 (Perfiles 57 a 76).

Cabe destacar que el muro banco cuya cota superior es 25 IGN, se extiende hasta el perfil P63, en progresiva 3.350. A partir de esta progresiva, el camino pasa transicionalmente desde cota 24.50 a 25 IGN hasta el final de la defensa costera.

7.3 CUNETA DE GUARDA

A 2 metros al Oeste del pie del talud seco de la defensa costera se ubica a lo largo de la misma una Cuneta de Guarda con el fin de coleccionar los excedentes hídricos generados por las lluvias sobre el coronamiento del terraplén de defensa y el talud seco. Se generó una sección que

depende de cuestiones de operación y mantenimiento y en aquellos sectores donde existe disponibilidad de espacio se le otorgó un ancho adicional con el fin de disponer un almacenamiento transitorio mínimo que permita un mejor funcionamiento del sistema de bombeo.

A su vez recibe las filtraciones que se producen por el cuerpo del terraplén refulado, a través del Dren de pie.

A los efectos de definir la dinámica hídrica de la cuneta se determinaron como punto de descarga los recintos de ingreso a las Estaciones de Bombeo. Se provocó los quiebres de pendientes para las estaciones EB1, EB2 y EB3 mientras que desde la estación de bombeo EB5 tiene pendiente continúa hasta EB4.

La sección de la cuneta tiene taludes variables entre 1:1 y 1:2, dejando una berma de 2.00 metros entre el talud del terraplén y la cuneta de guarda. Así mismo, los anchos de solera se presentan en la siguiente tabla:

Progresiva	Estación Bombeo	Cota Desagüe Proyecto	Pendiente	Ancho Solera
m		m IGN	m/m	m
400		21.04	0.20	7.0
500		20.84	0.20	7.0
600		20.64	0.20	7.0
620	EB5	20.60		7.0
620	EB5	20.56		5.0
700		20.56	0.15	5.0
800		20.41	0.15	5.0
900		20.26	0.15	5.0
1000		20.11	0.15	5.0
1075	EB4	20.00		5.0
1075	EB4	20.00		5.0
1100		20.03	0.10	5.0
1200		20.13	0.10	5.0

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

1300		20.23	0.10	5.0
1400		20.33	0.10	5.0
1500		20.43	0.10	5.0
1600		20.53	0.10	5.0
1700		20.63	0.10	5.0
1800		20.73	0.10	2.0
1900		20.83	0.10	2.0
2000		20.93	0.10	2.0
2100		21.71	0.10	1.0
2200		21.61	0.10	1.0
2300		21.51	0.10	1.0
2310	EB3	21.50		1.0
2310	EB3	20.20		1.0
2400		20.29	0.10	1.0
2500		21.00	0.10	1.0
2600		21.10	0.10	1.0
2665		22.41	0.10	1.0
2665		22.41	0.10	1.0
2700		22.37	0.10	1.0
2800		22.27	0.10	1.0
2900		22.17	0.10	1.0
3000		22.07	0.10	1.0
3070	EB2	22.00		1.0
3070	EB2	21.80		1.5
3100		21.83	0.10	1.5
3200		21.93	0.10	1.5

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

3300		22.08	0.15	1.0
3400		22.23	0.15	1.0
3470		22.34	0.15	1.0
3470		22.40	0.10	1.0
3500		22.37	0.10	1.0
3600		22.27	0.10	1.0
3665	EB1	22.20		1.0

Las cotas de llegada a las estaciones de bombeo se indican en verde mientras que en amarillo se muestra el cambio de pendiente.

Las geoceldas se colocarán a lo largo del canal de guarda, según se indica en los planos de proyecto.

Están constituidas por un sistema de confinamiento celular, en forma de panal de abejas, conformado por láminas de Neoloy (Aleación compuesta de nano fibras de poliéster/poliamidas dispersas en una matriz de polietileno), texturizadas y perforadas, unidas por fusión.

Las paredes deben contar con un texturado y perforado tal que el ángulo de fricción máximo entre su superficie y un suelo compactado al 98% del Proctor, y en caso de arenas su densidad relativa al 100%, no resulte inferior al 85% del ángulo máximo de fricción de la arena obtenido por ensayo de corte directo (ASTM D 5321).

En caso de requerirse tendones adicionales de anclaje, los mismos serán del tipo trenzado de alta tenacidad con las siguientes resistencias últimas a tracción según el polímero: Poliamida: 3 kN, Polipropileno: 9 kN, Kevlar: 2 kN.

La aplicación de la geocelda se realizará por simple extensión de la misma en obra.

8 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

En la etapa de ACTUALIZACIÓN del PROYECTO EJECUTIVO se analizó la estabilidad en secciones de la obra consideradas como representativas de las condiciones de diferentes tramos. Se verificaron los perfiles transversales N° 13, 31, 43, 44, 52, 62 y 40. Estos perfiles se presentan como más críticos desde el punto de vista de su altura como de las condiciones geotécnicas de la fundación.

Los perfiles de cada sección se obtuvieron de los estudios geotécnicos realizados en la traza, en las etapas de Proyecto Ejecutivo y de Anteproyecto y recientemente año 2017 - 2018. Su geometría responde a la actualización realizada recientemente.

Los cálculos se efectuaron con el programa GEOSLOPE, del paquete GEOSOFTE, versión 2012. Este programa utiliza métodos de equilibrio límite para analizar la solución del problema general de estabilidad de taludes. Para esta obra, el cálculo del factor de seguridad se realizó mediante el método de Janbu.

En las salidas gráficas que se adjuntan en este Anexo, se han incluido las situaciones analizadas, los parámetros adoptados en cada caso según los perfiles geotécnicos disponibles.

Para los terraplenes refulado se utilizaron dos tipos de suelos, según se trataba de relleno refulado o cohesivo compactado.

Los parámetros empleados para la arena refulada fueron:

Refulado libre $\phi = 28^\circ$, $C = 0$

Refulado Contenido $\phi = 32$ a 35° , $C = 0$

Para los suelos cohesivos compactados los parámetros adoptados fueron $C = 5 \text{ t/m}^2$ y $\phi = 12^\circ$ a corto plazo y $C = 0 \text{ t/m}^2$ y $\phi = 30^\circ$ a largo plazo.

8.1 SITUACIONES ANALIZADAS

Se analizaron una situación a corto plazo (FC = Final de construcción) y en servicio a corto y largo plazo.

En la situación de final de la construcción (FC), considera el nivel de agua en cota 18 IGN.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

En las situaciones en servicio, se analizaron escenarios considerando el nivel normal del agua, en cota 21 IGN, y el nivel máximo del agua, en cota 23.45 IGN. Además, se consideró una situación de descenso rápido del agua, desde cota 23.45 a cota 21.45 IGN.

Como situación a largo plazo se emplearon parámetros efectivos y se analizó el escenario de Descenso Rápido con una sobrecarga en el coronamiento de 20 KN/m²

8.2 PERFILES GEOTÉCNICOS Y PARÁMETROS DE LOS SUELOS

Los perfiles verificados y los parámetros empleados en cada caso, se aprecian en las gráficas que se incorporan en el Anexo IV.

8.3 RESULTADOS OBTENIDOS

En la Tabla 14 se presentan los coeficientes de seguridad obtenidos en las verificaciones realizadas.

Tabla 14 – Coeficientes de seguridad obtenidos con Geo Slope para diferentes perfiles y situaciones

PERFIL N°	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FS				
	CORTO PLAZO				Largo Plazo
	FC NW = 18 IGN	NW 21 IGN	NW 23.45 IGN	DR de 23,45 a 21,45 IGN	DR de 23,45 a 21,45 IGN + sobrecarga
13	1,23	2,03	2,62	1,92	1,69
31	1,29	1,90	2,25	1,70	1,70
40	1,19	1,80	2,21	1,33	1,27
43	1,36	1,99	2,38	1,94	1,53
44	1,45	1,72	2,06	1,72	
52	1,61	1,46	1,95	1,55	1,23
62	1,91	1,91	2,64	1,70	

La estabilidad de las obras de defensa, tablestacados y terraplenes fue verificada utilizando el software Slope/W del paquete GEOSLOPE., empleándose en este caso, el Método de Morgenstern Price.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Con respecto a la seguridad en la estabilidad global, se adoptó como marco referencial la norma EM 1110 – 1902 (Ref 10.5) ENGINEERING AND DESIGN - SLOPE STABILITY – CECW-EW, de la cual se extrae la Tabla 15:

Tabla 15: Coeficientes de seguridad mínimos requeridos según EM 1110-2-100

EM 1110-2-1902 31 Oct 03		
Table 3-1 Minimum Required Factors of Safety: New Earth and Rock-Fill Dams		
Analysis Condition ¹	Required Minimum Factor of Safety	Slope
End-of-Construction (including staged construction) ²	1.3	Upstream and Downstream
Long-term (Steady seepage, maximum storage pool, spillway crest or top of gates)	1.5	Downstream
Maximum surcharge pool ³	1.4	Downstream
Rapid drawdown	1.1-1.3 ^{4,5}	Upstream
¹ For earthquake loading, see ER 1110-2-1806 for guidance. An Engineer Circular, "Dynamic Analysis of Embankment Dams," is still in preparation. ² For embankments over 50 feet high on soft foundations and for embankments that will be subjected to pool loading during construction, a higher minimum end-of-construction factor of safety may be appropriate. ³ Pool thrust from maximum surcharge level. Pore pressures are usually taken as those developed under steady-state seepage at maximum storage pool. However, for pervious foundations with no positive cutoff steady-state seepage may develop under maximum surcharge pool. ⁴ Factor of safety (FS) to be used with improved method of analysis described in Appendix G. ⁵ FS = 1.1 applies to drawdown from maximum surcharge pool; FS = 1.3 applies to drawdown from maximum storage pool. For dams used in pump storage schemes or similar applications where rapid drawdown is a routine operating condition, higher factors of safety, e.g., 1.4-1.5, are appropriate. If consequences of an upstream failure are great, such as blockage of the outlet works resulting in a potential catastrophic failure, higher factors of safety should be considered.		

La Tabla 15 muestra los factores de seguridad mínimos requeridos en la construcción de presas y terraplenes de defensa de tierra y enrocado. Los coeficientes de seguridad mínimos adoptados, de acuerdo a la bibliografía citada, son:

- Final de la construcción: FS = 1.30
- A largo plazo en servicio: FS = 1.50
- Para desembalses / descensos rápidos: Fs = 1.10 – 1.30

9 ANÁLISIS DE FILTRACIONES

Se presentan en este punto el análisis de filtraciones que se realizó para la Obra de Defensa de San Javier, para el caso de la crecida máxima de diseño $Tr = 100$, alcanzado el régimen estacionario (caso más desfavorable).

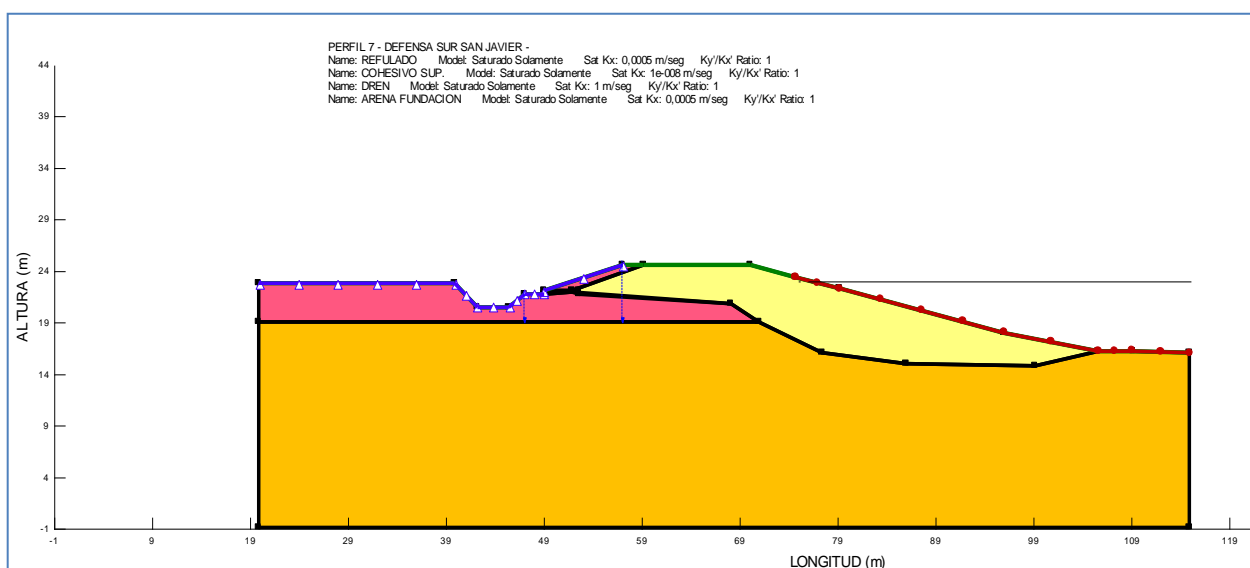
La sección analizada es una correspondiente a la Defensa Sur, zona en la que se construirá un terraplén refulado de arena limpia, debiendo completarse parte del cauce en el que actualmente existe una "olla" debido a la extracción de materiales en el sitio. Por ese motivo y

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

hasta el nivel del cauce actual, esa zona deberá ser completada mediante refulado realizado desde el agua, introduciendo la cuchara por debajo del ella para conformar una masa de suelo suficientemente densificada.

El análisis de filtraciones se realizó empleando la rutina SEPP/W del paquete GEOSOF. Y la sección analizada corresponde al Perfil 7. Dicha sección se muestra en le figura siguiente:



El modelo fue corrido en régimen estacionario, con la creciente de diseño que asciendo hasta cota +23,45 (Tr = 100 años)

Para los materiales, se identificaron:

Relleno refulado, con una permeabilidad $k = 5 \cdot 10^{-4}$ m/seg

Cohesiva tapada de fundación $k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s

Arena de Fundación $K = 5 \cdot 10^{-4}$ m/seg

Protección talud aguas abajo (cohesivo compactado) $k = k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s

Dren de pie $k = 1$ m/seg

Las dos líneas verticales indicadas en azul, en el talud externo y junto al canal de drenaje, indican secciones en las que se han obtenido los caudales en cada una de ellas-

La protección del talud aguas abajo se asumió como una capa de 0.60m de espesor, de suelo cohesivo compactado.

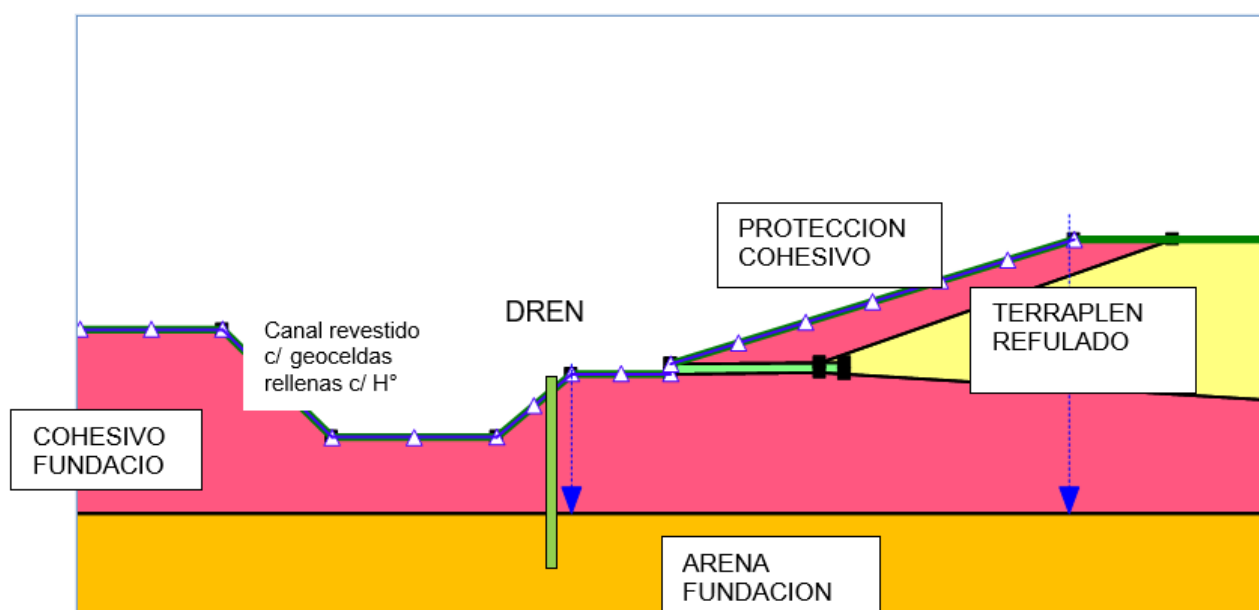
Como medida de seguridad, se colocará un dren al pie de presa y una línea de pozos de

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

alivio compuestos por tubos ranurados de 100 mm de diámetro hasta cota 17 o introduciéndolo en la arena al menos 2 metros, lo que resulte mayor. Se ubicarán cada 5m. El dren de pie, es una colchoneta de 0.30 m de espesor, y 3,00 m de ancho, que se coloca longitudinalmente al pie del talud aguas abajo del terraplén refulado. La misma será envuelta con geotextil no tejido de permeabilidad y porosidad adecuada según el suelo cohesivo que se coloque como protección de talud y la granulometría final de la arena. El dren de pie desaguará sobre una capa de suelo cemento al 8% que conducirá el flujo al canal de guarda, el cual estará protegido con geoceldas de 0,10 m de altura rellenas con hormigo H8. Bajo la geocelda, se colocará también un geotextil no tejido.

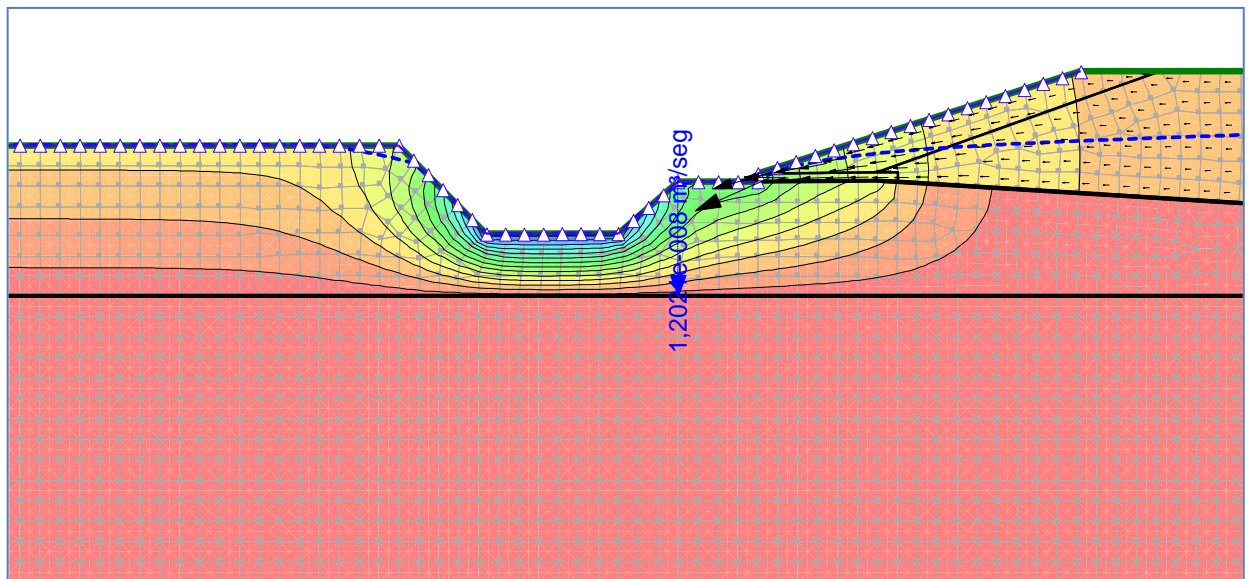
En la figura que sigue, se muestra un detalle de la parte inferior del talud, dren y canal de desagüe.



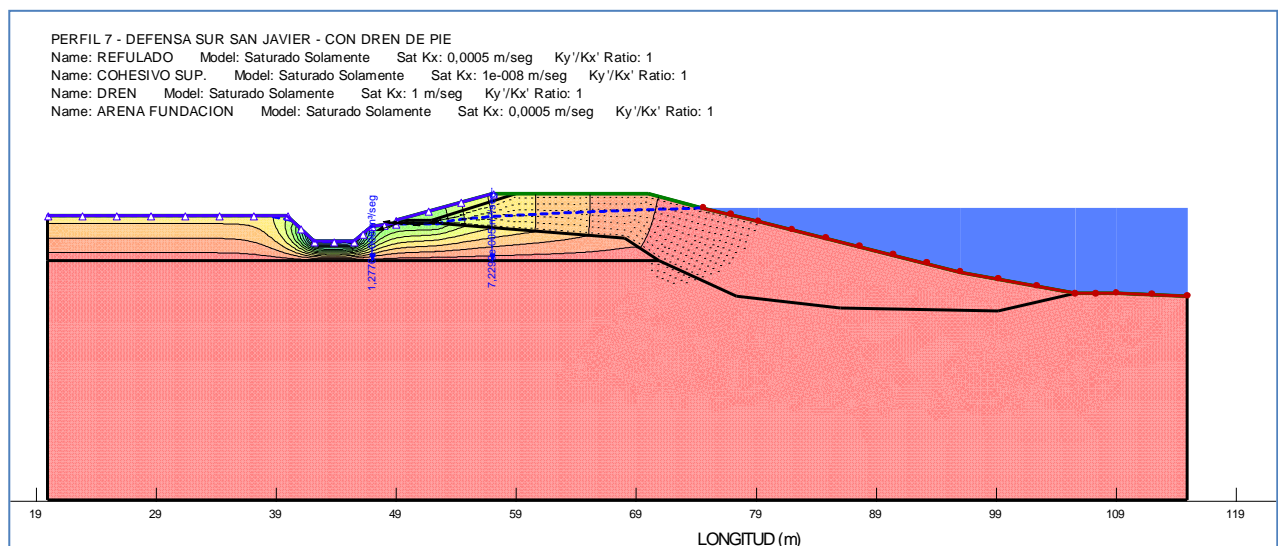
Se seleccionaron dos secciones representativas para cálculo de caudal una vez establecida la condición de régimen permanente.

En una primera instancia se analizó la situación de carga hidráulica extrema, sin drenes, y se advirtió que, si bien la línea de saturación no llegaba a comprometer el talud, dado que llegaba al pie del mismo, se generaba una importante supresión en el canal aguas debajo de la defensa, como se aprecia en la figura que sigue.

Se observan en el pie del talud del terraplén de defensa gradientes del orden de $i = 0,3 - 0,4$, y en el talud y base del canal, valores de gradiente elevados: del orden de 1,86 y 2,3. Estas situaciones podrían inducir procesos de piping si se mantuviera la situación de alturas máximas por algún tiempo prolongado.

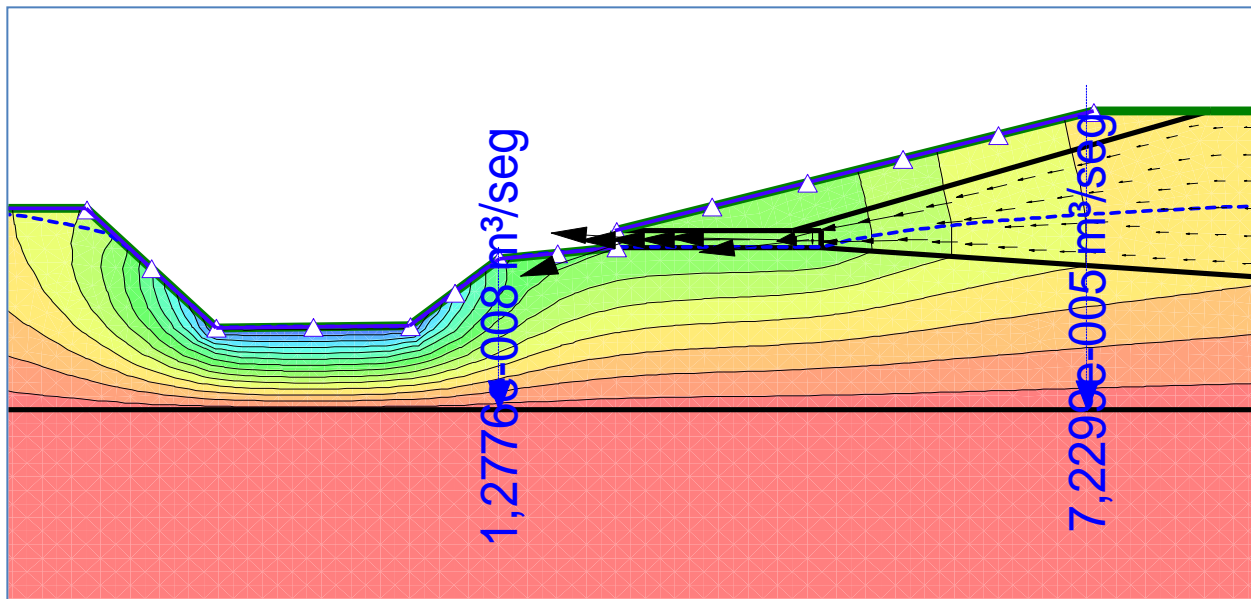


En una primera instancia y con finalidad de garantizar la permanencia de la línea de saturación baja y la seguridad al sifonamiento y uplift al pie de presa, se ha proyectado un dren al pie del terraplén de defensa, de 0,30m de espesor.

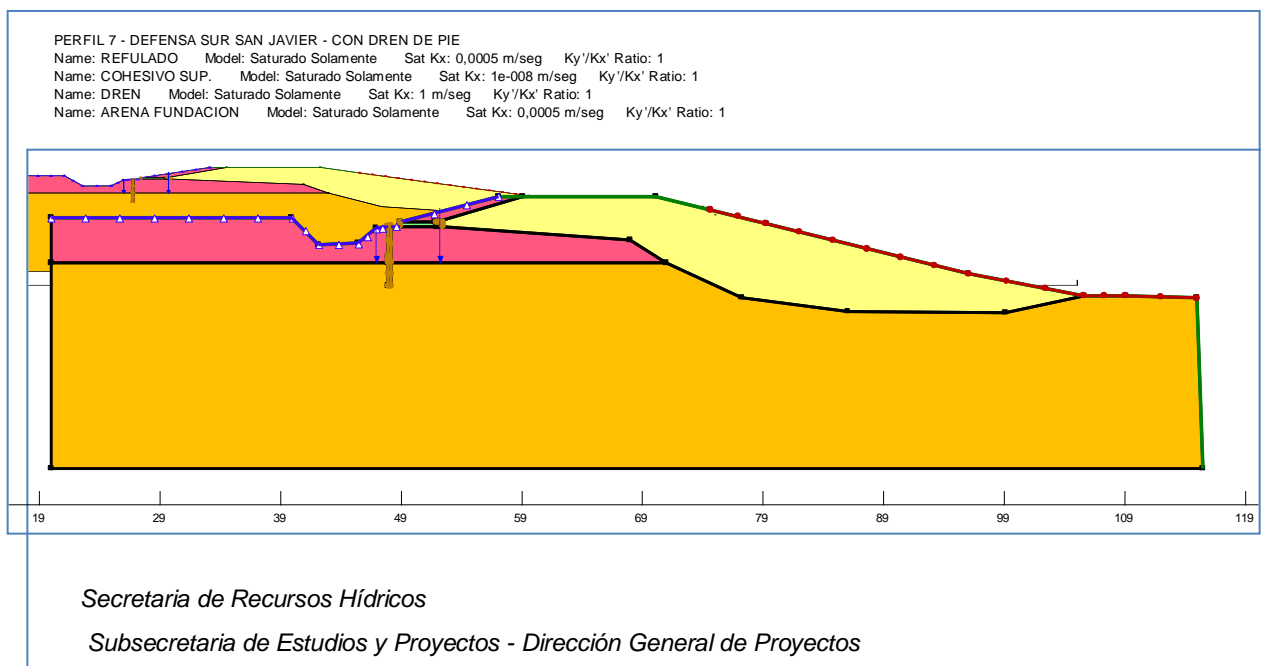


Secretaría de Recursos Hídricos

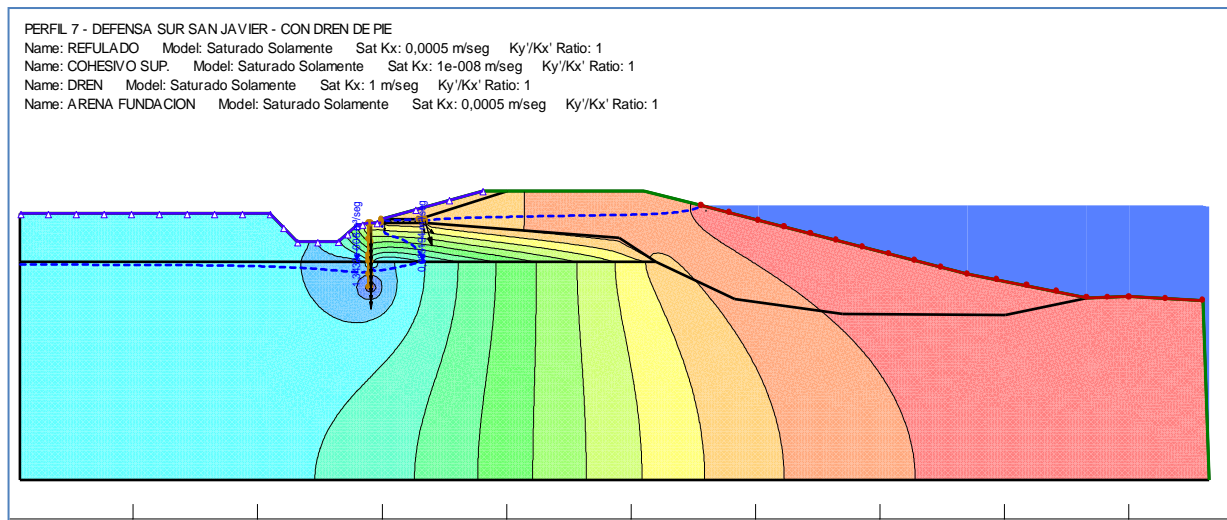
Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos



La colocación de una colchoneta drenante asegura que se dirija la línea de saturación hacia la misma sin afectar el talud seco; pero no soluciona la situación de gradientes altos a pie de presa y en el canal drenante. Para ello se ha proyectado una línea de pozos de alivio en la berma entre la presa y el canal drenante, que soluciona esta situación, que si bien se da en ocasiones muy esporádicas ($T_r = 100$ años, con una permanencia de varios días), es tomada en cuenta como un factor de seguridad adicional.



El resultado final de la situación analizada se observa en la figura siguiente:



10 MODELACION HEC-RAS

El presente trabajo corresponde a la modelación hidráulica del escurrimiento del Río San Javier y del Arroyo San Joaquín, como un brazo que se deriva del primero en el tramo correspondiente a la costanera de la localidad homónima, con la finalidad de conocer la distribución de velocidades en las distintas secciones de interés.

La herramienta utilizada para tal fin es el sistema de análisis de escurrimientos en ríos desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica de los estados Unidos HEC-RAS (Hydrological Engineering Center – River Analysis System).

INFORMACIÓN ANTECEDENTE

Se contó con la siguiente información antecedente:

- Relevamiento topobatimétrico y aforos líquidos del cauce y valle aluvial del Río San Javier. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral. Santa Fe, Octubre de 2007. Ministerio de Hacienda y Finanzas de la Provincia de Santa Fe para el Programa de Readecuación de las Obras de Mitigación contra inundaciones y estabilización de barrancas de la zona este de la Ciudad de San Javier.
- Estudio 1.EE.213, Informe Final Consultor 3 Ing. Gustavo Torres. Febrero 2009. Ministerio de Hacienda y Finanzas de la Provincia de Santa Fe. Subsecretaría de Proyectos de Inversión y Financiamiento externo (SPIFE). Unidad de Preinversión (UNPRE). Programa Multisectorial de Preinversión II. Préstamo BID 925 OC-AR, para el Programa de Readecuación de las Obras de Mitigación contra inundaciones y estabilización de barrancas de la zona este de la Ciudad de San Javier.
- Documento con resultados de corridas de flotadores y medición de velocidades. Ministerio de Infraestructura y Transporte de la Provincia de Santa Fe. Año 2016.
- Plano de Perfiles Transversales Relevados y de Proyecto. Documento: PERFILES TRANSVERSALES SJ-APE-13-28 (10-09-18).dwg.
- Plano de Planimetría de Proyecto. Documento: PLANTA GENERAL SJ-APE-01 (27-07-18).dwg
- Topobatimetrías relevadas. Documento: TOPOBATIMETRIAS - SJ-APE-T-01 a 07 (07-09-18).dwg

Se adjunta al ANEXO MODELACIÓN HIDRÁULICA un informe complementario y lo archivos de simulación.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

11 ESTIMACIÓN DE EROSIONES Y DEFINICIÓN DE LONGITUD DE MANTAS

Al producirse una crecida, aumenta la velocidad del flujo y la capacidad de arrastre, originándose en las secciones fenómenos de socavación con remoción de materiales de fondo que pueden ser arrastrados o sedimentados en el curso superior del río.

Por socavación general, se entiende, entonces, el descenso que tiene lugar en el fondo del río al producirse una avenida, y es debido al aumento de capacidad de arrastre al aumentar la velocidad de las aguas.

La posibilidad de arrastre de los materiales del fondo depende a su vez de la velocidad media del agua y la velocidad requerida para arrastrar las partículas que lo constituyen.

Para el caso de suelo granulares, la expresión que nos brinda la profundidad final después de la erosión es:

$$H_s^{(x+1)} = \frac{1/n + S^{1/2} * H_o^{5/3}}{0.68 * dm^{0.28} * \beta}$$

- n = coef. de Manning
- S = pendiente media del río
- Ho = Tirante inicial (m)
- Hs = Tirante final, después de la acción erosiva (m)
- dm = diámetro medio del material granular del lecho (mm)
- x = exponente variable en función de dm

Esta expresión surge de igualar la velocidad de erosión y la velocidad de arrastre para suelos granulares en este caso, según Lichtvan Lebediev.

Conocida la sección transversal, antes del paso de la avenida bastará con elegirse profundidades características que se transformarán por la fórmula anterior en las profundidades de socavación.

En una primera instancia (abril de 2018), se analizaron los datos de erosiones que se produjeron en los últimos 10 años, teniendo en cuenta la ocurrencia máxima de un evento de aproximadamente 25 años. Al realizar esa comparación se advirtió que si bien es cierto que ha habido un movimiento del talweg hacia la ciudad, no habían acontecido grandes procesos erosivos; sino que los principales problemas fueron ocasionados por retroceso de márgenes en su parte superior, en especial en las barrancas desde el camping hacia el norte.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

En la tabla que sigue se muestran los resultados de erosiones estimadas para distintas profundidades a lo largo de toda la defensa Este, bajo las premisas mencionadas

VERIFICACION EROSIONES para Tr = 25 años								
<p> $n = 0,028$ $dm = 0,3 \text{ mm}$ $H_o = \text{Profundidad (m)}$ $\beta = 0,85 \text{ para Tr} = 25 \text{ años}$ $S = 0,00005$ $X+1 = 1,41$ </p>								
Perfil	Ho (m)	1/n	S 1/2	H0 5/3	dm 0,28	Hs (x+1)	Hs	AH
1	1	35,71	0,0071	1,000	0,714	0,61207576	0,71	
2	2	35,71	0,0071	3,175	0,714	1,94298623	1,60	
3	3	35,71	0,0071	6,240	0,714	3,81904832	2,59	
4	4	35,71	0,0071	10,079	0,714	6,16859676	3,63	
5	5	35,71	0,0071	14,620	0,714	8,94752808	4,73	
6	6	35,71	0,0071	19,812	0,714	12,1247227	5,87	
7	7	35,71	0,0071	25,615	0,714	15,6765249	7,04	0,04
8	8	35,71	0,0071	32,000	0,714	19,584074	8,25	0,25
9	9	35,71	0,0071	38,941	0,714	23,8318219	9,48	0,48
10	10	35,71	0,0071	46,416	0,714	28,406631	10,73	0,73
11	11	35,71	0,0071	54,407	0,714	33,2971864	12,01	1,01
12	12	35,71	0,0071	62,898	0,714	38,493595	13,32	1,32
13	13	35,71	0,0071	71,874	0,714	43,9870986	14,64	1,64
14	14	35,71	0,0071	81,323	0,714	49,7698642	15,98	1,98
15	15	35,71	0,0071	91,233	0,714	55,8348252	17,34	2,34

En la planilla que sigue, se muestran las comparaciones efectuadas entre las batimetrías actuales y las del año 2007 distintos perfiles de obra.

PLANILLA CON VALORES DE EROSIONES PRODUCIDAS ENTRE 2007 Y 2017, SEGÚN MEDICIONES BATIMÉTRICAS.					
PERFIL	EROSION SEGUN Batimetrías 2007 y 2017	TIRANTE DE AGUA H0	PERFIL	EROSION SEGUN Batimetrías 2007 y 2017	TIRANTE DE AGUA H0

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

2			40	2,20	11
3			41	1	10
4			42	1,50	13
5			43	1,40	14
6			44	1,20	15
7			45	1,60	17
8			46	1	
9			47		15
10	1		48	1,40	15
11	0		49	0,40	14
12	0,50		50	0,40	16
13	0,50		51	1,40	16
14	0		52	0,60	15
15	0		53	0,60	15
16	0		54	1,20	14
17	0		55	0,85	13
18	0		56	0,70	12
19	0,80		57	1,40	12
20	0,40		58	1,40	12
21	0,60		59	1	11
22	0,50		60	0,65	10
23	1,60	11	61	0,50	11
24	1,70	12	62	0,50	11
25	1,60	12	63	0,70	11

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

26	1,50	11	64	1,20	10
27	2		65	0,60	10
28	2,20		66	0,60/1	10
29	2,5	14	67	0,60	10
30		16	68	0,65	11
31		12	69	0,40	11
32	1,70	10	70	0,80	10
33	0,70/1,30	9	71	0,70/1,2	9
34	0,50/1,20	7	72	0,80	9
35		7	73	1,20	11
36			74	2	11
37			75	0,80	12
38			76	1,90	11
39		7			

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

EROSIONES CALCULADAS SEGÚN LICHTVAN LEBEDIEV, EMPLEANDO RESULTADOS DE HEC RAS												
Perfil 1 km aguas arriba del espigon - Perfil 62												
Plan: Plan07 San Javier Pueblo RS: 1 Profile: PF 17 Q=8500 m3/s 23.50 IGN										LICHTVAN-LEBEDIEV		
	Pos	Left Sta	Right Sta	Flow	Area	W.P.	Hydr	Velocity	Shear	Vcrit	Hs	hs
		(m)	(m)	(m3/s)	(m2)	(m)	Depth(m)	(m/s)	(N/m2)	(m/s)	(m)	(m)
1	LOB	0	320.67	374.13	1270.21	323.42	3.96	0.29	3.69	0.85	0.00	0.00
2	LOB	320.67	641.34	610.87	1698.82	320.67	5.30	0.36	4.98	0.96	0.00	0.00
3	LOB	641.34	962.01	692.16	1831.06	320.67	5.71	0.38	5.37	0.99	0.00	0.00
4	LOB	962.01	1282.68	631.35	1732.77	320.67	5.40	0.36	5.08	0.97	0.00	0.00
5	LOB	1282.68	1603.35	501.19	1509.68	321.24	4.71	0.33	4.42	0.92	0.00	0.00
6	Chan	1603.35	1620.05	152.05	124.35	16.82	7.44	1.22	6.95	1.10	8.03	0.59
7	Chan	1620.05	1636.76	163.65	129.7	16.74	7.76	1.26	7.28	1.12	8.45	0.69
8	Chan	1636.76	1653.46	175.17	135.45	16.84	8.11	1.29	7.56	1.14	8.88	0.77
9	Chan	1653.46	1670.17	166.32	131.12	16.79	7.85	1.27	7.34	1.13	8.55	0.70
10	Chan	1670.17	1686.87	263.89	173.91	17.02	10.41	1.52	9.61	1.27	11.87	1.46
11	Chan	1686.87	1703.58	314.97	191.98	16.71	11.49	1.64	10.8	1.32	13.46	1.97
12	Chan	1703.58	1720.28	312.81	191.21	16.71	11.45	1.64	10.75	1.32	13.40	1.95
13	Chan	1720.28	1736.99	325.98	195.98	16.71	11.73	1.66	11.02	1.33	13.79	2.06
14	Chan	1736.99	1753.69	326.5	196.16	16.71	11.74	1.66	11.04	1.33	13.81	2.07
15	Chan	1753.69	1770.4	325.29	195.74	16.71	11.72	1.66	11.01	1.33	13.77	2.05
16	Chan	1770.4	1787.1	326.45	196.14	16.71	11.74	1.66	11.03	1.33	13.81	2.07
17	Chan	1787.1	1803.8	318.65	193.31	16.71	11.57	1.65	10.88	1.32	13.57	2.00
18	Chan	1803.8	1820.51	311.13	190.57	16.71	11.41	1.63	10.72	1.32	13.34	1.93
19	Chan	1820.51	1837.21	316.47	192.52	16.71	11.52	1.64	10.83	1.32	13.51	1.99
20	Chan	1837.21	1853.92	318.06	193.1	16.71	11.56	1.65	10.86	1.32	13.55	1.99
21	Chan	1853.92	1870.62	321.85	194.47	16.7	11.64	1.66	10.94	1.33	13.67	2.03
22	Chan	1870.62	1887.33	323.15	195	16.72	11.67	1.66	10.96	1.33	13.70	2.03
23	Chan	1887.33	1904.03	333.57	198.71	16.71	11.90	1.68	11.18	1.34	14.02	2.12
24	Chan	1904.03	1920.74	328.26	196.94	16.74	11.79	1.67	11.06	1.33	13.86	2.07
25	Chan	1920.74	1937.44	212.74	154	17.35	9.22	1.38	8.34	1.21	10.19	0.97
26	ROB	1937.44	1938.43	5.06	6.7	1.01	6.75	0.75	6.24	1.06	0.00	0.00
27	ROB	1938.43	1939.43	4.83	6.52	1.01	6.57	0.74	6.07	1.05	0.00	0.00
28	ROB	1939.43	1940.42	4.61	6.34	1.01	6.39	0.73	5.9	1.04	0.00	0.00
29	ROB	1940.42	1941.41	4.4	6.16	1.01	6.21	0.71	5.74	1.03	0.00	0.00
30	ROB	1941.41	1942.41	4.18	5.98	1.01	6.02	0.7	5.57	1.01	0.00	0.00
31	ROB	1942.41	1943.4	3.98	5.8	1.01	5.84	0.69	5.4	1.00	0.00	0.00
32	ROB	1943.4	1944.39	3.77	5.62	1.01	5.66	0.67	5.23	0.99	0.00	0.00
33	ROB	1944.39	1945.38	3.55	5.43	1.02	5.47	0.65	5.03	0.97	0.00	0.00
34	ROB	1945.38	1946.38	3.3	5.21	1.02	5.24	0.63	4.79	0.96	0.00	0.00
35	ROB	1946.38	1947.37	3.05	4.97	1.02	5.01	0.61	4.58	0.94	0.00	0.00
36	ROB	1947.37	1948.36	2.82	4.74	1.02	4.77	0.59	4.36	0.92	0.00	0.00
37	ROB	1948.36	1949.36	2.59	4.5	1.02	4.53	0.57	4.15	0.90	0.00	0.00
38	ROB	1949.36	1950.35	2.25	4.24	1.08	4.27	0.53	3.69	0.88	0.00	0.00
39	ROB	1950.35	1951.34	1.69	3.69	1.18	3.71	0.46	2.94	0.83	0.00	0.00
40	ROB	1951.34	1952.34	1.24	3.06	1.18	3.08	0.4	2.44	0.77	0.00	0.00
41	ROB	1952.34	1953.33	0.84	2.43	1.18	2.45	0.35	1.94	0.70	0.00	0.00
42	ROB	1953.33	1954.32	0.58	1.88	1.1	1.90	0.31	1.61	0.63	0.00	0.00
43	ROB	1954.32	1955.31	0.36	1.42	1.1	1.43	0.25	1.21	0.56	0.00	0.00
44	ROB	1955.31	1956.31	0.19	0.95	1.1	0.96	0.19	0.82	0.48	0.00	0.00
45	ROB	1956.31	1957.3	0.05	0.49	1.36	0.49	0.11	0.34	0.36	0.00	0.00

Secretaria de Recursos Hídricos

Subsecretaria de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

EROSIONES CALCULADAS SEGÚN LICHTVAN LEBEDIEV, EMPLEANDO RESULTADOS DE HEC RAS											
Perfil 0,5 km aguas arriba del espigón - Perfil 52											
Plan: Plan07 San Javier Pueblo RS: 0.5 Profile: PF 17										LICHTVAN-LEBEDIEV	
Pos	Left Sta	Right Sta	Flow	Area	W.P.	Hydr	Velocity	Shear	Vcrit	Hs	hs
	(m)	(m)	(m3/s)	(m2)	(m)	Depth(m)	(m/s)	(N/m2)	(m/s)	(m)	(m)
1 LOB	0	352.79	658.07	1617.98	357.57	4.59	0.41	6.64	0.91	0.00	
2 LOB	352.79	705.57	614.22	1544.51	353.04	4.38	0.4	6.42	0.89	0.00	
3 LOB	705.57	1058.36	767.77	1765.34	352.83	5.00	0.43	7.34	0.94	0.00	
4 LOB	1058.36	1411.14	844.86	1870.31	353.13	5.30	0.45	7.77	0.96	0.00	
5 LOB	1411.14	1763.93	618.06	1551.14	353.53	4.40	0.4	6.44	0.89	0.00	
6 Chan	1763.93	1774.78	152.34	94.72	11.96	8.73	1.61	11.62	1.18	10.92	2.19
7 Chan	1774.78	1785.64	215.95	112.42	10.87	10.36	1.92	15.17	1.26	13.98	3.62
8 Chan	1785.64	1796.49	226.96	115.77	10.86	10.67	1.96	15.64	1.28	14.49	3.82
9 Chan	1796.49	1807.34	228.35	116.2	10.86	10.71	1.97	15.7	1.28	14.55	3.84
10 Chan	1807.34	1818.2	240.84	119.95	10.86	11.05	2.01	16.21	1.30	15.10	4.05
11 Chan	1818.2	1829.05	252.13	123.33	10.86	11.36	2.04	16.66	1.31	15.61	4.25
12 Chan	1829.05	1839.9	245.89	121.46	10.86	11.19	2.02	16.41	1.31	15.34	4.15
13 Chan	1839.9	1850.75	246.49	121.62	10.85	11.21	2.03	16.44	1.31	15.36	4.15
14 Chan	1850.75	1861.61	249.33	122.46	10.85	11.28	2.04	16.56	1.31	15.48	4.20
15 Chan	1861.61	1872.46	251.78	123.18	10.85	11.35	2.04	16.65	1.31	15.60	4.25
16 Chan	1872.46	1883.31	249.5	122.51	10.85	11.29	2.04	16.56	1.31	15.50	4.21
17 Chan	1883.31	1894.17	251.31	123.06	10.86	11.34	2.04	16.63	1.31	15.57	4.23
18 Chan	1894.17	1905.02	255.92	124.4	10.86	11.46	2.06	16.81	1.32	15.78	4.32
19 Chan	1905.02	1915.87	268.34	128.01	10.86	11.80	2.1	17.29	1.33	16.32	4.52
20 Chan	1915.87	1926.73	279.93	131.28	10.86	12.10	2.13	17.74	1.35	16.81	4.71
21 Chan	1926.73	1937.58	300.66	137.15	10.88	12.64	2.19	18.5	1.37	17.69	5.05
22 Chan	1937.58	1948.43	308.77	139.24	10.86	12.83	2.22	18.82	1.38	18.03	5.20
23 Chan	1948.43	1959.28	324.47	144.14	10.99	13.28	2.25	19.25	1.40	18.68	5.40
24 Chan	1959.28	1970.14	259.39	129.12	11.68	11.90	2.01	16.23	1.34	15.92	4.02
25 Chan	1970.14	1980.99	174.86	105.99	12.88	9.77	1.65	12.08	1.23	12.04	2.27
26 ROB	1980.99	1981.45	1.87	2.6	0.55	5.72	0.72	6.89	0.99	0.00	
27 ROB	1981.45	1981.9	1.7	2.46	0.55	5.40	0.69	6.51	0.97	0.00	
28 ROB	1981.9	1982.36	1.54	2.31	0.55	5.09	0.67	6.13	0.95	0.00	
29 ROB	1982.36	1982.81	1.38	2.17	0.55	4.77	0.64	5.75	0.92	0.00	
30 ROB	1982.81	1983.27	1.23	2.03	0.55	4.45	0.61	5.36	0.89	0.00	
31 ROB	1983.27	1983.72	1.09	1.88	0.55	4.14	0.58	4.98	0.87	0.00	
32 ROB	1983.72	1984.18	0.96	1.74	0.55	3.82	0.55	4.6	0.84	0.00	
33 ROB	1984.18	1984.63	0.83	1.59	0.55	3.50	0.52	4.22	0.81	0.00	
34 ROB	1984.63	1985.09	0.71	1.45	0.55	3.19	0.49	3.84	0.78	0.00	
35 ROB	1985.09	1985.54	0.59	1.31	0.55	2.87	0.45	3.46	0.75	0.00	
36 ROB	1985.54	1986	0.5	1.17	0.54	2.57	0.43	3.18	0.71	0.00	
37 ROB	1986	1986.45	0.41	1.04	0.54	2.28	0.4	2.82	0.68	0.00	
38 ROB	1986.45	1986.91	0.33	0.91	0.54	1.99	0.36	2.47	0.64	0.00	
39 ROB	1986.91	1987.36	0.25	0.77	0.54	1.70	0.33	2.11	0.60	0.00	
40 ROB	1987.36	1987.82	0.19	0.64	0.54	1.41	0.29	1.75	0.56	0.00	
41 ROB	1987.82	1988.27	0.13	0.51	0.54	1.12	0.25	1.39	0.51	0.00	
42 ROB	1988.27	1988.73	0.08	0.38	0.54	0.84	0.2	1.04	0.45	0.00	
43 ROB	1988.73	1989.18	0.04	0.25	0.54	0.55	0.15	0.68	0.38	0.00	
44 ROB	1989.18	1989.64	0.01	0.12	0.54	0.26	0.09	0.32	0.28	0.00	
45 ROB	1989.64	1990.09	0	0.01	0.21	0.06	0.03	0.07	0.15	0.00	

- Pos = Posicion: LOB (margen izquierda); Chan (Canal); ROB (margen derecha)
- Left Sta = Progresiva izquierda
- Right Sta = Progresiva derecha
- Flow = Caudal (m3/seg)
- Area = Area de la seccion (m2)
- W.P. = Perimetro hidraulico (m)

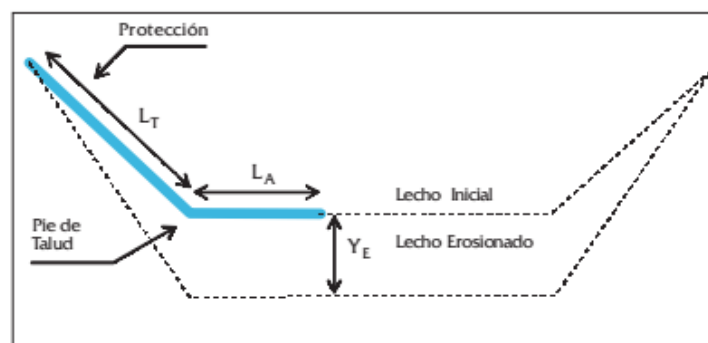
Secretaria de Recursos Hídricos

Subsecretaria de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

- Prof = Profundidad (m)
- Vel = Velocidad (m/s)
- Shear = Tension de corte inducida (N/m²)
- V crit = Velocidad critica s/ Lichtvan Lebediev (m/s)
- Hs = Profundidad total erosionada (m)
- hs = Erosion estimada (m)

Obsérvese la buena concordancia obtenida entre lo medido y lo obtenido mediante la formulación de Lichtvan Lebediev.

Según Przedwojski et al., "River Training Techniques, Fundamentals, design and applications" - 1995, debería adicionarse a la manta una longitud $L_A = 1,5 Y_E$, de manera que ante la ocurrencia del evento considerado, la manta tomara un talud de 1V: 1,5 H.



Con un criterio de seguridad, se adicionó en San Javier, una longitud de manta del orden de 2,5 a 3 veces la erosión estimada, lo que implica que ante una eventual erosión, la manta tomaría un talud entre 1V:2.5 a 3H.

Dado el tiempo transcurrido desde que se desarrolló el proyecto original (2007 – 2008), se decidió efectuar una nueva corrida de Hec-Ras, que contemplara las mediciones topobatimétricas actualizadas y los perfiles de obra propuestos. Este estudio puede apreciarse en el Anexo Modelación Hidráulica - HEC RAS.

En función de las velocidades que surgen del análisis efectuado, se reanalizaron las longitudes propuestas en abril 2008 y se propusieron algunos cambios, siempre con criterio conservador. Las longitudes de las mantas se aprecian en los planos ST-APE-13 a ST-APE 28.

A continuación, se presentan las planillas de HEC-RAS en donde se discretiza el flujo en fajas tal como se muestra la distribución de velocidades del informe de corrida del HEC-RAS, que se adjunta en ANEXO del presente informe. En estas planillas se incluye el cálculo de la velocidad

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

crítica y la profundidad de socavación con las fórmulas de LICHTWAN-LEVEDIEV, para comparar en los perfiles P52 a 0,5Km y P62 a 1 km del Espigón.

11.1 Planilla erosiones

PERFIL	Progresiva m	PROFUNDIDAD m	EROSION m	Veloc.s/Hec Ras (m/seg)
2	450	8	1,1	0,4m/seg
3		6	0,4	
4		6	0,4	
5		6	0,4	
6		6	0,4	
7		6	0,4	
8		7	0,7	
9		7	0,7	
10		7	0,7	
11		6	0,4	
12		6	0,4	
13		6	0,4	
14		5	0,2	
15		5	0,2	
16		5	0,2	
17		5	0,2	
18		5	0,2	
19		5	0,2	

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

20		5	0,2	1m/seg
21		5	0,2	
22		6	0,4	
23		6	0,4	
24		9	1,4	
25		9	1,4	
26		9	1,4	
27		9	1,4	
28		11	2,2	
29		9	1,4	
30		9	1,4	
31		8	1,1	
32		8	1,1	
33		8	1,1	
34		7	0,7	
35		7	0,7	
36		5	0,2	
37			PLAYA	
38			PLAYA	
39			PLAYA	

40	2300	10	1,8	
41		9	1,4	

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

42		11	2,2	2-2,5m/seg
43		14	3,6	
44		14	3,6	
45		17	5	
46		17	5	
47		16	4,5	
48		15	4	
49		15	4	
50		16	4,5	
51		16	4,5	
52	2800	14	3,6	
53		16	4,5	
54		15	4	
55		14	3,6	
56		13	3	
57		13	3	
58		13	3	
59		11	2,2	
60		11	2,2	
61		12	2,7	
62	3300	12	2,7	
63		12	2,7	
64		12	2,7	
65		12	2,7	

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

66		11	2,2	1,5-2,5m/seg
67		12	2,7	
68		12	2,7	
69		11	2,2	
70		11	2,2	
71		10	1,8	
72		10	1,8	
73		11	2,2	
74		11	2,2	
75		11	2,2	
76		11	2,2	

12 PROTECCIONES

Los taludes de los terraplenes de defensa y las márgenes y parte del lecho del río deberán ser protegidos frente a la acción de los agentes erosivos que pueden afectarlos. Entre estos mecanismos de erosión los más importantes merecen citarse: erosión fluvial por velocidad de la corriente, oleaje, lluvias y viento.

Se consideran en este punto dos tipos de protecciones:

- Protección vegetal sobre los taludes aguas abajo de los terraplenes
- Protección flexible sobre los taludes aguas arriba de los terraplenes, márgenes y lecho del río, conformada por mantas con bloques de hormigón adheridos a un geotextil tejido de vinculación.

Se adopta una protección vegetal (suelo-pasto) para los taludes aguas abajo de los terraplenes, que estarán sometidos a la acción de la lluvia y el viento, mientras que, para los taludes aguas arriba, se adopta la protección conformada por mantas flexibles, ya que estos taludes estarán sometidos, además de la lluvia y el viento, a la acción del oleaje y de la corriente, siendo éstas dos las sollicitaciones hidráulicas más importantes.

12.1 PROTECCIÓN VEGETAL

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Para la protección de los taludes aguas abajo del terraplén, se empleará una protección conformada por suelo cohesivo compactado con una cubierta de suelo vegetal.

En los Países Bajos, la mayor parte de los terraplenes de defensa construidos en costas fluviales están protegidos por una cubierta vegetal sobre suelo cohesivo, y la resistencia de la erosión de estos terraplenes está confiada a la resistencia de esa protección. Según la experiencia allí desarrollada, la resistencia de la protección depende fundamentalmente de la manera en que se controla el crecimiento y posterior mantenimiento de la protección vegetal y de las características del suelo arcilloso bajo la protección.

La protección vegetal, racional e integralmente diseñada, está compuesta por una cubierta de suelos arcillosos (topsoil + subsoil) y pasto (grass cover) sobre el suelo que conforma el talud del terraplén (core material) (Ver Figura 8). La protección consta de dos capas: una primera capa de suelo arcilloso de buenas características geotécnicas y adecuadamente compactado (subsoil) y sobre éste una capa superior de suelo con características humíferas, sobre el que colocará un tapiz vegetal o un manto de tepes.

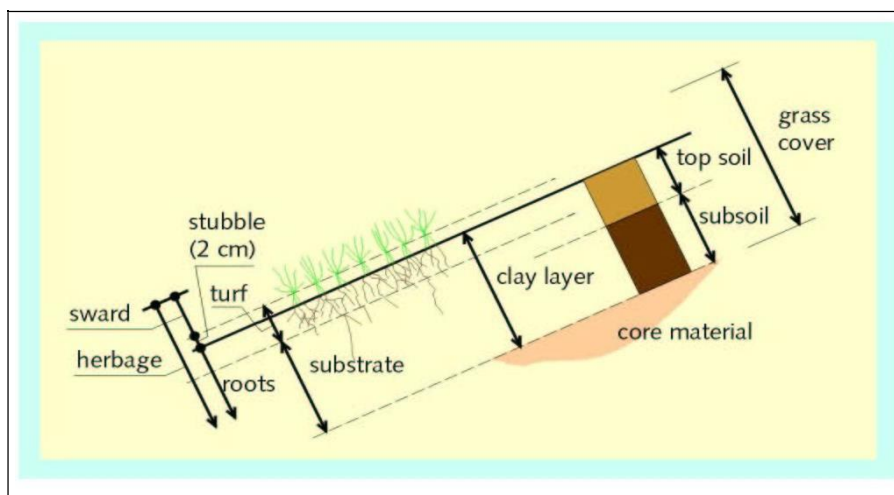


Figura 8: Estructura de la protección vegetal.

Para definir el espesor del suelo cohesivo que cubre el núcleo de arena refulada, deben precisarse las solicitaciones que deberá soportar el material bajo hipótesis de funcionamiento, utilizando bibliografía actualizada sobre el tema y analizando el comportamiento de obras existentes en entornos similares.

Frente a las cargas hidráulicas que actúan sobre la protección, la función del suelo no es

sólo la de dar sustento y nutrición a la vegetación, sino la de contribuir a la resistencia a la erosión en caso de que la cubierta vegetal no se haya desarrollado totalmente o haya resultado erosionada. En ese caso, la capa arcillosa inferior ejerce una resistencia residual, ya que la premisa base de diseño debe ser que en ningún momento quede al descubierto el talud del terraplén, que en este caso es de suelo arenoso refulado.

La protección vegetal requiere de un tiempo no menor a 3 a 5 años para su total desarrollo. El período entre la colocación y el desarrollo completo de la cobertura, se considera como un estado transitorio de obra y durante el mismo se deben realizar controles especiales y todas las reparaciones que sean requeridas.

Una protección vegetal de alta resistencia a la erosión, se logra con un crecimiento cerrado o tupido y una alta densidad de raíces en la capa superior de unos 0,10-0,15 m de espesor sobre la que crece el pasto. Para ello se recomienda lograr una cobertura vegetal, en lo posible, no inferior al 85%, con una distribución uniforme. La resistencia del sistema radica principalmente en la parte no visible: la capa de las raíces. El logro de una mata cerrada y de una buena penetración del césped depende del manejo agronómico realizado y resulta, según la experiencia holandesa, más importante que las características del suelo cohesivo que le subyace.

Una cubierta vegetal de baja densidad de cobertura tiene una pobre resistencia a la erosión. Este tipo de cobertura se produce, entre otras cosas, cuando al efectuar el mantenimiento se realiza el segado sin el retiro de cortes. Por otra parte, un grado de fertilización intensiva puede producir un crecimiento cerrado, pero con una penetración de raíces muy superficial, disminuyendo la calidad de la protección. Los aspectos mencionados revelan que el manejo agronómico de la cobertura cespitosa es fundamental durante la vida útil de la obra.

12.1.1 Comportamiento estructural

12.1.1.1 Acción del viento

Para que exista erosión eólica se requieren vientos de intensidad y dirección constante, con velocidades de superficie superiores a los 40 km/h. El recubrimiento de los taludes con suelos arcillosos que conservan durante períodos prolongados la humedad, generan un sistema de protección contra la erosión eólica aceptable. A estas características del suelo desnudo se agrega la cubierta vegetal desarrollado sobre el suelo de recubrimiento conformando como conjunto una protección adecuada a la sollicitación eólica de la zona.

12.1.1.2 Acción de las lluvias

El potencial erosivo de la lluvia es función de su intensidad, de las condiciones del suelo (desnudo o con vegetación), del porcentaje de infiltración y drenaje y, de la longitud y pendiente del talud.

Las condiciones del suelo cohesivo compactado que conforma una de las capas de la protección (subsoil) son adecuadas para soportar lluvias de alta intensidad, y la implantación de pastos de la zona, incrementa el potencial de resistencia a la erosión hídrica.

La pendiente de los taludes (1V:3H y 1V:2H) y su reducida longitud, definen condiciones de baja velocidad de escorrentía.

Para definir la lámina de agua que escurre sobre el talud, se puede considerar una intensidad de lluvia de 200 mm/h. Para el caso del talud 1V:3H esta precipitación, aplicada a un metro de ancho de terraplén y 10 m de desarrollo del talud, que representan 6.5 m de longitud de la mitad del coronamiento, más 3.5 m del talud 1V:3H implica un caudal Q, por metro de ancho de:

$$Q(\text{m}^3/\text{seg}) = C \times L \times b \times I$$

Dónde:

- C = 0.9 Coeficiente de escorrentía L = 10 m
- b = 1 m
- I = 200 mm / h

Por lo que resulta Q = 0.0005 m³/s

Para la determinación de la velocidad de escorrentía se aplica a esa faja de 1 m de ancho de talud, la ecuación de Chezy – Manning para escurrimiento permanente uniforme:

$$V (\text{m/seg.}) = 1/n * Rh^{2/3} * i^{1/2}$$

Dónde:

- Rh = Radio hidráulico (para canales anchos, Rh coincide con el tirante) i = pendiente (talud 1V:3H, i=0.33)
- n = coeficiente de rugosidad de Manning (adoptado n = 0.1)

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Se obtiene entonces una velocidad de escorrentía $V = 0.14$ m/s.

En el caso del talud 1V:2H, con un desarrollo de 9 m (6.5 m de coronamiento y 2.5 m de talud), resulta una velocidad $V = 0.15$ m/s.

Estas dos velocidades que pueden desarrollarse sobre el talud protegido con césped y suelo arcilloso no causarán erosión, tal como puede apreciarse en la Figura 9, en la que se muestran velocidades máximas en función del tiempo para distintas protecciones. Las velocidades obtenidas se sitúan siempre por debajo de la curva inferior, correspondiente a la cobertura calificada como más pobre.

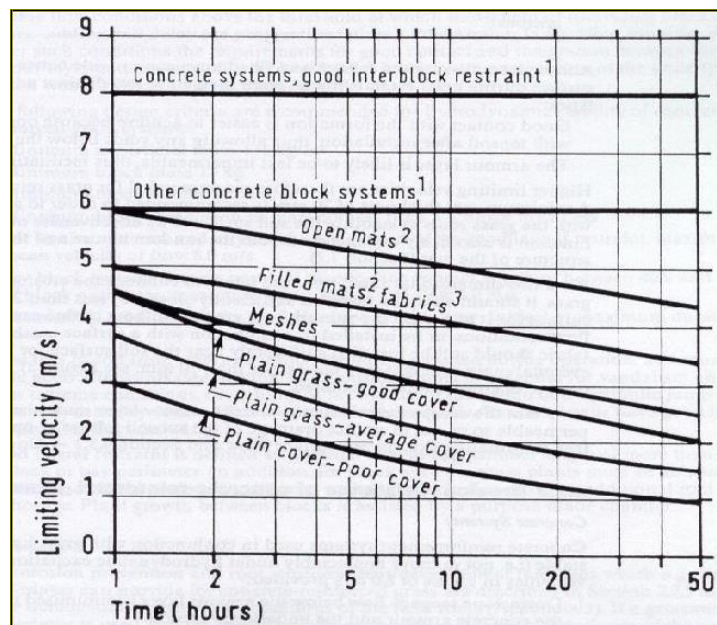


Figura 9: Velocidades máximas en función del tiempo para distintas protecciones.

No obstante, durante el período inicial de explotación de la obra, la cubierta vegetal estará en pleno desarrollo y si coincide este período con caudales producidos por lluvias muy intensas, se podrían generar cárcavas en la capa de suelo de protección, que deberán corregirse mediante tareas de mantenimiento sistemáticas, ni bien resulten detectadas.

12.1.1.3 Espesor del manto de arcilla

No obstante, la demostrada resistencia antierosiva que ofrece la protección cespitosa, caben las siguientes alternativas:

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

- Que ocurra un evento erosivo antes de que la misma se haya desarrollado completamente.
- Que el mantenimiento no resulte el adecuado y queden zonas expuestas de arcilla sin recubrimiento de césped.
- Que sucedan varias tormentas de viento, y entre uno y otro evento por motivos diferentes no se hayan efectuado las reparaciones necesarias en el talud.

En cualquiera de las alternativas mencionadas más arriba, quedaría expuesta la arcilla como capa resistente del cuerpo arenoso, el que por ningún motivo debe quedar expuesto a la acción erosiva del agua. En ese caso, es necesario contar con la protección de un manto de arcilla suficientemente resistente a la erosión.

El mínimo espesor de la protección es de 0,40 m (para $H_s = 0$), el cual es considerado como de seguridad. Este espesor de arcilla es el mínimo recomendado por la experiencia de los Países Bajos. En la Figura 10 se muestran los criterios de calidad de la capa de arcilla de protección, en función de la plasticidad del material.

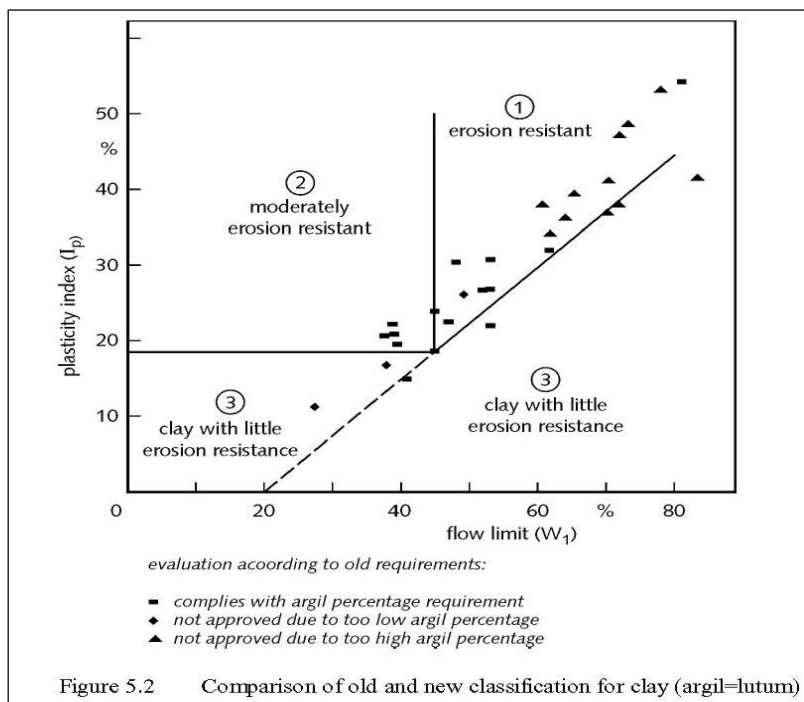


Figura 10: Criterios de calidad de la capa arcillosa de protección.

Finalmente, se adopta para la capa de arcilla compactada (subsoil) un espesor $H_1 = 0.60$ m.
Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Para la capa superficial de suelo húmico (topsoil), se adopta un espesor $H_2 = 0.15$ m.

12.2 PROTECCIÓN FLEXIBLE

Para los taludes aguas arriba de los terraplenes, el proyecto requiere la utilización de una protección flexible y continua, lo que se obtendrá mediante el uso de bloques de hormigón uniformemente adheridos a un geotextil tipo tejido, estructural, conformando ambos materiales una unidad indivisible y homogénea. Este tipo de protección, de probada aptitud y comportamiento en otras obras de la zona, se adaptará a la forma de la superficie a revestir.

La cubierta se compondrá de geotextil con bloques de hormigón uniformemente adheridos, no aceptando uniones puntuales, los que son diseñados en función de un cálculo hidráulico y geotécnico. Ver plano SJ-APE-29.

12.2.1 Determinación de la altura de los bloques de hormigón

La protección flexible se calcula de manera tal que quede garantizada su estabilidad frente a dos tipos de solicitaciones exteriores producidas por el oleaje y la corriente.

Para el diseño de la protección flexible se han seguido los criterios establecidos en el DESIGN MANUAL FOR SLOPE PROTECTION DEL MINISTRY OF TRANSPORT, PUBLIC WORKS AND WATER MANAGEMENT – Road and Hydraulic Engineering Division, conjuntamente con GUIDELINES FOR DESIGN OF FLEXIBLE REVETMENTS INCORPORATING GEOTEXTILE IN MARINE ENVIRONMENT de Permanent International Association of Navigation Congress (PIANC).

Las características y dimensiones del revestimiento a emplear se han establecido evaluando su estabilidad hidráulica ante la acción del oleaje y la corriente. La elección de la altura de la protección se realiza de acuerdo a la fórmula específica para protecciones flexibles del Dr. Ing. Krystian Pilarczyk (ref. 9 f, g)

Con respecto a los geotextiles, el cálculo se realiza según dos procedimientos: uno, con el método propuesto por Pilarczyk (1999), y el otro, según el criterio presentado en la publicación GEOSYNTHETIC DESIGN AND CONSTRUCTION GUIDELINES de Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation (FHWA).

La altura de la protección (altura de los bloques de hormigón) se determina a partir de las solicitaciones del oleaje y luego se verifica frente a las solicitaciones de la corriente.

La fórmula de Pilarczyk para el proyecto según el oleaje incidente expresa:

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

$$\frac{H_s}{\Delta_m \times D} \leq \frac{F}{\xi_{op}^b} \quad (\xi_{op} < 3, \cot \alpha \geq 2) \quad (1)$$

Donde ξ_{op} (índice de rompiente) es igual a:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{Lop}}} = 1,25 \times T_p \times H_s^{-0,5} \times \tan \alpha \quad (2)$$

Siendo:

- H_s = altura de ola característica (m) T_p = período pico de la ola (s)
- Lop = longitud de la ola en aguas profundas (m) F = factor de estabilidad del revestimiento
- D = espesor de la protección (m) α = ángulo del talud ($^\circ$).
- Δ_m = densidad unitaria relativa al agua del sistema
- b = exponente relacionado con el proceso de interacción entre olas y revestimiento, rugosidad, porosidad, etc.); $0,5 \leq b \leq 1,0$. Se adopta $b = 0.67$.

De (1), despejando D se tiene que para que el bloque resulte estable a las condiciones de oleaje, su espesor deberá cumplir:

$$D \geq \frac{H_s \times \xi_{op}^b}{\Delta_m \times \psi_u \times \phi_s \times \cos \alpha} \quad (3)$$

Una vez determinado el espesor D del bloque se verifica que el valor adoptado sea estable frente a las solicitaciones de la corriente. Para ello se utiliza el método indicado en el manual "GUIDELINES FOR THE DESIGN OF FLEXIBLE REVETMENTS INCORPORATING GEOTEXTILES IN MARINE ENVIRONMENT" del PIANC. La estabilidad de una protección flexible

frente a la acción de la corriente puede ser calculada mediante la siguiente expresión:

$$\Delta D = 0.035 \frac{\Phi}{\Psi} \frac{K_T K_h}{K_s} \frac{u_{cr}^2}{2g} \quad (4)$$

Dónde:

- Δ = densidad relativa
- D = espesor característico (m)
- g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg²
- u_{cr} = velocidad crítica promedio en la vertical (m/seg)
- K_s = parámetro de estabilidad
- ψ = parámetro crítico de Shields K_t = factor de turbulencia
- K_h = parámetro de profundidad K_s = parámetro de pendiente Φ = Parámetro de Estabilidad

Para el diseño y cálculo de la protección la obra se dividió en dos tramos distintos, uno desde el Parque Candioti hacia el Norte y el otro, desde el parque hacia el Sur.

En el primer tramo, del Parque hacia el Norte, la dirección del viento predominante es hacia el Sudeste, con una velocidad 59.3 Km/h; el talud tiene una pendiente 1V:3H y; el oleaje incidente se caracteriza por una ola de altura $H_s = 0.99$ m.

En el tramo del Parque al Sur, dirección del viento predominante es hacia el Este, con una velocidad 56.7 Km/h; el talud tiene una pendiente 1V:4H y; el oleaje incidente se caracteriza por una ola de altura $H_s = 0.88$ m.

A continuación, se presentan los cálculos realizados en las dos zonas establecidas. En las Tablas 15 se indican los valores de las variables y las alturas de bloques obtenidos.

Tabla 15 – Cálculo de altura de bloques

PARQUE AL NORTE			
Solicitud: Oleaje		Solicitud: Corriente	
Hs (m)	0.99	V _{máx} (m/seg)	1.00 – 3.20

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Tp (seg)	3.11	Φ_s	0.75
Lop (m)	15.10	ψ_{cr}	0.075
Z _{op}	1.30	Kt	1.50
F	5	Kh	0.30
Δm	1.40	Ks	0.874
D (m)	0.17	u _{cr} (m/seg)	4.64

PARQUE AL SUR			
Solicitud: Oleaje		Solicitud: Corriente	
Hs (m)	0.88	V _{máx} (m/seg)	1.00 – 3.20
Tp (seg)	3.17	Φ_s	0.75
Lop (m)	15.69	ψ_{cr}	0.075
Z _{op}	1.06	Kt	1.50
F	5	Kh	0.30
Δm	1.40	Ks	0.874
D (m)	0.14	u _{cr} (m/seg)	4.45

En síntesis, se definen dos alturas de bloques diferentes, en función de las solicitudes del oleaje y de la corriente, para los dos tramos definidos. Así, en la zona desde el Parque Candioti al Norte la protección flexible estará conformada con bloques de altura **D = 0,17m y espesor de borde 0,25 m** y, en la zona del parque al sur, la altura de los bloques será **D = 0,14m y espesor de borde 0,21 m**. En cada uno de esos tramos se incluirán los bloques de borde que tienen la función de agregar peso en el extremo de la manta, de modo tal de asegurar las deformaciones de la protección, al momento de producción de las erosiones. Es de uso común calcular estos bloques como 1,5 veces el espesor del bloque de protección general. (ver planos).

Puede observarse que las velocidades críticas (u_{cr}) para los espesores determinados, cubren ampliamente las velocidades de la corriente.

12.2.2 Verificación de la estabilidad geotécnica de la protección

Estas verificaciones se refieren exclusivamente a la estabilidad al deslizamiento de la capa de filtro o capa superior del terraplén de arena, en contacto directo con la protección, pero son

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

únicamente complementarias a la verificación geotécnica de la estabilidad global del terraplén, que se realiza en forma independiente en otro punto.

Teniendo en cuenta la interacción entre los elementos de la protección bloque-manta y debido a las características de su anclaje superior, lateral y del pie, hay muy pocas posibilidades de riesgo de levantamiento (uplift) y deslizamiento de los bloques.

12.2.3 Capacidad de almacenaje de la elasticidad estructural del subsuelo

La capacidad elástica de un suelo está relacionada con la permeabilidad y rigidez de la estructura que forman sus granos y el grado de compresibilidad de los poros de la misma, dados por la relación agua/aire que los colmatan.

Estas características hacen que las solicitaciones actuantes (cargas dinámicas y la presión del oleaje) en la cubierta superior, sufran retardos y reducciones tanto en las capas superficiales como en las capas más profundas.

Este efecto depende del tipo de suelo subyacente: en suelos con estructura rígida, este efecto se transmite a capas profundas sin afectar mayormente la estructura de los mismos; mientras que en suelos blandos y/o sueltos, el aumento de la compresibilidad del sistema origina una absorción de las sobrepresiones y subpresiones que pueden desarrollar un efecto similar en la presión entre los granos. Este fenómeno afecta fundamentalmente a las arenas, tal es así que, en caso de taludes de arena protegidos por arcilla, la seguridad al deslizamiento depende en parte del espesor de esta protección.

Este almacenamiento de elasticidad podría determinar los siguientes daños:

- Levantamiento de la protección
- Deslizamientos parciales de la protección
- Deslizamiento total de la protección
- Deslizamiento de la capa superior del subsuelo

Pilarczyk (ref. 9g) ha preparado gráficos que determinan la altura crítica de la ola para la estabilidad de la capa de filtro o capa subyacente para el caso de las arenas. Verificada esta condición, resultó satisfactoria.

12.2.4 Licuación de arenas

Según la experiencia de Pilarczyk (ref. 9g), en el caso de terraplenes de arena con taludes de pendiente 1V:3H y más tendidos, no existe riesgo de licuación de arenas.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

12.3 VERIFICACIÓN RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DEL GEOTEXTIL

La verificación de la resistencia a la tracción del geotextil se realiza para dos situaciones: la primera, considera el caso de la colocación de las mantas prefabricadas y, la segunda, la configuración geométrica de la protección colocada sobre el talud.

12.3.1 Verificación del geotextil para el caso de mantas prefabricadas

En ese caso, durante la instalación de las mantas prefabricadas o fabricadas en planta, se supone la situación más desfavorable que es que las mismas pueden quedar pendiendo totalmente de un borde del geotextil.

Para el caso de una manta tipo premoldeada típica, de dimensiones 2.50m * 6m incluyendo anchos de solapes, tiene una superficie cubierta por bloques de 12m² y una cantidad unitaria típica de 5,4 bloques/m². El lastre seco de la manta con bloques de 0.17m de altura resulta aproximadamente 300 kg/m². De allí que:

$$\text{Peso de la manta premoldeada} = 12 \text{ m}^2 \times 300 \text{ kg/m}^2 = 3600 \text{ kg} = 36 \text{ kN}$$

Si la manta se levanta de un solo borde de 2,50 m, la resistencia necesaria del geotextil deberá ser:

$$\text{Resistencia necesaria} = 36 \text{ kN} / 2.5 \text{ m} = 14.4 \text{ kN} / \text{m}$$

Adoptando como geotextil vinculante a uno cuya resistencia a la tracción inicial en el sentido de mayor sollicitación sea como mínimo de 120 kN/m, el coeficiente de seguridad será de:

$$Cs = 120 / 14.4 = 8.3 > 5$$

Para el cálculo se han considerado los siguientes supuestos: bloques cuadrados de 0.40m * 0.40m tronco piramidales, peso unitario del Hº 2.3 t/m³ sobre agua. (Se aclara que las dimensiones de los bloques consideradas en el cálculo no son necesariamente las que se adoptarán en obra, pudiendo ser los bloques de base rectangular).

Conservando el mismo criterio, si se emplearan mantas de 10 m de longitud se obtendría:
Peso de la manta premoldeada = 60 kN

Si la manta se levanta de un solo borde de 2,50 m, la resistencia necesaria del geotextil deberá ser:

$$\text{Resistencia necesaria} = 60\text{kN} / 2.5 \text{ m} = 24 \text{ kN} / \text{m}$$

En este caso, el coeficiente de seguridad será de $Cs = 5$; por lo que se recomienda el

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

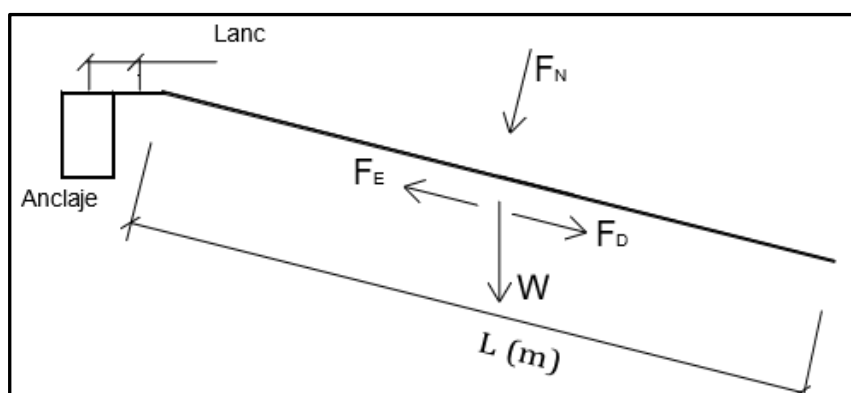
empleo de un geotextil de resistencia ≥ 120 kN/m en la dirección más comprometida (ISO 5081) y a ≥ 50 kN/m en el sentido ortogonal al anterior (ISO 5081).

12.3.2 Verificación del geotextil para el caso de mantas sobre el talud

Para esta situación (ya sea que se trata de mantas prefabricadas o colocadas “in situ”), la verificación de la resistencia necesaria del geotextil tejido vinculante se realiza para dos secciones diferentes, una, en la zona entre el Parque hacia el sur, considerando taludes 1V:4H de los terraplenes refulados; y la otra zona, del camping hacia el norte, considerando el talud perfilado de la barranca, cuya pendiente aproximada es de 1V:3H.

Para la verificación se siguen los lineamientos del art. 4.6.2 del libro GEOSYNTHETICS AND GEOSYSTEMS IN HYDRAULIC AND COASTAL ENGINEERING de K. W. Pilarczyk, 2000.

El esquema estático es el siguiente:



Siendo:

Wi = Peso de cada tramo de la protección;

FEi = Fuerzas estabilizadoras de fricción

FDi = Fuerzas desestabilizadoras

En la tabla siguiente se detallan las solicitaciones para el caso del talud 1V:4H para terraplenes refulados de la zona Sur.

L (m)	29
α_1 (°)	14.04
W (Kg/m)	7888
F_{D1} (Kg/m)	1914
F_{N1} (Kg/m)	7652

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

F_{E1} (Kg/m)	2487
-----------------	------

A partir de estos valores se calcula la fuerza resultante en el anclaje es $F_{nec} = \sum F_{Di} - \sum F_{Ei}$, siendo este valor $F_{nec} = -573 \text{ Kg/m} = -57.3 \text{ kN/m}$. Esto implica que el geotextil tejido no se encuentra solicitado a tracción.

Para el caso del talud de perfilado de la barranca, en la zona Norte, con pendiente 1V:3H las solicitaciones son las siguientes:

Sobre agua		Bajo agua	
L_1 (m)	21	L_2 (m)	29
α_1 (°)	18.26	α_2 (°)	18.26
W_1 (Kg/m)	6825	W_2 (Kg/m)	4901
F_{D1} (Kg/m)	2158	F_{D2} (Kg/m)	1549
F_{N1} (Kg/m)	6475	F_{N2} (Kg/m)	4650
F_{E1} (Kg/m)	2104	F_{E2} (Kg/m)	1511

La fuerza resultante en el anclaje es

$F_{nec} = \sum F_{Di} - \sum F_{Ei}$; siendo este valor $F_{nec} = 92 \text{ Kg/m} = 9.2 \text{ kN/m}$.

Los geotextiles deberán tener una resistencia a la tracción $\geq 120 \text{ kN/m}$ en el sentido de mayor sollicitación y $\geq 50 \text{ kN/m}$ en el sentido ortogonal al anterior para garantizar la seguridad frente a efectos de creep, envejecimiento del material, etc.

12.3.3 Anclajes

Se ha proyectado como sistema de fijación de las mantas, un anclaje enterrado del borde superior de la protección flexible, por lo que el mismo se materializa mediante la fricción de la manta contra el suelo y el empuje pasivo que ejerce el mismo contra el bloque.

Considerando la situación más desfavorable como criterio para el dimensionamiento del

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

anclaje, se adopta que la fuerza requerida es $F_{req} = 2.5 \times F_{nec} = 223 \text{ Kg/m}$.

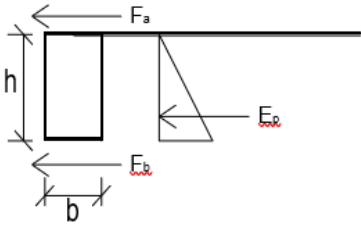
Se consideró una longitud de manta de anclaje de 0.30 m dentro del terraplén y un bloque de ancho $b=0.40\text{m}$ y altura $h = 0.70\text{m}$.

Para dimensionar el anclaje se consideran los siguientes parámetros del suelo a proteger:

Tablas 16- Dimensionado de anclajes

Características del suelo a proteger		
ϕ (°)	28°	Ángulo de fricción interna
$N \phi$	2.77	Coeficiente de empuje pasivo
γ (kg/m³)	1600	Densidad de la arena

Dimensiones del anclaje		
b (m)	0.40	Ancho del anclaje
h (m)	0.70	Altura del anclaje
Wb (Kg/m)	644	Peso del anclaje por metro
Ht (m)	0,00	Altura del terraplén sobre el anclaje
μ_1	0,325	Coeficiente de fricción suelo - geotextil
μ_1	0,60	Coeficiente de fricción suelo - H°
L_{anc} (m)	0,30	Longitud de empotramiento del anclaje

Fuerzas en el anclaje		
		
F_a (Kg/m)	0	Fuerza de fricción en la cara superior del anclaje
F_b (Kg/m)	232	Fuerza de fricción en la cara inferior del anclaje
E_p (Kg/m)	800	Empuje pasivo del suelo (50% del total)
$F_{anclaje}$ (Kg/m)	1032	Resistencia del anclaje

Por lo que el anclaje propuesto posee un $F_s > 2.5$

12.3.4 Requerimientos del geotextil de vinculación

El geotextil tejido utilizado como vinculación flexible entre bloques será de polipropileno altamente estabilizado a la radiación U.V. y a la termo-oxidación. Deberá ser capaz de absorber los esfuerzos de tracción que se produzcan durante la instalación y durante la vida útil de la obra. A tal fin deberá contar con una resistencia a la tracción (s/ IRAM 78012 ó ISO 10319) que cumpla el requisito mencionado de tener una resistencia a la tracción ≥ 120 kN/m y ≥ 50 kN/m en la dirección de menor sollicitación.

El geotextil de vinculación, deberá cumplir también con los requerimientos de ser filtro del material que protege, con la finalidad de evitar que el mismo pueda ser arrastrado por las sollicitaciones hidráulicas a través de los poros de la manta. Además, sus características deberán ser tales que permitan cumplir con los requerimientos de porosidad, para garantizar una adecuada permeabilidad de la protección y evitar la colmatación (clogging).

Por esa razón, el geotextil de vinculación propuesto, deberá ser verificado según GEOTEXTIL DESIGN & CONSTRUCTION GUIDELINES - FHWA.

Según dicha publicación el geotextil tejido de vinculación, para actuar como filtro detrás de una protección sometida a flujo dinámico, pulsante y/o cíclico, para un suelo de tipo granular ($\geq 50\%$ retenido en tamiz # 200), debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Retención: $AOS (O95) \leq 0,5 \times D85$.
- Permeabilidad (condiciones exigentes): $k_{\text{geotextil}} \geq 10 k_{\text{suelo}}$.
- Colmatación: $AOS (O95) = \text{Máximo del criterio de retención y Porosidad del geotextil} \geq 30\%$.

De no cumplir el geotextil tejido seleccionado con las especificaciones antedichas resultará necesaria la incorporación de un geotextil no tejido adicional bajo el geotextil de vinculación, para que cumpla la función de filtro del suelo a proteger.

La aplicación del geotextil no tejido se realizará por simple extensión del mismo en obra. La unión entre paños se realizará por simple solape de 50 cm como mínimo, previéndose que el solape del geotextil no coincida con la unión entre mantas de revestimiento.

Finalmente, y con el objetivo de que el geotextil de vinculación no se degrade durante su vida útil, el mismo deberá contar con aditivos que permitan la máxima estabilización posible a la radiación U.V. y a la termo-oxidación. Dicha estabilización deberá mantenerse en el tiempo por lo

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

que los aditivos a utilizar no deberán ser susceptibles de sufrir extracción por acción del agua.

En cualquier caso deberá asegurarse que el geotextil tenga como mínimo una resistencia UV mayor a 3000 kLY (ASTM 53-96) debiendo como mínimo retener el 50% de su resistencia inicial luego de una exposición mayor a 14000 hs en un equipo Xenotest 1200 a 55°C (s/ASTM D 4355 -02) o alternativamente, 5000 hs en un equipo QUV .

13 ASENTAMIENTOS

La traza del terraplén de defensa de la ciudad de San Javier, en su tramo Sur, es decir al sur del Parque Candiotti, se desarrolla en gran parte como terraplén refulado que se construirá sobre los suelos nativos.

El perfil de la zona, muestra una tapada muy heterogénea de suelos cohesivos de plasticidades preponderantemente bajas, con potencias variables entre 2 y 5 metros a los que le subyacen, como en todo el valle del Paraná, arenas limosas y luego mal graduadas, progresivamente más limpias y más densas. Ello implica que para el comportamiento sistema fundación-terraplén, los suelos cohesivos de superficie son los que determinan los asentamientos que tendrá la obra.

Vale recordar, que los suelos cohesivos son normalmente consolidados, por lo que su deformabilidad transitará por la curva virgen de los suelos. La fundación estará saturada y es válido emplear la expresión de Skempton para determinar C_c de los suelos.

$$C_c = 0,009 (LL - 10)$$

$$St = C_c \cdot H_c \cdot \text{Log} (\sigma_i + \Delta\sigma) / \sigma_i$$

En la tabla que sigue, se muestra la estimación de asentamientos realizada para el terraplén de defensa de la zona Sur de la ciudad de San Javier:

ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE DEFENSA DE LA CIUDAD DE SAN JAVIER

SONDEO	PERFIL	CBP (IGN)	Hc (m)	N (SPT)	SUCS	Cc	HmT(m)	$\Delta\sigma$ (t/m2)	σ_i (t/m2)	σ_f (t/m2)	S f(m)
PA1	3	18,00	2,5	3	CL	0,180	6,50	12,4	2,25	14,60	0,37
PE1	5	21,60	2,5	4,5	CL	0,135	2,90	5,5	2,25	7,76	0,18
PA2	7	20,70	1	10	CL / ML	0,135	3,80	7,2	0,90	8,12	0,13
PE2	9 Y 10	23,50	2	4	CL	0,297	1,00	1,9	1,80	3,70	0,19
PE3	13	19,20	4	4,5	CL / CH / ML	0,270	5,30	10,1	3,60	13,67	0,63
PE4	17 Y 18	19,95	2	6	CH / CL	0,315	4,55	8,6	1,80	10,45	0,48
PA3	21	20,00	2,5	3	CL	0,270	4,50	8,6	2,25	10,80	0,46
PE5	23	17,60	4,5	6	CH / CL	0,288	6,90	13,1	4,05	17,16	0,81
PA4	27	18,00	3	5	ML	0,117	6,50	12,4	2,70	15,05	0,26
PE7	41	23,00	3	7	CL	0,198	1,50	2,9	2,70	5,55	0,19
PA5	41	22,01	2	6	CL/ CH/ CL	0,360	2,49	4,7	1,80	6,53	0,40
PA6	43	22,30	2,5	8	CL / CH	0,216	2,20	4,2	2,25	6,43	0,25
PA7	44	21,85	5	8	CL / CH	0,261	2,65	5,0	4,50	9,54	0,43

CBP (IGN) = Cota de boca de pozo

Hc (m) = Espesor compresible

Cc = Coeficiente de compresibilidad

HmT (m) = Altura máxima del terraplén

$\Delta\sigma$ (t/m2) = incremento de tensión máxima debido a la construcción del terraplen

σ_i (t/m2) = presión inicial en la fibra media del estrato compresible

σ_f (t/m2) = presión inicial en la fibra media del estrato compresible

Sf (m) = Asentamiento total en metros, debido a consolidación primaria

Exceptuando el perfil 23 (PE5), en que el asentamiento total resultaría del orden de 0,80m y el Perfil 13 (PE3), en que resulta del orden de 0,63m, en el resto de las secciones se estiman asentamientos no superiores a 0,5m. Los asentamientos se producirán dentro del tiempo de obras. No obstante, se efectúan las siguientes recomendaciones:

- Efectuar la construcción por etapas, dando tiempo a que se produzca la consolidación de la primera etapa antes de comenzar la segunda carga.
- El proceso constructivo debe ser controlado con asentímetros cada 100m al menos, y continuar con su monitoreo hasta que prácticamente se hayan estabilizado las deformaciones.
- De los resultados del análisis se observan sectores (que se encuentra delimitados en los planos) que presentan asentamientos de períodos extendidos, es por ello que de ser necesario reducir los tiempos de construcción, la empresa contratista deberá prever una metodología de trabajo para acelerar los asentamientos, la cual deberá ser presentada oportunamente a la inspección para la aprobación y coordinación. (ver planos SJ-APE-14 y SJ-APE-15, perfiles 12, 13, 14, 15, 16, 17 y 18)

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

14 DRENAJE URBANO

Como consecuencia del proyecto de readecuación de las obras de mitigación contra inundaciones de la ciudad de San Javier, fue necesario efectuar una revisión del sistema de drenaje urbano que permita drenar las aguas pluviales para distintos estados de crecidas del río San Javier y bombear los excesos hacia el río.

En el Proyecto Ejecutivo desarrollado en el año 2008, se concibió la obra de Defensa de San Javier, como un recinto cerrado (polder) conformado por los límites: Obra de Defensa de la Margen Derecha del Río (Nueva Costanera) hacia el Este, RP N° 39 hacia el Norte, Camino de Defensa Sur hacia el Sur y la RP N°1 hacia el Oeste. Teniendo en cuenta el desarrollo de la defensa perimetral del casco histórico se analizó el funcionamiento del drenaje tanto por gravedad como por bombeo considerando como punto de descarga las distintas estaciones de bombeo planteadas.

Los antecedentes que se tuvieron en cuenta para el desarrollo del Proyecto Ejecutivo (2008) fueron:

- PROYECTO DE CANAL CENTRAL - CIUDAD DE SAN JAVIER, elaborado por el Ministerio de Asuntos Hídricos de la Prov. de Santa Fe, (hoy MASPyMA). Noviembre de 2005 UNL – FICH “Plan de Acción ante emergencias hídricas, Ciudad de San Javier, Santa Fe”. Gobierno de la Provincia de Santa Fe. Ministerio de Hacienda y Finanzas Subsecretaría de Proyectos de Inversión y Financiamiento Externo (SPIFE). Sub Unidad Provincial de Coordinación para la Emergencia (SUPCE) - Municipalidad de San Javier - S.U.C.C.E. – U.C.P.F.E. Programa de protección contra inundaciones. (P.P.I.) 4117 AR-BIRF-JEXIM. Julio 2003 / Diciembre 2004.

Hacia el año 2008, el Sector Oeste de la ciudad de San Javier se encontraba con muy poca densidad de población, de modo que, para entonces, no se realizaron consideraciones acerca del drenaje de esta área; incluyéndose en el proyecto de drenaje urbano, solo el área dentro del polder proyectado.

Diez años después, la ciudad se ha extendido mucho al Oeste de la RP N°1, por lo que se hace necesario solucionar su problema de drenaje urbano, sin que las aguas provenientes del Oeste de RP N°1, invadan el polder de defensa proyectado.

De esta manera, se plantea:

- 1.- Conservar el esquema de Proyecto Ejecutivo en lo que respecta a la construcción de un polder de defensa al Este de la RP N°1, preservando al mismo del ingreso de aguas que procedan de otros sectores
- 2.- Drenar el Oeste de la ciudad por medio de un canal que se localice al Oeste de la RP N°1.
- 3.- Para independizar ambos sectores, será necesario realizar el cierre de las alcantarillas ubicadas en RP N°1, las que se aprecian en las Fotos N°1, 2 y 3.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

14.1 CUENCAS

Con la información disponible del proyecto de sistema de desagües cloacales y de estudios topográficos de la zona de defensa se ajustaron las subcuencas de aporte a cada estación de bombeo como se muestra en la imagen de la Figura 11 a.



Figura 11a - Cuencas y Subcuencas consideradas para el proyecto de drenaje urbano de la ciudad de San Javier

Cabe mencionar que se considera la RP N° 1 como el cierre Oeste de la defensa, por lo tanto, para que el presente diseño funcione deben cerrarse las tres alcantarillas existentes en la RP N° 1 y derivarse los excedentes pluviales de la zona Oeste de la ciudad por fuera del anillo de defensa proyectado.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

En la actualidad existe en el sector oeste de la localidad un canal interceptor y derivador de los escurrimientos provenientes del oeste, (del sector de los saladillos) para evitar las inundaciones del sector urbano y periurbano de San Javier. (Ver figura 11b).

En la misma figura se muestra la dinámica hídrica regional tanto dentro del futuro polder como fuera del mismo.



Figura 11 b - Dinámica Hídrica Urbana y Suburbana

Existen situaciones cuando se dan eventos de lluvias extremas en la zona rural hacia el oeste y hasta unos 124 km al norte de San Javier (cuenca Arroyo Los Saladillos 12400 Km²), que producen inundaciones importantes, para lo cual se ha realizado el Canal Interceptor Oeste mencionado. De todos modos, la Ruta Provincial N° 1 es considerada un cierre del recinto defendido central.

En las Fotografías N° 1 y 2, se muestran las alcantarillas ubicadas en la intersección de RP N° 1 y calle Molino Tahin y Cacique Aletín respectivamente, las cuales en el marco del presente

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

proyecto se prevén cegar y derivar los excedentes hídricos por la cuneta Oeste de la RP N°1, cruzándolo por una nueva alcantarilla transversal al Sur del cierre de la defensa proyectada.



Fotos N° 1 y 2: Alcantarillas ubicadas en la intersección de RP N° 1 y calle Molino Tahin y Cacique Aletín

Además, el sector Oeste ubicado próximo a RP N° 39, seguirá ingresando por la alcantarilla que se muestra en la Foto 3 al sitio defendido, no obstante, se prevé ejecutar una compuerta en la misma a fin de poder evitar el ingreso de excedentes ante desborde de la cuenca de Los Saladillos. Ver plano SJ-APE-67.



Foto N° 3 Alcantarilla en la que se deberá colocar una compuerta para independizar el polder y evitar ingreso de aguas ante desbordes de Cuenca de Los Saladillos

14.2 TORMENTA DE DISEÑO

La duración del hietograma de proyecto se calculó a partir del tiempo de concentración de

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

las cuencas aportantes siguiendo el método sugerido por el TR55 (SCS, 1985), como la suma de tres tiempos parciales a partir del punto más alejado hidrológicamente de la cuenca.

De los tiempos de concentración obtenidos se adoptó una tormenta de diseño de 360 minutos y una recurrencia de 5 años.

En consecuencia, se considera importante aclarar que el sistema de desagüe urbano y bombeo está calculado para la tormenta de diseño de 5 años de recurrencia, tanto para la descarga por gravedad como por bombeo, en este último caso se estableció para el diseño una cota del río San Javier de recurrencia centenaria (23.45 mIGN).

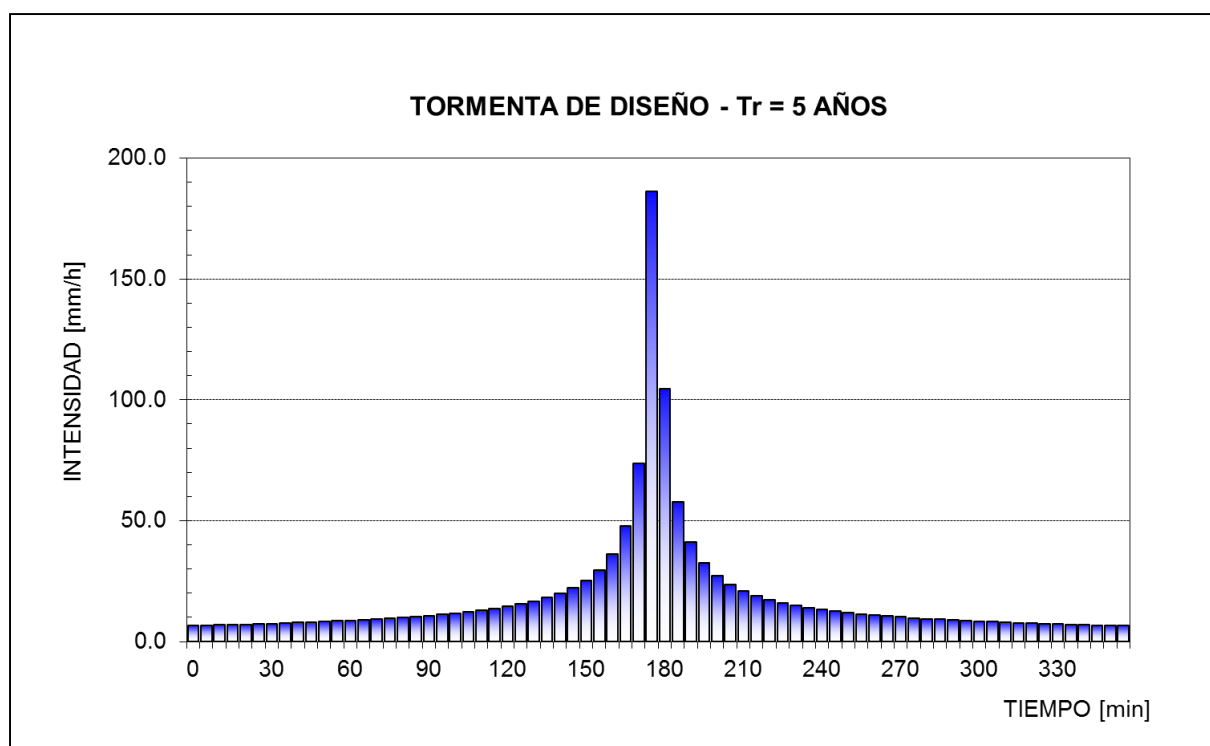


Figura N° 12- Tormenta de diseño – Recurrencia 5 años

14.2.1 Herramienta de modelación utilizada

Para determinar las crecidas de diseño se aplicó el método de la Transformación Precipitación-Escorrentía. Este método se basa en un análisis de frecuencia de las precipitaciones máximas y en una transformación precipitación-escorrentía.

A tal efecto, se utilizó el programa SWMM 5.0 (Stormwater Management Model) de la EPA. (ver ANEXO SWMM) Es un software basado en un modelo dinámico de simulación lluvia - escorrentía y se lo utiliza para eventos aislados o para simulación continua. Se desarrolló por

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

primera vez en 1971, habiendo experimentado desde entonces diversas mejoras. Cuenta con dos módulos principales:

- **MÓDULO HIDROLÓGICO**, que funciona como una serie de cuencas donde cae la lluvia y se genera la esorrentía a partir de la simulación de diferentes procesos
- **MÓDULO HIDRÁULICO**, que analiza el recorrido de estas aguas a través de un sistema de tuberías, canales, dispositivos de almacenamientos y tratamiento, bombas y elementos reguladores.

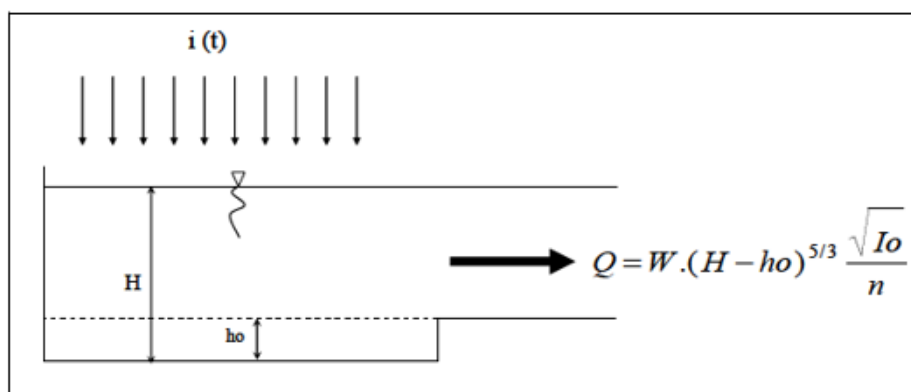
El programa permite simular tanto la cantidad como la calidad del agua evacuada, especialmente en sistemas urbanos.

MÓDULO HIDROLÓGICO: considera distintos procesos hidrológicos que se producen en las cuencas urbanas:

- Precipitaciones variables en el tiempo.
- Evaporación de las aguas superficiales estancadas.
- Acumulación y deshielo de nieve.
- Intercepción de precipitaciones por almacenamiento en depresiones.
- Infiltración de las precipitaciones por almacenamiento en depresiones.
- Infiltración de las precipitaciones en capas del suelo no saturadas.
- Entrada del agua de la infiltración en acuíferos.
- Intercambio de flujo entre los acuíferos y el sistema de drenaje.
- Modelo de almacenamientos no lineales para el flujo superficial.

La variabilidad espacial de todos estos procesos se alcanza dividiendo el área de estudio en subcuencas más pequeñas y de características homogéneas. Cada una de éstas contiene su propia fracción de sub-áreas permeables e impermeables. El flujo puede producirse entre la distintas sub-áreas, cuencas o puntos de entrada al sistema de drenaje.

Conceptualmente el modelo SWMM representa el fenómeno de la esorrentía de acuerdo a la Figura 13.



Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Figura N° 13. Esquema conceptual modelo SWMM 5.0 (EPA)

Las cuencas se tratan como un depósito no lineal, donde los aportes de caudal provienen de los diferentes tipos de precipitación - $i(t)$ – como lluvia o nieve, y de cualquier otra cuenca situada aguas arriba. Se tienen en cuenta como salidas, la infiltración, la evaporación y la escorrentía superficial. La capacidad de este “depósito” es el valor máximo de un parámetro denominado almacenamiento en depresión, que corresponde con el máximo almacenamiento en superficie debido a la inundación del terreno, el humedecimiento superficial de la superficie del suelo y los caudales interceptados en la escorrentía superficial por las irregularidades del terreno. La escorrentía superficial por unidad de área (Q), se produce únicamente cuando la profundidad del agua en este “depósito” excede el valor del máximo almacenamiento en depresión (h_0) en cuyo caso el caudal de salida se obtiene por aplicación de la ecuación de Manning. La profundidad (H) se actualiza continuamente en cada uno de los instantes de cálculo mediante la resolución numérica del balance de caudales en la cuenca.

Las pérdidas pueden representarse mediante los métodos de Green-Ampt, Horton o CN.

En el presente caso, para el cálculo de las pérdidas netas, se adoptó el uso del método CN del U.S. Soil Conservation Service (S.C.S., 1986), conocido con el nombre de Número de Curva del SCS. El mismo caracteriza a la cuenca con un parámetro llamado “Número de Curva”, obtenido como una función del tipo de suelo, uso y tratamiento de la tierra, y condiciones iniciales de humedad.

MÓDULO HIDRÁULICO: Contiene un conjunto flexible de herramientas de modelación de características hidráulicas utilizado para analizar el flujo debido a la escorrentía superficial y los aportes externos de caudal a través de una red de tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y/o tratamiento, y demás estructuras. Estas herramientas incluyen la capacidad de:

- Manejar redes de tamaño ilimitado.
- Utilizar una amplia variedad de geometrías para las conducciones tanto abiertas como cerradas.
- Modelar elementos especiales como unidades de almacenamiento y tratamiento, divisores de flujo, bombas, vertederos y orificios.
- Aplicar caudales externos.
- Realizar el análisis hidráulico por distintos métodos como el flujo uniforme, la onda cinemática o la onda dinámica.
- Modelar distintos regímenes de flujo, como pueden ser remanso, entrada en carga, flujo inverso y acumulación en superficie.
- Aplicar controles dinámicos definidos por el usuario para simular el funcionamiento de las bombas, la

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

abertura de los orificios o la posición de la cresta de un vertedero.

- Los modelos de escurrimiento que pueden utilizarse en SWMM son: flujo estacionario, onda cinemática y onda dinámica.

El modelo utilizado fue el de la Onda Dinámica (Dynamic Wave Routing), el cual resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant. Estas ecuaciones suponen la aplicación de la ecuación de continuidad y de cantidad de movimiento en las conducciones y de continuidad de los volúmenes en los nodos.

Este modelo posibilita representar el flujo presurizado cuando una conducción cerrada se encuentra completamente llena, de forma que el caudal que circula por la misma puede exceder del valor de caudal a conducción completamente llena.

SWMM permite almacenar los excesos de volumen en la parte superior del nodo (cámara) en forma de almacenamiento o estancamiento del agua, permitiendo el reingreso del agua al sistema de conducción cuando la capacidad del sistema lo permite. En el caso del modelo de la Onda Dinámica, este exceso de volumen se asume como una inundación en la parte superior del nodo con un área superficial de la misma constante. Esta área superficial es un parámetro de entrada suministrado en el nodo.

14.2.2 Modelo topológico

Para la elaboración del modelo topológico se tuvieron en cuenta las subcuencas asociadas a cada una de las cinco estaciones de bombeo proyectadas. Ver Figura 14.

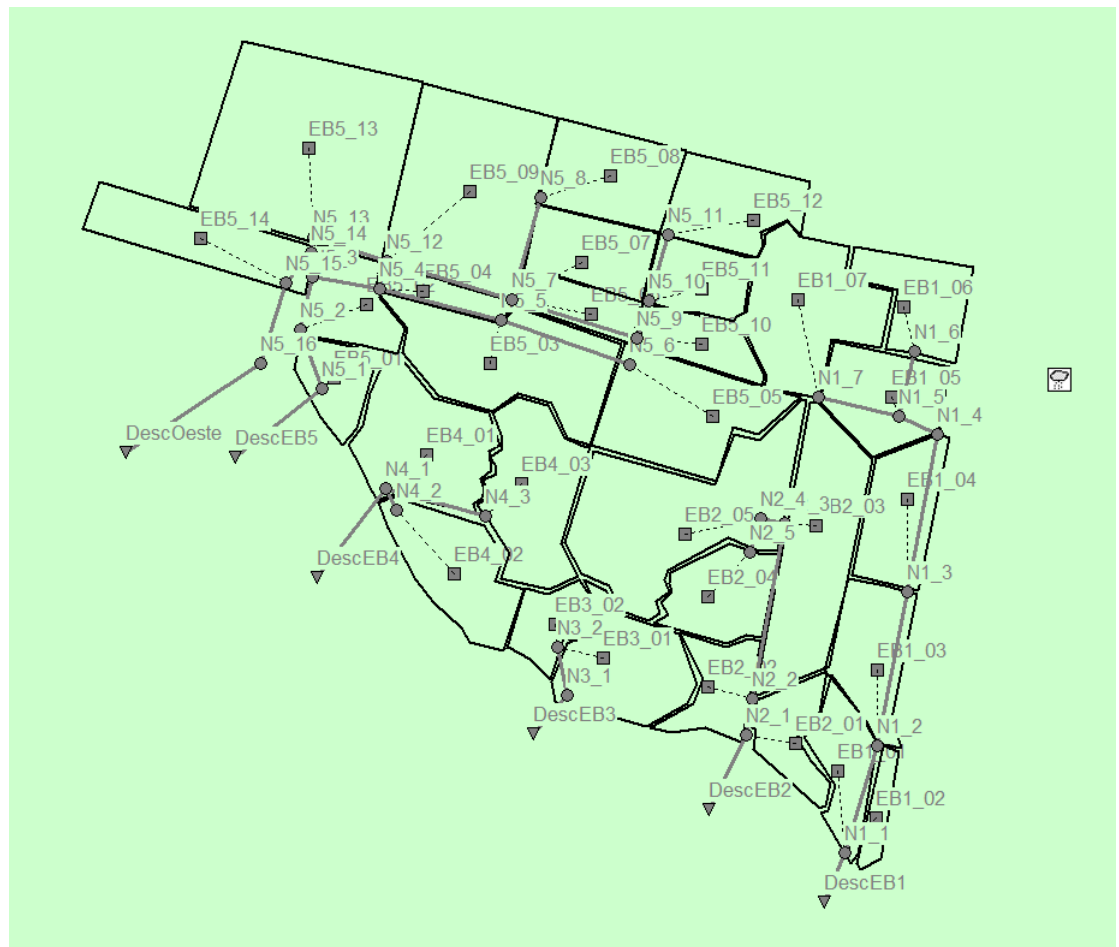


Figura 14- Cuencas, nodos y longitudes de escurrimiento modeladas. (Drenaje a Gravedad)

En la Tabla 16 se presentan los parámetros físicos de cada subcuenca utilizados en la modelación. Cabe mencionar que se utilizó un CN promedio de cada subcuenca de 60, mientras que la impermeabilidad futura se estimó entre 60 y 70 % según cada subcuenca. Atento a que no se disponía de los datos completos de acotamiento de los cordones cunetas se trabajó con una pendiente longitudinal de 0.05 a 0.09 %.

Tabla 16. Parámetros físicos de las subcuencas

SUBCUENCA	SUPERFICIE [ha]	LONGITUD [m]
EB1_01	12.11	869.4
EB1_02	4.87	478.0
EB1_03	15.82	875.9
EB1_04	16.78	705.1
EB1_05	17.42	508.9
EB1_06	13.81	494.0
EB1_07	25.85	813.4
EB2_01	9.11	447.4
EB2_02	11.09	662.3
EB2_03	29.41	662.3
EB2_04	14.39	604.7
EB2_05	42.05	930.5
EB3_01	22.11	659.7
EB3_02	7.01	411.0
EB4_01	24.60	712.2
EB4_02	19.03	563.8
EB4_03	23.18	631.8
EB5_01	9.64	415.9
EB5_02	11.49	557.2
EB5_03	31.33	866.4
EB5_04	5.34	483.7
EB5_05	25.22	815.6
EB5_06	7.54	479.3
EB5_07	14.15	799.8
EB5_08	17.61	796.5
EB5_09	40.46	1200.7
EB5_10	9.63	518.7
EB5_11	10.81	570.9
EB5_12	16.36	813.3
EB5_13	37.05	800.0
EB5_14	7.44	410.0

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Para la modelación del sistema en un escenario de crecidas se adoptó una cota del río de recurrencia centenaria (23.45 mIGN), para las estaciones de bombeo EB1, EB2 y EB5 se consideró el sistema de canales y conductos existentes con los datos de los proyectos disponibles; mientras que para las estaciones EB3 y EB4 se utilizaron canales equivalentes que permiten evacuar el aporte de cada subcuenca. Para el sector Oeste se adecuó el canal perimetral tomando como base los datos existentes.

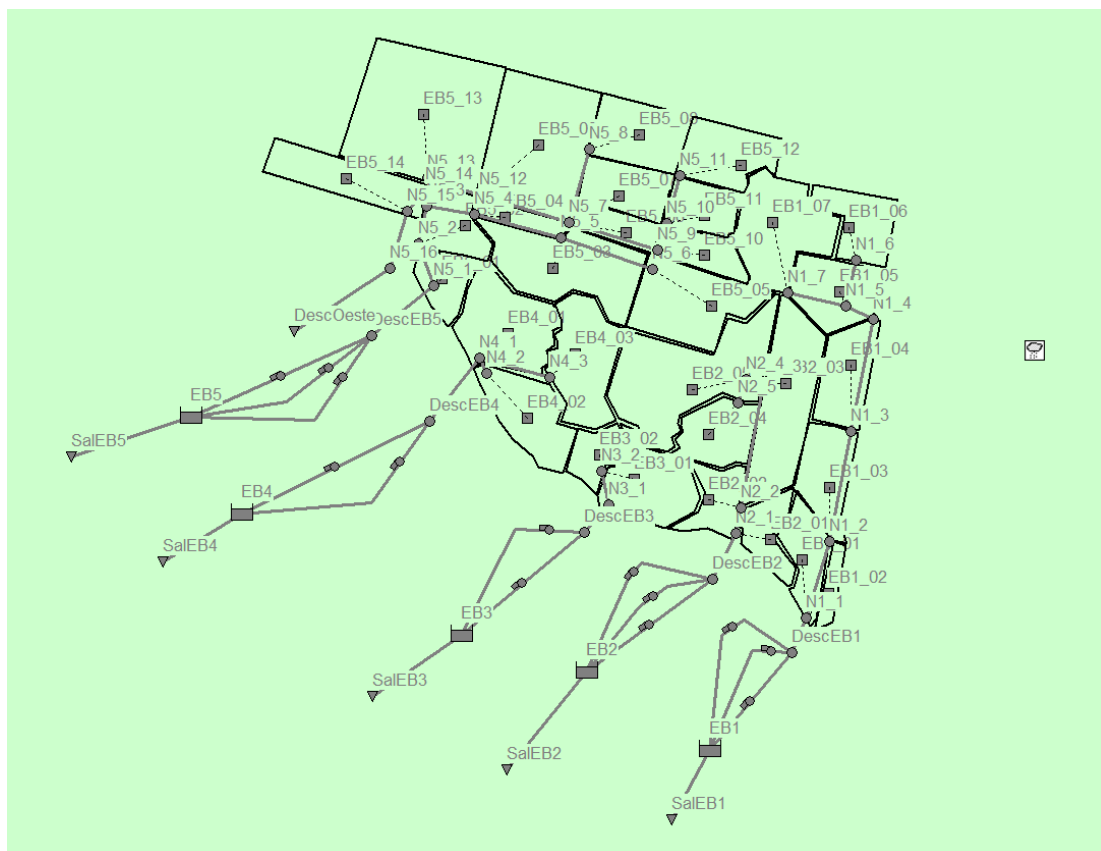


Figura 15 - Modelo topológico utilizado (Drenaje con bombeo)

14.2.3 Implementación del modelo

A partir de los parámetros de obtenidos para cada subcuenca se realizó una calibración paramétrica con el modelo operando a gravedad para una recurrencia de 5 años, obteniéndose los siguientes hidrogramas para cada una de las descargas en coincidencia con cada estación de bombeo (Figura 16).

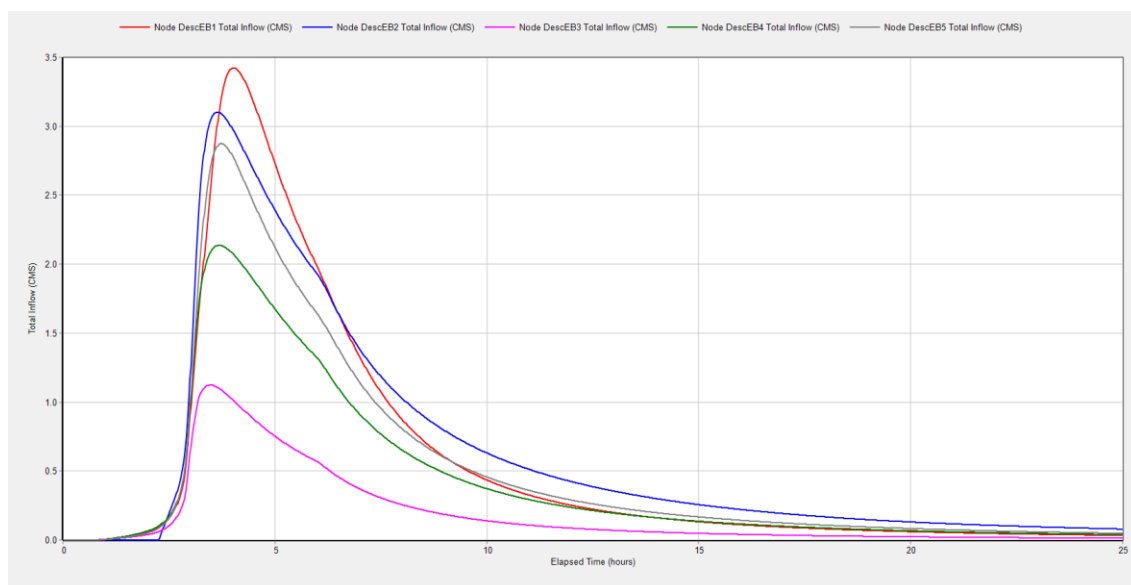


Figura 16 - Caudales de descarga por gravedad en estaciones de bombeo – Recurrencia 5 años

A continuación, se muestra la red de canales y conductos asociados a cada estación de bombeo para la mayor sollicitación con los cuales se definió la sección del conducto de descarga por gravedad trabajando totalmente libre.

En las siguientes figuras se muestra el comportamiento de la obra de descarga para los caudales máximos, en las mismas se advierte que el funcionamiento es adecuado.

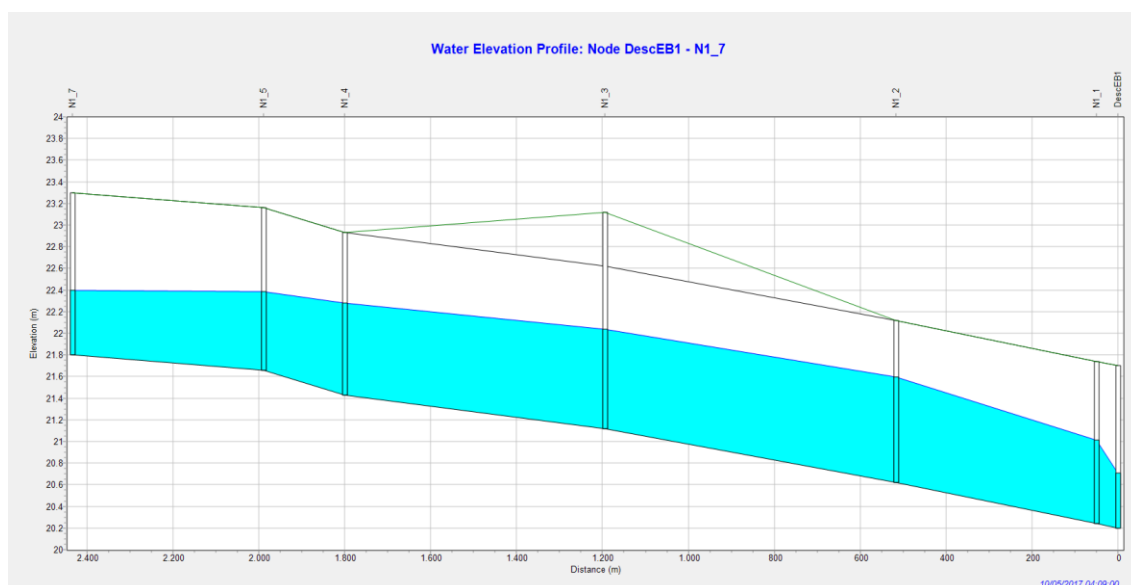


Figura 17- Sistema estación de bombeo EB N° 1 descarga por gravedad – Recurrencia 5 años

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

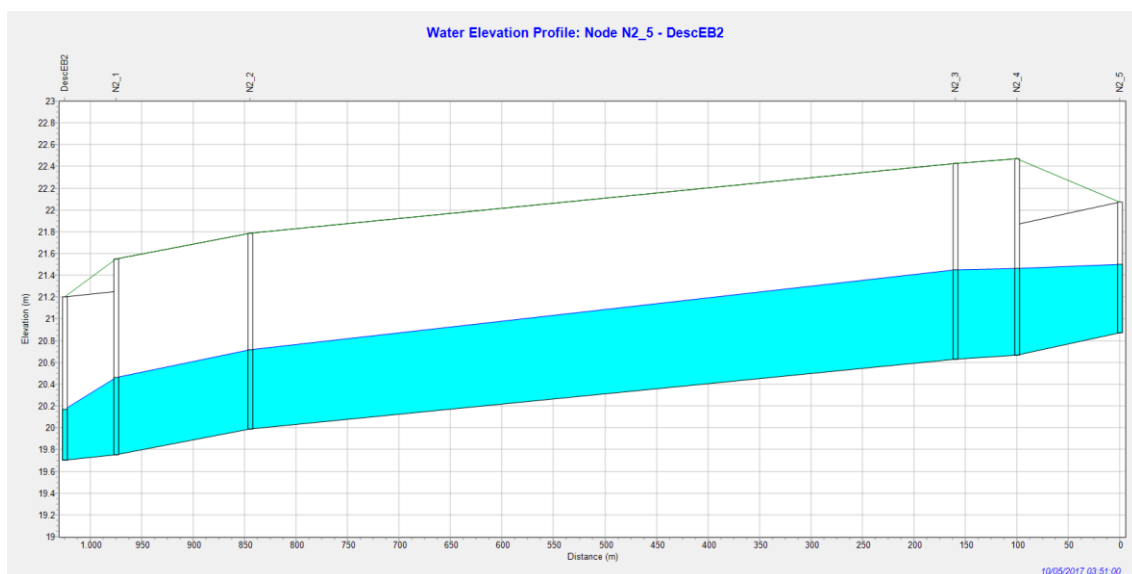


Figura 18- Sistema estación de bombeo EB N° 2 descarga por gravedad – Recurrencia 5 años

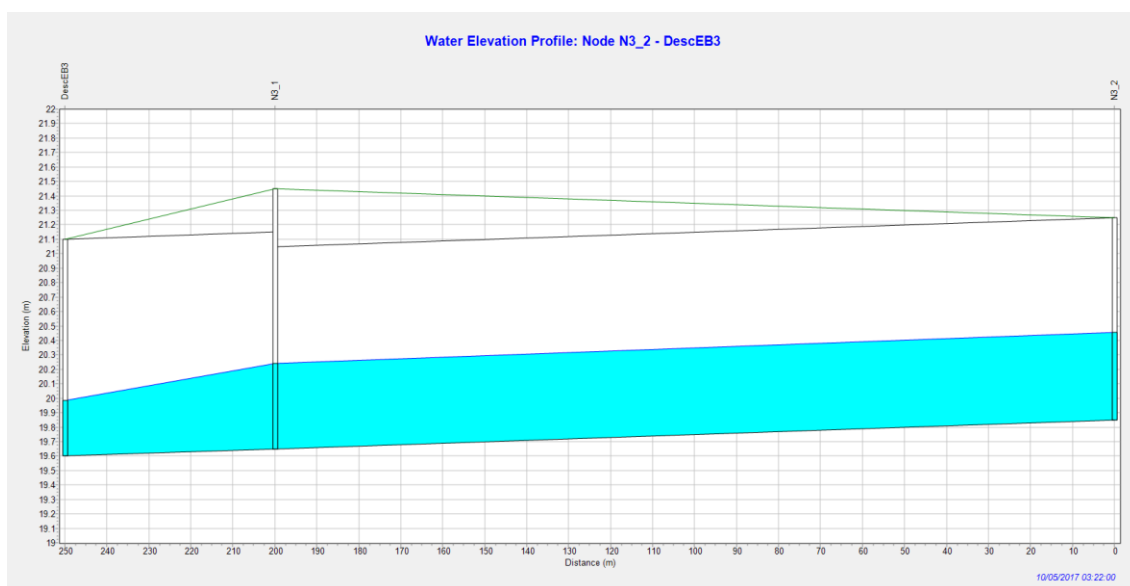


Figura 19- Sistema estación de bombeo EBN° 3 descarga por gravedad – Recurrencia 5 años

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

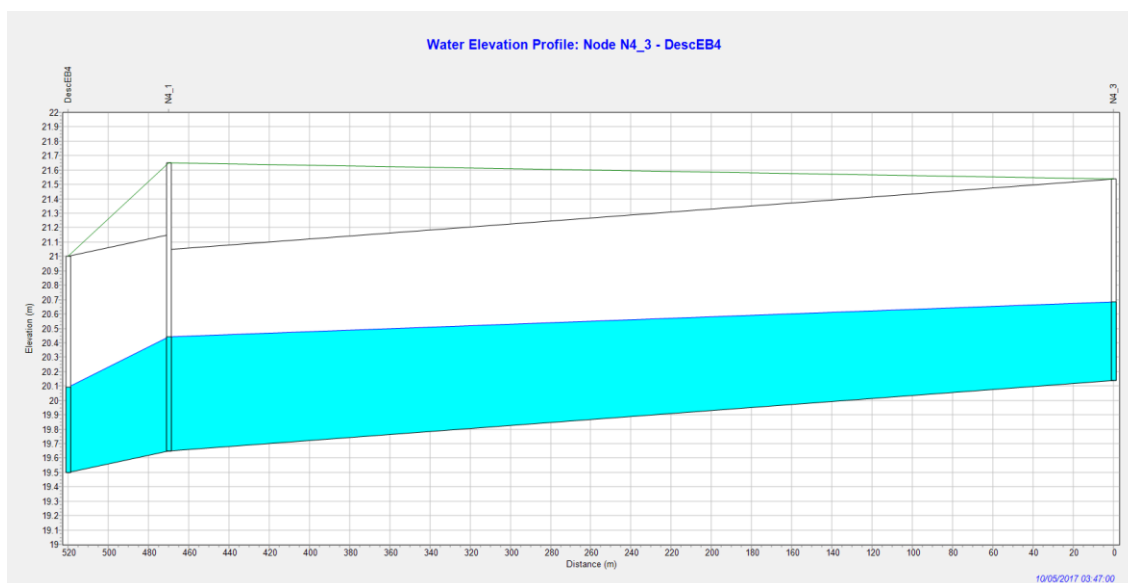


Figura 20 Sistema estación de bombeo EBN° 4 descarga por gravedad – Recurrencia 5 años

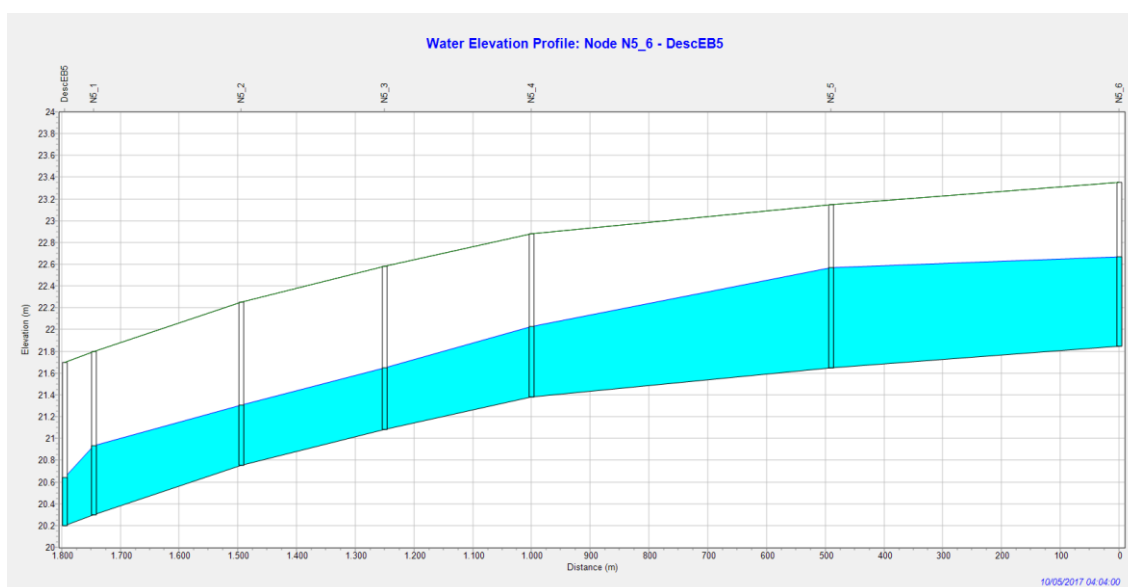


Figura 21- Sistema estación de bombeo EBN° 5 descarga por gravedad – Recurrencia 5 años

A partir de estas modelaciones se definen las descargas por gravedad de las estaciones de bombeo según se detalla en Tabla 17:

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

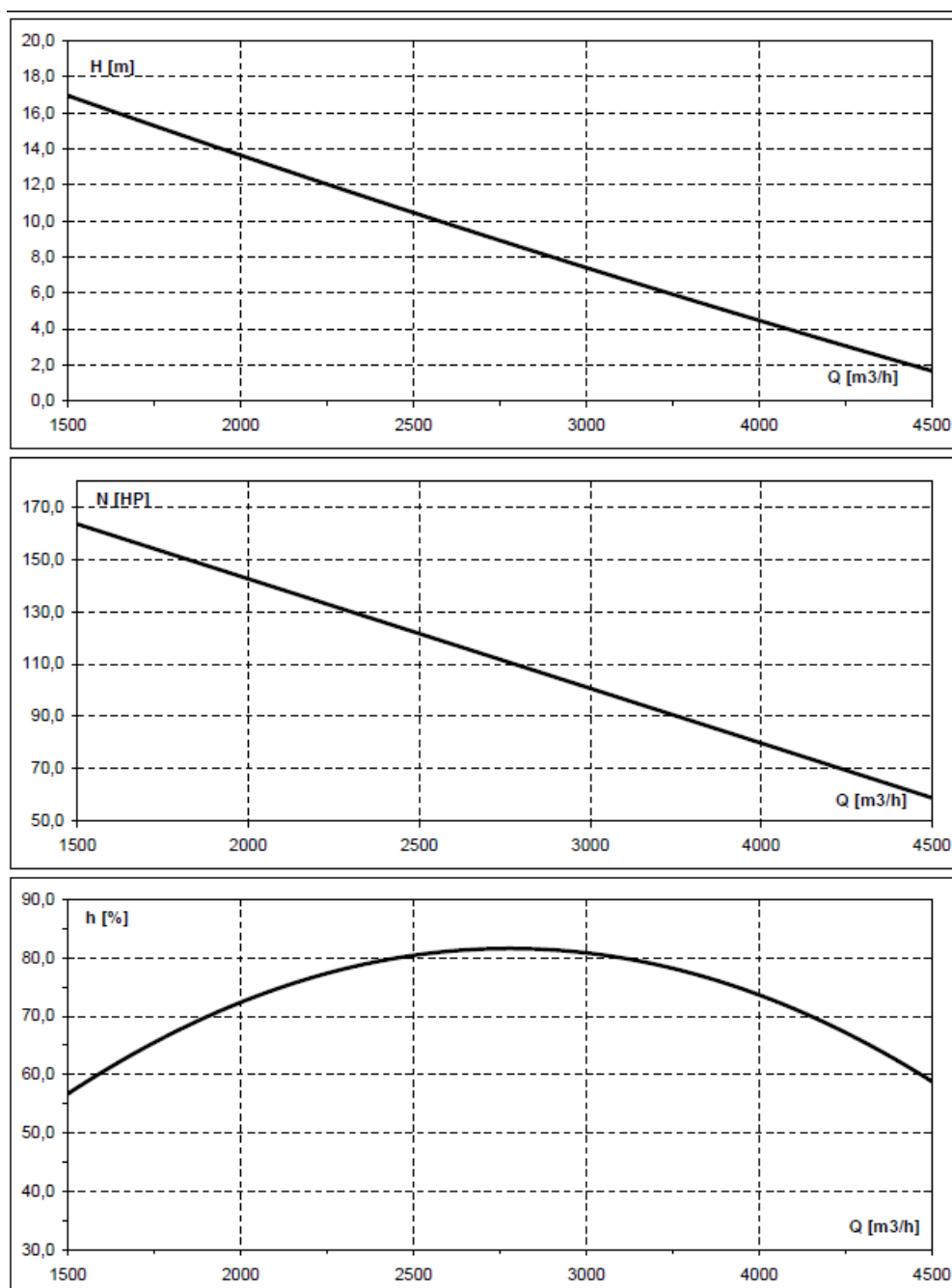
Tabla 17 – Parámetros de descarga por gravedad en las estaciones de bombeo

ID EB	VANOS	ANCHO (m)	ALTURA (m)	DESCARGA (IGN)	CAUDAL PICO (m3/s)
EB 1	2	1.50	1.50	20.20	3.424
EB 2	2	1.50	1.50	19.70	3.098
EB 3	1	1.50	1.50	19.60	1.123
EB 4	1	1.50	1.50	19.50	2.137
EB 5	2	1.50	1.50	20.20	2.875

A los efectos de determinar la capacidad de bombeo máximo, se anuló la salida por gravedad y se estableció como máximo nivel admisible en la zona de la estación de bombeo la cota 22.00 IGN, a partir de allí se definió la capacidad de punta necesaria para el bombeo, cantidad de equipos y niveles tentativos de operación.

Para efectuar el dimensionamiento se utilizaron bombas de flujo axial y eje vertical que son frecuentemente utilizadas en la provincia por ser de fabricación nacional, se establece una tipología única de equipo para facilitar el mantenimiento del sistema.

Las curvas de la bomba utilizada tienen las siguientes características:



Curvas de la bomba utilizada para la modelación (Altura/Potencia/Rendimiento-Caudal)

A partir de estas modelaciones se define la capacidad de bombeo a instalar para cada estación de bombeo según se detalla en la Tabla 18.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Tabla 18- Capacidad de bombeo a instalar

ID EB	BOMBEO DE PUNTA (m3/s)	CANTIDAD DE EQUIPOS PROPUESTOS	NIVEL MÁXIMO ESPERABLE (IGN)
EB 1	3.70	3	21.20
EB 2	3.60	3	20.70
EB 3	1.20	2 (uno en reserva)	19.60
EB 4	2.20	2	20.35
EB 5	3.75	3	21.63

En las Figuras de 22 a 26 se muestran los perfiles correspondientes al funcionamiento con bombeo para una recurrencia de 5 años y una cota del río de recurrencia centenaria (23.45 mIGN).

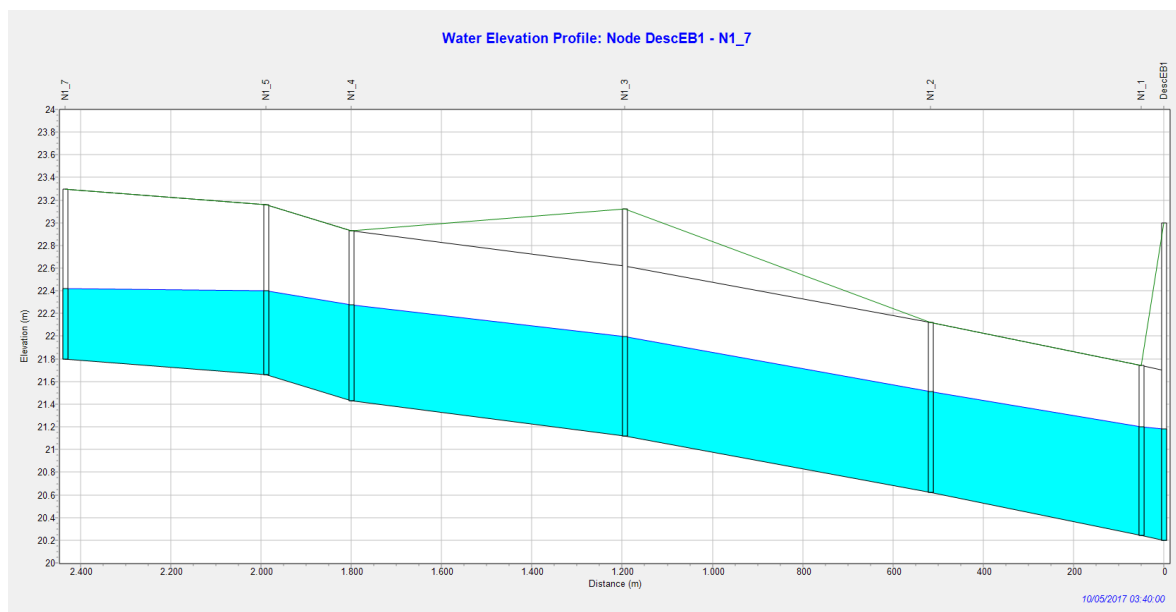


Figura 22 - Sistema estación de bombeo EB N° 1 por bombeo – Recurrencia 5 años

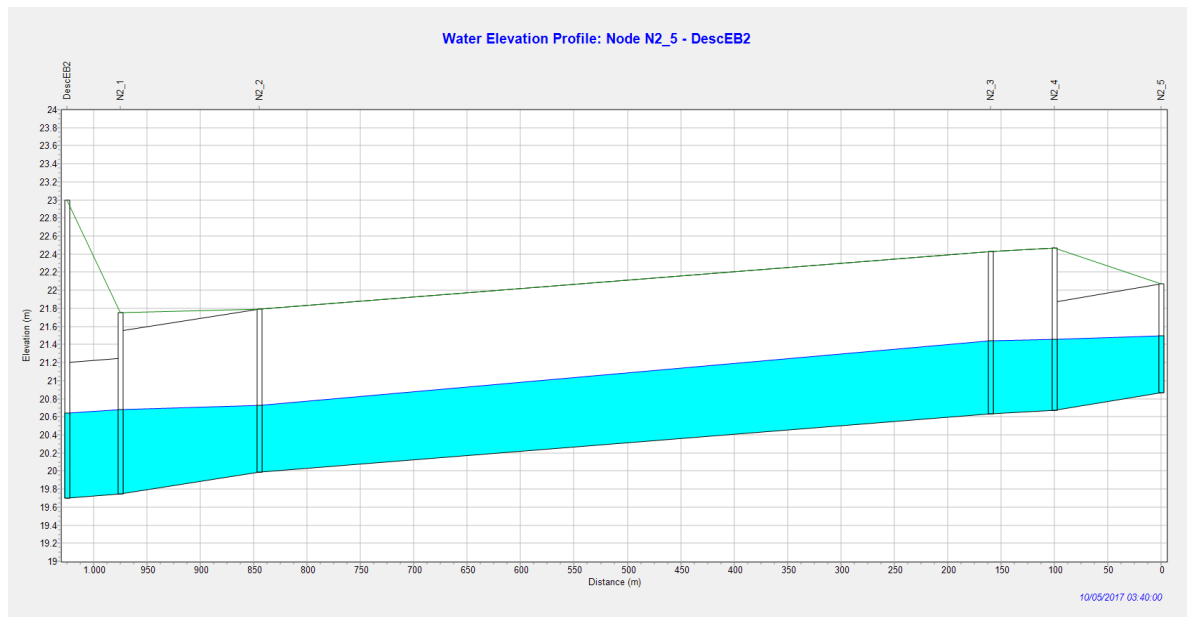


Figura 23- Sistema estación de bombeo EB N° 2 por bombeo – Recurrencia 5 años

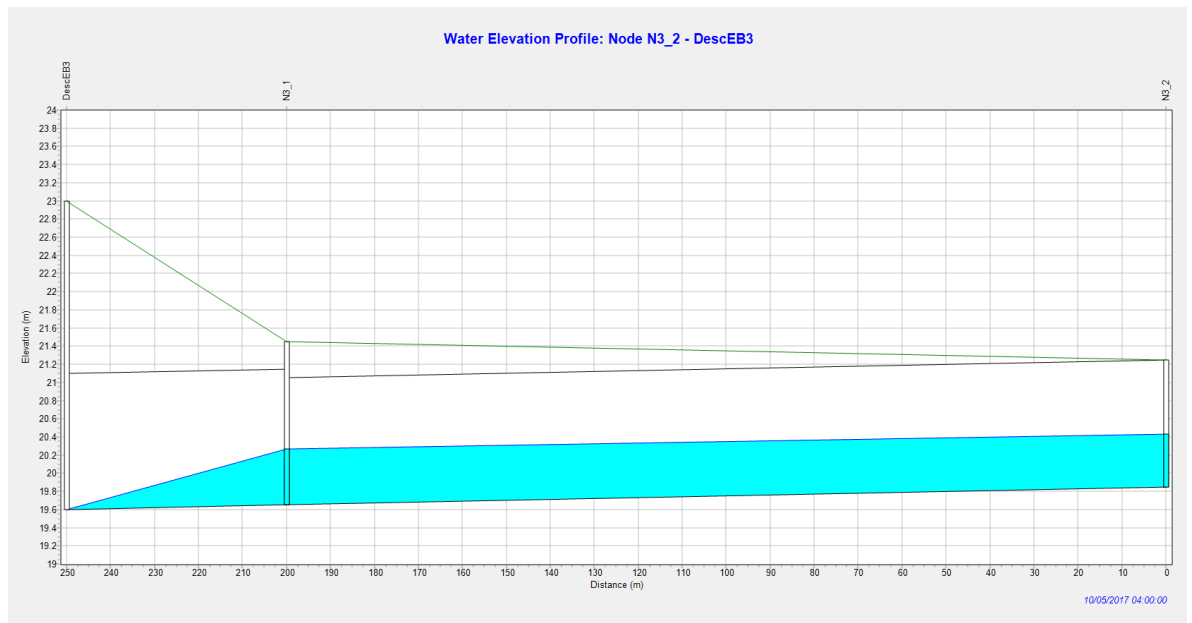


Figura 24- Sistema estación de bombeo EB N° 3 por bombeo – Recurrencia 5 años

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

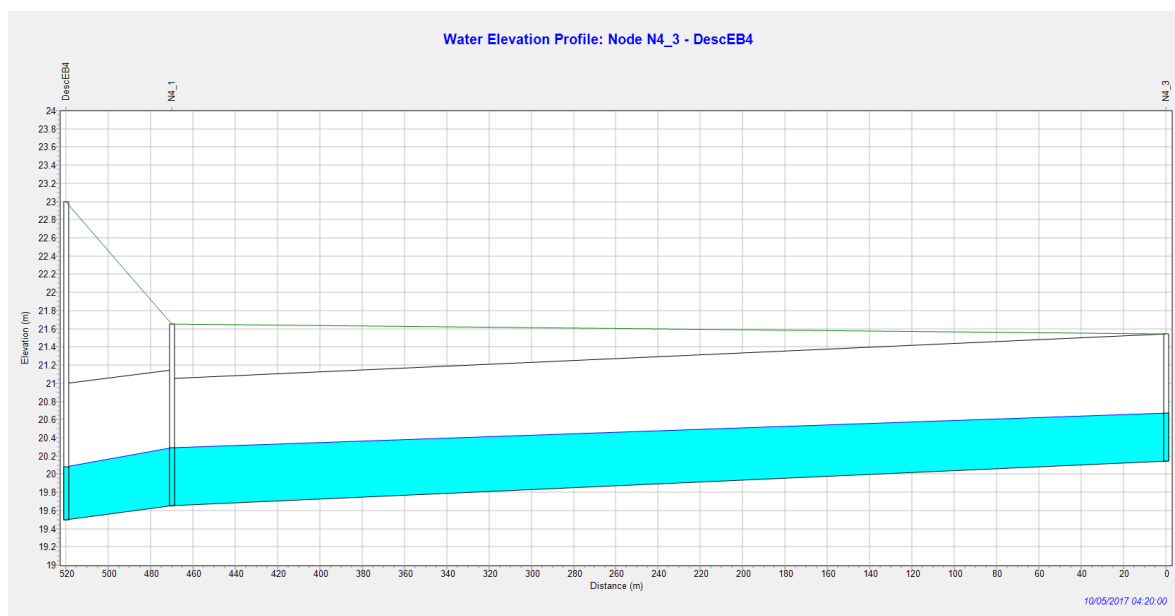


Figura 25- Sistema estación de bombeo EB N° 4 por bombeo – Recurrencia 5 años

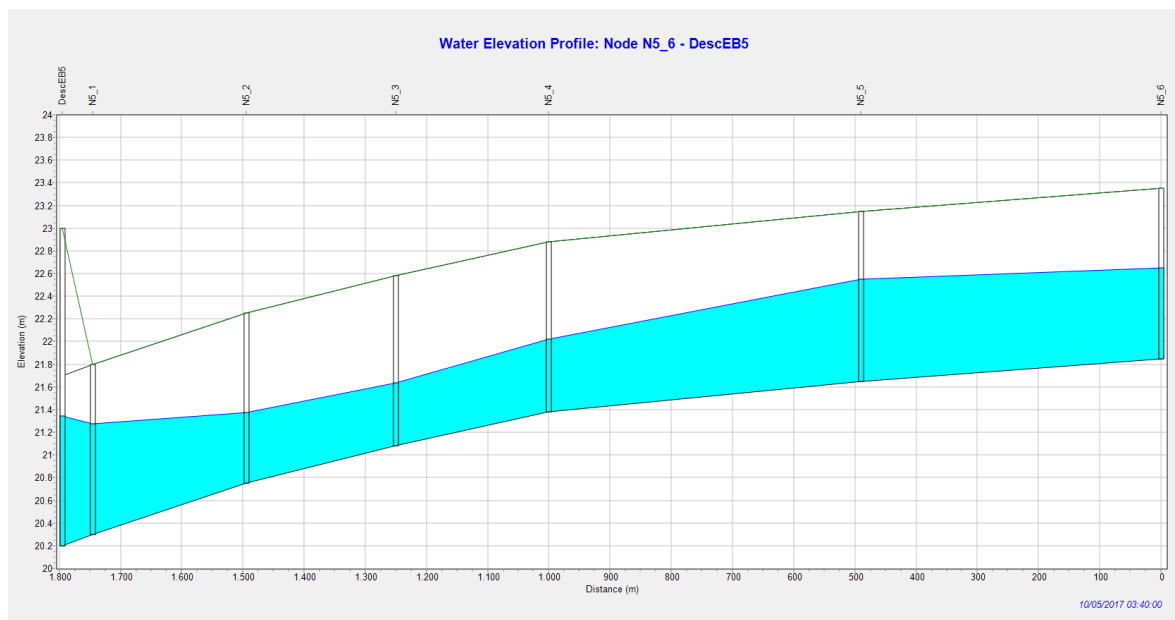


Figura 26 - Sistema estación de bombeo EB N° 5 por bombeo – Recurrencia 5 años

En las siguientes figuras se muestra el comportamiento de los equipos de bombeo en las 5 estaciones de bombeo:

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

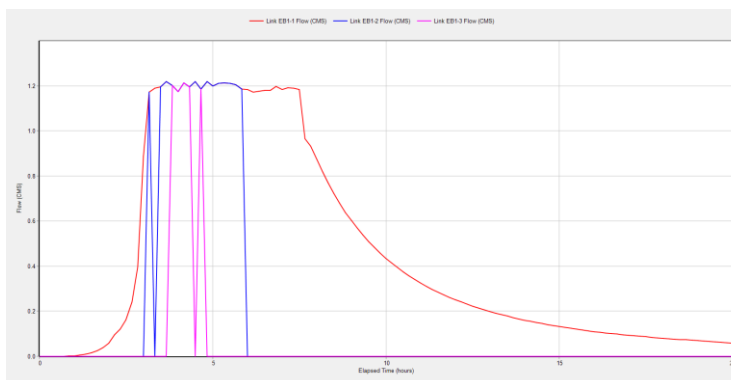


Figura 27 – Caudales de bombeo EB N° 1 – Recurrencia 5 años

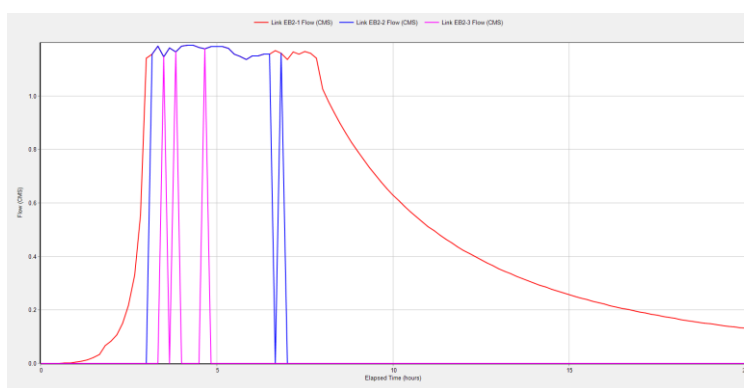


Figura 28 – Caudales de bombeo EB N° 2 – Recurrencia 5 años

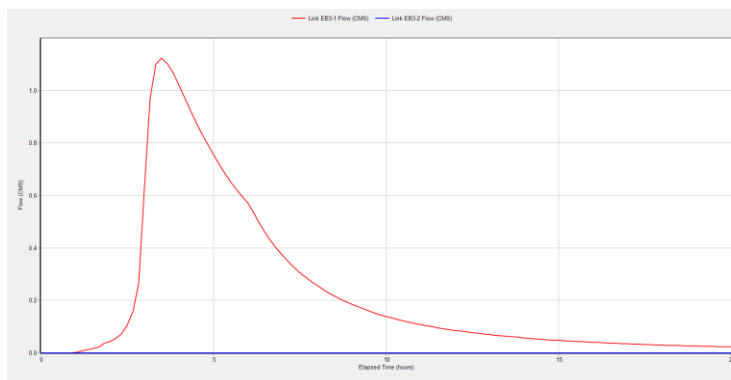


Figura 29 – Caudales de bombeo EB N° 3 – Recurrencia 5 años

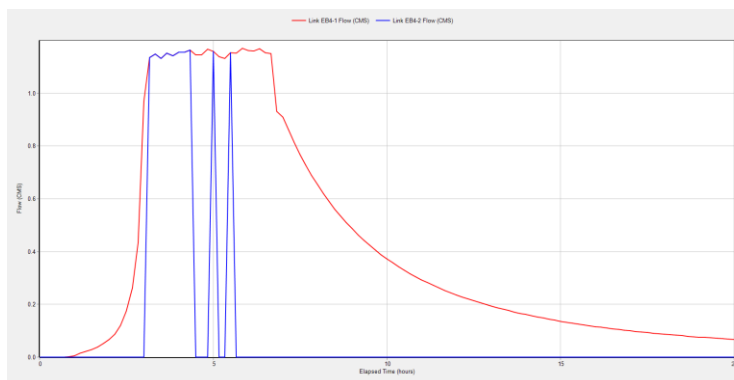


Figura 30 – Caudales de bombeo EB N° 4 – Recurrencia 5 años

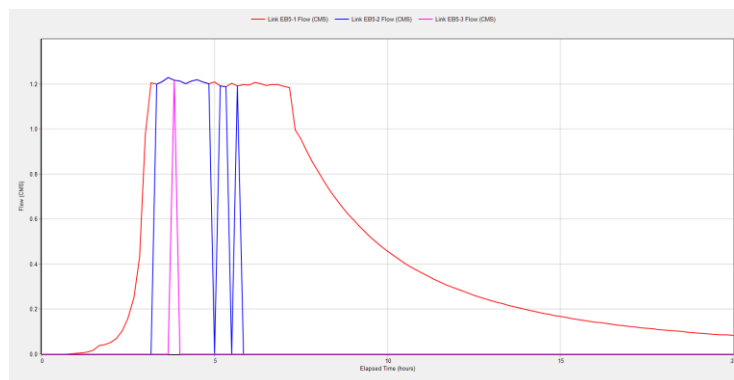
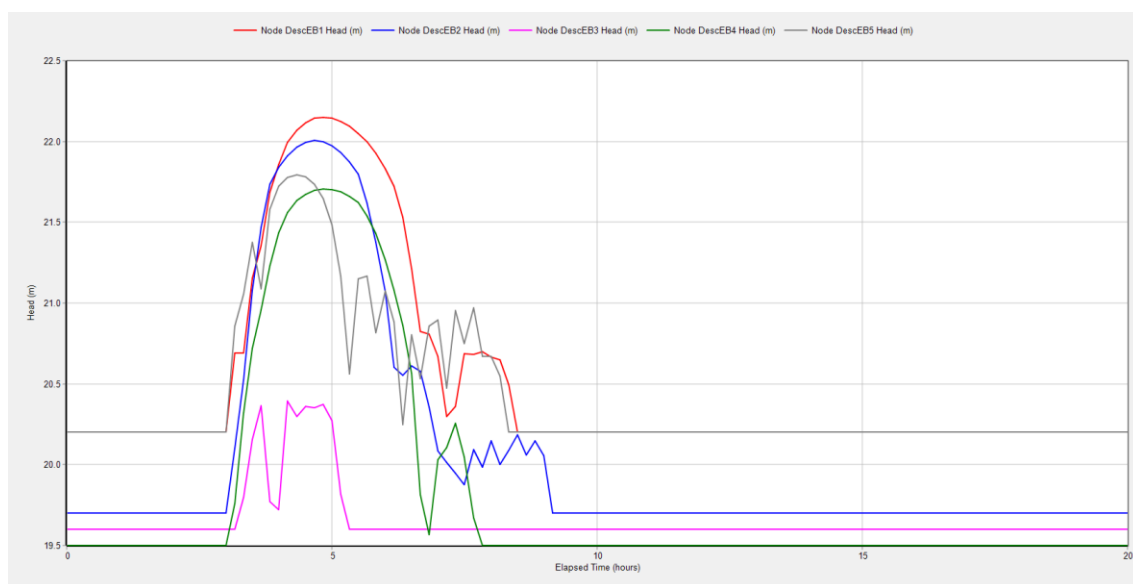


Figura 31 – Caudales de bombeo EB N° 5 – Recurrencia 5 años

A modo de verificación de la situación de acumulación de agua dentro del recito, se realizó una modelación con el sistema de descarga de gravedad cerrado y recurrencia de tormenta de diseño de 25. En el gráfico siguiente se muestran los niveles máximos alcanzados en el ingreso a las estaciones de bombeo.



Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Figura 32. Niveles al ingreso de las estaciones de bombeo – Recurrencia 25 años

Las estaciones de bombeo EB4 y EB5 pueden funcionar en conjunto disminuyendo el pico de la crecida, vinculándose a través del canal de guarda de la defensa entre ambas estaciones, situación que reduce la vulnerabilidad de las viviendas más bajas.

Se reitera que el criterio de diseño del proyecto corresponde a que el lado Oeste del recinto a proteger, que queda conformado por la RP N°1, por lo tanto, se deberá garantizar esta situación asegurando la estanquidad cerrando las tres alcantarillas existentes en la misma y derivando los excedentes hídricos del sector Oeste de dicha ruta por el canal perimetral Oeste externos a la defensa en el sector Sur el cual se presenta en el plano SJ-AP-66. Ante eventos de desborde del sistema Saladillos, deberá cerrarse la compuerta a incorporar en la alcantarilla transversal de la RP N°1, que se encuentra próxima a la RP N°39 a fin de independizar el desagüe urbano Este del Oeste.

15 OBRAS DE CONTROL

15.1 OBJETIVOS

La función de estas obras es permitir la evacuación de los caudales hacia el Río San Javier, que se concentran en el casco urbano de la ciudad de San Javier.

De acuerdo con los Escenarios Hidrológicos evaluados, estas obras, deben permitir la descarga de caudales desde el casco urbano de la ciudad al cauce natural del Río San Javier y A° San Joaquín, mediante obras diseñadas a tal fin.

Para cuando el nivel del Río mencionado, se encuentre en cotas medias e inferiores, la descarga se realizará por Intermedio de la alcantarilla de evacuación, las que disponen de compuertas de control de descarga. Estas obras se construyen en el interior del cuerpo de la defensa proyectada.

En caso contrario cuando el escenario de los niveles del Río sea altos, las descargas urbana están previstas realizarlas mediante el uso de bombas de desagote. Para esto se han previsto en las obras de control boxes de implantación de bombas.

El diseño de la obra civil, fue realizado teniendo en cuenta estas exigencias de proyecto, previendo los distintos escenarios posibles de funcionamiento de acuerdo con las exigencias planteadas. Las condiciones geotécnicas del lugar fueron estudiadas adecuadamente, obteniendo los parámetros técnicos de diseños de las obras de control y descarga de caudales. Estos pueden

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

ser observados en los informes correspondientes. Sus valores permitieron definir los diagramas de empujes de suelos, los coeficientes de balasto, peso del suelo sobre las estructuras de hormigón, y las características de diseño de la fundación.

Los estudios pluviométricos del casco urbano, determinaron las capacidades de evacuación requeridas, la cantidad y ubicaciones de cada estación de bombeo y control. Estas, pueden ser observadas en los planos SJ- AP- 31 a 48.

Como resumen de estos estudios se adjunta el cuadro de obras planteada.

15.2 OBRAS DE CONTROL PROYECTADAS

Para la descarga a gravedad se han diseñado alcantarillas de evacuación con las siguientes características:

ID EB	VANOS	ANCHO (m)	ALTURA (m)	DESCARGA (IGN)
EB 1	2	1.50	1.50	20.20
EB 2	2	1.50	1.50	19.70
EB 3	1	1.50	1.50	19.60
EB 4	1	1.50	1.50	19.50
EB 5	2	1.50	1.50	20.20

Tal lo expuesto en el punto correspondiente a Drenaje Urbano se ha definido el equipamiento a instalar cuyas características se indican en la siguiente tabla:

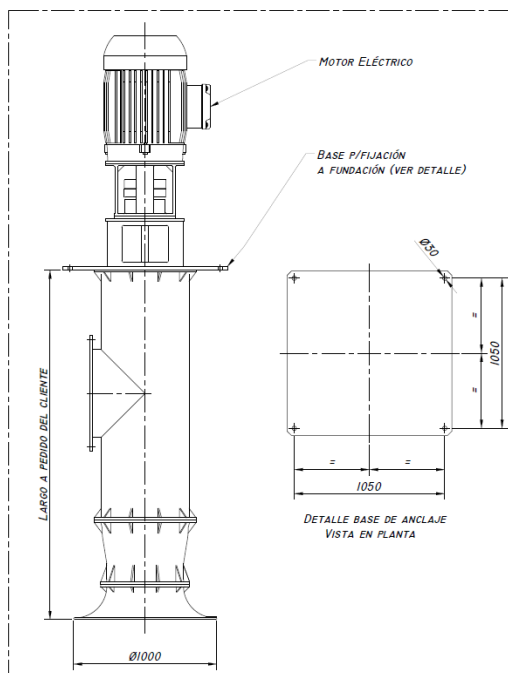
NOMINACIÓN	COTAS Y ALTURAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS DE BOMBEO (Tr 5 años)					SALTOS NETOS		BOMBAS
	Q _{Total} (m ³ /s)	Cota terrap (IGN)	Cota Descarga (IGN)	Cota Min Pelo Agua (IGN)	Cota Máx Pelo Agua (IGN)	Máx (m)	Mín. (M)	Nº
Bomba EB1	3,70	25,0	24,65	19,70	21,20	4,95	3,45	3
Bomba EB2	3,60	25,0	24,65	19,20	20,70	5,45	3,95	3
Bomba EB3	1,20	24,5	24,15	19,10	19,60	5,05	4,55	2
Bomba EB4	2,20	24,5	24,15	19,00	20,35	5,15	3,8	2
Bomba EB5	3,75	24,5	24,15	19,70	21,63	4,45	2,52	3

El tipo de bomba adoptado para el diseño corresponde a equipos de FLUJO AXIAL DE EJE

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

VERTICAL Q rango entre 1 m³/seg a 1.3 m³/seg y H rango 2.00 m a 6.00 m, y cuyas características se muestran en la siguiente figura:



La altura de bombeo considera el salto neto más las pérdidas en la impulsión que se detalla más adelante.

La cantidad de bombas se ha seleccionado con criterio conservador, en el caso de la EB 2 que presenta el caudal menor se ha diseñado con dos equipos uno de los cuales es de reserva. El resto de las estaciones de bombeo presenta caudales de bombeo conservadores pero no se han considerado equipos de reserva.

Además, la selección del equipo de bombeo tiene que ver con elementos mecánicos que se utilizan en la zona de fácil reparación y repuestos accesibles.

15.3 UBICACIÓN DE LAS OBRAS DE CONTROL

Las obras de control se ubicaron en el Terraplén de Defensa proyectado para la protección de la ciudad de San Javier.

Éstas, se localizaron con el objeto de poder satisfacer las exigencias pluviales planteadas anteriormente y de acuerdo con las descargas ya existentes en el casco urbano, las se ubicaron en los siguientes perfiles transversales de la defensa proyectada.

- Obra de Control EB1, se encuentra ubicada en el Perfil Transversal N° 69-70.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

- Obra de Control EB2, se encuentra ubicada en el Perfil Transversal N° 57-58(Canal Central)
- Obra de Control EB3, se encuentra ubicada en el Parque Candiotti.
- Obra de Control EB4, se encuentra ubicada en el Perfil Transversal N° 14-15.
- Obra de Control EB5, se encuentra ubicada en el Perfil Transversal N° 5.

15.4 ESQUEMAS GENERALES DE DISEÑOS

En base a los objetivos planteados, a la similitud de las exigencias topográficas, del tipo de bombas adoptadas y de su funcionamiento hidráulico proyectado, se ha diseñado un esquema general de obras civiles, las que se conforman de la siguiente manera.

15.4.1 Canal de Alimentación

Con respecto a las obras de control; para el suministro de la masa de agua que proviene del casco urbano, se han previsto reservorios de alimentación y/o canal de aducción a esta obra, mediante un canal cuyo fondo de suelo natural se ajusta a la cota de terreno natural y a una correcta alimentación hidráulica a la obra de control.

15.4.2 Embocadura de Aducción

Empalmando con el extremo del canal aductor en todos los casos, se ha diseñado una Embocadura a cada obra de control. La que se conforma por dos muros de alas de planta curva, y una platea de fondo plana. En el extremo de la platea de fondo se ha colocado una viga de borde, cuya función es garantizar la estabilidad de la platea y evitar que sea afectada por posibles erosiones localizadas que provoque el descalce y posterior rotura de la misma.

15.4.3 Alcantarilla de Descarga

La estructura es continua, mediante un conducto tipo alcantarilla de celdas que cruzan el terraplén de Defensa. La celda estructura analizada, tiene un ancho interior efectivo de 1,50 m y una altura interna de 1,50 m, obteniendo una sección neta total de 2,25 m². Como se ha indicado precedentemente en las estaciones de bombeo 1, 2 y 5 se han colocado 2 celdas y en las estaciones de bombeo 3 y 4 una sola celda.

Esta estructura tiene una longitud diferente en cada caso que depende del perfil del terraplén de defensa adoptado, además en cada caso, se ha ajustado la cota de implantación al perfil de defensa y a las condiciones de funcionamiento hidráulico.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Estructuralmente se comporta como “marco cerrado”, construida en hormigón, con muros de alas en el ingreso y a la salida, que permitan orientar el flujo y contener el material del terraplén.

15.4.4 Estructura de Compuertas

Con el fin de poder controlar la descarga por alcantarilla, y de evitar el ingreso de masa de agua en el caso de escenarios hídricos extremos, desde el cauce del Río San Javier al interior del casco urbano, se ha dispuesto el diseño de una estructura de compuerta, la que dispone de dos sistemas de recatas iguales, una de operación y otra de reparación. En la recata de operación se instalará la compuerta de operación y control.

Este tramo de obra, con el objeto de disponer en forma permanente un acceso directo que garantice su operación, se lo ha proyectado aguas arriba del cuerpo del terraplén de defensa.

La operación de control del flujo, se efectuará mediante el cierre o apertura de la compuerta, esta será accionada por su mecanismo de operación de compuerta del tipo manual, los que se ubican en la planta de coronamiento.

15.4.5 Casas de Bombas

En la boca de alimentación a la planta de bombeo, se ubicó la reja de protección y su estructura portadora. La reja se compone de dos paños conformados por barras de acero con una separación libre entre ellos de 10 cm y por una estructura portante también en acero, las características de este diseño pueden verse según cada caso, en el plano correspondiente. Las rejas irán apoyadas en sus correspondientes recatas, que se ubican en las pilas extremas, y en la pila central.

Se ha diseñado la obra civil para bombas de flujo axial de eje vertical, que son las más utilizadas en la zona.

El diseño de la obra civil adoptado, tiene en cuenta las condiciones geotécnicas de las áreas de implantación de las obras de control, las condiciones constructivas, estructurales, hidráulicas y de operación de las bombas a instalar.

Básicamente, la estructura principal es de tipo compacta, conformada por tabiques verticales perimetrales y tabique internos, platea de fondo y platea superior, con este diseño se obtiene una estructura monolítica apropiada para este tipo de obras. Sus dimensiones exteriores principales en cada caso se pueden observar en los planos respectivos.

Esta estructura se construirá sobre una base de fundación conformada por una capa de 0,20

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

m de suelo cemento, sobre esta, se efectuará una carpeta de hormigón pobre de asiento la que tendrá un espesor de 0,10m.

Este tipo de diseño es el apropiado para las condiciones geotécnicas que se encuentran en la zona de fundación de la obra.

Además, se han previsto las áreas de operaciones de montaje de los equipamientos necesarios en este tipo de obras, incluyendo una platea destinada a transformador y sistema de alimentación eléctrica o sustituta de alimentación por medio de auto generación.

El acceso a la planta de bombeo se realiza desde el terraplén de defensa, a la playa de ingreso que se encuentran a cota de coronamiento del terraplén de defensa. De dicha playa, se accede a cada lugar de la planta, zona de rejillas, áreas de equipamientos eléctricos, estación de bombeo, etc.

La empresa contratista deberá hacer una ingeniería de implantación de obra que tenga en cuenta la verificación de todos los diseños propuestos en el presente proyecto.

15.5 DISEÑO HIDRÁULICO

En el interior de la estructura de bombeo, se ha definido una platea de fondo con perfil longitudinal quebrado, siendo la cota de ingreso la correspondiente a la platea de embocadura en cada caso, luego tenemos una rampa que finaliza a cota de fondo de implantación de equipos. Esta cota, se adoptó en función de las exigencias del equipamiento de bombeo a instalar, garantizando la sumergencia mínima de las bombas, para los niveles mínimos operativos en cada caso. Para el equipo seleccionado se requiere un tirante mínimo en el cuenco de 2.00 m. El cuenco en su sector horizontal tiene una longitud de 3.50 m y un ancho en cada box de 1.60 m.

15.6 EQUIPAMIENTO A INSTALAR

Los equipos de bombas han adoptados en función de disponer de un conjunto de bombas similares, las que pueden ser instaladas en cada uno de los boxees proyectados en cada casa de bombas.

Este criterio permite disponer de una sola tecnología de bombeo que disminuye los costos de reparaciones y de repuestos que pudieran requerir en el tiempo de funcionamiento de las mismas.

Para determinar los equipos de bombeo a instalar, estos se han seleccionados en cada caso de acuerdo con los estudios hidrológicos de la planta urbana, y de las características técnicas de

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

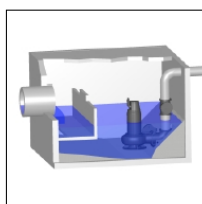
los equipos de bombes, el que se ajusta a los caudales a evacuar y a las alturas máximas y mínimas de operaciones que se requiere.

15.6.1 Conductos de Impulsión

Para el desarrollo del proyecto propuesto, se trabajó en función de obras similares.

Además, se han previsto las tuberías de impulsión, de acero estimándose un diámetro de 800 mm en una longitud variable según la implantación en la propia estación de bombeo.

Las pérdidas de carga máximas de acuerdo al cálculo efectuado y que se indica a continuación arrojan una pérdida de carga máxima del orden de 0.68 m, que para el máximo salto neto conduce a una altura máxima de bombeo del orden de 6 m.



Rozamiento en la pérdida de carga

Fluido bombeado	Altura estática	Opciones de visualización
Agua, limpia	5,15	Instalación sumergida
Caudal	Número de bombas	Modelo de cálculo
1,25 m³/s	1	Colebrook-White
Viscosidad	Tipo de estación de bombeo	
1,569 mm²/s	Una bomba sola	

Tipo	Ø (mm)	¿ o L	Cant.	v (m/s)	k (mm)	ΔH (m)
Ø = Diámetro v = Velocidad k = Rugosidad tubería ΔH = Pérdidas de carga						
Tubería de descarga común - Metal / Galvanized steel						
PN 6 / DN 800 (813,0x8,0 mm) / New piping						
Longitud tubería	797	8 m	1	2,506	0,03	0,03876
Conexión de descarga	797	0,3	1	2,506		0,09599
Codos	797	0,3	1	2,506		0,09599
Salida	797	1	1	2,506		0,32
Pieza en T	797	0,4	1	2,506		0,128
Pérdidas de carga totales						0,6787
Pérdidas de carga						0,6787 m
Presión estática						5,15 m
Altura de imp. total						5,829 m

15.6.1.1 Equipos Eléctricos

En la sala construida en la planta de coronamiento, se instalarán los tableros de servicio y los tableros de las bombas y un sanitario.

Los equipos eléctricos de media y baja tensión, transformadores y de medición, se encuentra en la playa destinada a este fin.

Además, se ha previsto un área adicional destinada a la colocación de un grupo electrógeno con carácter transitorio para eventos imprevistos.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

15.6.1.2 Cámara de Descarga

Los conductos de impulsión del sistema de bombeo, descargan en una cámara ubicada inmediatamente aguas abajo de la estructura de compuertas. Esta descarga luego se dirige por medio de la alcantarilla al cauce del Río San Javier.

Su diseño garantiza la instalación de los conductos de impulsión a cota de coronamiento, permitiendo sus dimensiones empalmar con la estructura de celda de la alcantarilla.

Cuando el nivel alcanzado por el Río San Javier, impidan la descarga normal de los caudales pluviales del interior de cada planta urbana, estos, deberán ser evacuados por las bombas, en este caso la compuerta permanecerá cerrada.

15.6.1.3 Muros de Embocaduras

Los muros guías se han diseñado como muros continuos de planta curva, en los que se tuvo en cuenta los diseños de embocadura, tratando de evitar y o controlar los procesos erosivos que pudieran desarrollarse en los taludes de márgenes, y garantizar un óptimo funcionamiento.

Además, estos contendrán los empujes laterales de las márgenes garantizando su estabilidad, serán construidos con cemento de alta resistencia a los sulfatos (ARS), el hormigón a emplear será del Tipo H-21, la armadura Tipo ADN 420, sus dimensiones serán las que figuran en los planos específicos.

15.6.1.4 Juntas Constructivas

Las juntas constructivas entre los distintos cuerpos estructurales de la obra, se realiza en los muros laterales, la solera de coronamiento, la platea de fundación, etc. En todo el empalme de estas estructuras, se materializará una junta constructiva donde se colocará una junta de neopreno tipo "O" 32, o similar tal que garantice los posibles movimientos independientes de cada obra y la estanqueidad de la junta, evitando fuga de material fino de los terraplenes.

15.7 EQUIPAMIENTO HIDROMECAÁNICO

El mismo estará compuesto por:

15.7.1 Rejas de Toma

Las rejas de toma a instalar tienen por fin, evitar el ingreso de objetos flotantes o semi-sumergidos u otro tipo de basuras que pudieran afectar el normal funcionamiento de las bombas.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Estas son del tipo fijo, compuesto por barrotes verticales de sección rectangular soldados a una estructura de perfiles marco y con rigidizadores horizontales, que serán fijadas a las piezas empotradas al hormigón mediante bulones.

La limpieza de estas rejas está prevista que se realice en forma manual desde la planta de coronamiento.

15.7.2 Compuertas de la Estructura de Descarga por Gravedad

El juego de compuerta de operación de la obra de control y de descarga por gravedad, será del tipo plana de deslizamiento vertical. Estará constituida por una chapa escudo, a la cual estará unidos los sellos de estanqueidad, un conjunto de vigas horizontales, construidas con perfiles, diafragmas verticales de chapa (escudo) y dos vigas laterales verticales en los extremos.

El accionamiento de las compuertas se realiza por medio de dispositivos manuales con torreta de engranajes y vástagos de acople a la compuerta, que será instalado en la planta de coronamiento.

15.7.3 Equipamiento Eléctrico

Equipamiento Eléctrico para la Casa de Bombas e Iluminación será el previsto el que requiera el sistema de equipos a instalar.

15.7.4 Alimentación Eléctrica

La alimentación eléctrica a la estación de bombeo estará a cargo de la empresa provincial de electricidad EPE. La misma no ha dado su Factibilidad para la provisión por lo cual se incluyen las obras necesarias en el marco del presente proyecto, incorporándola al presupuesto y a las Especificaciones Técnicas correspondientes.

15.8 MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL

Las configuraciones geométricas adoptadas para las verificaciones estructurales de cada tramo de obra realizada en este informe estructural, han sido adoptadas para todos los casos de obras proyectadas (ver planos específicos) con el fin de poder definir sus dimensiones, volúmenes de obras, cómputos y presupuesto de cada alternativa propuestas en este estudio.

Las estructuras de control, tienen un prediseño conforme con los cálculos hidráulicos, la empresa contratista deberá efectuar las verificaciones de diseño, de modo de asegurar su correcto

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

funcionamiento. Para ello deberá efectuar un proyecto constructivo de estas obras de control y su costo estará incluido en el propio ítem.

16 OBRA URBANÍSTICA Y DE ARQUITECTURA

En rasgos generales la propuesta de integración urbana de la defensa se extiende en forma lineal a lo largo de la costa Este.

La integración urbana de la obra ha sido concebida en función de cinco objetivos generales de desarrollo urbano. Estos objetivos generales y particulares surgieron del análisis diagnóstico técnico y de las conversaciones con las autoridades municipales y aportes recibidos en las numerosas presentaciones públicas del anteproyecto durante los años 2007 y 2008.

16.1 OBJETIVOS

1. Recuperar el borde costero para el uso público local y turístico

- Crear nuevos espacios públicos de calidad en el borde costero.
- Revertir situaciones de inaccesibilidad a la costa y facilitar el acceso a toda la población de San Javier y a los turistas.
- Mejorar la calidad ambiental y los servicios mediante equipamiento.
- Poner en valor el Parque Candiotti.
- Promover nuevos usos en la costa (aerobismo, deportes, espectáculos).
- Promover la nueva traza como una vía de comunicación eficiente entre los extremos de la ciudad, considerando el desplazamiento peatonal, de ciclistas y de vehículos)

2. Recomponer la estructura vial primaria de la ciudad

- Proyecto de Avenida Costanera de escala urbana y articulada con la escala regional.
- Extensión de las calles E-O hasta la nueva costanera, cerrando la trama urbana
- Crear un circuito de borde de la planta urbana original entre los Bvs. Existentes y la nueva Av. Costanera.

3. Revertir situaciones de precariedad habitacional y riesgo ambiental

- Relocalización parcial de asentamientos irregulares de Bº El triángulo
- Relocalización parcial de viviendas precarias sobre la costa alta (Norte)

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

4. Reconocer y promover las actividades tradicionales costeras con equipamiento y espacios adecuados.

- Promover el desarrollo económico de la ciudad fomentando las actividades tradicionales (pesca deportiva y artesanal, balneario) y promoviendo nuevas actividades vinculadas al turismo (gastronomía, deportes, artísticas, festivales).
- Muelles de amarre de pescadores artesanales
- Reubicación y ampliación de la bajada de lanchas.

5. Revertir situaciones de degradación ambiental en la costa

- Sistematización de desagües pluviales
- Desactivación de basurales
- Relleno de canales que se desactivarán
- Cambio de lugar de las salidas de las estaciones de bombeo de modo de no afectar al balneario

Luego de la selección de la alternativa a desarrollar, el proyecto ejecutivo de la defensa se ha articulado integralmente con la propuesta urbanística en un ida y vuelta entre el diseño de la ingeniería y la arquitectura, el urbanismo y los criterios de sustentabilidad ambiental y social.

16.2 PROPUESTA URBANO ARQUITECTÓNICA

Las propuestas arriba mencionadas se han integrado en un proyecto que contempla:

La integración urbano - arquitectónica del coronamiento del terraplén costero como calle costanera urbana pública de usos múltiples (recreación, caminatas, bici senda, pesca) con equipamiento urbano (bancos, luminarias, cestos papeleros, arbolado) y que se engarza con las calles transversales que forman el damero urbano. Esta calle costanera se extiende a lo largo de todo el proyecto, contando con múltiples intersecciones con calles de sentido E-O. Las principales son las intersecciones con Bv. Madrejón, Gral. López, Bv. Migno y Ruta 39.

A lo largo de este eje estructural, se localizan diferentes puntos de atracción de Sur a Norte a saber:

Zona de muelles de pescadores artesanales en el sector de barrio La Flecha a la altura de calle Florian Pauke. Este sector cuenta con cuatro muelles deslizables sobre el talud de la defensa para 06 canoas de pescadores artesanales cada uno (24 canoas), y con dos pequeños quinchos para guardado de elementos de los pescadores y para albergar un cuidador de canoas.

Nuevo balneario con playa de arena (talud 1:20). Este nuevo balneario cuenta con

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

escalinatas y rampas de acceso para discapacitados, bebederos, zona de estacionamiento de vehículos, zona para kiosco y cantina. Un aspecto a destacar es que la descarga de los pluviales de la estación de bombeo existente en Parque Candioti se ha desplazado aguas arriba y desemboca en el cauce principal del río, liberando al balneario de esa situación de incompatibilidad ambiental.

La integración del Parque Candioti al proyecto de borde costero, mediante su rediseño y refuncionalización. Se plantea en este punto el alteo parcial del parque, sectorizándolo en dos grandes áreas: una más alta y al mismo nivel que la avenida costanera y otra más baja al nivel de la calle Gral. Obligado. Estos dos sectores contienen actividades diferenciadas: en la zona alta deportes y en la zona baja juegos infantiles y descanso para adultos mayores. En la transición entre los dos sectores se propone un talud en cuyo centro se localiza un nuevo anfiteatro con gradas, escenario, sanitarios, accesos, etc. a fin de remplazar al escenario existente y sus gradas. La llegada al anfiteatro puede darse por todos los frentes del parque por diferentes senderos. La nueva planta del parque se plantea con un eje estructurante dado por un camino peatonal recto que es la continuidad de calle Santa fe hacia el río. En los extremos NO y SO la planta presenta dos plazas secas de acceso, destinadas a los jóvenes. Entre ellas y a lo largo de calle Gral. Obligado se plantea una zona de estacionamiento de autos, pensada para los festivales y fiestas tradicionales con gran concurrencia de público. El trazado de los caminos internos está dado por la intersección de grandes círculos. Se plantea un primer gran círculo que resulta casi perimetral a todo el parque y luego la intersección con arcos de similar radio que permiten conservar las diagonales tradicionales del parque, en vez de rectas ahora con curvas contenidas por túneles de árboles. Los senderos internos permiten desarrollar al menos dos circuitos aeróbicos: uno más largo dado por el círculo mayor y otro más corto dado por el sendero de la base del talud central y la mitad este del círculo mayor. En el sector SE se localiza una Estación de Bombeo que ha sido comprimida en sus dimensiones en planta, reduciendo básicamente la superficie de playas de maniobras, a fin de que no ocupe tanto espacio y resulte menos visible. En el sector NE se propone una zona de kiosco y cantina con bancos frente al río.

En el punto de encuentro del refulado con el perfilado de terreno natural, en la esquina Sur del Parque Candioti, se genera una saliente que funciona como deflector de la corriente y como límite NO del balneario y transición hacia la obra de perfilado de barrancas. Esta saliente se integra al paseo costanero mediante la continuidad de veredas y alumbrado público. En su extremo se proponen un grupo de bancos y un grupo de cinco luminarias similares pero de diferentes alturas a modo de faro, para generar una tensión que motive al recorrido peatonal y

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

poder obtener desde la punta de la saliente una vista panorámica a 360° de toda la obra y la costa de San Javier.

En la zona de los terrenos del ferrocarril actualmente ocupados irregularmente por viviendas precarias que conforman el barrio “El Triángulo” y cuyas familias ocupantes serán relocalizadas, se propone la creación de un área fuertemente vinculada a la pesca deportiva y artesanal, a la venta de pescado fresco, a la gastronomía típica de pescado y a la navegación. Para ello se ha relocalizado en esta zona la bajada de lanchas de turistas y habitantes locales y se han propuesto cuatro muelles deslizantes para 06 canoas de pescadores artesanales cada uno (24 canoas) con sus quinchos de cuidadores y guardado de enseres de pesca. Complementariamente se ha generado un sector para estacionamiento de tráileres de lanchas de turistas a fin de que no queden obstaculizando el tránsito ni los espacios públicos, un sector para mercado de pescado fresco de venta directa al público por parte de los pescadores artesanales y un sector de restaurante (concesión municipal) para comidas típicas. Todo este complejo temático se articula con el remate del Bv. Migno que es una vía principal que penetra en la ciudad desde la ruta N°1 y a partir de este proyecto, llega hasta el río conectándose con la Av. Costanera.

Finalmente, en el extremo Norte se proyecta una rotonda de articulación de la Av. Costanera con la Ruta 39 con un sitio de descanso con bancos y árboles para contemplar el desarrollo de la costa de Norte a Sur.

El tratamiento arquitectónico del coronamiento del terraplén ha sido definido con módulos de veinticuatro metros de largo y trece de ancho, en los que se va variando la disposición de los elementos del equipamiento (bancos, luminarias, papeleros, solados) de modo de crear situaciones diferentes con los mismos elementos y sobre una base modular. La constitución básica está dada (en una sección transversal de adentro hacia fuera del recinto defendido) por un talud seco donde se alojará el arbolado urbano y el alumbrado público, luego una acera de 1m de ancho, una calzada de HºAº de 8m de ancho (contenida entre cordones cuneta), una bisisenda con solado de de HºAº 1,20 m de ancho en el mismo nivel que una acera con solado de HºAº de 1,85 m de ancho, separadas por una franja de hormigón coloreado de 0,40 m de ancho sobre la que se localizan el alumbrado público, los bancos dobles y los bebederos. Finalmente, y sobre la arista superior del talud húmedo se extiende un muro-banco de tabique de HºAº y asientos de madera que según el tramo funciona como baranda o como banco. Este elemento cumple además la función de rompeolas con una altura de 0,50 m, lo que eleva a cota 25 el nivel de protección de la defensa en el tramo sur donde la rasante de la calzada es de 24,50 IGM.

En las Especificaciones Técnicas Particulares de las Obras y en los planos correspondientes

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

se presenta una descripción detallada de cada ítem con sus particularidades.

16.3 SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO AGUA POTABLE

Los Servicios de agua potable y cloacas en la ciudad de San Javier, están a cargo de la Cooperativa de Servicios Públicos de San Javier. Toda la ciudad se abastece con agua proveniente de la Planta Potabilizadora actual, ubicada en calle Madrejón e Independencia. Si bien la ciudad cuenta con el servicio de agua potable de red muy extendido, la zona costera no cuenta este servicio. Existe una cañería de PVC 110 mm en calle Alzugaray (200 m de la costa) y varios caños de 50 mm en calles perpendiculares que llegan a la costa (Dr. De la Colina, Cabral, Moreno, Madrejón). El presente proyecto tiene por objeto dotar de agua potable de red al sector de la nueva avenida costanera a los fines de mejorar la oferta turística y permitir contar con este servicio al balneario, a las actividades deportivas y recreativas, a los servicios gastronómicos y a los servicios náuticos y de venta de pescado, entre otros. Para ello será necesario extender cañerías de nexo hasta la zona de proyecto y ejecutar una red de distribución en zona de costanera de Sur a Norte.

16.4 SISTEMA DE DESAGÜES PLUVIALES SUPERFICIALES

Se prevé la ejecución de:

- Cordones cuneta
- Badenes
- Medias cañas en veredas
- Bocas de tormenta en avenida costanera
- Cámaras de conexión
- Accesorios

Estos trabajos se encuentran descriptos en el ANEXO DE URBANISMO.

16.5 RED VIAL

Se prevé la realización de pavimento de hormigón, tal lo indicado en el ANEXO DE URBANISMO y de acuerdo con la memoria de cálculo del ANEXO RED VIAL.

16.6 ALUMBRADO PÚBLICO

La obra consiste en la instalación de 234 luminarias compuestas de artefacto de aluminio

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

similar Metronomis I Malmö, color gris oscuro, según planos; lámpara a vapor de sodio de 150 W; columnas metálicas telescópicas de acabado gris oscuro de 3,2 mm de espesor de diámetros 76mm y 101mm y de 4,10 m de altura total y 3,50 m de altura libre; pedestal de hormigón H25 con pigmento gris oscuro y; puesta a tierra.

Las mismas se colocarán a lo largo de las aceras de la nueva avenida costanera separadas aproximadamente cada 24 metros, y en las aceras de las calles perpendiculares, en el Parque Candiotti y en otros espacios particulares del proyecto, según planos.

El artefacto propuesto combina el alumbrado directo con un efecto de luz reflejada, para lo cual se utiliza un disco reflectante superior que cumple además una función decorativa.

El Item comprende la provisión de mano de obra y materiales, su colocación, y retiro de las instalaciones existentes, de acuerdo al proyecto según planos, y a las especificaciones técnicas adjuntas.

El Contratista deberá retirar las instalaciones del alumbrado precario existente en el área de obras (postes, luminarias, cables, suspensiones, etc.), y entregarlos en el depósito de la Cooperativa de Servicios Públicos de San Javier. Esta tarea no merecerá pagos adicionales por parte del Comitente y estará contemplada en el costo general del Item “Alumbrado público”. Ver ANEXO URBANISMO

16.7 RELOCALIZACIÓN TEMPORARIA Y DEFINITIVA DE LA TOMA DE AGUA DE LA CIUDAD

La relocalización temporaria y definitiva de la toma de agua de la ciudad deberán planificarse y acordarse entre el Contratista de Obra, la Cooperativa de Servicios Públicos de San Javier, la municipalidad y la inspección de obra previo a la intervención en el sector.

Con respecto al diseño urbanístico existe un trabajo del Arq. Levit del año 2009 (ver ANEXO URBANÍSTICO), los 13 planos de proyecto del año 2009 iban numerados del 49 al 61. En la actualización de 2018 se mantienen los mismos 13 planos, pero la numeración ahora va del 61 al 72 (a y b).

Plano	N° 2009	año	N° 2018	año
INTEGRACION URBANA - PLANTA GENERAL	49		SJ-APE-61	

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

INTEGRACION URBANA - PLANTA DE SECTOR 1	50	SJ-APE 62
INTEGRACION URBANA - PLANTA DE SECTOR 2	51	SJ-APE 63
INTEGRACION URBANA - PLANTA DE SECTOR 3	52	SJ-APE 64
PLANTA DETALLE SECTORES NORTE Y SUR	53	SJ-APE 65
PLANTA DETALLE PARQUE CANDIOTTI	54	SJ-APE 66
PLANTA DETALLE NUEVO SECTOR NAUTICO Y DE PESCA	55	SJ-APE-67
MODULOS RECTOS TIPO – EQUIPAMIENTO URBANO	56	SJ-APE 68
MODULOS CURVOS TIPO	57	SJ-APE 69
PLANOS TIPO – CORDON CUNETAS, BADEN, PAVIMENTO	58	SJ-APE 70
DESAGÜES PLUVIALES – PLANOS TIPO SUMIDERO Y CAMARA	59	SJ-APE 71
SUPERPOSICION CON VIVIENDAS EXISTENTES - 1	60	SJ-APE 72 a
SUPERPOSICION CON VIVIENDAS EXISTENTES - 2	61	SJ-APE 72 b

Cabe aclarar que parte de la propuesta urbanística puede visualizarse en los planos SJ-APE 11 y SJ-APE 12 (Perfiles Tipo).

La relocalización temporaria y definitiva de la toma de agua de la ciudad deberán planificarse y acordarse entre el Contratista de Obra, la Cooperativa de Servicios Públicos de San Javier, la municipalidad y la inspección de obra previo a la intervención en el sector.

16.8 ASPECTOS AMBIENTALES

El componente ambiental ha realizado una identificación y valoración de los potenciales impactos ambientales que generaría el proyecto sobre los medios físico, biológico, social y urbano del ambiente receptor del proyecto, tanto para la Etapa Operativa como para la Etapa Constructiva.

16.8.1 ETAPA OPERATIVA

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

La Etapa Operativa presenta impactos de tipo permanente, tanto de carácter positivo como negativo, dado que la obra ha sido proyectada para transformar la realidad y tener una vida útil de 50 años.

Del análisis se desprende que la obra presentará impactos permanentes positivos altos y muy altos en el medio socio económico y cultural de San Javier en el corto y mediano plazo, focalizándose en aspectos de integración y ordenamiento urbanísticos y de mejora de la actividad económica que redundarán en el desarrollo social y re posicionarán a la ciudad en el contexto regional. Sin embargo, se prevén ciertos impactos negativos moderados en el uso residencial del suelo y en los servicios públicos en el mediano plazo, a partir del aumento de la demanda de alojamiento turístico y del desarrollo urbano inducido. Otro efecto negativo potencial será el incremento del riesgo de anegamiento pluvial en el sector entre calle C.Monzón y el nuevo terraplén (Bº La Flecha) a causa de un probable incremento en la localización de viviendas a causa de la falsa sensación de seguridad y la vacancia de usos y dominio en esas tierras.

Respecto del medio Físico, la obra generaría impactos positivos altos inmediatos en la hidrología fluvial y el paisaje y un impacto negativo moderado sobre la hidrología urbana en el mediano y largo plazo.

Respecto del medio Biológico, la obra generaría impactos positivos moderados sobre la vegetación al incorporar más de 400 árboles nativos en su diseño paisajístico, sin embargo podrá implicar una mayor presión de uso sobre el ecosistema de islas y humedales y sobre la fauna acuática a causa del incremento esperable del turismo.

Los principales impactos positivos de la etapa operativa son:

- Protección de la ciudad ante crecidas del río para recurrencias de 100 años.
- Integración física urbana: mayor accesibilidad a la costa, reestructuración de la red vial primaria, cierre de la malla vial secundaria urbana.
- Revalorización de la zona este de la ciudad y de las extensiones Norte y Sur a lo largo del albardón, que promoverán la densificación en el casco céntrico y de este modo amortizar más rápidamente los servicios e infraestructuras públicas y minimizar la extensión indiscriminada de la ciudad hacia sectores inundables del Oeste.
- Mejora de los servicios públicos en el sector costero.
- Creación de nuevos espacios públicos de calidad frente al río para recreación y turismo (avenida costanera, balneario, muelles de pescadores artesanales, nuevo Parque Candioti, nueva bajada de lanchas y zona de pescadores)
- Mejora de la oferta turística y reposicionamiento de la ciudad en la escala regional

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

- Promoción de la actividad económica vinculada al río y a la tradición e identidad costera
- Relocalización de familias asentadas en zonas de riesgo y en condiciones precarias
- Mejora del paisaje costero por saneamiento de pasivos ambientales (retiro de micro basurales, relocalización de la descarga de estación de bombeo del Parque Candioti, relleno de Canales que saldrán de servicio y que constituyen barreras urbanas y riesgos de accidentes, transformación de lotes particulares con fondo al río en lotes frentistas a la costanera.

Podrán existir sin embargo algunos impactos negativos moderados y altos en algunos casos, derivados de la operación de la obra de defensa y de nueva costanera urbana. Los mismos son controlables mediante: una adecuada gestión del espacio público, una adecuada normativa de regulación de usos del suelo y mediante el mantenimiento preventivo de la obra.

Entre los principales probables impactos negativos, cabe mencionar: Generación de áreas con riesgo hídrico dentro del área defendida. En la franja entre la calle Carlos Monzón y el terraplén de defensa, al sur de calle Gral. López se generará una zona baja que ante una falla del sistema de bombeo y condiciones de río crecido con precipitaciones intensas puede sufrir anegamientos. Ante la falsa sensación de seguridad que crean las defensas en la población, podrán incrementarse exponencialmente los asentamientos de viviendas en estas áreas, aumentando así el riesgo ante un anegamiento. Para ello se han previsto medidas de mitigación incorporadas al proyecto ejecutivo de obras y otras medidas no estructurales, de tipo normativo y de control, que se recomiendan en las conclusiones del EIA. El componente urbanístico ha elaborado un anteproyecto de ordenanza de regulación de

usos del suelo dentro del área defendida, en concordancia con la ley provincial N° 11.730. La sanción de esta norma y su efectiva aplicación y control es un complemento necesario de las obras de defensa para la disminución del riesgo de inundaciones en la ciudad.

Probable aumento de precios de los inmuebles de las zonas cercanas a la nueva defensa. Si bien este efecto debe considerarse como positivo en sí, podrá tener efectos secundarios negativos ya que podrá derivar en una mayor especulación inmobiliaria y en la auto expulsión de familias de medianos y bajos recursos que habiten en la zona y que se trasladen a zonas no aptas ante la posibilidad de vender sus lotes a un precio atractivo para sus pequeñas economías. Estos probables impactos deben preverse desde la gestión local mediante ordenanzas que graven fuertemente los baldíos en la zona defendida y que promuevan la radicación de la población tradicional mediante la regulación de los usos del suelo permitidos y prohibidos en los diferentes sectores de la planta urbana.

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

Existirá una mayor presión de uso sobre la costa fluvial y sobre los espacios públicos dada por la afluencia estacional de turistas y por el mayor uso para la recreación de la población local. Esto generará mayor cantidad de residuos sólidos urbanos, consumo de alimentos y bebidas, necesidades fisiológicas y riesgos de accidentes de tránsito y personales. Si bien el proyecto ejecutivo previó la colocación de cestos para residuos y de sanitarios públicos junto al anfiteatro y ha contemplado el mejor modo de ordenar las circulaciones vehiculares, estos aspectos deberán ser considerados desde la gestión local para prever los recursos necesarios en materia de recolección de residuos, limpieza urbana y control del tránsito, entre otros.

Existirá una mayor presión de uso sobre el ecosistema de islas y humedales y sobre la fauna, dada por la afluencia estacional de turistas pescadores y cazadores. Estos aspectos deberán ser considerados desde la gestión provincial y local para prever los recursos necesarios en materia de control y fiscalización del uso de los recursos naturales.

Otros efectos probables de la etapa operativa son:

Afectación a lotes particulares frentistas al río entre calles 25 de Mayo y Bv. Migno. Estos lotes se verán parcialmente afectados por la necesidad de perfilar la barranca

para consolidar el perfil de la obra de defensa. Los mismos deberán ser declarados de utilidad pública, expropiados y sus propietarios compensados, según prevén las leyes vigentes. Si bien este mecanismo pretende resolver el daño a través de una compensación económica, existen algunos lotes cuyo uso está asociado al turismo y esta actividad económica se basa en la localización de los mismos frente al río, por lo que la actividad no podrá ser recuperada del mismo modo. Dado que las condiciones del borde costero cambiarán significativamente para mejor aumentando el valor de los inmuebles frentistas, se sugiere no expropiar totalmente aquellos lotes cuya superficie no afectada resulte mayor a 250 m². En este tramo. En este sentido existirá la posibilidad para los propietarios de unificar inmuebles o encarar actividades en forma cooperativa sobre un unificado o entonces explotar un lote mínimo con usos previstos en la nueva normativa de usos del suelo que deberá sancionar el municipio.

Las medidas de mitigación correspondientes a la etapa operativa se han desdoblado en dos componentes:

Por un lado se han formulado recomendaciones para minimizar estos impactos negativos, que fueron incorporadas al proyecto ejecutivo oportunamente. Por otro lado, en las conclusiones del EIA se proponen algunas recomendaciones a la Municipalidad de San Javier para minimizar y controlar algunos impactos. Para ello, se ha elaborado un Programa de Vigilancia y Monitoreo

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

para la Etapa Operativa de la obra, que aborda de modo preventivo los potenciales impactos detectados durante la vida útil del proyecto. Asimismo, como ya se ha dicho, se ha elaborado un proyecto de ordenanza de regulación de usos del suelo en el área defendida a fin de disminuir el riesgo ante una falla de las obras.

16.8.2 ETAPA CONSTRUCTIVA

Esta etapa presenta impactos de tipo temporario, tanto de carácter positivo como negativo, ya que los mismos desaparecen cuando terminan las tareas de obra que los generan. Sin embargo algunos efectos de la etapa constructiva pueden extenderse en el tiempo más allá de la ejecución de la obra provocando pasivos ambientales, como las localizaciones abandonadas de obradores, la afectación innecesaria a la vegetación, el daño a servicios públicos e infraestructuras, entre otros.

En relación a la etapa constructiva, del análisis se desprende que en general la obra podrá presentar impactos temporarios de tipo negativo crítico y moderado en el medio urbano de San Javier y en el medio físico y biológico inmediato a la costa.

Se prevé también la generación de impactos positivos asociados a la generación de empleo en la construcción de la obra a lo largo de 24 meses y la demanda de bienes y servicios en la localidad durante este período, lo que contribuirá a dinamizar la economía local.

Los principales impactos negativos son:

- Clausura de las zonas costeras que afectarán las posibilidades laborales para la población local que practica la pesca artesanal y que realiza actividades asociadas a la actividad turística (bajada de lanchas, zona de llegada de pescadores artesanales en Bº La Flecha y Bº El Triángulo).
- Clausura de las zonas de obra que afectarán las posibilidades de recreación para la población local (Parque Candioti, balneario, paseo costanero).
- Interferencia con la navegación de canoas de pescadores artesanales y chatas de cruce de ganado durante la tarea de refulado.
- Posible interferencia con la accesibilidad y con la cañería de la toma de agua de la Cooperativa de Servicios Públicos.
- Posibilidad de modificación de dinámicas hídricas ante el préstamo de arena para refulado en sitios inadecuados.
- Relocalización de familias del Barrio El Triángulo previo al inicio de obras (Este es considerado un impacto negativo en la etapa constructiva sólo a los fines de plantear el correspondiente Plan de Reasentamiento. En el largo plazo de la etapa operativa el impacto de la relocalización es considerado positivo y alto).
- Posible interferencia con el desplazamiento de los habitantes de calles cercanas

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

a la zona de obras

- Posibles accidentes con la población que ingrese a la zona de obras.
- Generación de polvo, ruido y tránsito de máquinas en la zona de obras.
- Generación de turbidez y sedimentos durante el perfilado de barrancas si los suelos removidos caen al curso de agua.
- Posibilidad de contaminación de agua y suelos con hidrocarburos ante derrames accidentales.
- Posibilidad de generar pasivos ambientales ante una inadecuada localización del obrador.

Para estos impactos negativos se ha previsto un Plan de Gestión Ambiental (PGA) para la etapa constructiva, que reúne medidas de mitigación de impactos sistematizadas bajo programas de actuación. Este PGA forma parte del pliego licitatorio de la obra como parte de las Especificaciones Técnicas Particulares, por lo que será de cumplimiento obligatorio por parte del contratista a fin de garantizar una correcta gestión ambiental.

17 PLAN DE MANTENIMIENTO Y AUSCULTACIÓN DE LAS OBRAS

17.1 MONITOREO Y MANTENIMIENTO DE LAS OBRAS DE DEFENSA

Las Obras de Defensa proyectadas para la localidad de San Javier son fundamentalmente de dos características:

- Taludes reconformados sobre los que se colocan cubiertas de protección que estarán constituidas por bloques de hormigón sobre un geotextil tejido de vinculación. Esta obra se extiende entre el Parque Candioti y el límite Norte (prolongación RP Nº 39)
- Terraplén de suelos refulados cuyo talud se protege con una cubierta de las mismas características que la mencionada en el punto anterior. Entre Parque Candioti y extremo SO sobre el Ayo San Joaquín.

El monitoreo que se deberá efectuar en las obras de defensa, se refiere fundamentalmente al control de las erosiones que se produzcan al pie de las mantas de protección, al estado de las mismas en lo que se refiere a su integridad y mantenimiento de solapes.

Para el control de la erosión, se prevé la realización de batimetrías (1 serie anual), mientras el río se mantenga dentro de régimen normal de crecidas y estiajes ordinarios. En caso de que se produjeran crecidas de recurrencia $Tr=5$ años o mayores, se realizarán verificaciones adicionales durante el evento y con posterioridad al mismo.

En función de los resultados obtenidos de las batimetrías efectuadas, se analizará la

Secretaría de Recursos Hídricos

Subsecretaría de Estudios y Proyectos - Dirección General de Proyectos

necesidad de la reconstitución de los rellenos y/o protecciones si resultara necesario.4

Con respecto a la integridad de las mantas, se realizarán inspecciones visuales en los tramos que queden expuestos por encima del nivel de agua, y se procederá a realizar tareas de mantenimiento de los sectores que eventualmente sufran algún deterioro, los que podrían estar vinculados a hechos de vandalismo.

Mantenimiento de los taludes vegetados de los terraplenes de defensa: los taludes de los terraplenes de defensa que resulten protegidos con protección vegetal, deberán ser monitoreados en forma permanente, especialmente en épocas de grandes lluvias y crecidas, con el objeto de verificar la existencia de cárcavas. Estas cárcavas serán inmediatamente selladas con suelo cohesivo compactado, restituido el talud según las pendientes de diseño y protegido el lugar con la colocación de tepes con pastura de la zona.

Otro detalle que deberá controlarse es el crecimiento de la vegetación sobre los taludes. En este sentido deberá controlarse que los taludes se encuentren perfectamente vegetados, con una cobertura mayor al 80% de su superficie en forma homogénea. No se permitirá el crecimiento de especies arbustivas y se realizarán cortes periódicos de la cubierta vegetal, de manera tal que puedan ser inspeccionados los taludes y se pueda apreciar cualquier tipo de imperfección de manera simple

No se permitirá el tránsito sobre los taludes vegetados, de automóviles, bicicletas, motos u otro tipo de vehículos, así como de animales.

17.2 AUSCULTACIÓN DE LAS OBRAS DE DEFENSA

La auscultación de los terraplenes refulados se iniciará durante el período constructivo de los mismos, mediante la colocación de asentímetros de placa cada 100m, lo que posibilitará el seguimiento y pronóstico de los asentamientos (consolidación) que se produzca con el objeto de programar la construcción de las obras sobre el coronamiento. Deberá tenerse presente que las cotas de proyecto son cotas finales, una vez que se hayan producido todos los asentamientos de la fundación.

Para el tramo de defensa desde Parque Candiotti al norte, zona en que se estabilizará la barranca, se procederá a colocar marcas exteriores superficiales en el coronamiento de la misma. Estas placas serán objeto de un replanteo planialtimétrico de precisión anual, con el objeto de detectar cualquier tipo de movimiento lateral o en altura del coronamiento de la barranca.

17.3 AUSCULTACIÓN DE LAS OBRAS DE CONTROL

Con respecto a la integridad de estas obras, se observa de experiencias actuales, que el principal vector agresivo es el vandalismo que se desarrolló en ellas.

Esto exige un permanente control de estas infraestructuras, por lo tanto se debe prever un sistema de guardia o alerta de las mismas.

Como un segundo término se debe efectuar un mantenimiento periódico de los sistemas electromecánicos y mecánicos, (tableros, disyuntores, rejas, compuertas, bombas, elementos de maniobra, etc.), con el objeto de mantenerlos en condiciones normales de funcionamiento.

Finalmente la obra civil debe mantenerse limpia, no efectuar depósitos de materiales o equipos ajenos a esta infraestructura, y efectuar las periódicas reparaciones que exigen toda construcción, pintado, control de humedades, etc.

18 ANEXOS

A la presente memoria se adjuntan los Anexos correspondientes a:

- AFOROS Y TOPOBATIMETRÍAS 2007
- CANAL DE GUARDA Y DREN DE PIE
- DRENAJE URBANO SWMM
- EROSIONES
- ESTABILIDAD
- EVOLUCIÓN MORFOLÓGICA
- GEOTECNIA
- MODELACIÓN HIDRÁULICA-HEC RAS
- OBRA VIAL
- OBRAS DE CONTROL, CELDA ESPIGÓN
- OLEAJE
- TOPOBATIMETRÍAS
- URBANISMO