

ANÁLISIS PATOLÓGICO DEL DESLIZAMIENTO PRODUCIDO EL MES DE ABRIL DEL AÑO 2016 EN EL PASEO COSTERO DE CAMPO DE LA GLORIA - CIUDAD DE SAN LORENZO - PROVINCIA DE SANTA FE BAJO LA MODELIZACIÓN NUMÉRICA

ANALYSIS OF THE LANDSLIDE THAT OCCURRED IN APRIL 2016 IN THE COASTAL PROMENADE OF CAMPO DE LA GLORIA - CITY OF SAN LORENZO - PROVINCE OF SANTA FE UNDER NUMERICAL MODELLING

Gonzalo J. Romero^{a,b}

^aUniversidad Tecnológica Nacional Facultada Regional Santa Fe, Lavaisse 610 - S3004EWB, Santa Fe, Argentina, Tel: +54 9 342 4601579 - Fax: int. 215, <https://www.frsf.utn.edu.ar>

^bUniversidad Tecnológica Nacional Facultada Regional Paraná, Almafuerte 1033 - Paraná, Entre Ríos, Argentina, Tel: (054-343) 4243694 y 4243054, <https://www.frp.utn.edu.ar/info2>

Palabras clave: Análisis patológico, Deslizamiento, Modelización numérica.

Resumen. La construcción de una protección de margen costero de un río, resulta siempre un compromiso a asumir entre la necesaria estabilidad que la obra debe tener a lo largo de su vida útil y las limitantes económicas. Algunas evidencias de laboratorio y de campo demuestran que existen diversos procesos actuantes sobre la protección que pueden ser contraproducente para la estabilidad del talud. El presente trabajo analiza patológicamente el impactante deslizamiento producido a las 23:30 hs del lunes 11 del mes de abril del año 2016 en la defensa costera del Campo de la Gloria de la ciudad de San Lorenzo, provincia de Santa Fe, identificando la causante que motivo dicho colapso mediante la aplicación de modelización numérica geotécnica. Desarrollando dos alternativas terapéuticas a nivel de anteproyecto analizadas desde el punto de vista geotécnico estructural.

Keywords: Pathological analysis, Landslide, Numerical modelling.

Abstract. The construction of a river bank protection is always a compromise between the necessary stability that the work must have throughout its useful life and the economic constraints. Some laboratory and field evidences show that there are several processes acting on the protection that can be counterproductive for the stability of the slope. This paper analyses the pathological impact of the landslide that occurred at 23:30 hs on Monday 11 April 2016 in the coastal defense of Campo de la Gloria in the city of San Lorenzo, province of Santa Fe, identifying the cause of the collapse through the application of geotechnical numerical modelling. Developing two therapeutic alternatives at the pre-project level analysed from a structural geotechnical point of view.

1 INTRODUCCIÓN

Transcurrida las 23:30 hs del lunes 11 del mes de abril del año 2016 sucedió un impactante deslizamiento costero (véase la [Figura 2](#)) en la defensa construida en el Campo de la Gloria, obra finalizada a principio del año 2007, ciudad de San Lorenzo (véase la [Figura 1](#)), acontecimiento que se difundió a la sociedad mediante diferentes medios de comunicación como ser diarios, programas televisivos y programas radiales de la zona y de todo el país en su extensión. El Campo de la Gloria es un parque histórico en la ciudad de San Lorenzo, Provincia de Santa Fe, Argentina. Está ubicado frente al Convento de San Carlos, lugar donde se desarrolló el combate de San Lorenzo el 3 de febrero de 1813, único combate en territorio argentino que libró el coronel de infantería José de San Martín, quien tuvo bajo sus órdenes al Regimiento de Granaderos a Caballo.



Figura 1: Obra de defensa costera por analizar.



Figura 2: Estado de defensa costera luego del deslizamiento.

En la República Argentina, en particular en el área de estudio de este trabajo, las barrancas sobre la costa de las provincias de Entre Ríos y Santa Fe del río Paraná, los deslizamientos son frecuentes y afectan en gran medida a las economías regionales cuando suceden en zonas pobladas. Desde la ciudad entrerriana de La Paz, al norte, hasta el sur de la ciudad de Diamante, existe un sistema de barrancas que acusa permanente inestabilidad con marcada periodicidad, del mismo modo, por el lado de Santa Fe desde el norte de la ciudad de San Javier, pasando por las ciudades costeras de Cayasta, Santa Fe Capital hasta la ciudad de Rosario se observan los mismos acontecimientos. Referido a lo antes mencionado se analizaron deslizamientos en dos casos: “caso 1: Río salado, sector INALI, santa fe capital” y “caso 2: Río San Javier, sector Ruinas de Cayasta, provincia de Santa Fe” ambas obras de protección de margen costero ubicadas la provincia de Santa Fe, donde por efecto del fenómeno de erosión fluvial se ocasionó la inestabilidad de taludes componentes de la defensa costera (Reynares, M.; Franco, F.; Morbidoni, N. & Schreider, M. (2004)).

Ambos análisis de estabildades antes mencionados se llevaron a cabo mediante el empleo del modelo computacional PCSTBL5 (Siegel, 1978), el cual se basa en la aplicación de los métodos de Bishop y Janbú Modificado, y determina los coeficientes de seguridad al deslizamiento y los círculos críticos por tanteos sucesivos. Como resultado de estas investigaciones se concluyó que la aplicación del análisis de estabilidad en situaciones de lecho erosionado se constituye en una herramienta válida no sólo para determinar el grado de riesgo de falla sino también para delimitar afectaciones producidas en el coronamiento del talud, de especial interés en áreas urbanas como la que motivo el estudio de referencia, al poder sufrir pérdidas socioeconómicas de gran magnitud.

2 OBJETIVOS

El objetivo general del presente trabajo es detectar la causa que motivo el deslizamiento costero, analizando patológicamente el colapso por medio de la modelización numérica utilizando las investigaciones y los datos obtenidos a la fecha, pretendiendo incorporar medidas terapéuticas para la refuncionalización del paseo. Los Objetivos específicos son:

1)- analizar los datos obtenidos a la fecha en lo que refiere a el perfil geotécnico, parámetros hídricos e hidráulicos y resistencia del muro de contención.

2)- Representar y analizar el deslizamiento, sus estados tensionales y sus deformadas por medio de la modelización numérica en retro cálculo con método de elementos finitos y métodos de equilibrio limite analizando las deformaciones obtenidas.

3)- Analizar la eficiencia del método de elemento finitos para la modelación de colapsos en estructuras de defensas costeras.

4)- Definir medidas terapéuticas frente al cuadro patológico observado.

3 DESCRIPCIÓN BREVE DE LA DEFENSA COSTERA POR ANALIZAR

La defensa costera colapsada se conformó mediante la ejecución de un corte artificial a la barranca virgen y se construyó un muro de contención a la vera de la defensa, cuyo lecho del río adyacente fue protegido por medio de la ejecución de un pedraplén, y el espacio entre el muro de contención y el corte realizado en la barranca fue relleno mediante material granular fino refulado desde el lecho del río, ejecutándose barreras de geotextil y drenes para evitar presiones neutras sobre el muro de contención, este relleno se construyó hasta la cota superior del muro completándose el relleno de las bermas ejecutadas en los niveles superiores por medio de compactado de suelo mayormente cohesivo (véase las Figuras 3 y 4).

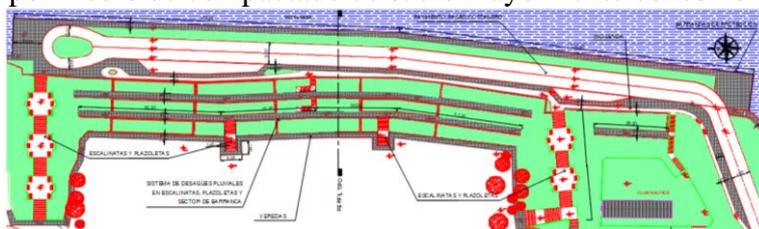


Figura 3: Vista en planta.

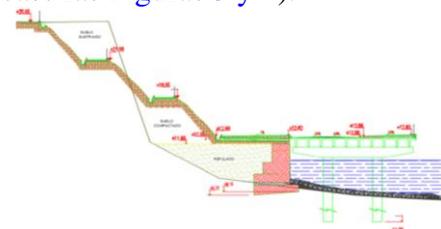


Figura 4: Vista en corte.

4 ESTUDIOS PREVIOS A LA FECHA

El Instituto Nacional del Agua (INA) contando con los datos topográficos, y propiedades de los materiales componentes de la obra realizó un relevamiento batimétrico amplio luego del colapso donde se detectó en el lecho del río una morfología tipo duna cuyas diferencias máximas entre los valles y las crestas alineadas a las zonas del deslizamiento alcanzaron los 4,5 m, además se observó un elevado nivel del río y la presencia de precipitaciones en los días atrás del colapso, es por esto que expone que se podrían haberse producido procesos erosivos en el lecho del río por medio de los cuales podía haberse debilitando el apoyo del muro de contención de la defensa costera sin exponer modelaciones numéricas al respecto ver [Instituto Nacional del Agua \(I.N.A.\) \(2016\)](#).

5 ANÁLISIS PATOLÓGICO

5.1 Puntos claves para realizar el análisis

Se realizó el análisis patológico del deslizamiento observando los siguientes incisos para modelar eficientemente el evento producido.

a)- Detalle planimétrico de la obra a analizar antes y después de producirse el deslizamiento a analizar (véase las Figuras 5 y 6).

b)- Perfil topográfico transversal a la defensa costera en el centro de la zona donde se produjo el deslizamiento costero, obtenido de los estudios geotécnicos realizados a la fecha (véase la Figura 7).

c)- Altura del nivel del río y de napa freática al momento cuando se produjo el colapso (véase la Figura 8).

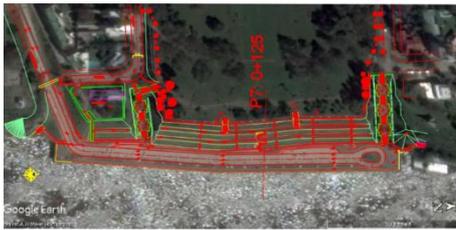


Figura 5: Topografía de defensa costera acorde a planos de conforme a obra.



Figura 6: Topografía de defensa costera luego de producido el colapso.

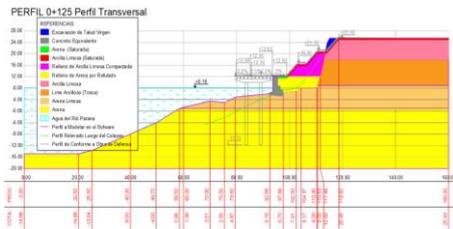


Figura 7: Perfil topográfico en centro de zona de deslizamiento.

TR (Años)	Nivel de Curso de Río Máximo y Mínimo I.G.N.	
	Nivel Máximo I.G.N. (m)	Nivel Mínimo I.G.N. (m)
2	8,18	5,38
5	8,86	4,77
10	9,32	4,46
25	9,88	4,12
50	10,31	3,91
100	10,73	3,72

Figura 8: Altura del río a considerar para análisis patológico igual a 8,18 (m) IGN.

d)- Propiedades de resistencia y deformabilidad de la totalidad de los materiales constitutivos de la defensa costera (véase la Figura 9).

e)- Precipitaciones, altura de oleaje y ondulaciones provocadas por embarcaciones al momento cuando se produjo la falla.

Teniendo en cuenta el régimen de precipitaciones se consideró 50 cm de saturación en el estrato superior del perfil geotécnico (Arcilla Limosa) (véase la Figura 10).

Cota	De	m	Arcilla Limosa	Limo Arcilloso	Arena Limosa	Arena	Concreto Equivalente
			18,00	18,00	9,00	< 1,00	Muro de Contención
Modelo			Mohr Coulomb				Línea Elástica
Tipo			Drenado				No poroso
Peso Especifico Húmedo (yh)	kN/m2	18,00	19,00	19,00	20,00	20,00	20,90
Humedad Natural (wh)	%/100	0,31	0,27	0,17	0,19	---	---
Peso Especifico Seco de la Muestra (yd)	kN/m3	13,70	15,00	16,20	16,90	---	---
Porosidad Promedio (n prom.)	%/100	---	---	0,35	0,25	---	---
Peso Especifico Seco del Suelo (ys)	kN/m3	---	---	12,10	13,50	---	---
Humedad de Saturación (wsat)	%/100	---	---	0,17	0,19	---	---
Peso Especifico Saturado (ysat)	kN/m3	20,00	19,50	19,71	20,00	---	---
Angulo de Fricción Int. efectivo (φ)	°	27,00	32,00	32,00	39,00	---	---
Cohesión Drenada (c)	kN/m2	20,00	50,00	1,00	1,00	---	---
Nopt de Ensayo (N0,90)	Golpes	18,80	33,60	32,80	40,00	---	---
Nopt de Formula (N0,72)	Golpes	23,50	42,10	41,00	50,00	---	---
Módulo de Young (E)	kN/m2	49894,2	112570,3	108757,8	143452,9	---	17872050,0
Permeabilidad en x (Kx)	m/día	0,013	0,216	2,16	64,80	---	---
Permeabilidad en y (Ky)	m/día	0,013	0,216	2,16	64,80	---	---
Coefficiente de Poisson (ν)	---	0,30	0,30	0,30	0,30	---	0,20
Angulo de Dilatación (Ψ)	°	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---

Figura 9: Parámetros de resistencia y deformabilidad de materiales componentes de la obra.

Año	Mes	T. Media	T. Máx	T. Min	V. Media Viento	Presión Media	Lluvia
2014	Febrero	20 °C	23 °C	16 °C	6.4 km/h	1014.2 hPa	20 mm
	Marzo	18 °C	23 °C	15 °C	5.9 km/h	1013.3 hPa	0 mm
	Abril	21 °C	23 °C	18 °C	5.8 km/h	1009.3 hPa	29 mm
	Mayo	15 °C	25 °C	6 °C	4.5 km/h	1015.6 hPa	23 mm
	Junio	13 °C	22 °C	6 °C	5.5 km/h	1015.5 hPa	9.6 mm
	Julio	14 °C	23 °C	7 °C	4.6 km/h	1016.7 hPa	0.6 mm
	Agosto	19 °C	28 °C	14 °C	5.9 km/h	1016.4 hPa	7.2 mm
	Septiembre	19 °C	23 °C	15 °C	2.8 km/h	1010.4 hPa	0 mm
	Octubre	22 °C	35 °C	11 °C	6.4 km/h	1010.8 hPa	34 mm
	Noviembre	22 °C	34 °C	10 °C	6.5 km/h	1010.9 hPa	190 mm
	Diciembre	24 °C	33 °C	13 °C	5.4 km/h	1009.4 hPa	257 mm
	2015	Enero	25 °C	35 °C	15 °C	5.4 km/h	1010.3 hPa
Febrero		25 °C	32 °C	16 °C	5.9 km/h	1010.8 hPa	108 mm
Marzo		23 °C	32 °C	13 °C	4.2 km/h	1012.8 hPa	205 mm
Abril		21 °C	30 °C	12 °C	4.6 km/h	1013.8 hPa	74 mm
Mayo		17 °C	27 °C	8 °C	4.3 km/h	1015.7 hPa	79 mm
Junio		14 °C	28 °C	3 °C	4.9 km/h	1016.2 hPa	14 mm
Julio		13 °C	28 °C	2 °C	5.1 km/h	1016.2 hPa	41 mm
Agosto		16 °C	29 °C	6 °C	7 km/h	1012.6 hPa	166 mm
Septiembre		16 °C	26 °C	5 °C	6.9 km/h	1014.3 hPa	37 mm
Octubre		17 °C	30 °C	7 °C	7.7 km/h	1015.3 hPa	66 mm
Noviembre		21 °C	31 °C	12 °C	6.3 km/h	1010.9 hPa	149 mm
Diciembre		25 °C	34 °C	17 °C	5.5 km/h	1008.3 hPa	142 mm
2016	Enero	27 °C	35 °C	19 °C	5.8 km/h	1009.5 hPa	103 mm
	Febrero	27 °C	34 °C	20 °C	4.5 km/h	1009.9 hPa	92 mm

Figura 10: Precipitaciones en la zona de deslizamiento.

f)- Morfología del lecho del río, velocidad de flujo de fondo y erosión al pie de las obras (véase la Figura 11).

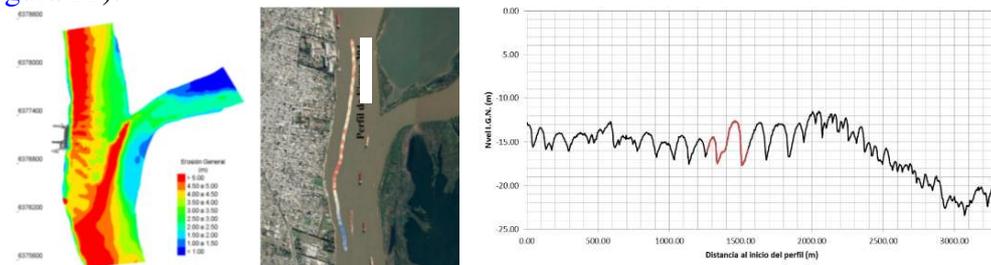


Figura 11: Análisis del lecho del río, velocidades de flujo y erosión al pie de la defensa.

Estos perfiles, resultados de estudios y datos constitutivos de los materiales realizados a la fecha se obtuvieron por medio de la recopilación de información de carácter pública.

5.2 Metodología del análisis patológico utilizando método numérico

Se planteó la resolución del análisis de la estabilidad de la obra costera desde dos miradas distintas, la primera se empleó el método numérico, más específicamente de elemento finito, analizando el deslizamiento desde la resistencia de los materiales y sus deformaciones y en segunda instancia se utilizó el método de equilibrio limite no exacto de dovelas según la aproximación de Jambú, al no ser conocida con certeza la superficie de falla (véase la [Figura 12](#)).

Métodos de Cálculos			
1. Métodos Numéricos	2. Métodos de Equilibrio Limite		
1.1. ELEMENTOS FINITOS	2.1. Exactos	2.2. No Exactos	2.3. Aproximados
1.2. Diferencias Finitas	2.1.1. Cuña Simple	2.2.1. Métodos de Estabilidad Global	2.3.1. Tabla de Taylor
1.3. Elementos Discretos	2.1.2. Cuña Doble	2.2.1.1. Espiral Logarítmica	2.3.2. Tabla de Jambú
1.4. Elementos de Borde	2.1.3. Cuña Triple	2.2.1.2. Arco Circular	
		2.2.2. Métodos de Dovelas	
		2.2.2.1. Aproximados:	
		2.2.2.1.1. JAMBÚ SIMPLIFICADO	
		2.2.2.1.2. Fellenius	
		2.2.2.1.3. Bishop Simplificado	
		2.2.2.2. Precisos:	
		2.2.2.2.1. Morgenstern-Price	
		2.2.2.2.2. Spencer	
		2.2.2.2.3. Bishop Riguroso	

Figura 12: Cuadro de metodologías de cálculo.

5.3 Modelación por método numérico de elementos finitos

La modelación se realizó mediante un software de modelación numérica mediante el método de elementos finitos bajo las siguientes consideraciones de partida:

1. El problema se modela mediante un **estado de elasticidad bidimensional (plano XY) de tensiones planas**, es decir cuando la tensión σ_z en sentido perpendicular al plano XY es cero, ya que el sólido puede dilatarse libremente en el sentido de su espesor. Por lo tanto, existe una deformación unitaria ϵ_z no nula en dicha dirección (véase la [Figura 13](#)).

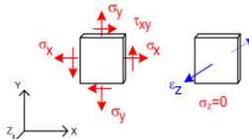


Figura 13: Esquema de estado de elasticidad bidimensional (plano XY) de tensiones planas.

Además, se consideran los **materiales elásticos e isótropos** por ende la matriz elástica D se mantiene constante. En consecuencia, se utiliza la ecuación constitutiva ver Ec. (1):

$$\sigma = D\epsilon \rightarrow \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (1)$$

2. Se utiliza **elementos triangulares** es decir estos elementos tienen 6 posibles movimientos (véase la [Figura 14](#)).

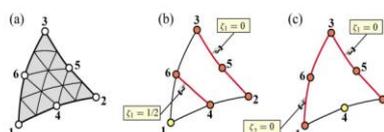


Figura 14: Distribución nodal en elemento triangular.

3. Se emplea el elemento representado por una distribución de **6 Nodos por elemento** así se realizarán interpolaciones en los tres nodos internos a los extremos limitantes del elemento triangular (véase la [Figura 15](#)).



Figura 15: 6 Nodos en bordes del elemento y en el interior puntos a obtener tensiones

4. Se utiliza **una convergencia en el mallado hasta obtener un mallado de lado igual a 0,50 m**, el cual se considera adecuado para la superficie a modela la cual consta de un desarrollo horizontal de 160 m y en vertical 43,45 m (véase la [Figura 16](#)).

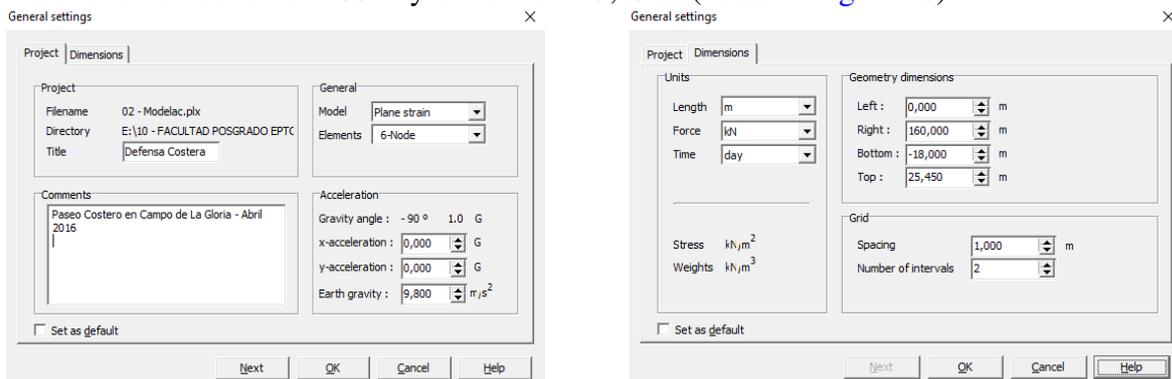


Figura 16: Datos generales de mallado utilizado

Datos de entrada – input: Como datos de entrada al software es importante introducir correctamente en primera instancia la geometría completa del perfil de la defensa costera, demarcando correctamente las separaciones de los distintos materiales, definiendo regiones. Y en segunda medida aplicamos a cada región su material correspondiente, definiendo cada aspecto resistente y deformacional del mismo. Con los datos nombrados en los puntos anteriores. Además, se contempló aquí la presencia del río en una altura de 8,18 m (Coordenadas I.G.N.), altura por circulación de embarcaciones y oleajes naturales despreciable y un estadio de erosión progresiva al pie del muro de contención sin protección alguna.

Condiciones de borde para cálculo: Además, se consideró tres condiciones de bordes, del lado del Río Paraná se modeló una vinculación espejada de flujo de tensiones simulando la vinculación libre, se resolvió de la misma manera desde el lado del continente y en profundidad se consideró una vinculación fija.

Corrida de modelación: Se realizó la modelación de la erosión progresiva teniendo en cuenta la pérdida del pedraplén de protección siguiendo los siguientes escenarios (véase la [Figura 17](#)).

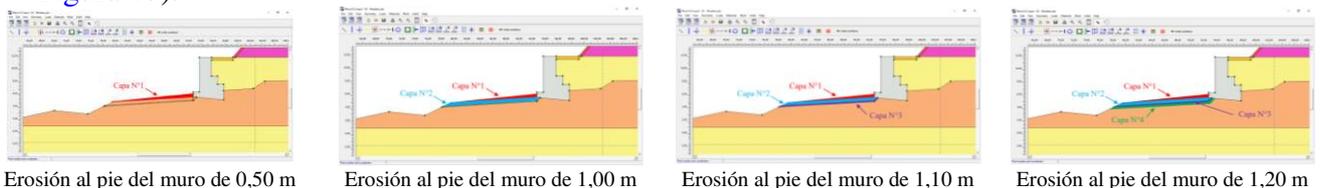


Figura 17: Donde se detentó que llegada a una erosión de 1,20 m al pie del muro la defensa costera llega al colapso.

Se realizó la modelación de la erosión progresiva teniendo en cuenta la pérdida del pedraplén de protección siguiendo los siguientes escenarios:

Reducción gradual de los parámetros f' y c' : Frente a lo expuesto se procedió a encontrar para los distintos escenarios las relaciones entre los parámetros resistentes de los materiales y

los que tendrían en su máxima deformación así hasta llegar al escenario de la falla y se obtuvo los siguientes gráficos (véase la [Figura 18](#)).

Factor de seguridad obtenido con escenarios de erosión en modelación

Erosión al Pie del Muro de Contención [m]	Factor de Seguridad (FS)
0,00	1,302
0,50	1,230
1,00	1,150
1,10	1,130
1,20	Fallo

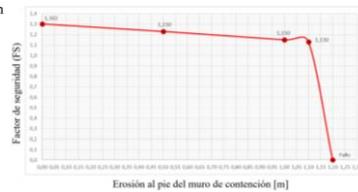


Figura 18: Factores de seguridad obtenidos para distintos escenarios erosivos.

Deformadas, desplazamientos: Luego se analizó las deformaciones observando en primera medida aquellas que llevan al colapso de la defensa costera en su totalidad las cuales fueron las siguientes (véase la [Figura 19](#)).

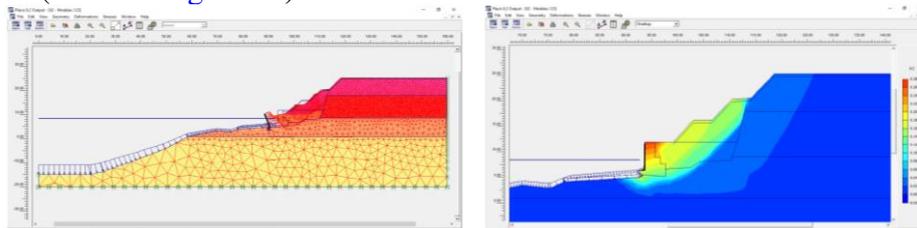


Figura 19: Deformada y grafica de desplazamientos totales en puntos con erosión de 1,10 m resultado $\Sigma Msf=1,13$.

En consecuencia, se ejecutó un análisis detallado visualizando lo sucedido en distintos puntos críticos de la defensa costera observándose los siguientes valores (véase la [Figura 20](#)).

Superficie de falla y comparación con la batimetría realizada posteriormente al colapso: Por consiguiente, se visualizó la superficie de falla obtenida en el modelado encontrando una similitud aproximada con los datos brindados de la batimetría realizada después de sucedido el deslizamiento, razón por la cual se halla razonable el modelado realizado (véase la [Figura 21](#)).

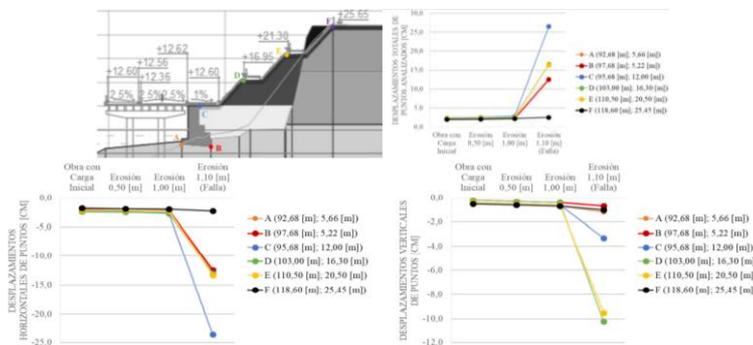


Figura 20: Comparación de desplazamientos totales en puntos críticos de la defensa con erosión progresiva.

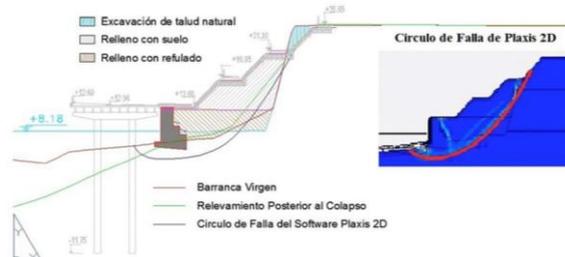


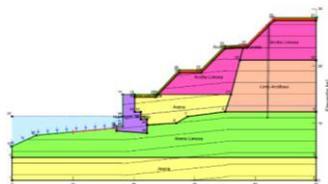
Figura 21: Comparación de superficie de falla obtenida mediante software de elementos finitos y relevamiento post colapso.

5.4 Modelación por método de equilibrio limite de dovelas de Jambú simplificado

La modelación se realizó mediante un software de equilibrio limite mediante la formula de Jambú Simplificado.

Datos de entrada - input y condiciones de borde: Para aplicar este método se representó en

el software en primera instancia la geometría y los datos de altura del Rio y consideraciones idénticas a la modelación efectuada por el método de elemento finitos. La diferencia existe en los parámetros que se le asigna a cada región ya que este método trabaja con parámetros de resistencia. Los mismos son los detallados a continuación (véase la [Figura 22](#)):



Cota	De	a	m	Arcilla Limosa	Limo Arcilloso	Arena Limosa	Arena Saturada	Arena Saturada	Hormigón Armado
				26,00	18,00	9,00	< 1,00	Ver esquema de modelación	
Modelo Tipo				Mohr Coulomb					
				Drenado		Saturado		No poroso	
Peso Específico Húmedo (yh)	kN/m ²			18,00	19,00	19,00	20,00	20,00	20,90
Angulo de Fricción Int. efectivo (φ°)	°			27,00	32,00	32,00	39,00	27,00	39,00
Cohesión Drenada (c')	kN/m ²			20,00	50,00	1,00	1,00	20,00	1,00

Figura 22: Perfil topográfico y materiales para modelación en software de equilibrio limite.

Las condiciones de bordes fueron aplicadas como en el anterior método.

Corrida de modelación: La corrida de la modelación se realizó considerando los siguientes escenarios (véase la [Figura 23](#)).

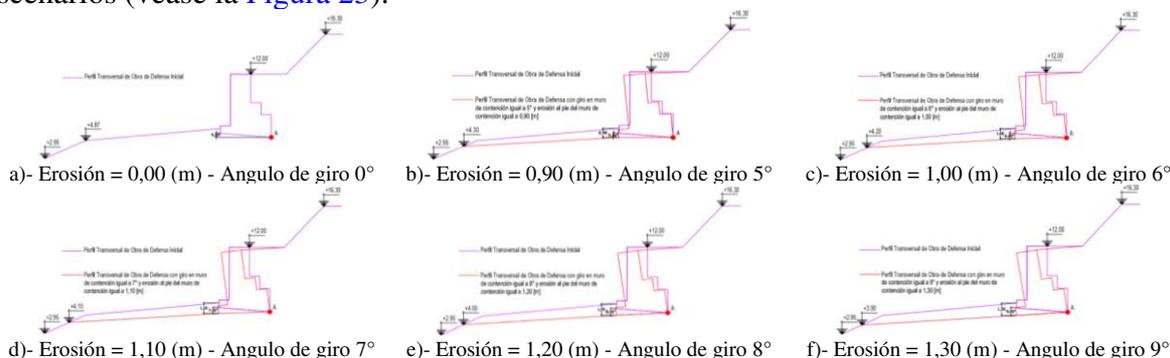


Figura 23: Escenarios de erosión progresiva modelados en software de equilibrio limite.

Resultados, factores de seguridad y superficies de falla: La corrida de la modelación se realizó brindando los siguientes resultados (Factores de seguridad y Superficies de Falla), teniendo en cuenta como factor de seguridad mínimo para mantener la estabilidad de una defensa costera igual a 1,30, ver Norma EN1110-2-1902 (véase la [Figura 24](#)).

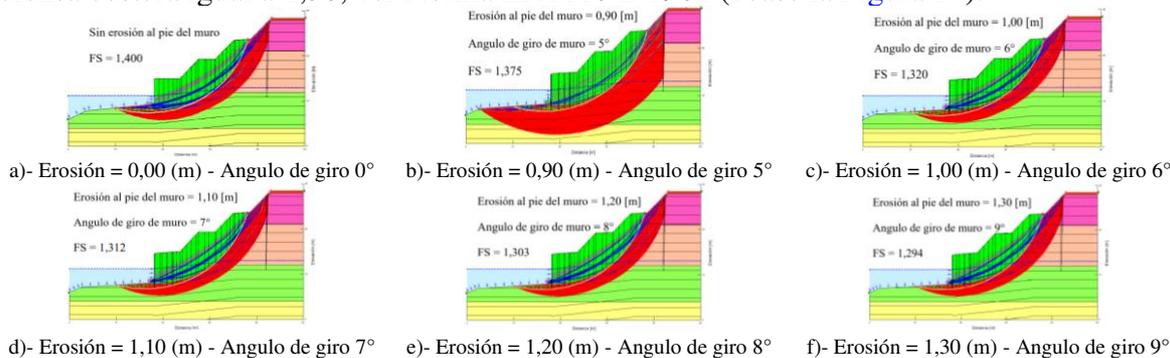


Figura 24: Resultados de escenarios de erosión progresiva modelados en software de equilibrio limite.

Graficando estos resultados obtuve lo siguiente (véase la [Figura 25](#)).

Erosión al Pie del Muro de Contención [m]	Angulo de Giro de Muro de Contención (°)	Factor de Seguridad (FS)
0,00	0	1,400
0,90	5	1,375
1,00	6	1,320
1,10	7	1,312
1,20	8	1,303
1,30	9	1,294
1,40	10	1,286
1,60	12,5	1,265
1,80	15	1,237
2,25	20	1,168

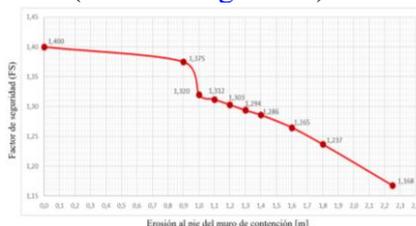


Figura 25: Grafica de Factor de Seguridad obtenido al aumentar la erosión al pie del muro de contención.

6 RECOMENDACIONES TERAPEUTICAS DE REFUNCIONALIZACIÓN

Frente a los resultados obtenidos en el presente trabajo se plantean dos alternativas

terapéuticas detalladas a continuación.

6.1 Alternativa N°1

Esta alternativa fue diseñada y proyectada por el Instituto Nacional del Agua (INA) y comprende una defensa Costera utilizando un sistema estructural formado por una defensa principal de tablestacado metálico con anclajes activos, muros de contención de gaviones y hormigón armado para sostener los desniveles propios del diseño arquitectónico, por lo que esta alternativa se modeló respetando el diseño ya planteado por el instituto antes citado (véase la Figura 26).

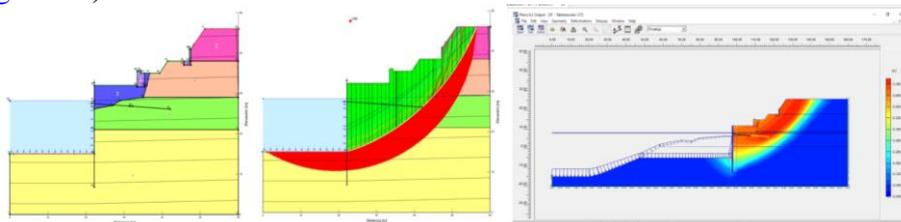


Figura 26: Verificación estructural obteniendo como Factor de Seguridad mínimo 1,33.

6.2 Alternativa N°2

Esta alternativa fue diseñada y proyectada en el presente trabajo tomando como premisa respetar la forma general de defensa costera de la alternativa anterior, pero bajo la visión de un sistema de defensa costera formada por una protección flexible la cual consta de una manta de bloques de concreto articulados, bajo la cual se desarrolla una geoestructura rellena con material de refulado propio del lecho subyacente del río Paraná, formada por geotubos, cuya finalidad es aportar estabilidad al sistema manteniendo la densidad del material y aplicando peso al pie del talud de la barranca, por encima de la estructura antes descrita se desarrollan muros de contención en suelo reforzado con geotextiles tejidos para así salvar desniveles (véase la Figura 27).

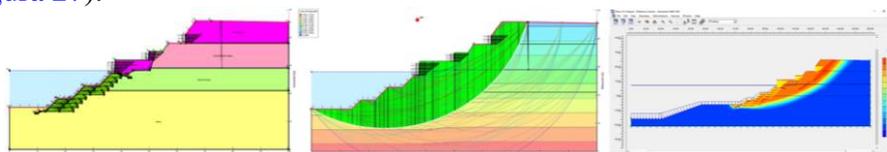


Figura 27: Verificación estructural obteniendo como Factor de Seguridad mínimo 1,612.

6.3 Análisis comparativo de deformaciones entre alternativas N°1 y N°2:

Se realizó un análisis comparativo entre las dos alternativas planteados observando las deformaciones en puntos críticos comunes entre ambas obteniendo los siguientes resultados (véase la Figura 28).

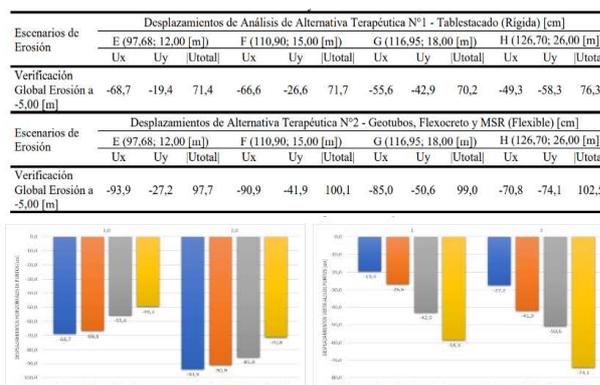


Figura 28: Comparaciones de deformaciones en puntos críticos comunes con la defensa analizada.

7 RESULTADOS

Frente a los resultados obtenidos en el presente trabajo observando los objetivos específicos planteados al principio observamos lo siguiente.

Objetivo Especifico N°1: “El análisis de los parámetros realizado en el presente trabajo ha dejado en evidencia la importante necesidad de conocer por medio de la realización de ensayos el comportamiento estructural completo de los materiales constitutivos de la barranca, es decir, no solo de parámetros vinculados a las resistencias sino también los vinculados a la deformabilidad de cada material como los módulos de Young (E), pesos específicos saturados, ángulos de dilatación, etc.; algunos aspectos que para el estudio base han pasado desapercibidos. Estos parámetros de deformabilidad de los materiales se necesitan para analizar la respuesta deformacional del sistema completo frente a diversos fenómenos que someten la construcción costera en su conjunto a cargas variables, como fenómenos erosivos actuantes en la presente investigación, de viento, sísmicos, etc.”

Objetivo Especifico N°2: “Este proceso iterativo de retro cálculo brindó como resultados que la falla del sistema provocó los siguientes desplazamientos a nivel general con sus respectivos factores de seguridad según el método de elementos finitos, ver la [Tabla 1](#). El factor de seguridad obtenido por el método de equilibrio límite para una erosión al pie del muro de contención de 1,10 [m] es igual a 1,313, llegando a la falla por este método a una profundidad de erosión de 1,20 [m] obteniéndose un factor de seguridad igual a 1,303.

Erosión al Pie del Muro de Contención (m)	0,00	0,50	1,00	1,10	1,20
Desplazamientos Totales según MEF (cm)	2,40	2,50	2,80	26,50	Fallo
Factor de Seguridad según MEF	1,302	1,230	1,150	1,130	Fallo

Tabla 1: Desplazamientos totales a nivel general y factores de seguridad obtenidos.

En función de lo expuesto el diagnóstico que se obtiene de analizar las diversas variables intervinientes es que la falla comenzó a desarrollarse a partir de la pérdida de la protección al pie del muro de sostenimiento, materializada por un enrocado de recubrimiento de espesor de 50 [cm]. Esta pérdida de funcionalidad por fue provocada por erosiones locales en el pie de la barranca, que no tuvieron por parte del sistema de defensa suficiente flexibilidad para adaptarse al desarrollo de valles y dunas erosivas de efecto diverso. El aumento progresivo de la pérdida de enrocado ya sea por deslizamiento hacia el talweg del río, así como también por hundimiento en las arenas inferiores, dio lugar a la pérdida de capacidad portante del suelo inmediatamente inferior al muro de sostenimiento, pieza fundamental en el sistema de defensa planteado.”

Objetivo Especifico N°3: “Por medio de la realización de este trabajo integrador se ha dejado en evidencia la elevada efectividad del uso de la aplicación de softwares de métodos de elementos finitos para el análisis patológico de un colapso de una defensa costera, permitiéndose analizar fenómenos físicos y/o químicos que aplican diversas cargas sobre la obra en su conjunto obteniendo las respuestas estructurales teniendo en cuenta las resistencias y las deformaciones de los materiales constitutivos tanto en el seno de los mismos como en sus vinculaciones. Obteniéndose como resultados no solo los esfuerzos producidos, el factor de seguridad global sino también las deformaciones de todos los puntos y elementos las cuales son imprescindibles para definir los materiales y/o elementos estructurales a emplear de construcción que admitan las deformaciones sucedidas en las superficies que tienen contacto y transferencia de carga con los mismos.”

Objetivo Especifico N°4: “1)- Tablestacado de 25,00 [m] de longitud: esta solución contempla eliminar el efecto adverso de las erosiones locales en el sistema de defensa suponiendo que el plano de fundación se encuentra suficientemente protegido tanto por la

tapada lograda, como por un sistema mixto de paneles de hormigón sobre colchonetas que se adaptan a la dinámica fluvial. Como ventaja, además de la expuesta se presenta las deformaciones bajas atendiendo a que se trata de un sistema semi rígido. La desventaja, es el costo inicial de ejecución, asociado a la dificultad de hincar las mismas en las arenas densas de la formación puelche. También se mencionan como desventajas la impermeabilidad del sistema en general que se debería lidiar con drenes profundos que direccionen los excedentes hacia sectores laterales preparados a tal fin, de modo de evitar acumulación de agua por detrás del muro.

2)- Defensa mediante materiales flexibles: este tipo de sistema tiene la ventaja de adaptarse a los movimientos generales del sistema río barranca, sin perder la funcionalidad. Son más viables en lo económico que el sistema de previo, pero tienen como principal desventaja las deformaciones a las que puede estar sometido. En este caso las obras de infraestructura previstas deberán prever este inconveniente, principalmente aquellas rígidas. En cualquier caso, en ambos sistemas está prevista la ejecución de paneles de hormigón sobre geotextil, para prevenir erosiones al pie. Se visualizan las deformaciones totales, ver la [Tabla 2](#), de los puntos en común en las dos alternativas de refuncionalización.”

Erosión de diseño (m)	Punto	Alternativa N°1			Alternativa N°2		
		Desplazamiento Total	FS MEL	FS MEF	Desplazamiento Total	FS MEL	FS MEF
5,00	E	71,40	1,426	1,330	97,70	1,612	1,654
	F	71,70			100,10		
	G	70,20			99,00		
	H	76,30			102,50		

Tabla 2: Desplazamientos totales a nivel general y factores de seguridad obtenidos en alternativas terapéuticas.

Como medida de mejoramiento integral del sistema de defensa, se cree necesario incorporar sistemas de auscultación en tiempo real de diversas variables que pueden dar una idea rápida del funcionamiento de la barranca, a saber: Inclínómetros en las bermas y pie de la barranca para registrar en tiempo real el desarrollo de movimientos diferenciales. Asentímetros: ubicados desde la base del sistema, en 5 puntos de auscultación. Sonda para medición de erosiones. Sonda para medición del nivel del río.

8 CONCLUSIONES

1)- Se concluye que la causante que provoco el deslizamiento producido el mes de abril del año 2016 en el Paseo Campo de la Gloria - Ciudad de San Lorenzo - Provincia de Santa Fe, fue un fenómeno erosivo fluvial actuante sobre el lecho del río Paraná en contacto con la parte inferior del muro de contención, construido con placas prefabricadas de hormigón armado y relleno con material de refulado. En consecuencia, no se recomienda la proyección y/o construcción de obras de defensas costeras con elementos estructurales rígidos que no acompañan el movimiento natural de las barrancas litoraleñas ya que se adquiere un riesgo elevado de colapso frente a efectos erosivos no controlados.

2)- Se concluye que para realizar el análisis patológico y terapéutico e interpretar los resultados de obras donde se pudieran producir fenómenos naturales de erosión adquieren crucial importancia los estudios geotécnicos, hidráulicos e hidrológicos donde definan parámetros de resistencia y deformabilidad de los materiales constitutivos de la obra en estudio.

3)- Se concluye que el método de cálculo numérico de elemento finitos para estabilidad de obras de defensas costeras tiene elevada importancia y aplicabilidad cuando estas obras están

proyectadas con la utilización de varios materiales y estructuras cuyas deformaciones son distintas frente a las cargas recibidas sobre el sistema estructural completo. Siendo esta herramienta computacional aplicable no solo para detectar la causa de un colapso sucedido (análisis patológico), sino también para proyectar y analizar medidas terapéuticas (recomendaciones terapéuticas) sobre obras costeras.

4)- Se concluye que es sumamente importante proyectar una obra de defensa costera, desde el nivel de idea teniendo en cuenta la integración de sistemas de auscultaciones en tiempo real de los distintos componentes de la defensa como la erosión al pie, inclinómetros, presiómetros por detrás de muros de contención, medidores de niveles de puntos críticos, asentímetros, etc. para poder seguir en tiempo real la evolución de las deformaciones y tomar decisiones a tiempo en post de su estabilidad y menor costo de mantenimiento de la misma.

5)- Se concluye que es decisivo tener en cuenta para la proyección desde el nivel de idea de las obras de defensas costeras que los materiales a utilizar deben presentar respuestas deformacionales compatibles con los materiales que van a proyectarse en contacto, se recomienda, verificándose la compatibilidad de deformaciones de los materiales, considerar estructuras poco deformables bien ancladas en defensas costeras sobre barrancas rígidas (rocas; generalmente en relieves montañosos) y estructuras más deformables bien ancladas en defensas costeras sobre barrancas menos rígidas, en casos de relieves no montañosos.

“Teniendo en cuenta la realización del presente trabajo se destaca que es importante que los proyectos de defensas costeras comprendan un estudio de deformaciones y tensiones para diferentes escenarios de erosión local y generalizada que pongan a prueba la seguridad global del sistema, a efectos de no repetir los errores cometidos en muchas defensas sobre márgenes costeros.”

AGRADECIMIENTOS

Se agradece gratamente la colaboración del Mg. Ing. Jorge E. Ramoneda y del Ing. Joaquín Reche quienes dirigieron esta investigación con gran profesionalismo y compromiso.

REFERENCIAS

- Franco, J.; Cassano, A. y Bolla, G. (2016). *“Estabilidad de Barrancas sobre el Río Paraná”*, Editorial de la Universidad Tecnológica Nacional edUTecNe, Paraná, Argentina.
- Instituto Nacional del Agua (I.N.A.). (2016). *“Reparación de la Obra Colapsada y Puesta en Valor de la Obra Existente y Caracterización de los Procesos Hidráulicos y Morfológicos que Motivaron la Rotura de la Defensa del Río Paraná en San Lorenzo”*, Santa Fe, Argentina.
- Reynares, M.; Franco, F.; Morbidoni, N. & Schreider, M. (2004). *“Diseño de Protecciones: Análisis de Erosión y Estabilidad de Taludes”*, Revista Ingeniería del Agua, Vol. 111, Número 4, pp. 435-444, Santa Fe, Argentina.
- Siegel, R. A. (1978). *“Stable User Manual”*. Joint Highway Research Project, Project N° C-36-36k, File N° 6-14-11. Purdue University- Indiana State Highway Commission. Sheko, A. y Sergeeva, N. (1988). *“Time Prediction of Landslides and Mudflows”*. In *Landslides and Mudflows*. UNE UNESCO, Moscú, Rusia.