

Revista Científica y Tecnológica UPSE

Regeneración y Estabilización de la playa de San Lorenzo del cantón Salinas, provincia de Santa Elena

Regeneration and Stabilization of the beach of San Lorenzo of the canton Salinas, province of Santa Elena



Humberto Guerrero Herrera^{1*}, Armando Saltos Sánchez¹, Julio Vargas Jiménez¹

¹Universidad de Guayaquil, Ecuador.

RESUMEN

Una solución adecuada para la recuperación de una playa, es regenerarla mediante un Relleno Hidráulico; en el caso de la playa de San Lorenzo (Salinas, provincia de Santa Elena), se propone el uso de una Draga de Succión en Marcha de 1500m³, para la extracción de sedimento arenoso entre 1.3 a 1.6 millas náuticas mar afuera, posteriormente ubicarlo en la playa mediante bombeo de sedimentos, empleando tuberías flotantes (mar) y terrestres. La arena vertida será confinada con una geoestructura (geoducto), ubicada paralela a la playa en los veriles de los 2 y 3 al promedio de las mareas más bajas de sicigia (Mean Low Water Spring - MLWS). La altura máxima de relleno estará comprendida entre las cotas 4.3, 4.5, 4.8 y 4.6 metros al MLWS; lo que hará que la superficie de la berma de la playa este lejos del alcance del mar, aún en condiciones de aguaje. Está previsto que la playa de San Lorenzo tendrá una zona intermareal de 90 m y una duna horizontal de 30 m a las cotas antes indicadas, generando una playa de 50 m siempre fuera de la acción del mar. Longitudinalmente, desarrolla alrededor de 1500 m entre el Yacht Club y el enrocado de San Lorenzo, confinada entre el paramento del Malecón en un ancho de 121 m de geotubos longitudinales, con geospigones perpendiculares a esta alineación.

Palabras clave:

Playa
Draga
Relleno hidráulico
Arena
Marea

ABSTRACT

An adequate solution for beach recuperation is the regeneration through hydraulic fill. In the case of San Lorenzo Beach (Salinas, Santa Elena province) we propose to use a sand dredger to extract about 1500 cubic meters of sand from 1.3 to 1.6 nautical miles in open sea. The sandy sediment will be pumped thru floating ducts and placed on the beach confining the sand in geo ducts which will be placed along contour 2,3 according to the syzygy (Mean Low Water Spring MLWS) average. The maximum elevation above MLWS of the fill will include 4.3, 4.5, 4.8 y 4.6m meters which will be above flooding levels. It is anticipated that the beach will have an intertidal zone of 90 meters and a 30 meters horizontal dune at the levels indicated above generating a beach 50 meters long above the tidal wave. This project will be longitudinally about 1500 meters between the Yacht Club and the San Lorenzo Sea Wall that is confined between the front wall of the boardwalk with a width of 121 meters of longitudinal Geotubes protected with Geostakes perpendicular to this alignment.

Keywords:

Beach
Suction dredge
Hydraulic fill
Sand
Tide

Recibido: 7 de junio de 2017

Aceptado: 10 de abril de 2018

Forma de citar: Guerrero, H., Saltos, H. y Vargas, J. (2018). Regeneración y Estabilización de la playa de San Lorenzo del cantón Salinas, provincia de Santa Elena. *Revista Científica y Tecnológica UPSE*, 5 (1), 9-18. DOI: 10.26423/rctu.v5i1.263

* Autor para correspondencia. humberto.guerrero@ug.edu.ec

1. Introducción

El análisis geodinámico para las regeneraciones de las playas, consiste en el estudio e interpretación de los parámetros y fenómenos que tienen que ver con la interacción de la influencia del mar sobre las playas; es decir, analizar los vientos, olas, mareas, corrientes, aplicación e interpretación de teorías oceanográficas, análisis geomorfológico y geológico de las playas, de sedimentos.

2. Problema

Erosión de la playa debido a la influencia antropogénica.

La intervención del hombre, con la construcción del rompeolas en el Yacht Club de Salinas (YCS), alteró la morfología original del perfil costero del sector, provocando sedimentación en lado del paramento exterior del rompeolas y en el lado interior, alteraciones de la morfología con la erosión de la playa modificando el perfil costero, Figura 1.

3. Objeto del Estudio y Objetivos

Objeto Del Estudio: Análisis de la playa ubicada entre el Yacht Club y el enrocado de San Lorenzo.



Figura 1.- Playa Cantón Salinas, Sector San Lorenzo y Chipipe. Fuente Foto: Google Earth.

En este tramo se puede observar, que existe alteraciones en el sector protegido de la playa, teniendo aproximadamente en su parte más afectada ausencia del 100% de la berma, lo que ha llevado a las autoridades del cantón a proteger con enrocado de escolleras para evitar la socavación del pie del Malecón por la acción del mar cuando este se encuentra en pleamar. Uno de los objetivos del estudio será diseñar una berma que no sea afectada por la acción del mar.

Objetivo General: Regenerar y estabilizar la playa en una longitud de 1500m y 30m de ancho, como superficie no inundable por el mar y proteger la infraestructura en tierra.

La longitud se refiere al desarrollo existente entre el YCS y el primer enrocado de San Lorenzo, y los 30 m.

a la regeneración de la berma del Malecón hacia el mar, a una cota tal que el mar no la inunde aún en condiciones extremas de aguaje.

Objetivos Específicos:

- Reconstruir el talud de playa.
- Construir los muros de confinamiento con geotubos o geocontenedores, con geotéxtil y arena del sitio.
- Regenerar la superficie de la berma, hasta un nivel que no sea inundable al agua de mar después de haber reventado la ola en la línea de rompiente.

4. Situación actual

Lo que se observa, es la única disponibilidad de playa en el sector de Las Palmeras, playa protegida por el muro del YCS, y que se extiende hasta la calle 24 de Mayo, desarrollándose en forma triangular.

A partir de la calle 24 de Mayo hasta la altura de la calle Galápagos (H. Barceló) el mar inunda la playa en su totalidad cuando se encuentra en estado de pleamar, independiente de las condiciones de cuadratura o sisigia.

5. Materiales y métodos

La metodología se fundamenta en regenerar la playa mediante el procedimiento del Dragado y Relleno Hidráulico, así como se menciona a continuación:

- a) Dragado de los sedimentos mar afuera, con la utilización de una Draga de Succión en Marcha.
- b) Relleno Hidráulico de la playa, vertiendo el material que trae la draga, por medio de tuberías flotantes y terrestres en el área intermareal.

Diseño Geométrico.- Esta en función de los elementos que actúan en la interacción geodinámica entre el mar y la playa, para ello se define los siguientes parámetros:

- Definir la Teoría de Onda.
- Definir el lugar de la rompiente de la ola
- Definir la sobre elevación del agua después de romper la ola.

Definición de la teoría de onda. Según R Narayanan (1989), para todo análisis de ingeniería de costa, lo primero que hay que definir es cuál teoría de onda que va a regular el análisis matemático a seguir.

Según Komar (1976), en aguas profundas la teoría lineal (senoidal) es aplicable siempre y cuando la inclinación de la onda (H/L) sea :

$$H/L < 1/16 \tanh(kd) \quad (1)$$

Donde:

H = altura de la ola

L = longitud de la ola

k = $2\pi/L$ número de onda

d = profundidad con respecto al nivel medio del mar

\tanh = tangente hiperbólica.
 Para aguas profundas $L = L_0$ donde $L_0 = g T^2/2\pi$ y T es el periodo de la ola.

Aplicación:

Para definir H la altura de diseño de la ola, cabe mencionar que muchos estudios realizados por INOCAR, ESPOL (2004), profesionales como Allauca y Cardin(1987), Sanchez (1991), Villacrés (1991), Vera (2002), etc, dedicados a los estudios oceanográficos, han definido varias alturas de diseño, que varían entre 1,5m, 2,0m a 3,16m.

Con respecto al valor de 3,16m de altura de ola determinado por la ESPOL (2004) con el método Grafico de Drapper, es un valor casi coincidente con 3,11m ola medida por el mareógrafo de la Libertad con el Niño 1997-98, y con la alerta de Villacrés (1991) con respecto a los vientos y dice que *“En la Península los vientos han alcanzado 13,7m/s”* que equivalen a 47m/s, información que cruzada con la Tabla 1 de la NGPS Nautica de Argentina, nos indica que pueden producirse olas de 3,0 a 4,0m, por tal razón se definió 3,11m como ola de diseño máxima.

Tabla 1 Clasificación del viento en función de su velocidad
 Fuente: NGPS, Náutica y GPG Argentina

Tipo	Km/h	Nudos	Altura de las olas /metros
Brisa	1 - 5	0,5 - 2,7	0,0 a 0,1
Suave	6 - 11	3,2 - 5,9	0,2 a 0,3
Leves	12 - 19	6,5 - 10,3	0,7 a 1,0
Moderados	20 - 28	10,8 - 15,1	1,0 a 1,5
Regulares	29 - 38	15,7 - 20,5	2,0 a 2,5
Fuertes	39 - 49	21,1 - 26,5	3,0 a 4,0
Ventarrón	50 - 61	27,0 - 33,0	4,0 a 5,5
Temporal	62 - 74	33,5 - 40,0	5,5 a 7,5

Por lo tanto, se calculará la relación H/L , para alturas de 1,5m, 2,0m y 3,11m. Con la ayuda de la hoja electrónica Tabla 2 siguiente, se calcula la relación de la desigualdad antes indicada, y nos damos cuenta que se cumple la desigualdad y determina que estamos inmersos en el rango lineal de ondas.

Tabla 2.- Campo de la onda- Fuente: Autores

H	T	d	$L_0 = 1,561T^2$	$C_0 = L_0/T$	$k = 2\pi/L$	kd	H_0/L_0	$1/16 \text{ tagh}(kd)$	$H/k \cdot 1/16 \text{ tagh}(kd)$
m	seg	m	m	m/s	1/m				
1,5	16	20	400	25	0,0157	0,3145	0,0038	0,019030674	✓
2	16	20	400	25	0,0157	0,3145	0,005	0,019030674	✓
3,11	16	20	400	25	0,0157	0,3145	0,0078	0,019030674	✓
1,5	18	20	506	28	0,0124	0,2485	0,003	0,015217124	✓
2	18	20	506	28	0,0124	0,2485	0,004	0,015217124	✓
3,11	18	20	506	28	0,0124	0,2485	0,0061	0,015217124	✓
1,5	22	20	756	34	0,0083	0,1663	0,002	0,010300621	✓
2	22	20	756	34	0,0083	0,1663	0,0026	0,010300621	✓
3,11	22	20	756	34	0,0083	0,1663	0,0041	0,010300621	✓

Tabla 3.- Profundidad del rompimiento
 Fuente: Autores

H	$db = H/0,78$
m	m
0,8	1,0
1,5	1,9
2,0	2,6
3,1	4,0

Cabe mencionar que el valor de $d = 20m$, es considerado para mar de leva o de aguas profundas; los valores de T referente al periodo, son tomados en función a lo indicado por Allauca y Cardin (1987), en el sentido de que en condiciones normales las olas frente a nuestras costas tienen características de mar de leva, con periodos medios de 16 a 22 seg.

Definición del lugar de rompimiento de la ola.

Determinado el campo de acción del campo de onda, se calcula el sitio de rompimiento de la ola Tabla 3, para lo cual Narayanan y McCowan (1989), coinciden en que en aguas poco profundas el perfil de la ola se aproxima al de una ola solitaria y esto ocurre según la SPM ARMY cuando:

$$H_b = 0,78 db \quad (2)$$

Donde:
 H_b = altura de la ola en la rompiente
 db = profundidad de la rompiente

Cálculo de la sobre elevación del agua después del rompimiento Run-up.

La sobre elevación (Figura 2) es según Narayanan (1989), como la altura vertical por encima del nivel de agua en reposo, y está relacionada con la altura de la ola en condiciones de mar de leva, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Ru/H_0 = 1,016 \text{ tang } \beta (H_0/L_0)^{-0,5} \quad (3)$$

El índice β indica la condición de aguas profundas; Ru es la sobre elevación Figura 2; $\text{tang } \beta$ Talud del paramento de un muro relacionada con la pendiente hipotética.

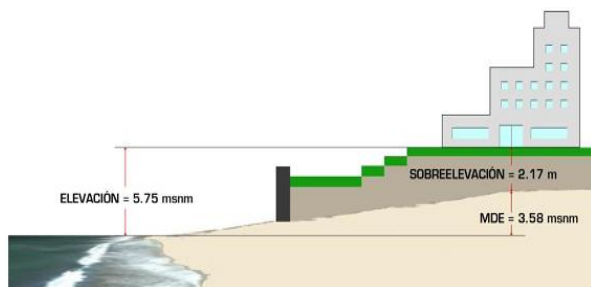


Figura 2.- Sobre elevación R_u del mar en una playa, después del rompimiento de la ola.

Fuente: Google sobre elevación de olas R_u

Para la aplicación de la fórmula (3), calculamos los nuevos parámetro del mar de leva, considerando un $T = 15,5$ seg, y $d = 12$ seg., y con la ayuda de la Fig. 3 obtenemos $L_o = 159$ m.

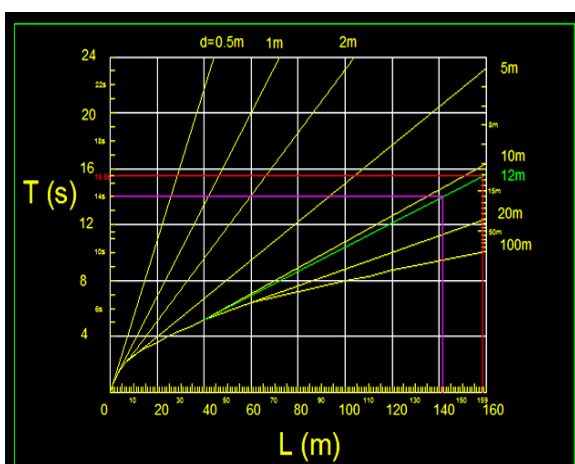


Figura 3.- Periodo de la onda como una función de la longitud de onda y la profundidad.

Fuente: R. Narayanan, 1989.

Y con la ayuda de la Figura 4 entrando con $d/L_o = 12/159 = 0,08$ obtenemos $H/H_o = 0,94$ de donde deducimos $H_o = 1,5/0,94 = 1,60$ m.

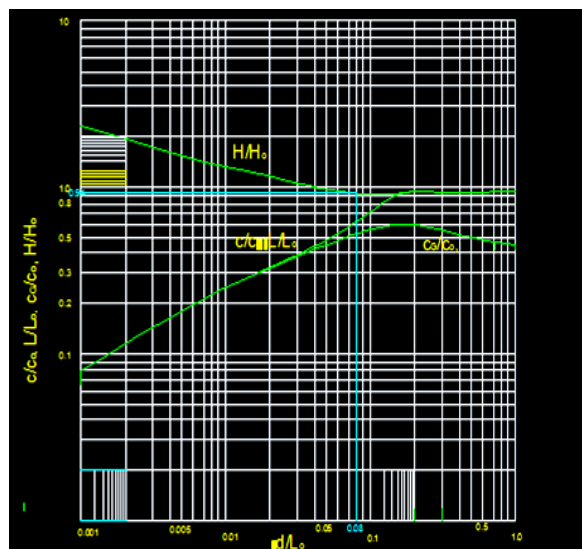


Figura 4.- Curvas para determinar H_o en función de d/L_o para onda Airy. Fuente: R. Narayanan, 1989.

Obtenidos los valores de L_o y H_o reemplazamos en la fórmula (3), y complementariamente nos valemos del perfil de la sección de la playa Figura 5 para determinar la distancia X de las Tablas 4, Tabla 5 y Tabla 6 que corresponderá a la distancia entre el sitio de la rompiente y el inicio de la berma.

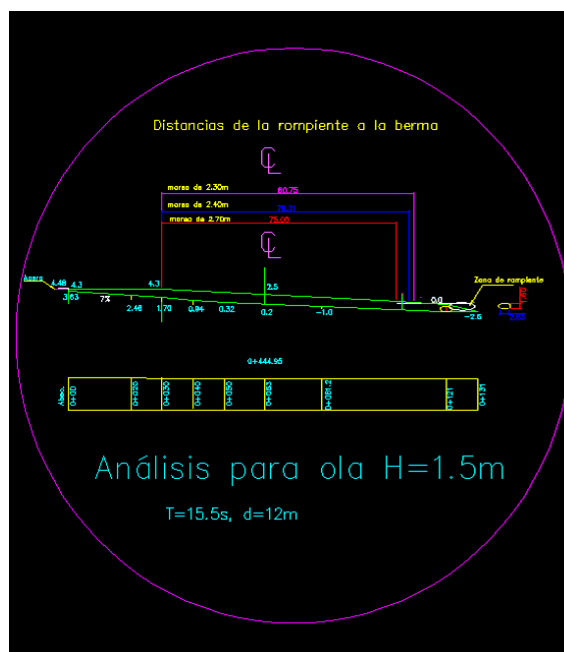


Figura 5- Eje G, Calle Rafael de la Cuadra Alvarado, Distancia entre la rompiente y el inicio de la berma.

Fuente: Autores.

Tabla 4.- Cálculo del Ru para el perfil G. Calle Rafael de la Cuadra Alvarado. Fuente: Autores

$$Ru/Ho = 1,016Hotan\beta(Ho/lo)^{-0,5}$$

Marea	Lo	H	H/Ho	Ho	db	Sobr	x	Ru	MWSL+Ru	Berma	Dif. Cota	Corrección	Dif.
m	m	m		m	m	m	m	m	Cota Ru	Cota	Berma-(MWSL+Ru)	a	(+)
2.30	159	1.5	0.94	1.60	2.05	4.35	80.75	0.87	3.17	4.3	1.13		
2.40	159	1.5	0.94	1.60	2.05	4.45	79.31	0.91	3.31	4.3	0.99		
2.70	159	1.5	0.94	1.60	2.05	4.75	74.99	1.02	3.72	4.3	0.58		
2.30	159	2	0.94	2.13	2.73	5.03	81.9	1.15	3.45	4.3	0.85		
2.40	159	2	0.94	2.13	2.73	5.13	80.46	1.19	3.59	4.3	0.71		
2.70	159	2	0.94	2.13	2.73	5.43	76.14	1.33	4.03	4.3	0.27		
2.30	159	3.11	0.94	3.31	4.24	6.54	97.97	1.56	3.86	4.3	0.44		
2.40	159	3.11	0.94	3.31	4.24	6.64	97.5	1.59	3.99	4.3	0.31		
2.70	159	3.11	0.94	3.31	4.24	6.94	96.1	1.68	4.38	4.3	-0.08	4.5	0.12
2.40	159	0.8	0.94	0.85	1.09	3.49	65.52	0.63	3.03	4.3	1.27		

Tabla 5.- Cálculo del Ru para el perfil M. Calle Arnaldo López Pazmiño. Fuente: Autores

Marea	Lo	H	H/Ho	Ho	db	Sobr	x	Ru	MWSL+Ru	Berma	Dif. Cota
m	m	m		m	m	m	m	m	Cota Ru	Cota	Berma-(MWSL+Ru)
2.30	159	1.5	0.94	1.60	2.05	4.35	81.04	0.87	3.17	4.8	1.63
2.40	159	1.5	0.94	1.60	2.05	4.45	79.26	0.91	3.31	4.8	1.49
2.70	159	1.5	0.94	1.60	2.05	4.75	73.92	1.04	3.74	4.8	1.06
2.30	159	2	0.94	2.13	2.73	5.03	93	1.01	3.31	4.8	1.49
2.40	159	2	0.94	2.13	2.73	5.13	91.38	1.05	3.45	4.8	1.35
2.70	159	2	0.94	2.13	2.73	5.43	86.14	1.18	3.88	4.8	0.92
2.30	159	3.11	0.94	3.31	4.24	6.54	97.93	1.56	3.86	4.8	0.94
2.40	159	3.11	0.94	3.31	4.24	6.64	97.61	1.59	3.99	4.8	0.81
2.70	159	3.11	0.94	3.31	4.24	6.94	96.64	1.67	4.37	4.8	0.43
2.40	159	0.8	0.94	0.85	1.09	3.49	62.16	0.66	3.06	4.8	1.74

Tabla 6.- Cálculo del Ru para el perfil T Primer Callejón Ref. Hotel Barcelo Miramar, para olas T=15,5 Y d=12m.
Fuente: Autores

Ru/Ho= 1,016Hotanβ(Ho/lo)^-0,5													
Marea	Lo	H	H/Ho	Ho	db	Sobr	x	Ru	MWSL+Ru	Berma	Dif. Cota	Correccid	Dif.
m	m	m		m	m	m	m	m	Cota Ru	Cota	Berma-(MWSL+Ru)	a	(+)
2.30	159	1.5	0.94	1.60	2.05	4.35	77.62	0.91	3.21	4.4	1.19		
2.40	159	1.5	0.94	1.60	2.05	4.45	75.76	0.95	3.35	4.4	1.05		
2.70	159	1.5	0.94	1.60	2.05	4.75	70.14	1.10	3.80	4.4	0.60		
2.30	159	2	0.94	2.13	2.73	5.03	89.06	1.05	3.35	4.4	1.05		
2.40	159	2	0.94	2.13	2.73	5.13	88.4	1.08	3.48	4.4	0.92		
2.60	159	2	0.94	2.13	2.73	5.33	82.79	1.20	3.80	4.4	0.60		
2.30	159	3.11	0.94	3.31	4.24	6.54	95.06	1.60	3.90	4.4	0.50		
2.40	159	3.11	0.94	3.31	4.24	6.64	94.56	1.64	4.04	4.4	0.36		
2.70	159	3.11	0.94	3.31	4.24	6.94	93.39	1.73	4.43	4.4	-0.03	4.6	0.17
2.40	159	0.8	0.94	0.85	1.09	3.49	57.8	0.71	3.11	4.4	1.29		

Análisis de Resultados:

1. Se desprende del cuadro de cálculo del Perfil G, que la cota 4,30 MWLS supuesta es insuficiente, puesto que, con la marea de 2,70m y ola de 3,11m el mar inundará la berma, por lo que habrá que incrementar la cota a 4,50 MWLS.
2. Con respecto al cuadro del Perfil M, la diferencia de cota es positiva, lo que significa que el mar no inundará la berma cuando se presente la marea más alta de 2,70m. con la ola de 3,11m., por lo que no necesitará incremento de relleno.
3. Con relación al cuadro del Perfil T, el mar inundará la berma y la sobrepasará en 3cm, por lo que habrá que incrementar la cota a 4,60m MWLS
4. Con las condiciones de relleno antes mencionadas, tendremos una playa libre de agua, en anchos variables según la marea y ola que se presente aún en las condiciones más críticas de aguajes, como se indica en la Tabla 7:

Tabla 7.- Anchos variables según la marea y ola.
Fuente: Autores

Ola	0.80	m	1.5	m	2	m	3.11	m
Marea	2.30 m	2.70m	2.30 m	2.70m	2.30 m	2.70m	2.30 m	2.70m
Perfil	m	m	m	m	m	m	m	m
G	59.00	47.00	54	46.00	48.00	36.00	40.00	28.00
M	58.00	63.00	59	49.00	56.00	46.00	47.00	38.00
T	57.00	46.00	52	41.00	50.00	39.00	39.00	30.00

Elementos geo-estructurales de confinamiento.

Las geo-estructuras son estructuras flexibles en forma de tubo hachas con geotextil tejido de alta resistencia, su sección transversal tiene la forma oval y el diámetro y longitud son establecidos de acuerdo a los requerimientos de cada proyecto.

El geotextil de alto módulo está diseñado para retener partículas de suelo y permitir la salida de agua, además presentan una permeabilidad suficiente para aliviar el exceso de la presión de agua; resisten la fuerza de abrasión durante las operaciones de llenado; resisten al punzonamiento y al rasgado. La Figura 6 ilustra la posición de los geotubos paralelos a la costa.

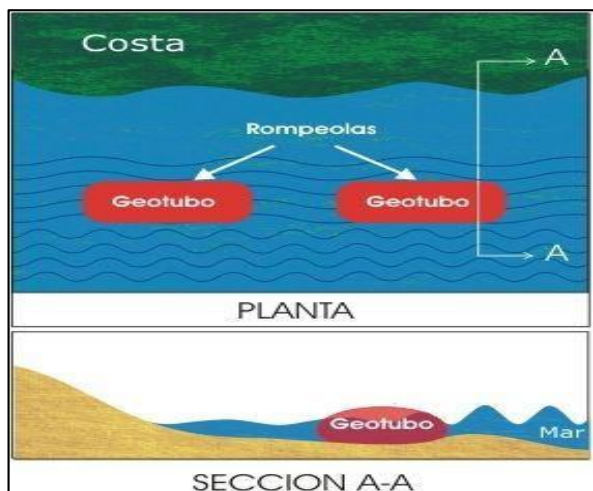


Figura 6.- Ubicación prototipo de un geotubo.
Fuente: PAVCO 2008

Cabe mencionar que para el desarrollo y cálculo de estabilidad interna de los elementos geoestructurales se contó con el asesoramiento de Geosistemas PAVCO, una empresa Mexichem de Colombia. Para determinar los esfuerzos máximos internos de la geo-estructura, se realizó una modelación matemática de los esfuerzos internos esperados tanto en condiciones de llenado como en condición final de trabajo, mediante el software Geo-synthetic Confined Pressurized Slurry GEOCOPS versión 3.0, y a continuación se obtuvo los siguientes resultados, para un geotubo de h = 2,0m (figura 7).

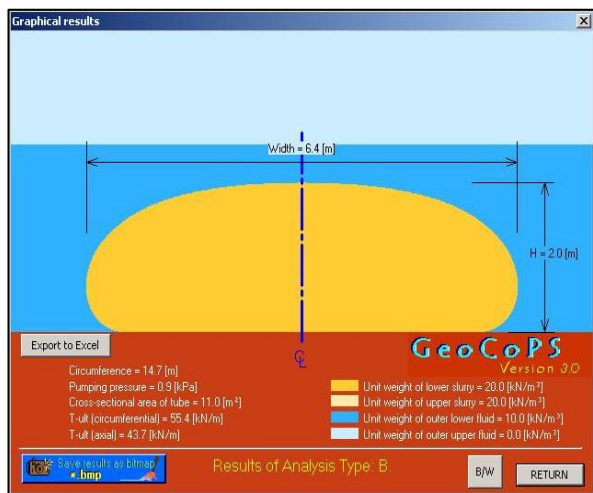


Figura 7.- Resultados según software (GeoCops) h=2m
Fuente: PAVCO 2008

Datos ingresados al software:

- Densidad seca del Slurry $d = 2 \text{ g/cm}^3$
- Circunferencia del tubo $C = 14.72 \text{ m}$
- Esfuerzo circunferencial $T_{cir} = 10.70 \text{ kN/m}$
- Esfuerzo axial $T_{ax} = 8.70 \text{ kN/m}$
- Altura total del Geo-tubo $H = 2.0 \text{ m}$
- Ancho total del Geo-tubo $W = 6.39 \text{ m}$
- Base de contacto ancho geo-tubo $B = 5.27 \text{ m}$
- Sección geo-tubo $A = 11.02 \text{ m}^2/\text{m}$

- Volumen arena geo-tubo $V = 11.02 \text{ m}^3/\text{m}$
- Relación área/ volumen $R = 1.334 \text{ m}^2/\text{m}^3$
- Presión en la base $= 4.094$ (de agua)
- Resistencia circunferencial requerida $T_{rcir} = 53.52 \text{ kN/m}$
- Resistencia axial requerida $T_{rax} = 43.50 \text{ kN/m}$
- Peso por metro lineal $P = 29.8 \text{ T/m}$
- Máximo esfuerzo axial 9 kN/m
- Máximo esfuerzo circunferencial 11 kN/m

Para un getubo de H = 1,60m se obtuvo los siguientes resultados. Con una sección ovoide similar al de la Figura 7 pero de menor dimensión

- Densidad seca del Slurry $d = 2 \text{ g/cm}^3$
- Circunferencia del tubo $C = 9.2 \text{ m}$
- Esfuerzo circunferencial $T_{cir} = 9.20 \text{ kN/m}$
- Esfuerzo axial $T_{ax} = 7.90 \text{ kN/m}$
- Altura total del Geo-tubo $H = 1.6 \text{ m}$
- Ancho total del Geo-tubo $W = 3.80 \text{ m}$
- Base de contacto ancho geo-tubo $B = 2.85 \text{ m}$
- Sección geo-tubo $A = 5.13 \text{ m}^2/\text{m}$
79.19% lleno
- Volumen arena geo-tubo $V = 5.13 \text{ m}^3/\text{m}$
- Relación área/ volumen $R = 1.793 \text{ m}^2/\text{m}^3$
- Presión en la base $= 3.41$ (de agua)
- Resistencia circunferencial requerida $T_{rcir} = 39.51 \text{ kN/m}$
- Resistencia axial requerida $T_{rax} = 29.66 \text{ kN/m}$
- Peso por metro lineal $P = 13.8 \text{ T/m}$
- Máximo esfuerzo axial 6 kN/m
- Máx. esfuerzo circunferencial 8 kN/m

Chequeo frente a la estabilidad de la acción del mar.

Narayanan R, (1989) sostiene que toda estructura marina, estará sometida a esfuerzos hidrodinámicos complejos, debido a las olas y corrientes, y se resuelven mediante ecuaciones matemáticas que involucran diversos parámetros que tienen que ver con la dinámica del mar, y para ello propone la siguiente expresión:

$$FD = 0,5CD \rho V^2 D \dots (1)$$

Donde:

FD = Fuerza constante en línea o de arrastre por unidad de longitud de un cilindro bajo el agua.

CD = coef. de arrastre, es función del número de Reynolds.

V= es la velocidad del agua arriba del cilindro, ν es la viscosidad cinemática del fluido.

ρ = es el peso específico del agua del mar.

D = es el diámetro del cilindro.

Littlejhn (1974), determinó el coeficiente de arrastre y de sustentación para cilindros que reposan en el lecho de mar son de 1,15 y 1,27 respectivamente.

Asimilando al geo-tubo, como una estructura cilíndrica, sólo para estimar la fuerza de impacto que recibiría, en las condiciones más desfavorables, tendremos:

D = 3.8m, para geo-tubo de H = 1.6m
 CD = 1.15
 $\rho = 1025\text{kg/m}^3$ o 1t/m^3
 V, la calculamos según G Macdonel (2000), $V = \sqrt{gd}$,
 para aguas poco profundas.
 $g = 9.8\text{m/s}^2$
 $d = 3\text{ m}$
 $V = \sqrt{9.8 \times 3} = 5.4\text{ m/s}$

Remplazando estos valores en la Fórmula (1), obtenemos $FD = 107\text{ t}$, que dividiendo para la longitud del geo-tubo crítico, **(el más pequeño) de 21m y de H = 1.6m, nos da una $FD = 5.1\text{T/m}$, valor que es menor que 13.8 T/m peso del geo-tubo**, con lo que podríamos concluir que el peso del geo-tubo es superior a la fuerza de impacto del mar, **por lo tanto es estable.**

Chequeo de la estabilidad por capacidad carga.

Primer Caso. Geo-tubo de H= 1.6m
 Altura H = 1.6m
 Base de contacto B= 2.85m
 Longitud = 25.0m
 Peso x ml P= 13.8Ton/m
 Peso esp. Saturado, arena $\gamma_s = 2.1\text{T/m}^3$ (www.Scribd.com)
 Peso esp. Sumergido, $\gamma' = \gamma_s - \gamma_w = 2.1 - 1 = 1.1\text{T/m}^3$.
 Area de contacto = $2.85\text{m} \times 25.0\text{m} = 71.25\text{m}^2$
 Peso total geo-tubo = $13.8\text{T/m} \times 25.0\text{m} = 345\text{T}$
Presión de contacto $q_c = 345\text{T} / 71.25\text{m}^2 = 4.8\text{T/m}^2$
 Capacidad de carga neta R.Peck
 $q_d = 0.5 B\gamma N\gamma + \gamma Df (Nq - 1)$
 (Para este caso $Df = 0$)

Por lo tanto:
 $q_d = 0.5 B\gamma N\gamma$ (2)

Pruebas de SPT realizadas en las playas de Manglaralto, entre el veril 2 y 3 similares a las condiciones de Salinas, N varía de 18 a 24 golpes en las dos primeras capas a una profundidad de 1,5m, de los cuales para obtener una aproximación, consideramos el promedio de N corregido igual a 21.

Con N = 21 obtenemos según la figura de Ralph B Peck (1991) el factor de carga $N\gamma = 28$.

Remplazando en la formula,
 $q_d = 0.5 B\gamma N\gamma$
 $q_d = 0,5 (2,85) (1,1) (28) = 43,89\text{T/m}$

La capacidad admisible sera:
 $q_{ad} = q_d / F_s$, $F_s = 3$ asumido.
 $q_{ad} = 43,89\text{T/m} / 3 = 14,63\text{T/m}$

Siendo $14,63\text{T/m} > 4,8\text{T/m}$, nos indica que por capacidad de carga será estable.

Lo que se concluye que la geoestructura es estable.

Según la UESS en el 2010, caracterizó el material del fondo marino existente a una distancia de 2,5millas con respecto al Malecón aproximadamente, como arena fina producto del análisis de alrededor de 60 muestras obtenidas.

La implantacion de diseño se muestra en la Figura 8, en ella se aprecia:

- a) El SYC con sus rompeolas en el sector izquierdo superior al Oeste coordenadas 503000 E, 9756837 N.
 - b) El enrocado de San Lorenzo (círculo) que aflora en marea baja, sector derecho al Este, coordenadas 504219.0E, 9756310.0N.
- La regeneración de la playa comprende:
- c) Una franja paralela al Malecón con un ancho de 30m con superficie horizontal a la Cota 4,80 MWLS, representa la berma a rellenar.
 - d) Hacia el mar, después de la berma, la zona intermareal de la playa que se rellenará se extenderá hasta la ubicación de los geotubos a 120m paralela al paramento del Malecón.
 - e) Ubicación de los geotubos 1500m paralelos al Malecón y a 120m de éste, que servirán de muro de confinamiento de la arena producto del relleno hidraulico.
 - f) Ubicación de 12 geoespigones de 25m de longitud, colocados cada 100m aproximadamente y perpendiculares a los geotubos paralelos al Malecón.
 - g) Un recuadro, cuyo centro geográfico es 503740.0E, 9756315.0N en el que se ejecutará un relleno submarino hasta la cota -4.00 MWLS, que servirá para evitar la resaca en ese sector.

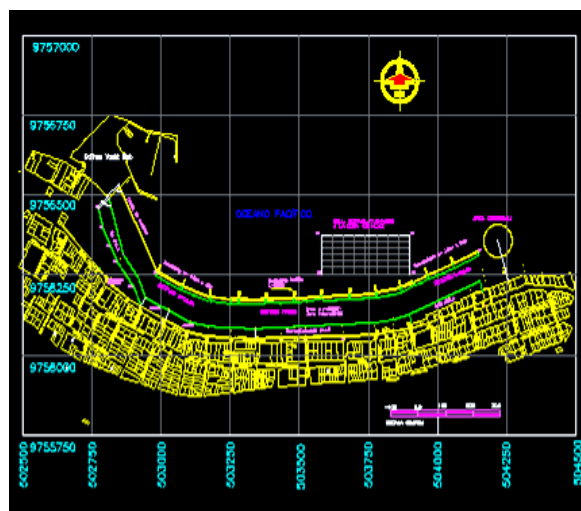


Figura 8.- Implantación general de la regeneración de la playa, sector Salinas. Fuente:Autores

6. Conclusiones

- La playa de San Lorenzo de Salinas, se encuentra en condiciones geodinámica inestables, y con un proceso permanente de carácter erosionable y progresivo, que atenta contra la estabilidad de las últimas obras realizadas en la playa como parte del aspecto de embellecimiento del Malecón, la estabilidad física del Malecón, así como también las edificaciones existentes en la playa, en el tramo comprendido entre las calles Galápagos y la Av. Las Américas.
- Las direcciones en que el viento sopla con mayor frecuencia en Salinas son el Suroeste (41,21%) y el Oeste (42,10%). Las calmas representaron un número de Beaufort de 6, y se clasifican como fuertes o brisa fuerte, produciendo grandes olas, crestas rompientes, espuma. y según la escala de la NGPS, Náutica y GPG. Argentina (2010), podremos obtener olas entre 3 y 4m.
- Una vez realizado el estudio granulométrico de 29 muestras del fondo marino, INOCAR (2005), se llega a la conclusión de que el material predominante es arena en casi todos los perfiles de muestreo, cuyo porcentaje está comprendido entre el 77.54% y 99.29%.
- Las alturas promedio de olas de 1.50m medidas en campo, y de 1.86 m a 4.51m para periodos de retorno de 10años. En función de estos resultados el presente estudio consideró pertinente tomar como las alturas de diseño, olas de 1.50m, 2.0m y 3.11m por ser ésta última real obtenida en El Niño de 1997-1998, con el propósito de analizar el comportamiento del mar después de su rompiente, con diversas amplitudes de mareas y alturas de olas.
- El presente análisis, considera regenerar la playa totalmente, porque el efecto erosivo es integral, comenzando desde el SYC hasta el enrocado de San Lorenzo, en una longitud de alrededor de 1500m.
- Se prevé extraer el material de relleno de 550000.00m³ de arena ubicado a 2 millas desde el Malecón, con una Draga de succión en marcha, que se encargará de dragar el sedimento hacia su tolva y llevar el material hasta una boya de fondeo cerca de la playa, donde se ensamblará con una tubería flotante y esta a su vez se unirá a la tubería terrestre, para que la Draga bombee el sedimento arenoso a la playa, con una proporción de 20% de sólido y 80% de líquido aproximadamente, desarrollando de esta manera el relleno hidráulico de la playa, figura 8.
- La arena bombeada será confinada mediante la instalación de un geo-tubo tal como lo prevé el diseño, colocado entre los veriles 2 y 3 a una distancia de 120 a 130m desde el pie del Malecón.
- Adicionalmente, se instalará geo-espigones, perpendiculares al geo-tubo longitudinal de altura variable y de longitud de 25m, cuya función principal

será la interrupción de la corriente longitudinal al pie del geo-tubo principal, para evitar su socavación.

- En lo que al geo-tubo se refiere, se ejecutó una modelación del comportamiento interno de la geo-estructura durante el proceso de llenado y una vez finalizada mediante el software Geo-Cops V 3.0. En todos los casos, para una altura de 2.0 y 1.6m, se encontró que se satisface los factores de seguridad con un geo-textil de polipropileno de 75 kN/m (TR4000).
- Se debe utilizar una mezcla de arena y agua para el llenado, cuyo procedimiento deberá ser seguido en campo con la asesoría de un profesional con conocimientos en el llenado de este tipo de estructuras.

7. Recomendaciones

- Empezar obras de estabilización de playas, que detenga el continuo proceso erosivo que atenta contra la estabilidad de obras existentes, tanto públicas como privadas, una de ellas, la sustentada en el presente estudio, la regeneración de la playa mediante el procedimiento del relleno hidráulico.
- De acuerdo a los estudios granulométricos realizados por INOCAR (2005) y la UEES (2010) en la Bahía de Santa Elena, queda definido que el fondo marino contiene arena fina a gruesa, por lo tanto existe gran fuente de material, suficiente para rellenar la Playa, razón por la cual se recomienda obtener el material de esa fuente, mediante una draga de tolva de succión en marcha, cuyo impacto ambiental será despreciable, frente a otras metodologías de traer arena importada en volquetes.
- Debido a la gran variabilidad de las alturas de las olas, siendo de mayor incidencia en la época de invierno, se recomienda realizar el proyecto en época de verano, con la utilización de una draga de tolva.
- Consecuentemente, se recomienda realizar la regeneración de la playa, tomando en consideración el confinamiento del material a con geo-tubo.

8. Referencias Bibliográficas

1. Instituto Oceanográfico de la Armada, INOCAR, 2005.
2. Instituto Oceanográfico de la Armada, INOCAR, 2010.
3. Titus, J. G. and V. K. Narayanan, The Probability of Sea Level Rise, EPA 230-R-95-008, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C., 1995.
4. Estudios Universidad de Especialidades Espíritu Santo, UEES, 2010.

5. Estudios de Escuela Superior Politécnica del Litoral, ESPOL, 2004.
6. Komar, P. D. 1976: Beach processes and sedimentation. New Jersey: Prentice Hall. 429 pp.
7. Derrotero de las Costas Continentales e Insulares de la República del Ecuador, INOCAR, 2005
8. ESPOL, 1990a. Estudios Oceanográficos, Informe Final. Programa: Estudios de Vientos. Por Autoridad Portuaria de Manta. Escuela Superior Politécnica del Litoral. 1990
9. JICA, 1991. Interim Report for Feasibility Study on Small-Scale Fishing Port Development Project in Manabi Province in The Republic of Ecuador. Japan International Cooperation Agency, Marzo 1991
10. INOCAR, Site Web. <http://www.inocar.mil.ec/web/index.php>
11. Moffat & Nichol, 1999. Port of Manta Expansion Project. Reporte Final. Para la Autoridad Portuaria de Manta, Ecuador. Preparado por Moffat & Nichol asociado con U.S. Consultants WEFA y SSA y los Consultores Ecuatorianos Fernando Arcos C. y Luis Lazo B. Octubre, 1999.
12. ESPOL, 1990a. Estudios Oceanográficos, Informe Final. Programa: Estudios de Vientos. Por Autoridad Portuaria de Manta. Escuela Superior Politécnica del Litoral. 1990
13. Hanson, H., Larson, M., Kraus, N.C., Gravens, M.B. (2007) Shoreline Response To Detached Breakwaters and Tidal Current: Comparison Of Numerical and Physical Models. Coastal Engineering 2006: pp. 3630-3642.
14. USACE, 2005. Coastal Engineering Manual, Part II, Chapter 2, Meteorology and Wave Climate. 30 de abril de 2005.