

# Diseño numérico de tablestacas en la costa pacífica de Costa Rica

L. Murillo B.<sup>1</sup>

## Introducción

Tablestacas, pilotes sumergidos o parcialmente sumergidos, con carga vertical u horizontal son elementos de común uso en las estructuras construidas en lagos, ríos, marinas, puertos y demás facilidades costeras. Comúnmente se construyen de cemento, madera y otros materiales de mayor fortaleza como el acero. Por su precio, durabilidad y economía, muchas veces se prefiere madera tratada a presión con creosota o sulfato de cobre. La toma de muestras geotécnicas en suelos suaves sumergidos se realiza con cilindros muestreadores que se deslizan por gravedad hasta el suelo y atrapan la muestra que luego es analizada en el laboratorio geotécnico marino.

Hoy en universidades y centros de investigación internacionales, existen métodos indirectos para medir las propiedades del suelo que evolucionan rápidamente que usan el sonido con modulación de frecuencia (*Chirp Sonar*), métodos nucleares y pruebas directas (*Vane Test*) con equipos de control remoto. Estas mediciones dan origen a los parámetros de laboratorio que fundamentan el análisis de resistencia del suelo

sobre el que se basa el diseño numérico que se discutirá aquí y que fueron originalmente creados para computadoras personales y hojas de cálculo por el autor durante sus estudios de posgrado en ingeniería<sup>1</sup> en el Laboratorio de Suelos de la Escuela de Ingeniería Oceánica de la Universidad de Rhode Island, EE. UU., (LSURI).

Los métodos han sido recientemente refinados y ampliados con el apoyo del Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Tecnológicas (CONICIT) de Costa Rica, Proyecto 92 431 BID, para introducir aspectos técnicos relevantes para Centroamérica, producto de las investigaciones marinas del Programa de Investigaciones en Ingeniería Costera y Naval de la Universidad de Costa Rica PIICAN, en particular avances sobre la predicción y cálculo de los niveles de referencia.

## La teoría de diseño de una tablestaca marina

El diseño de una tablestaca marina parcial o totalmente sumergida comúnmente se realiza usando las teorías de clásicas Rankine y Coulomb, que utilizan coeficientes del suelo activos y pasivos. Muchas veces

\* Catedrático de la Escuela de Física de la Universidad de Costa Rica.

<sup>1</sup> PhD en Ingeniería Oceánica, (Coastal and Ocean Engineering), Colegio de Ingenierías, Universidad de Rhode Island, USA 1991. MSc, Coastal Engineering and Physical Oceanography, (Dep. Civil Eng.-Sch. of Oceanography), Oregon State University, USA 1982.

se complementan estas teorías con mediciones directas de las curvas de resistencia y deformación (Curvas **p-y**) del suelo.

Aquí, partiremos de datos de laboratorio conocidos según los métodos básicos del CERC (Centro de Investigaciones en Ingeniería Costera Norteamericano) y metodologías comunes en el laboratorio de suelos marinos de la Universidad de Rhode Island y nos concentraremos en el diseño de la tablestaca propiamente dicha.

El método discutido aquí asume suelos estabilizados y playas en equilibrio. Esto se establece mediante un estudio de estabilidad de playas siguiendo los lineamientos recomendados el SPM (CERC, 1984). El método propiamente dicho considera el empuje activo del suelo mojado a retener de un lado de la tablestaca y la resistencia pasiva del suelo penetrado al pie de la estaca por otro.

El empuje total activo lo da la expresión (API 1884):

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_w H_{pb}^2 + \frac{1}{2} \gamma_b H^2 K_a + q_s H K_a \quad 1$$

cuyo primer término es la presión intersticial del agua absorbida por el suelo durante la marea alta anterior, el segundo es el empuje efectivo del suelo mineral y el tercero es el empuje de la carga física superficial adicional. Notemos que el coeficiente de presión activa  $K_a$  lo determina el cortante efectivo del suelo y es independiente del fluido en los poros; sin embargo al calcular el empuje neto el agua de los poros actúa como una carga adicional proporcional al desnivel mareal  $H_{ph}$ , que es transmitida enteramente a la pared de estacas.

El segundo término de la ecuación 1 se

$$P_a^{(2)} = \frac{1}{2} \gamma_b H^2 \frac{\operatorname{cosec}(b) \sin(b-f)}{\sqrt{\sin(b+f_w) \sin(f-i)} + \frac{\sin(f+f_w) \sin(f-i)}{\sin(b-i)}} \quad 2$$

puede escribir usando la teoría clásica de Coulomb como

en donde  $\phi$  es el ángulo de fricción del suelo,  $\phi(w)$  es el ángulo de fricción de pared ( $\phi(w) < \phi/3$ ),  $\beta$  es el ángulo de inclinación del terminado e " $\gamma$ " es el ángulo de inclinación del subsuelo base.

El problema clásico en el diseño marino con la ecuación 1, es la determinación de la posición exacta de la cota freática y el valor efectivo de  $H_{ph}$ , que se origina generalmente en un desnivel significativo que hay entre el nivel del agua en el suelo mojado del relleno granular, respecto del nivel del agua del mar, a pesar del buen drenaje que debiera existir en el relleno poroso.

El valor del desnivel depende de las estadísticas e historial de la marea, las características del suelo, del drenaje efectivo y es realmente un problema del estado no estable. El desnivel produce empujes laterales *mayores y variables* sobre la pared. Como el agua no tiene cortante ( $K=1$ ) una pequeña diferencia en los niveles produce grandes presiones hidrostáticas adicionales. Esto puede aumentar drásticamente la presión activamente actuando sobre la pared y desequilibrarla, superando la resistencia pasiva, a menos de que se diseñe adecuadamente siguiendo los lineamientos técnicos propios del diseño marino.

El gradiente hidráulico del desfase es de unos 64,4 lb/ft<sup>2</sup>/ft (o 10,110 nt/m<sup>3</sup>). Esto es muy significativo en especial si se le compara con el gradiente en suelos lejos del mar, del tipo arenosos secos, para los que  $K_a \gamma \approx 30$  lb/ft<sup>3</sup>, 4709 nt/m<sup>3</sup>, o arenosos mojados para los que  $K_a \gamma \approx 18$  lb/ft<sup>3</sup> o 2826 nt/m<sup>3</sup>. Es además costumbre en el diseño costero norteamericano asumir un factor de seguridad de 1,7 o más en el cálculo del coeficiente de Rankine de la presión resistiva (pasiva). Esto hace aún más

importante el valor de la presión adicional del agua salada intersticial.

### La presión pasiva de la reacción del suelo

La presión pasiva se calcula de acuerdo con (API, 1984):

3

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 N_f + 2cH \sqrt{N_f}$$

en donde

4

$$N_f = \frac{1 + \sin(\bar{f})}{1 - \sin(\bar{f})}$$

la raya superior indica valores efectivos. Como se mencionó arriba, se asume un factor de seguridad grande de 1,5 a 2 (que divide al  $K_p$  resultante) en el cálculo de las presiones pasivas.

### Procedimientos de diseño propuestos

El diseño parte de los datos de campo y laboratorio que permitan la aplicación de las ecuaciones anteriores con algún grado de seguridad y a un costo razonable. Generalmente, se estudia la información general existente, básica del sitio, como la estabilidad de los suelos, arrastre litoral, historial de la playa, topografía submarina local, la estadística hidrodinámica que incluye las mareas, las olas, la probabilidad de ocurrencia de tsunamis, los tipos de viento, presiones atmosféricas, las corrientes costeras, entre otros.

Se realiza una evaluación de alturas probables y extremas del mar usando análisis armónicos y análisis de extremos. Se compilan datos geotécnicos *in situ*, se nota si hay suelos sustitutos que se puedan y deban usarse en la obra; además, se

establecen, junto con los dueños, los niveles de profundidad de la facilidad deseada, las cargas vivas esperadas horizontales y verticales en la obra terminada.

Los pasos del diseño comienzan con la definición de la estructura deseable y óptima para el sitio, el cálculo de los diagramas de presión, la fijación de la cota freática en el vecindario, la estimación de las elevaciones requeridas para la obra terminada, la evaluación de la profundidad de erosión del pie y la estimación del desfase de marea.

En esto en Costa Rica existen ya métodos desarrollados por el Programa de Investigaciones en Ingeniería Costera y Naval de la Universidad de Costa Rica o PIICAN, capaces de predecir los niveles del mar o mareas comunes, y los niveles medios en todo el litoral pacífico, para cualquier año en los próximos años.

La escogencia de la estructura general se realiza entonces luego de conocer los niveles aplicables y se define la utilización, si se desea, de una pared de agua, o de una tablestaca anclada por presión pasiva o por anclaje estructural. Tablestacas es el tema del presente artículo y el tema de su diseño se discute aquí con todo detalle.

Cuando se computan los niveles del agua del diseño propuesto, hay que considerar el hecho de que las olas y demás fenómenos marinos pueden levantar o hundir el nivel de forma apreciable y estable por periodos de horas a la vez. Así que, el nivel de marea dado por una tabla de mareas, como las publicadas por el PÍCAN para todo el litoral nacional, para el año de que se trate, debe complementarse con datos sobre las olas y las corrientes. Estudios sobre la permanencia y frecuencia de los sobreniveles casi-estables son muy importantes, y es aconsejable realizar al menos un estudio estadístico sobre estos. Murillo

(2000) ha determinado que tsunamis con alturas comunes de 2 m son frecuentes en la zona, así que se debe tomar en cuenta la posibilidad de que a una marea ordinaria se sume una extraordinaria como un tsunami o marea de tormenta inesperados.

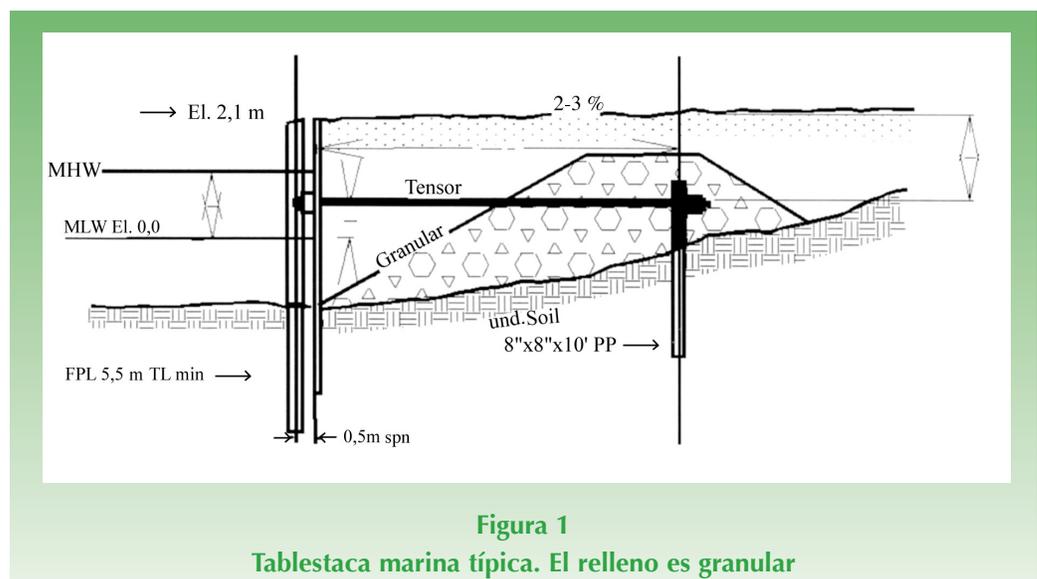
### Tipos de tablestaca

La función de una tablestaca marina es sostener apropiadamente la tierra detrás de ella, esto determina su tipo. Existen dos tipos tablestaca marinas estándares del CERC determinados por el tipo de fijación que requieren. La tablestaca fija en posición solamente por la acción resistiva del suelo sobre ella misma y sobre su anclaje (tablestaca de apoyo pasivo) y la tablestaca anclada con marco en "A".

La tablestaca anclada con marco que se muestra en la Figura 1 deriva su fortaleza de la acción estructural de los pilotes verticales e inclinados del marco que la constituye. Las conexiones estructurales

del marco producen la resistencia al desplazamiento horizontal de la tablestaca desarrollan presión en los miembros inclinados y tensión en los verticales.

Estudios estructurales y la experiencia muestran que la tablestaca anclada de marco es la estructura de escogencia cuando los rangos de marea son amplios ( $\geq 6,5$  ft o 2 m). En este artículo nos concentraremos en este tipo de estructura de utilidad a lo largo de la costa pacífica de Centroamérica, en donde los rangos de marea comúnmente superan los 6,6 ft (2 m). Gran parte de los principios del análisis, sin embargo, son utilizables para el diseño de tablestacas de apoyo pasivo y se exponen en los textos tradicionales de geotécnica con gran amplitud (Lambe-Whitman 1972). Un análisis sobre la distribución de fuerzas es posible y el autor ha desarrollado modelos matemáticos para esto. Estos cálculos adicionales se hacen en módulos extra del modelo que se discuten en otras de sus publicaciones (por ejemplo en Murillo (1998), publicado en el año 2000) pues pueden ser transferidos de un tipo de cálculo a otro.



**Figura 1**  
Tablestaca marina típica. El relleno es granular

## Cálculo de los diagramas de presión de Rankine

El cálculo del diagrama de presión de Rankine mediante el modelo matemático desarrollado aquí, se muestra con todo detalle en las Figuras 2 (cómputos), 3 y 4 (resultados). El paso teórico más importante en el diseño de la tablestaca estructural marina es el cómputo de este diagrama de presión que se calcula y presenta semiautomáticamente en estas figuras. Una vez evaluado con precisión, este diagrama de presión se utiliza para calcular la distancia de penetración de las estacas y las fuerzas en el marco de soporte. En este trabajo se usan métodos numéricos aplicados por medio de hojas de cálculo con interfaces gráficas y computadores personales para estas funciones de acuerdo con las instrucciones del diseñador y su introducción a la computadora.

La presión activa a lo largo de la pared de las estacas se obtiene de acuerdo con la siguiente ecuación, que es resuelta automáticamente por el modelo:

$$P_a = \int p_a dz \quad 5$$

La integración se realiza numéricamente del nivel neutro de la tablestaca a la altura de terminado. La altura o longitud total de la tablestaca está dada por

$$H_t = D_{op} + D_o + D_{ov} + MSL + H_{ph} + d \quad 6$$

en donde  $D_{op}$  es la profundidad desde el punto más bajo de la tablestaca al punto neutro,  $D_o$  es la profundidad del punto neutro al nivel del suelo efectivo,  $D_{ov}$  es el nivel de arrastre efectivo de sedimentos, MSL es la amplitud media de la altura de marea,  $H_{ph}$  es la altura del desfase de marea y  $d$  es la altura de terminado que va del nivel del desfase a la altura de la facilidad terminada. Esta

altura incluye la altura del anclaje y la altura de sobreanclaje que se mantiene constante a un nivel mínimo de 1,5 m por debajo del nivel de terminado.

Desde luego que al inicio del procedimiento de diseño no se conoce  $D_{op}$  ni  $D_o$ . Esto se logra en este procedimiento presentado aquí, iterando sucesivamente, de forma numérica, hasta que la integral de la presión activa por la distancia desde una referencia; esto es, el momento activo, coincida con el valor del momento de la presión pasiva. Es decir hasta que

$$\int z p_a dz = \int z p_p dz$$

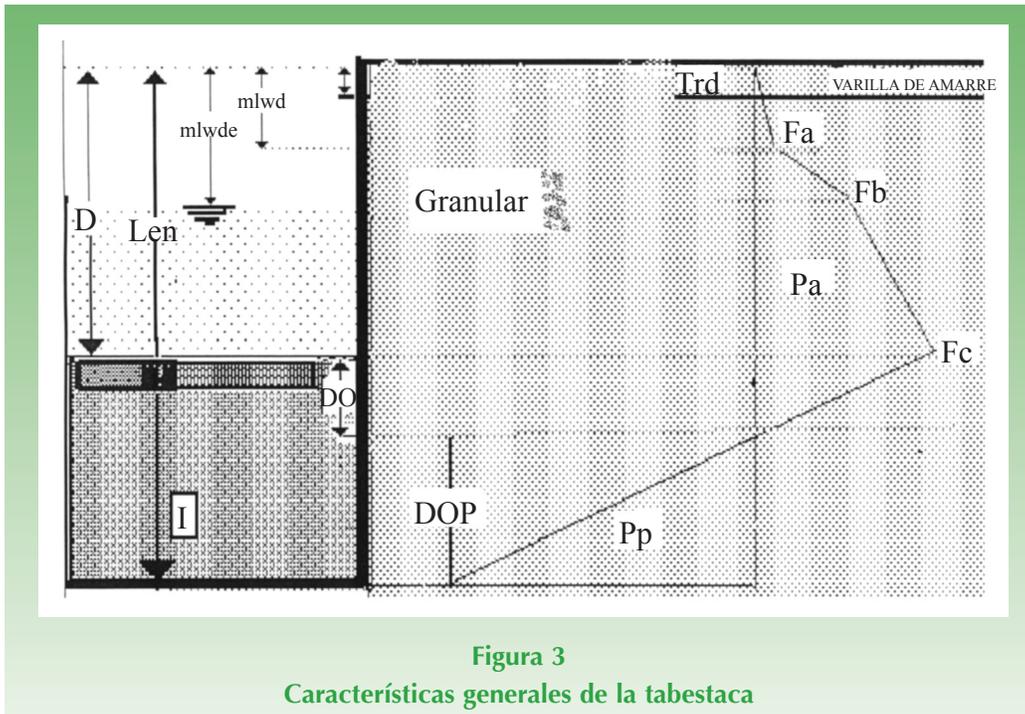
en donde  $z$  representa la distancia al punto de referencia (punto de anclaje) y los límites de integración para la integral pasiva van del punto más bajo de la tablestaca, hasta el nivel neutro bajo el suelo marino. Los límites de integración de la fuerza activa van del nivel neutro al nivel de terminado superior de la tablestaca.

En el método discutido aquí, estos cálculos integrales se realizan numéricamente y los polinomios resultantes se resuelven mediante iteraciones algebraicas hasta un nivel de convergencia apropiado ( $1 \times 10^{-6}$ ). Como los valores intermedios en el cálculo numérico son siempre accesibles, estos se grafican directamente en la pantalla de la computadora y dan al diseñador una imagen del diagrama de presiones instantánea.

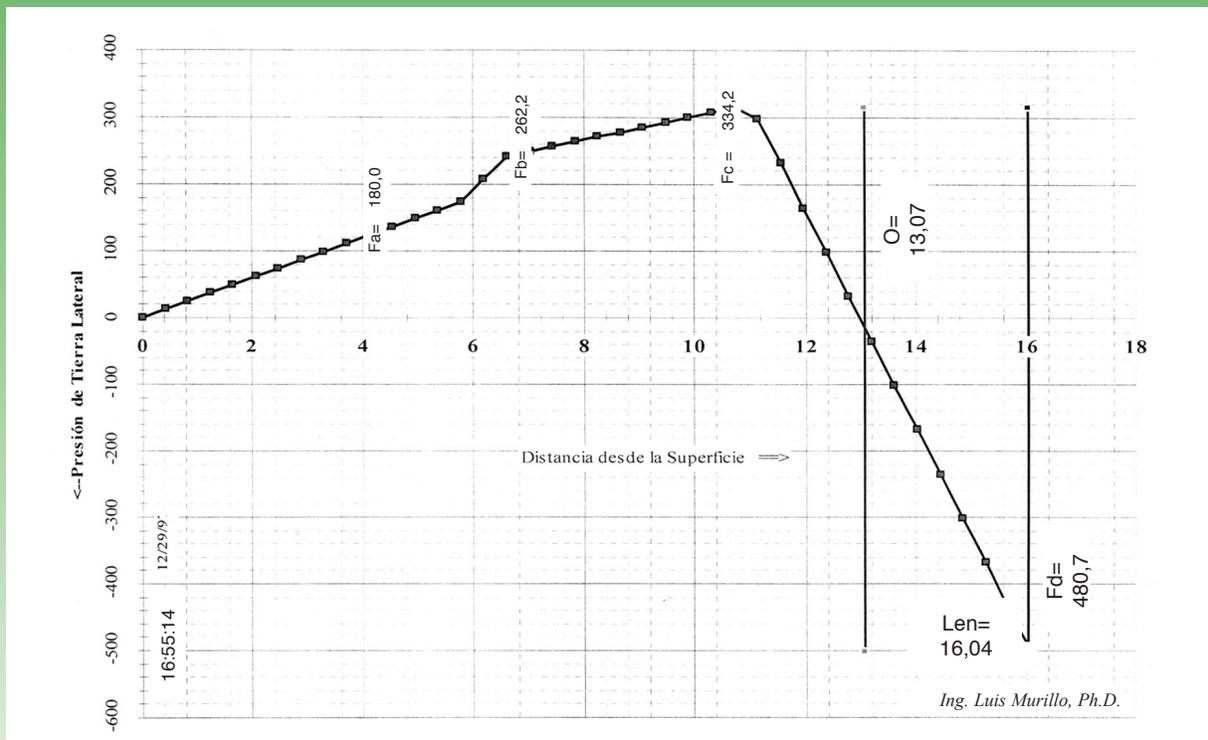
En estas figuras anteriores se muestran los cómputos para la profundidad de sembrado de las estacas y en ellas se calculan los momentos que actúan sobre las anclas del marco. Mientras se realizan los cálculos, estas figuras aparecen como imagen en la pantalla con los datos a variar en color, los resultados calculados en azul. La primera pantalla (Figura 2) viene acompañada de las dos imágenes

Cómputos de Tablestaca Marina										( Sistema Inglés)		0	0		
Del escritorio de: <b>Ing. Luis Murillo, Ph.D.</b>										Fecha== 16:50:40 12/29/97		Estandar: CERC		0.413	12.38
Fs(Kp)= 1.67										/Rep.No.76-4		0.825	24.75		
<b>Peso Unitario</b>			<b>Activo</b>			<b>Pasivo</b>			"(1976)"		1.238	37.13			
Datos de Suelos			<b>Ka</b>	Angulo de Fricción		<b>Kp</b>	Angulo de Fricción				1.65	49.5			
Type	Gm	Gs		phma	phsa		phmp	phsp			2.063	61.88			
arena	(100.0)	(60.0)	(0.3)	(38.0)	(20.0)	(5.0)	(38.0)	(25.0)	Lab. Data		2.475	74.25			
<b>dz= 0.413</b>		G(h2O)= 64.2		<b>kpp= 2.99</b>		number of plotting points				2.888	86.63				
eged d: kd= 1	Prof=D= (11.0)		<b>mlwD= 6</b>		<b>trD= (5.0)</b>		<b>Np= 40</b>				3.3	99			
<b>DO= 2.07</b>		<b>gskk= 161.6</b>		<b>mlwDe= (7.0)</b>		<b>Fa= 180.0</b>		<b>Fb= 262.2</b>		3.713	111.4				
<b>DOP= 2.97</b>		bajo DO <b>DOS= 13.07</b>		d de S		<b>Fc= 334.2</b>		<b>Fd= 480.7</b>		4.125	123.8				
<b>Len= 16.04</b>		"=D+DO+DOP		<b>LENO= 16.5</b>		<=asumido inicial total Prof=D+50%				4.538	136.1				
<b>O.K.</b>		<b>TM=0.00</b>		<b>O.K.</b>		Presion total en D <b>5.04</b>		<b>&lt;==== Penetración= DO +DOP</b>		4.95	148.5				
Prof.	P Activa	P de H2O	P Pasiva	P Total	Iteración: Distancia de penetración			ITER= 10		5.363	160.9				
z	AP	WP	PP	TP	Fuerza	Brazo	Fuerza	momento	ERROR	5.775	173.3				
0	0	0	0	0	0	-1	540.00	-540	1.00E-06	6.188	207.2				
0.4125	12.375	0	0	12.375	2.552344	1.59294	221.10	352.2		6.6	241.1				
0.825	24.75	0	0	24.75	10.20938	4.24145	1192.80	5059.2		7.013	248.5				
1.2375	37.125	0	0	37.125	22.97109	6.68918	345.49	2311.02789		7.425	255.9				
1.65	49.5	0	0	49.5	40.8375	<b>10.05 -714.67 -7182.4</b>		<b>&lt;==to check</b>		7.838	263.3				
2.0625	61.875	0	0	61.875	63.80859	<b>TF= 2299.39</b>		<b>7182.428 &lt;=IM</b>		8.25	270.8				
2.475	74.25	0	0	74.25	91.88438	ZEROcheck	1584.72	<b>0.0000</b>	<b>O.K.</b>	8.663	278.2				
2.8875	86.625	0	0	86.625	125.0648	<b>Mom.EQ. equati</b>		<b>DD= 8.0675</b>		<=d	9.075	285.6			
3.3	99	0	0	99	163.35	<b>gskk* d^2/ 2* (DD+2/ 3*d)=TM</b>				9.488	293				
3.7125	111.375	0	0	111.375	206.7398	ITERATIONS : x=sqrt(2*TM/gskk/(dd+2/3*X(n-1)))				9.9	300.5				
4.125	123.75	0	0	123.75	255.2344	0	2.07	<b>&lt;=DO</b>		10.31	307.9				
4.5375	136.125	0	0	136.125	308.8336	1	3.0673	Substitución Directa		10.73	315.3				
4.95	148.5	0	0	148.5	367.5375	2	2.9645	...		11.14	298				
5.3625	160.875	0	0	160.875	431.3461	3	2.9746	...		11.55	231.4				
5.775	173.25	0	0	173.25	500.2594	4	2.9736	...		11.96	164.7				
6.1875	180.675	26.4825	0	207.1575	640.8935	5	2.9737	...		12.38	98.01				
6.6	188.1	52.965	0	241.065	795.5145	6	2.9737	...		12.79	31.33				
7.0125	195.525	52.965	0	248.49	871.2681	7	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		13.2	-35.3				
7.425	202.95	52.965	0	255.915	950.0844	8	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		13.61	-102				
7.8375	210.375	52.965	0	263.34	1031.964	9	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		14.03	-169				
8.25	217.8	52.965	0	270.765	1116.906	10	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		14.44	-235				
8.6625	225.225	52.965	0	278.19	1204.91	Pare	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		14.85	-302				
9.075	232.65	52.965	0	285.615	1295.978	Pare	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		15.26	-369				
9.4875	240.075	52.965	0	293.04	1390.109	Pare	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		15.68	-435				
9.9	247.5	52.965	0	300.465	1487.302	Pare	2.9737	<b>&lt;====conver up to b55( # 40)</b>		16.09	-502				
10.3125	254.925	52.965	0	307.89	1587.558	Pare	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		D+D	13.07	-502			
10.725	262.35	52.965	0	315.315	1690.877	Pare	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		13.07	315				
11.1375	269.775	52.965	24.7006	298.0394	1659.707	Pare	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		Len	16.04	-502			
11.55	277.2	52.965	98.8024	231.3626	1336.119	Pare	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>		16.04	315				
11.9625	284.625	52.965	172.9042	164.6858	985.027	Pare	2.9737	<b>&lt;====converg.</b>							
12.375	292.05	52.965	247.006	98.00901	606.4308	Pare	2.9737	<b>&lt;====DOP(@ 20 -th)</b>							
12.7875	299.475	52.965	321.1078	31.33222	200.3304										
13.2	306.9	52.965	395.2096	-35.3446	-233.274										
13.6125	314.325	52.965	469.3114	-102.021	-694.383										
14.025	321.75	52.965	543.4132	-168.698	-1183										
14.4375	329.175	52.965	617.515	-235.375	-1699.11										
14.85	336.6	52.965	691.6168	-302.052	-2242.73										
15.2625	344.025	52.965	765.7186	-368.729	-2813.86										
15.675	351.45	52.965	839.8204	-435.405	-3412.49										
16.0875	358.875	52.965	913.9222	-502.082	-4038.62										

Figura 2  
Características generales de tablestaca



**Figura 3**  
Características generales de la tabestaca



**Figura 4**  
Diagrama de Presión

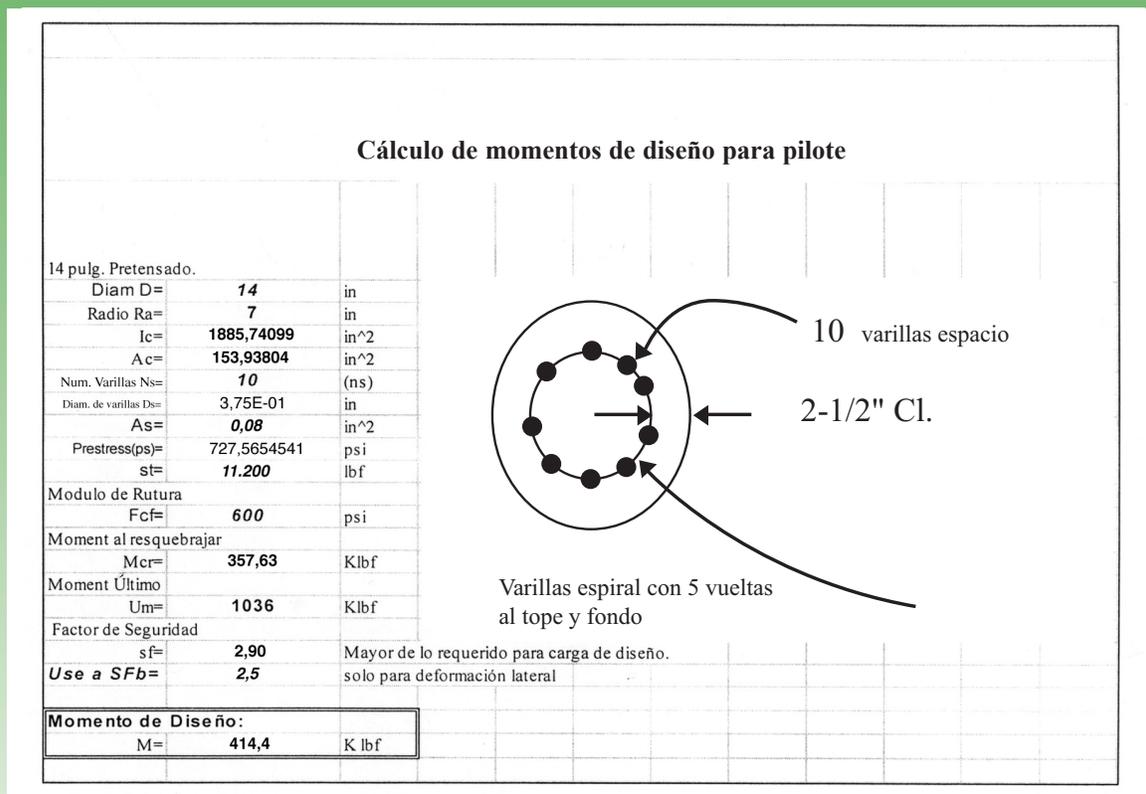
que le siguen (Figuras 3 y 4). Una imagen es estática la otra es dinámica y cambia según los resultados del experimento numérico (el diagrama de presiones para leerse deberá rotarse 90 grados anticíclicamente).

La Figura 5 muestra el computo resultante para el pilote. En ella se calculan los momentos en el pilote y se verifica que este resista la carga impuesta. Esta figura está ligada virtualmente a las Figuras anteriores de donde obtiene sus datos de entrada y también envía sus resultados directamente.

La Figura 6 muestra el computo resultante para el estimado de la penetración requerida del pilote.

El cómputo de la carga del pilote debe

complementarse con la carga lateral experimentada por la estructura si barcos han de arrimarse a ella. Estas fuerzas son de doble naturaleza. Por un lado, están las fuerzas de atraque propiamente dichas y, por otro, las fuerzas de amarre que debe resistir la estructura para darle sostén al barco que se arrima. Esta última fuerza desde luego depende de la corriente y las olas. Generalmente, se requiere un alineamiento de la estructura no perpendicular a la corriente por cuanto se asume que las olas mayores (v. gr. cuya altura significativa supera el pie o 0,3 m) han sido eliminadas mediante rompeolas u otras estructuras marinas de protección. Esto produce oleajes menores de magnitudes inferiores al tercio de metro generalmente y en consecuencia las corrientes deberían ser las fuerzas



**Figura 5**  
**Cálculo de momentos**

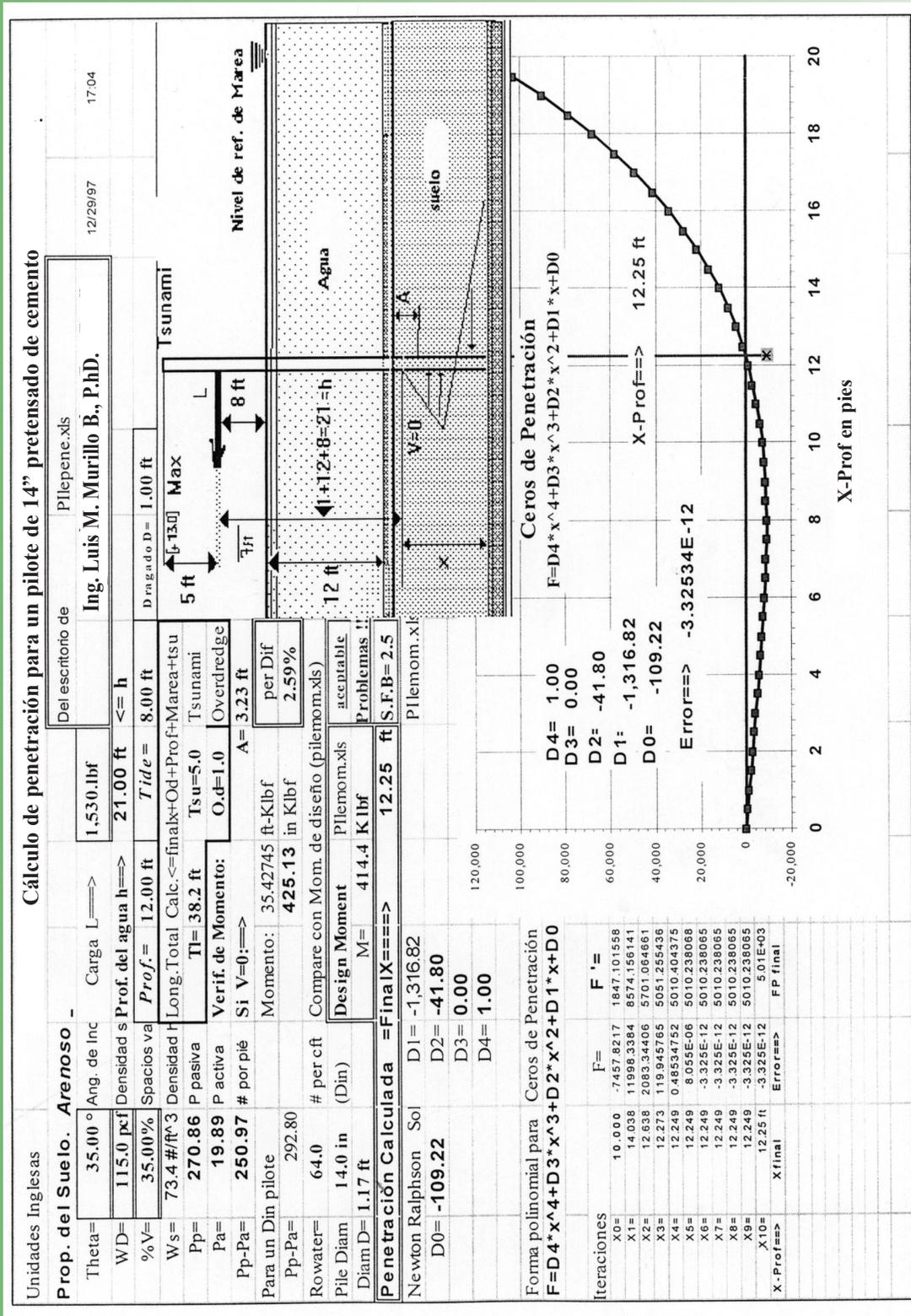


Figura 6  
Cálculo de la penetración del pilote

mayores. Métodos de cálculo de estas fuerzas se presentan en otras publicaciones del autor (Murillo, 1998).

En esta hoja de cómputo (Figura 6) los datos se usan para calcular la profundidad de penetración de un pilote dado. Los ceros del polinomio se dibujan dinámicamente en la figura adjunta y cambian con el diseño con el que se experimenta.

De nuevo este método discutido en este artículo, mantiene ligadas las diferentes figuras dinámicamente; es decir, los resultados de una figura van a las otras inmediatamente, sin requerir necesariamente de la intermediación del usuario.

Existen otras figuras en otras hojas de cálculo que actúan en tiempo diferido y que forman parte de otros módulos opcionales del modelo. Estas varias funciones de diseño adicionales que no se muestran en detalle aquí y sí se discuten en Murillo (1998), con mayor detalle. Mencionamos algunas de ellas: la tabla calibradora de profundidades medidas usando las profundidades predichas mediante métodos armónicos (Calibra.xls), paquetes de predicción de oleaje incidente que refractan (Nielsen.xls) y/o difractan (Difrac.xls) las olas, estimadores de energía incidente debida al oleaje (Wenergy.xls), estimadores de ola extrema (Gumbel.xls, Weibull.xls, Extreme.xls), la metodología de Sign-Hu-Cousineau (Singhu.xls) para estimar deflexión, carga lateral y vertical en pilotes largos, hoja de diseño de muros, estimadores de cortante en vigas (Shear.xls), y un paquete en lenguaje FORTRAN de análisis estructural bidimensional, que puede ligarse a las hojas desarrollado por el autor para analizar el marco o armadura que da fortaleza a la tablestaca (Marco.for, Arm.for) u otra estructura similar bidimensional o compuesta, de elementos unidos por nodos, con distribución al gusto del diseñador.

Estos cálculos se realizan con hojas de cálculo adicionales del mismo paquete de diseño de tablestacas marinas que introducimos aquí y que pueden llamar programas de análisis estructural bidimensionales escritos en FORTRAN adicionales.

Al estar todos los valores resultantes dispuestos en la pantalla del computador, cualquiera de ellos se puede variar al gusto para explorar alternativas de diseño variadas para la tablestaca, y los resultados de cada experimento numérico se ven instantáneamente en la pantalla de forma numérica y en forma de imagen; pues la hoja de cálculo gráfica los resultados numéricos de cada nuevo resultado alternativo directamente.

Una vez que se alcanza la convergencia y se define la profundidad total de penetración de las estacas, se verifican los momentos actuantes sobre ellas para determinar su grosor y el espaciamiento y tensión en los anclajes. El momento máximo ocurre a una elevación cero sobre el punto neutro.

De seguido se diseñan las anclas usando la teoría de pilotes: conociendo su capacidad requerida para el diseño proveniente del análisis de las presiones de Rankine integradas, se calcula entonces su penetración, su inclinación, su capacidad de aguante lateral y su número.

### El cómputo de la penetración del pilote

La penetración de los pilotes en condición parcial o totalmente sumergida, utilizados de defensa para la tablestaca, o de amarre externo para los navíos, se diseñan aquí para carga lateral  $L$  escogida siguiendo la ecuación (SPM, CERC):

$$x^4 - \frac{8L}{P_o - P_u} x^2 - \frac{12Lh}{P_o - P_u} x - \left[ \frac{2L}{P_o - P_u} \right]^2 = 0$$

en donde  $h$  representa la distancia del

suelo al punto de aplicación de la fuerza (nivel de borda libre o altura de la regala de diseño).

Esta ecuación también se resuelve en esta metodología mediante iteraciones numéricas (Método de Newton-Ralphson) hasta alcanzar el nivel de convergencia deseado por el diseñador.

Los parámetros del suelo, tal y como se indican en las figuras, deben ser locales, medidos para el sitio exacto donde se desea sembrar el pilote. Los valores son también visualizados por la hoja de cálculo y se pueden alterar de forma directa, simplemente introduciéndolos a la hoja de computo. Los nuevos resultados se calculan y se grafican instantáneamente en la pantalla para verificación del diseñador.

### Cálculo de la altura media (MSL) y del desfase de marea $H_{ph}$

Las mareas en Centroamérica se pueden predecir con precisión usando métodos de análisis armónico tradicionales cuando existan series de alturas mareales de duración suficiente ( $\gg 1$  año). Estos métodos se exponen en Shureman (1958) y en Murillo (1993-b) y usan la expresión

$$h(t) = H_{ref} + \sum f_i H_i \cos(\omega_i t + g_i) \quad 9$$

en donde  $H_{ref}$  es el nivel de referencia escogido,  $f_i$  es el factor nodal,  $H_i$  es la amplitud del componente armónico  $i$  y  $g_i$  es su fase local. Estudios anteriores en las costas nacionales (Murillo 1993-a,b,c, 1996, 1997) han determinado que siete componentes armónicos dan errores aceptables ( $< 10$  cm) en las alturas y los tiempos ( $< 10$  min).

Cuando existan estaciones vecinas ana-

lizadas, o cuando las series de datos sean de corta duración ( $< 1$  mes), aun es posible recurrir a procedimientos alternativos de análisis mareal provisionales como el análisis por frecuencias escondidas (Murillo, 1994) o a extrapolaciones armónicas (Murillo, 1994-b). En Centroamérica existe evidencia de una dependencia lineal de las sumas armónicas parciales de los componentes principales (Murillo, 1996), que pueden usarse para predecir sus amplitudes armónicas a lo largo de todo el litoral. Las fases se pueden estimar teóricamente o medir usando determinaciones directas *in situ*.

Si hay que hacer determinaciones topográficas estas se realizan mediante métodos anteriormente discutidos por el autor en otros artículos (Murillo, 1994 c). Estas determinaciones han de corregirse por altura mareal y un nivel de referencia apropiado, ha de fijarse con anterioridad, basándose en algún estudio de niveles, tal y como se hace en Murillo (1994b, véase Cuadro 1). Recientemente, se pueden hacer predicciones mareales para cualquier sitio de la costa pacífica del país usando tablas e interpolaciones (Murillo, 1996). El Cuadro 1 incluye Limón para efectos comparativos.

La Figura 7 muestra las amplitudes extrapoladas para varios sitios del litoral nacional, usando el concepto de una onda estacionaria existente a lo largo de la costa centroamericana (Murillo, 1996). Las fases se muestran en la Figura 8 y han sido empíricamente calibradas con datos de estaciones vecinas teóricas o con mediciones de campo (Murillo, 1996, 1997).

Usando luego los métodos de superposición estándar del cuerpo de ingenieros norteamericanos (CERC, Shureman, 1950) y paquetes de cómputo desarrollados para este efecto por el

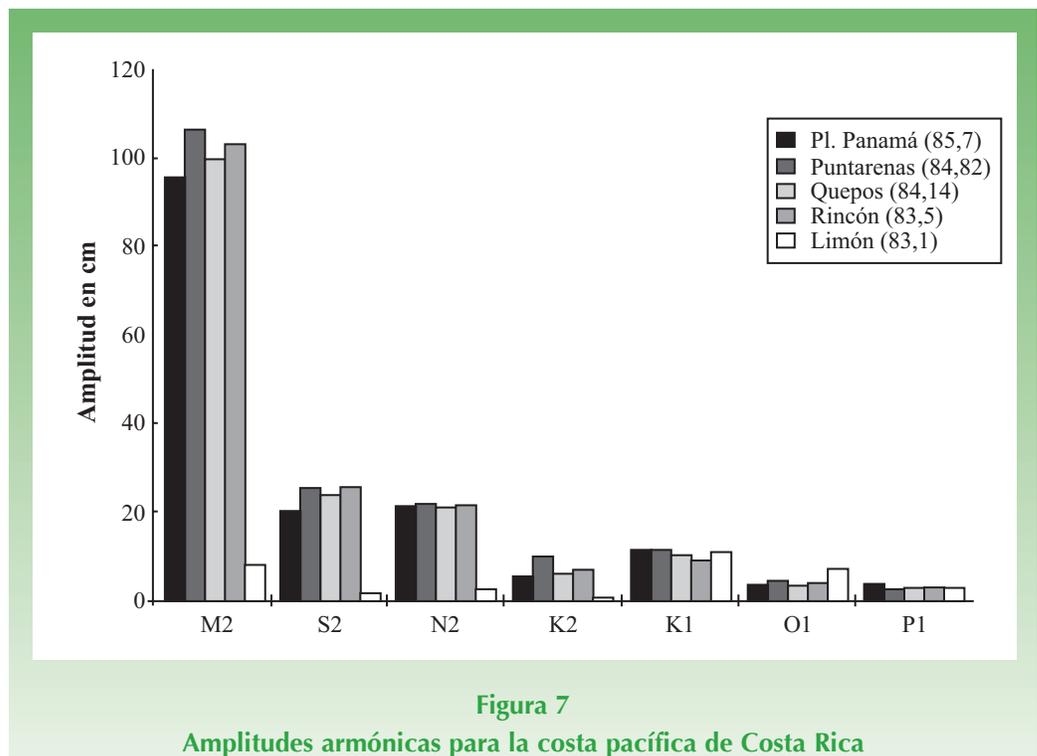
**Cuadro 1**

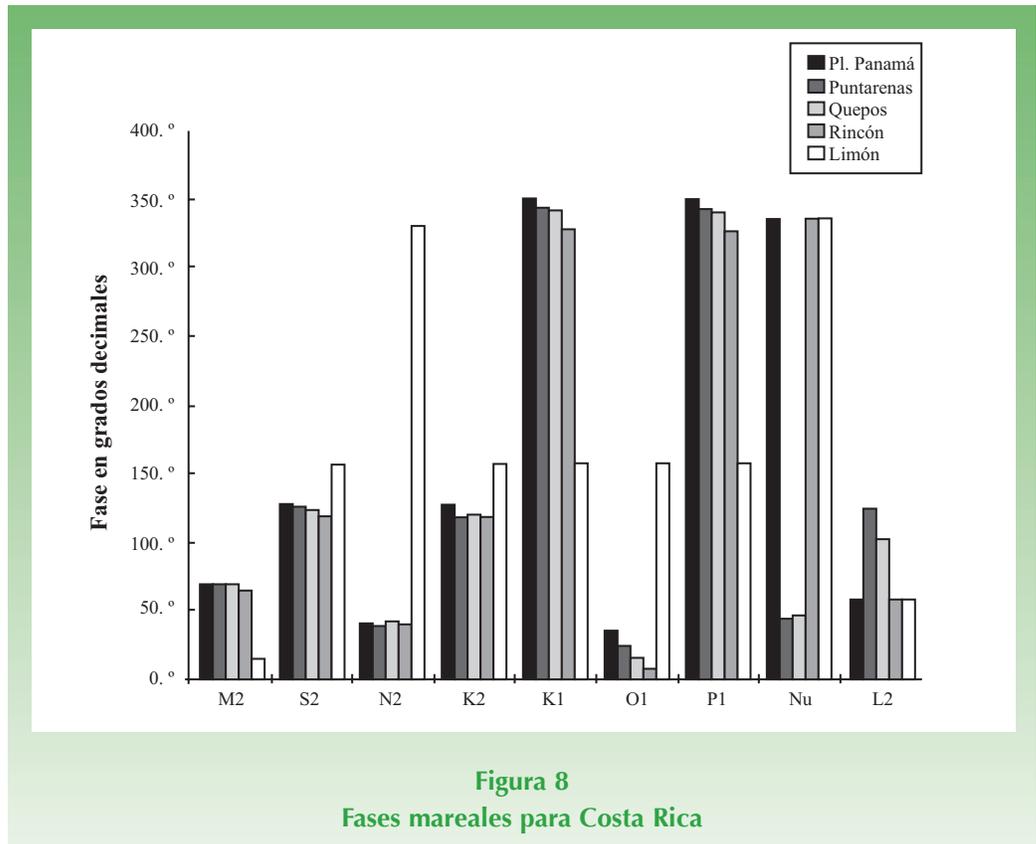
Nivel Medio Referido a: Ref. TAP.xls MSL: 0,00		Francés	Darwin Máximo	MSLW	Almirantazgo Británico	U.S.A. USA Este	U.S.A. USA Oeste	Marca referencia
Pl. Panamá	85,70°W	-145,44 cm	-131,00 cm	-115,70 cm	-127,27 cm	-95,50 cm		-106,32 cm
Puntarenas	84,82°W	-180,60 cm	-151,80 cm	-141,90 cm	-156,09 cm	-110,30 cm		-117,30 cm
Quepos	84,14°W	-155,40 cm	-137,60 cm	-123,50 cm	-135,85 cm	-99,70 cm		-109,67 cm
Rincón	83,50°W	-162,36 cm	-141,60 cm	-128,40 cm	-141,24 cm	-102,90 cm		-112,23 cm
(Limón)	83,10°W	-12,24 cm	-28,00 cm	-9,70 cm	-10,67 cm	-8,10 cm		-21,04 cm
Long Ref.=	84,82°W							-180,60 cm
	84,82°W							-8,10 cm

Programa de Investigaciones en Ingeniería Costera y Naval de la Universidad de Costa Rica o PIICAN, se genera luego una serie de datos de alturas mareales de suficiente duración (doce o más meses), los cuales se analizan estadísticamente para obtener la distribución estadística de las alturas del nivel

del mar en el sitio de la construcción.

La Figura 9 muestra los resultados estadísticos obtenidos para Playa Panamá (Murillo, 1994 a-b) con la ayuda del Proyecto Papagayo. El análisis de la distribución estadística de alturas da entonces la pauta para definir el desfase de alturas





**Figura 8**  
Fases mareales para Costa Rica

de marea que se consideren en el diseño de la tablestaca.

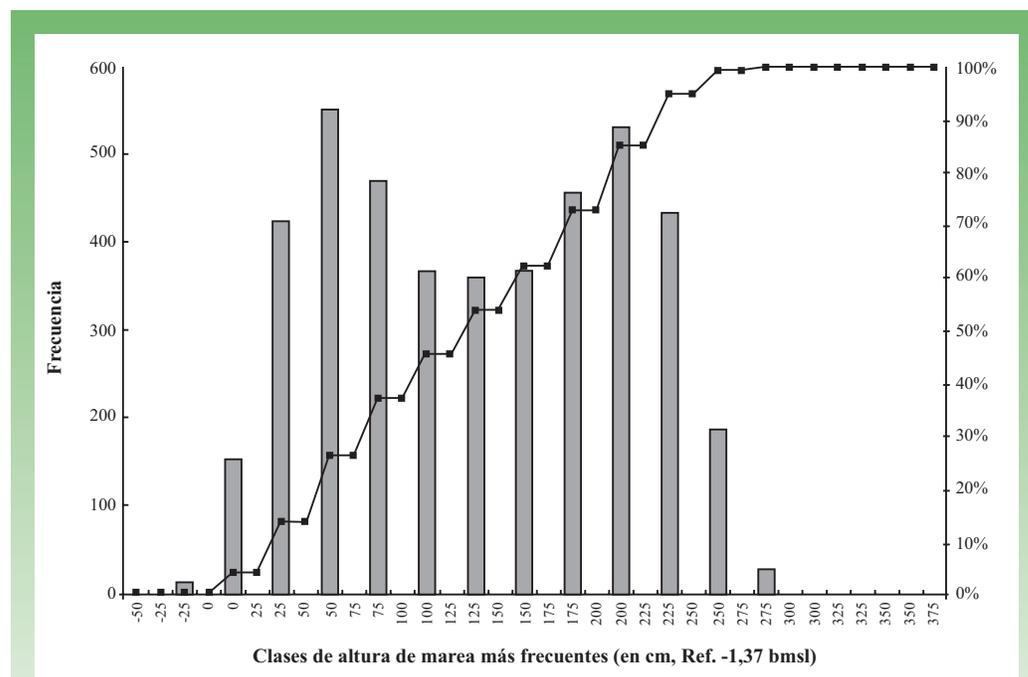
En la Figura 9 se nota la presencia de dos alturas dominantes durante la oscilación mareal promedio de un año de estudio, cuya media modal dará la altura más común del agua (con respecto al nivel de referencia que se haya escogido en el estudio desde luego). El desfase mareal a definirse debe representar la diferencia de altura entre el nivel de agua en el relleno y la altura del agua del mar.

Las frecuencias del cuadro de resultados estadísticos mostrado en esta Figura 9, dan la pauta al diseñador para establecer los niveles requeridos en el diseño propuesto. Algunas características pueden sumergirse cierto porcentaje del tiempo; otras no pueden sumergirse del todo y deberán usar niveles mayores.

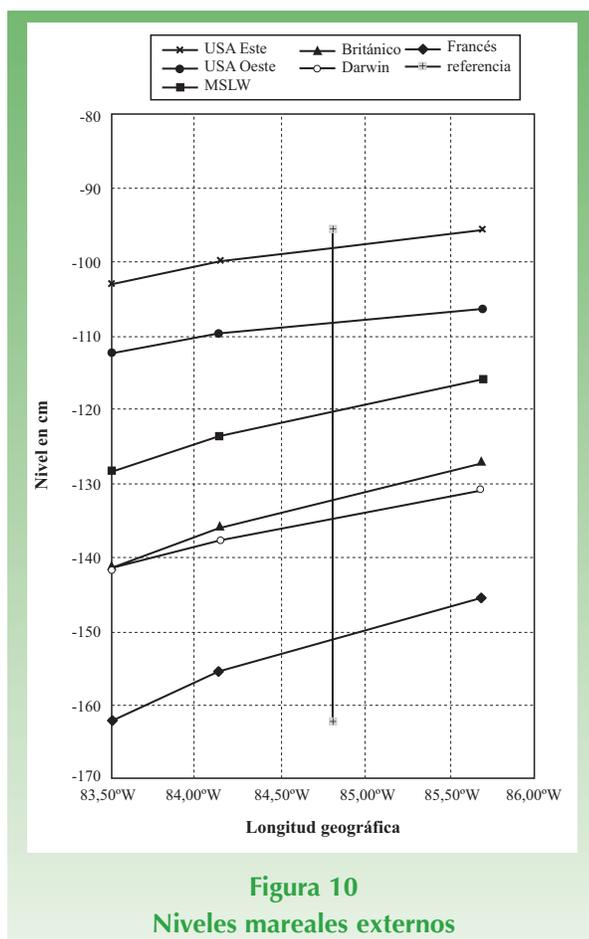
Altura de recubrimiento con cemento, pintura, posición de los ánodos de sacrificio, posiciones del alambrado, tuberías etc., son todas determinadas usando este diagrama y los niveles de sumergibilidad requeridos por el elemento.

Los niveles de referencia definidos respecto al nivel inicial (arbitrario de - 1,4 Bmsl, bajo el nivel medio), de importancia para el estudio topográfico, se muestran en el Cuadro 1. Estudios recientes (Murillo, 1996, 1997) dan información sobre el valor de estos niveles para el resto del litoral pacífico de Costa Rica.

Estimados de los niveles de referencia para puntos de la costa frente al mar abierto o externos, se pueden obtener de acuerdo con Murillo (1996), usando la teoría de ondas estacionarias que permite establecer correlaciones de la longitud geográfica del punto de la costa en donde se localiza la



**Figura 9**  
Histograma, Playa Panamá, Papagayo, C.R.



**Figura 10**  
Niveles mareales externos

estructura con el cambio de nivel.

La Figura 10 muestra la correlación entre los niveles de referencia estándar del Cuadro 1 y algunos puntos *externos* de la costa pacífica tica. El cuadro muestra un cierto nivel de linealidad que se explota en el Cuadro 2 para producir los estimados de nivel detallados en el Cuadro 2 y la Figura 11.

El Cuadro 2 muestra la correlación de la Figura 10 de forma cuantitativa. Nótese cómo los coeficientes de determinación son siempre superiores o iguales a 0,97, lo cual indica una fuerte correlación lineal entre los niveles de estaciones *externas* consideradas de la costa pacífica y su longitud geográfica.

Para puntos internos de la costa, dentro de golfos o bahías como Puntarenas o Puerto Moreno, estas correlaciones deben corregirse por efectos de ampliificaciones inerciales o decaimientos friccionales (Murillo, 1993, 1997).

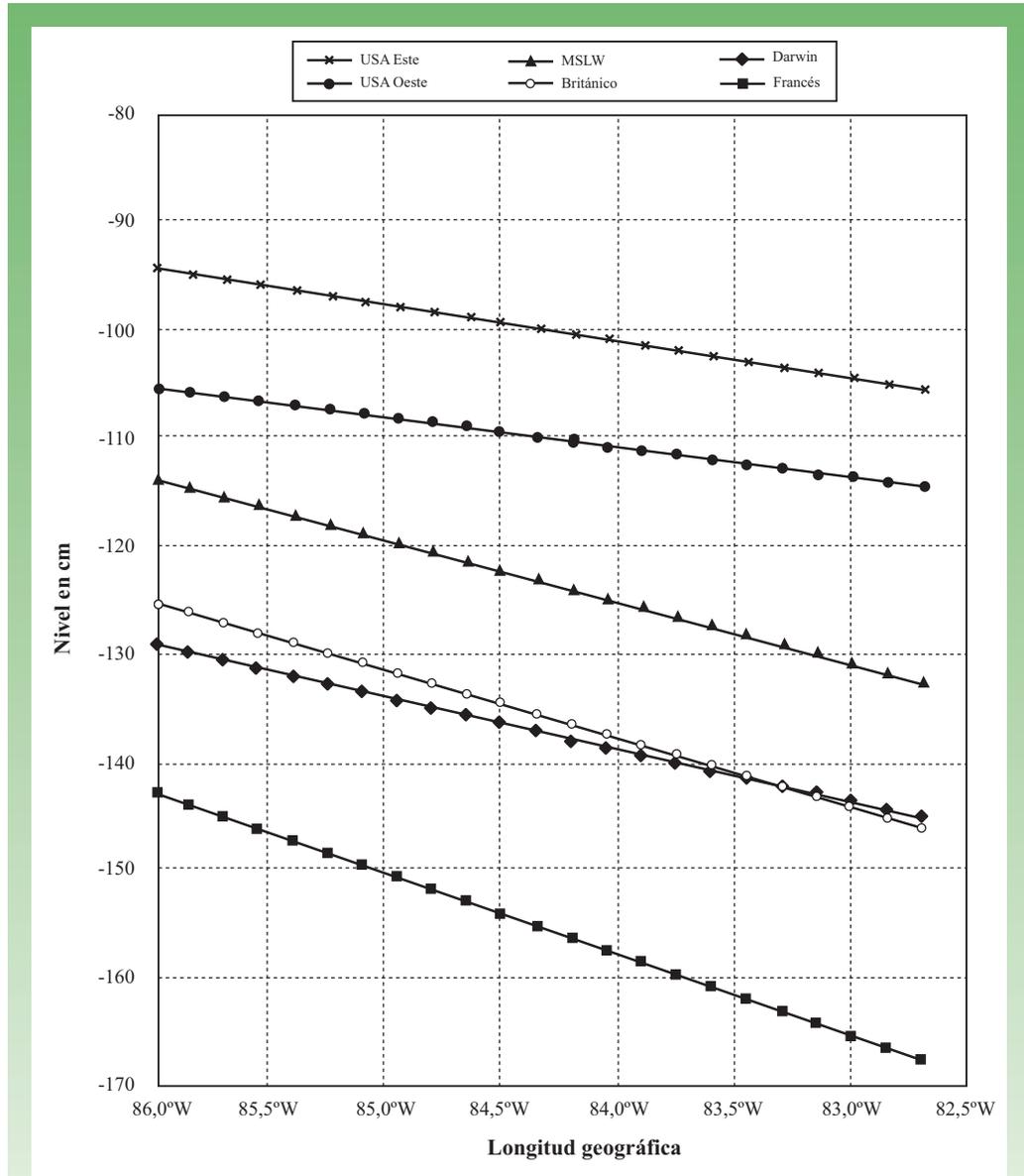
En el instante de marea alta, el nivel del

## Cuadro 2

### Niveles de referencia para sitios estándar costa pacífica-C/R

(Datos computados con nivel inicial H(ref)=-1,37 Bmsl, referidos al nivel medio: MSL .=. 0,0)

Nivel medio referido a:		Francés	Darwin Máximo	MSLW	Almirantazgo Británico	U.S.A. USA Este	U.S.A. USA Oeste	Marca referencia
Pl. Panamá	85,70°W	-145,4 cm	-131,0 cm	-115,7 cm	-127,3 cm	-95,5 cm	-106,3 cm	
Quepos	84,14°W	-155,4 cm	-137,6 cm	-123,5 cm	-135,9 cm	-99,7 cm	-109,7 cm	
Rincón	83,50°W	-162,4 cm	-141,6 cm	-128,4 cm	-141,2 cm	-102,9 cm	-112,2 cm	
Long Ref.=	84,82°W							-162,4 cm
	84,82°W							-95,5 cm
Estimaciones estadísticas								
Pendiente		7,45	4,71	5,63	6,19	3,24	2,59	
Interseccion		-783,27	-534,35	-597,83	-657,61	-372,82	-327,93	
C.de Determinacion: R <sup>2</sup> =		0,98	0,99	0,99	0,99	0,97	0,97	
dL= 0.15 °								
Longitud		Francés	Darwin	MSLW	Británico	USA Este	USA Oeste	
	86,00°W	-142,83	-129,42	-113,79	-125,17	-94,34	-105,39	
	85,85°W	-143,95	-130,13	-114,63	-126,10	-94,82	-105,78	
	85,70°W	-145,07	-130,83	-115,48	-127,03	-95,31	-106,16	
	85,55°W	-146,18	-131,54	-116,32	-127,96	-95,79	-106,55	
	85,40°W	-147,30	-132,24	-117,17	-128,88	-96,28	-106,94	
	85,25°W	-148,42	-132,95	-118,01	-129,81	-96,77	-107,33	
	85,10°W	-149,53	-133,66	-118,86	-130,74	-97,25	-107,72	
	84,95°W	-150,65	-134,36	-119,70	-131,67	-97,74	-108,11	
	84,80°W	-151,77	-135,07	-120,54	-132,60	-98,22	-108,49	
	84,65°W	-152,89	-135,78	-121,39	-133,53	-98,71	-108,88	
	84,50°W	-154,00	-136,48	-122,23	-134,46	-99,19	-109,27	
	84,35°W	-155,12	-137,19	-123,08	-135,39	-99,68	-109,66	
	84,20°W	-156,24	-137,89	-123,92	-136,31	-100,17	-110,05	
	84,05°W	-157,35	-138,60	-124,77	-137,24	-100,65	-110,43	
	83,90°W	-158,47	-139,31	-125,61	-138,17	-101,14	-110,82	
	83,75°W	-159,59	-140,01	-126,45	-139,10	-101,62	-111,21	
	83,60°W	-160,71	-140,72	-127,30	-140,03	-102,11	-111,60	
	83,45°W	-161,82	-141,43	-128,14	-140,96	-102,59	-111,99	
	83,30°W	-162,94	-142,13	-128,99	-141,89	-103,08	-112,37	
	83,15°W	-164,06	-142,84	-129,83	-142,81	-103,57	-112,76	
	83,00°W	-165,17	-143,54	-130,68	-143,74	-104,05	-113,15	
	82,85°W	-166,29	-144,25	-131,52	-144,67	-104,54	-113,54	
	82,70°W	-167,41	-144,96	-132,36	-145,60	-105,02	-113,93	



**Figura 11**  
Niveles mareales estimados

agua del subsuelo coincide bastante con el nivel medio del mar. De allí en adelante, el nivel del agua bajará más despacio que el nivel del mar, dependiendo esto de las características del suelo del relleno, el coeficiente de Darcy y posiblemente de las presiones generadas por el oleaje incidente en la estructura y otros efectos ambientales complicados.

En general, podemos decir sin embargo,

que la altura del agua en el suelo estará encima del nivel del mar una distancia  $H_{ph}$  que se obtiene de un análisis dimensional inmediato mediante la expresión

$$H_{ph} = K_1 * R * \frac{H_w}{T} \quad 10$$

en donde  $K_1$  es una constante (dimensio-

nal) a determinar mediante mediciones directas cerca de la estructura,  $T$  es el periodo mareal dominante para la zona ( $T= 12,4$  hrs, Murillo 1996, 1997),  $H_w$  es la altura de la ola promedio que golpea el sitio y  $R$  es la media de las alturas modales de marea que da el análisis estadístico de las mareas del sitio (o en su defecto un estimado del rango mareal medio), respecto al nivel de referencia del lugar de acuerdo con el Cuadro 2 o la Figura 11.

Para la determinación práctica del valor efectivo de  $H_{ph}$  se hace un pozo (“Test Well”) detrás de la tablestaca, en el cual se coloca un tubo de 2 pulgadas donde se leen directamente, con un flotador atado a un hilo, tres alturas ( $H_i$ ) durante el periodo de cambio de marea alta máxima, determinada utilizando una tabla de mareas, a marea baja cada media hora. El valor medio de los valores de  $H_{ph}=H_i-H_m$  ( $H_m$  representa las alturas del mar coincidentes) dará un estimado del parámetro requerido. Para mayor seguridad se recomienda multiplicar este valor por un factor de seguridad apropiado que tome en cuenta las evidencias de estudios hidrodinámicos e hidráulicos efectuados con anterioridad, considerando las olas y la probabilidad de levantamiento del nivel por vientos, presiones atmosféricas bajas y otros efectos meteorológicos, geofísicos y geotécnicos probables (1.5-2).

### La profundidad de arrastre de los sedimentos

Un estimado de esta profundidad debe obtenerse de un estudio de estabilidad de la playa o zona de diseño. Este estudio debe determinar las cantidades de sedimento que se mueven y las variaciones de nivel debido al transporte litoral dominante. Ejemplos se encuentran en el SPM del CERC. Estas variaciones son muy importantes en la costa pacífi-

ca tica. En Puntarenas, por ejemplo, se han notado variaciones drásticas de *varios metros* en la altura de los niveles de arena de las playas. En Murillo (2000) se dan posibles variaciones para la península de Puntarenas.

Si esta información no existe, un estimado inicial se puede obtener de las recomendaciones de diseño del Instituto del Petróleo Norteamericano (API-1984) para suelos, Figuras 2.6.7-1 y 2.6.7-2, en donde se observa que los coeficientes de ajuste para la capacidad de deformación de suelos arenosos para cargas cíclicas ( $A_c$  y  $B_c$ ) y cargas estáticas ( $A_s$  y  $B_s$ ) difieren significativamente para  $H/D < 3$  (en donde  $H$  es la profundidad y  $D$  el diámetro del elemento de la estructura en consecuencia

$$D_{cr} = 3D \quad 11$$

En todo caso, esta profundidad depende del tipo de suelo y deberá ser superior en general a un pie (0,3 m). Algunas arenas sueltas pueden ser muy suaves y requerir aún más profundidad, particularmente cuando hay olas presentes, que fácilmente ejercen un esfuerzo cortante contra el suelo. Estimados de este esfuerzo cortante y de los volúmenes de transporte de sedimentos generados por la interacción (no lineal) del oleaje y la corriente, se pueden obtener de los métodos avanzados de ingeniería oceánica como los expuestos en Murillo (1992; 2000).

### Conclusiones

Se presenta un método de diseño de tablestacas estructuradas de fácil y rápida aplicación en computadoras personales con hojas de cálculo modernas, que permite al diseñador o ingeniero oceánico, concentrarse en los aspectos importantes del diseño y dejar el cálculo tedioso a la computadora. El método usa la

teoría de presiones de Rankine y Coulomb con abundantes datos de campo hidrodinámicos e hidráulicos, armónicos, geotécnicos y los resultados de un laboratorio de suelos marino moderno. El método es aplicable en lugares en donde la marea tenga un rango amplio, superior a los 2,0 m, y por lo tanto, incluye todo el litoral pacífico de Costa Rica y la mayoría de Centroamérica.

## Bibliografía

- API, American Petroleum Institute, 1984: *API Recommended Practice for Planing, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*.
- Lambe T.W., Whitman R.V., 1972: *Mecánica de Suelos*. Editorial Limusa, 583 pp. (traducida del inglés).
- Murillo B., L.M.: 2000: *Propagación de un maremoto por el Golfo de Nicoya, Top. Meter. Ocean.* (en prensa).
- \_\_\_\_\_, 2000: *Análisis Estructural de una Marina*. *Ingeniería*. 7(2):71-102, 1998.
- \_\_\_\_\_, 2000: *La Sedimentación de la Península de Puntarenas según imágenes aéreas*. *Ingeniería*. (en prensa)
- \_\_\_\_\_, 1997: *Reportes del Estado del Mar N° 1, 2, 3 y 4: Olas Mareas y Corrientes. Puerto Nacional de Puntarenas, Costa Rica*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, División de Obras Portuarias y Fluviales MOPT, Instituto de Puertos del Pacífico (IN-COP) y la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad de Costa Rica, 48 pl. Julio.
- \_\_\_\_\_, 1996: *Ondas Estacionarias en el Pacífico Tico y sus Aplicaciones a la Ingeniería de Costas*: Tec. en Marcha. Vol. 13(1).
- \_\_\_\_\_, 1994: *Periodicidades Escondidas en las Mareas de Puerto Moreno*. Tec. en Marcha. Vol. 12(3).
- \_\_\_\_\_, 1994: *Reportes del Proyecto Mareógrafo Papagayo*. N° 1-4 Proyecto Papagayo, Instituto Costarricense de Turismo. Reportes de Avances de Investigación.
- \_\_\_\_\_, 1994: *Topografía Submarina Mediante Computadoras Personales*. *Ingeniería* 4(1).
- \_\_\_\_\_, 1993: *Hidráulica Mareal del Golfo de Nicoya Superior*. *Ingeniería*. UCR, Vol. 3(2).
- \_\_\_\_\_, 1993: *La Predicción Continua de las Mareas para las Costas de Costa Rica para los años 1991-2000*. Tec. en Marcha, Vol. 11(4) ITCR (Instituto Tecnológico de Costa Rica).
- \_\_\_\_\_, 1990: *Modelling Shoaling of Navigational Channels due to the Combined Action of Waves and Current*. Disertación para el Doctorado en Ingeniería, Universidad de Rhode Island, Estados Unidos de Norteamérica.
- \_\_\_\_\_, 1981: *Modelling Tidal Hydrodynamics and Dispersion in the Gulf of Nicoya, C.R.* M.Sc.Thesis. U.E. de Oregón, USA.
- Shore Protection Manual, SPM*, Vols. I y II, Coastal Engineering Research Center, CERC, 1984.
- Shureman P., 1958: *Manual of Harmonic Analysis and Prediction of Tides*. U.S. Dep. of Commerce, Coastal Geodetic Survey, Special Publication N° 98.