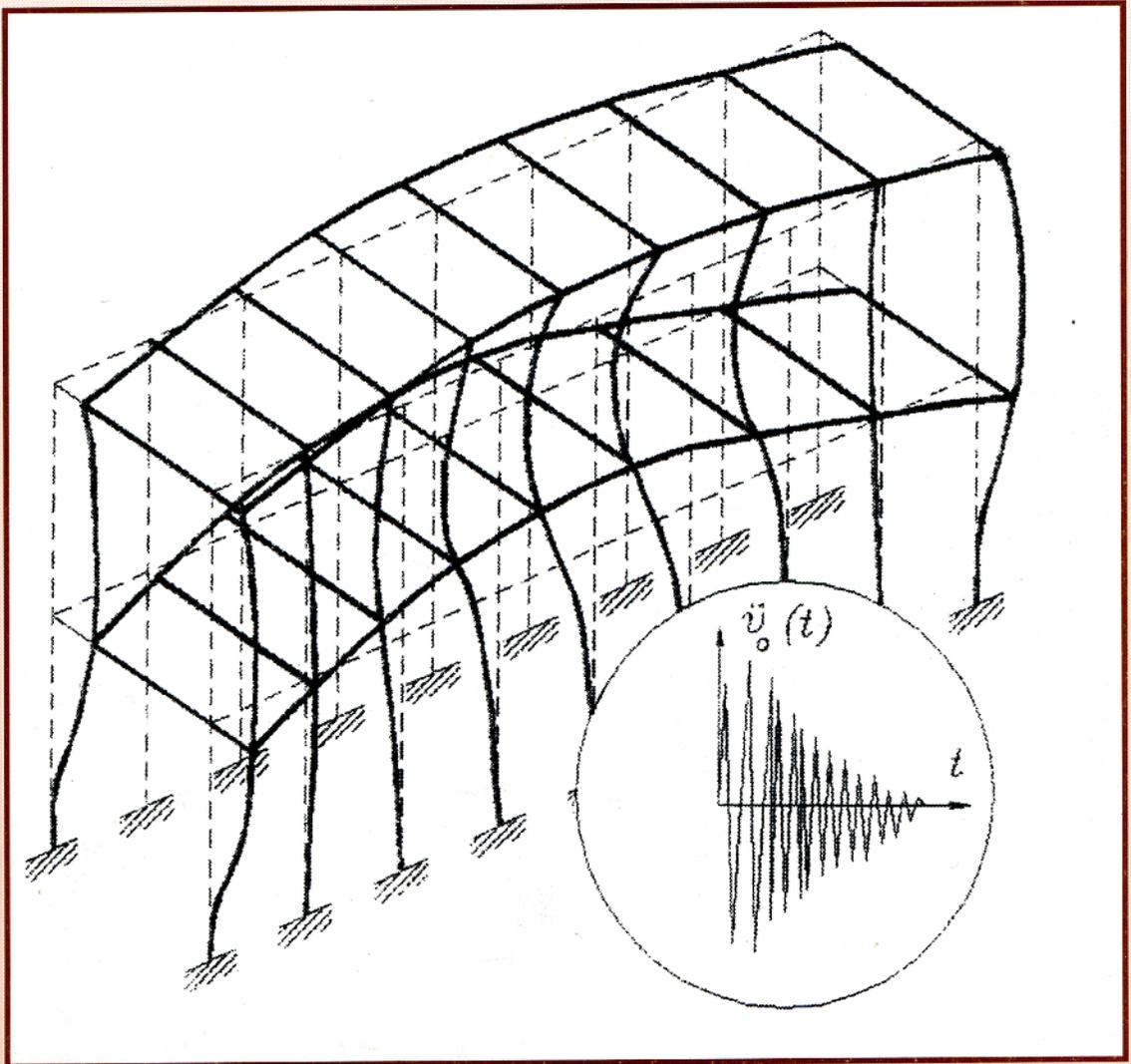


Ingeniería

Revista de la Universidad de Costa Rica
Julio/Diciembre 1997 VOLUMEN 7 Nº 2



INGENIERIA

Revista Semestral de la Universidad de Costa Rica
Volumen 7, Julio/Diciembre 1997 Número 2

DIRECTOR

Rodolfo Herrera J.

CONSEJO EDITORIAL

Víctor Hugo Chacón P.

Ismael Mazón G.

Domingo Riggioni C.

CORRESPONDENCIA Y SUSCRIPCIONES

Editorial de la Universidad de Costa Rica
Apartado Postal 75
2060 Ciudad Universitaria Rodrigo Facio
San José, Costa Rica

CANJES

Universidad de Costa Rica
Sistema de Bibliotecas, Documentación e Información
Unidad de Selección y Adquisiciones-CANJE
Ciudad Universitaria Rodrigo Facio
San José, Costa Rica

Suscripción anual:

Costa Rica: ₡ 1 000,00

Otros países: US \$ 25,00

Número suelto:

Costa Rica: ₡ 750,00

Otros países: \$ 15,00



ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN UNA MARINA

Ing. Ph.D. Luis M. Murillo B. (1)

Resumen

Las marinas poseen un gran número y tipo de estructuras que pueden analizarse con métodos de Ingeniería Oceánica modernos. En este primer artículo se analizan los anclajes mediante métodos de rigidez y la estabilidad individual de los pontones. Generalmente, las marinas poseen varios tipos de pontones flotantes que suben y bajan con las mareas que, hoy en día se predicen con exactitud y deben soportar la carga adecuadamente. Los esfuerzos provienen de la gente que se sube a ellos y los barcos que se acercan a la estructura para amarrarse a ella, además de las olas, las corrientes y los vientos.

En este artículo se presenta un modelo de deformación de la estructura soportada lateralmente por pilotes en una distribución bidimensional horizontal. Se presenta y analiza el caso de la estructura "Muelle Tender" ubicada en Caldera y, recientemente, terminada en la Costa Pacífica de Costa Rica. Se presenta una versión numérica del modelo de deformación estructural escrito en Microsoft Fortran 5.1 llamado MARK.FOR. El análisis estructural se acopla a la salida de resultados de varias hojas de cálculo que realizan y grafican los cómputos de generación, refracción, reflexión, difracción del oleaje, estabilidad al vuelco, desplazamiento vertical o hundimiento e inclinación, cálculo de fuerzas hidráulicas en paredes planas y análisis de esfuerzos por cortante y curvatura.

Summary

A spreadsheet version of wave generation and deformation, stability and deformation analysis methods coupled to a structural analysis program for pile supported marina layouts applicable to the Pacific Coast of Costa Rica is presented. Special emphasis is placed on actual structures being used to unload cruisership's passengers in Caldera, Costa Rica.

1. INTRODUCCIÓN

La Universidad de Costa Rica, mediante la Fundación para el Fomento de la Investigación F.U.N.D.E.V.I., fue encargada de realizar un análisis del "Muelle Tender" recientemente construido para descargar pasajeros provenientes de los cruceros turísticos que arriban a Caldera. Al Programa de Investigaciones en Ingeniería Costera y Naval, P.I.I.C.A.N., dirigido por el autor, se le encargó realizar análisis de la estructura flotante que dieran énfasis a aquellos aspectos primordiales de seguridad naval: anclaje resistente a las posibles cargas estructurales originadas en la corriente, las olas, los pasajeros y los barcos que se acercan y rozan con la regala para amarrarse a los bolardos.

La estructura construida es del tipo pontón que es básicamente un cajón flotante fijo a tierra. El diseño que se encontró es altamente inapropiado pues no posee resistencia a la corriente, ni al amarre de botes, sin embargo,

el paquete que se presenta aquí permite evaluar las fuerzas en los anclajes deseables, los cuales se recomiendan que sean pilotes fijados a una corona de acero.

El paquete desarrollado en este estudio permite estimar los esfuerzos en cada pilote debidos a una fuerza generada por botes que se acercan a la regala y presionan sobre la estructura. También se pueden estimar las fuerzas debidas a la corriente, las olas y los vientos, además de los parámetros de estabilidad hidrostática de estructuras flotantes.

En teoría, la superficie de transbordo debe ser horizontal. Tanto es así, que generalmente no se piensa en barandas de seguridad, pues se asume que la estructura no se inclina más de unos 15 grados cuando se suben a ella los pasajeros por un lado del pontón o se aplica la carga de diseño.

Este parámetro sigue valores que dependen del país y aquí seguiremos las recomendaciones norteamericanas.

Otra característica esencial es que la estructura debe ser "firme". Esto significa que los pasajeros no deben notar que están en una estructura flotante cuando se suben a ella, pues esta no debe hundirse más de unos pocos centímetros cuando la carga de diseño se aplique sobre el pontón. La estructura debe, además, soportar las inclinaciones generadas por las olas y las distribuciones inhomogéneas de pasajeros que caminan en su superficie, así como también, se debe saber que tan estable es para flotar. Es decir deben conocer su altura metacéntrica y su curva de centímetros de inmersión por tonelada de carga homogénea. Si su altura metacéntrica es demasiado alta, la estructura es demasiado rígida y puede vibrar mucho. Si su altura metacéntrica es muy baja, ésta se puede volcar con la menor ola o viento.

El Modelo estructural: MARK.for.

Según el método de rigidez para estructuras planas los elementos de una estructura soportan fuerzas cortantes y momentos flexionantes, lo mismo que fuerzas axiales compresivas o tensoras. Las cargas pueden ser fuerzas aplicadas en los nodos de la estructura horizontal, momentos o una combinación de ambos aplicada en cualquier lugar. Asumiendo un sistema elástico, la relación entre deformaciones o desplazamientos (D) y las cargas para una matriz de rigidez K está dada por (Brebbia y Walker, 1979):

$$P = K\Delta \quad (1)$$

El ensamblaje de los miembros se hace tratando separadamente a cada elemento. Este a su vez se encuentra posiblemente inclinado con una inclinación característica respecto a los ejes y y x, los cuales se asumen horizontales para la parte de la estructura marina que se analice. A modo de ejemplo,

trataremos un pontón de atraque turístico anclado con el esquema "Willie" que consiste de un pontón amarrado mediante miembros fijos, tal y como lo muestra la figura No. 1. Para esta estructura, la matriz de cargas laterales P consiste de cargas axiales P_x , P_y y momentos M equivalentes en los extremos de cada elemento individual que llamaremos extremos A y B de tal forma que (Brebbia y Walker, 1979):

$$P = \begin{bmatrix} P_{xa} \\ P_{ya} \\ M_a \\ P_{xb} \\ P_{yb} \\ M_b \end{bmatrix}, K = \begin{bmatrix} K_1 & K_2 & -K_4 & -K_1 & -K_2 & -K_4 \\ & K_3 & K_5 & -K_2 & -K_3 & K_5 \\ & & 2K_6 & K_4 & -K_5 & K_6 \\ & & & K_1 & K_2 & K_4 \\ & 0 & & & K_3 & -K_5 \\ & & & & & 2K_6 \end{bmatrix} \quad (2)$$

y

$$\Delta = \begin{bmatrix} \Delta_{xa} \\ \Delta_{ya} \\ \Theta_a \\ \Delta_{xb} \\ \Delta_{yb} \\ \Theta_b \end{bmatrix}, \quad (3)$$

La convención seguida aquí es la usual al suponer desplazamientos lineales y cargas positivas si actúan axialmente desde el origen en el sistema de coordenadas locales o en sentido de y y x crecientes en el sistema de referencia general. Los momentos o torques son positivos si hacen virar en sentido contrario a las agujas del reloj y negativos en dirección de las mismas (en la vista superior de la estructura). Los seis términos de la matriz de rigidez de cada elemento están dados por los valores K_i según el siguiente cuadro

Cuadro No. 1

i	K_i
1	$AE/L \cos^2\varphi + 12 EI/L^3 \sin^2\varphi$
2	$(AE/L - 12 EI/L^3) \sin\varphi \cos\varphi$
3	$AE/L \sin^2\varphi + 12 EI/L^3 \cos^2\varphi$
4	$6EI/L^2 \sin\varphi$
5	$6EI/L^2 \cos\varphi$
6	$2EI/L$

en donde A representa el área transversal, φ la inclinación del miembro con respecto a los ejes globales y y x, L la longitud axial e I el segundo momento de área del elemento, respectivamente.

Las fuerzas se pueden descomponer en el sistema de coordenadas locales del elemento y se pueden rotar del sistema general de coordenadas (x, y) mediante una multiplicación con la matriz de rotación, a saber:

$$\begin{bmatrix} P_a \\ P_z \\ M_a \\ P_b \\ P_y \\ M_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\varphi) & \sin(\varphi) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin(\varphi) & \cos(\varphi) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\varphi) & \sin(\varphi) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin(\varphi) & \cos(\varphi) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} P_m \\ P_n \\ M_n \\ P_w \\ P_v \\ M_w \end{bmatrix} \quad (4)$$

Si un elemento no tiene resistencia a los momentos flexionantes o torques, su segundo momento I es cero. Asignando y leyendo el número del elemento con sus datos, se logra ensamblar una matriz simétrica que se resuelve mediante inversión directa de Gauss. Para el muelle Willie los datos de la estructura se encuentran en el Cuadro No. 2. Las fuerzas a analizar en este ejemplo son las que se originan en la corriente que produce las fuerzas indicadas en la Figura No. 1.

2. EL CÁMPUTO DE LAS CARGAS LATERALES.

Las cargas de impacto de atraque se evalúan con la hoja ATRAQUI.XLS (Figura No. 2). Estas cargas actúan lateralmente y dependen de la velocidad de atraque y la longitud del barco que atraca en el muelle. La experiencia y el juicio del diseñador indicarán si los valores son apropiados y deberá dejarse algún margen de seguridad para el caso de que un capitán no mida bien la corriente y exceda los límites. El atraque se realiza contra la corriente a un ángulo mínimo posible. Esto da más control de maniobra y disminuye las velocidades. El peso muerto del barco (D.W.) que atraca debe incluir la masa adherida del la

capa límite que puede ser igual a la masa desplazada por el barco (S.N.A.M.E.).

El cómputo de las fuerzas en superficies planas expuestas a la corriente y los vientos, es decir las áreas perpendiculares a la corriente y los vientos de los botes y las partes de la estructura, se evalúan en las hojas VIENTOI.XLS (Figura No. 3) y AGUAI.XLS (Figura No. 4). Los valores de los coeficientes de arrastre usados deben ser objeto de análisis para cada caso. Deben considerarse efectos "secundarios" como la profundidad y efectos adhesivos como los originados en el efecto Bernoulli a velocidades subcríticas (S.N.A.M.E., 1988). Al ser el calado típico de botes turísticos raramente superior al ½ metro, estos efectos serán pequeños en aguas de uno o más metros. El cálculo de áreas expuestas a la corriente y los botes depende, desde luego, de sus dimensiones y deben ser calculadas con cuidado sin olvidar los apéndices y demás extensiones de los navíos. En el ejemplo, estos cálculos dan como resultante una fuerza F_x de 206 kNt ($\times 1/9.8 = 21.02$ toneladas) distribuida como se muestra en la Figura No.1.

3. MODELO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS ANCLAJES.

La estructura se considera anclada en pilotes fijos sujetos a las cargas que da MARK.FOR. El cómputo de la carga de cada pilote individual debe complementarse con la carga lateral experimentada por la estructura si han de arrimarse barcos a ella. Estas fuerzas son de doble naturaleza. Por un lado, están las fuerzas de ataque 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. Las cargas verticales son despreciables en el ejemplo discutido aquí.

Generalmente se requiere un alineamiento de las dimensiones mayores de la estructura *no perpendiculares* a la corriente y se asume que las olas mayores (e.d cuya altura significativa supera el pie o 0.3 m) han sido eliminadas mediante quiebraolas u otras estructuras marinas de protección apropiadas. De no ser así deben estimarse las fuerzas de las olas según los procedimientos de ingeniería costera apropiados (por ejemplo los discutidos en Horikawa K, 1978). Esto produce generalmente oleajes menores de magnitudes inferiores al tercio del metro. El modelo presentado aquí posee esquemas de cálculo para verificar esta condición. Una vez que se ha decidido sobre las cargas en cada pilote introduciendo las cargas en MARK.FOR y obteniendo las cargas en cada nodo, se resuelve el diseño del pilote correspondiente. Esta parte del modelo se realiza de forma interactiva en hojas de cómputo con los datos que se usan para calcular la profundidad de penetración de un pilote dado. Los ceros del polinomio se dibujan dinámicamente en una figura adjunta y cambian con el diseño con el que se experimenta. Este método de diseño interactivo y gráfico, mantiene ligadas las diferentes figuras dinámicamente, es decir los resultados de una figura van a las otras inmediatamente, sin que sea necesaria la intermediación del usuario. Existen otras figuras en otras hojas de cálculo que actúan en tiempo diferido, para varias funciones de diseño adicionales que no se muestran en detalle aquí. Mencionamos algunas de ellas: la tabla calibradora de profundidades medidas usando las profundidades predichas mediante métodos armónicos (CALIBRA.xls), 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 (MINIKIN.xls), estimadores de cortante en vigas (SHEAR.xls), y un paquete en lenguaje FORTRAN de diseño de tablestacas (Murillo, 1998b). Al estar todos los valores resultantes dispuestos en la pantalla del

computador, cualesquiera de ellos se pueden variar al gusto para explorar alternativas de diseño variadas para los varios pilotes y sus cargas según los resultados obtenidos de MARK.for. Una vez que se alcanza la convergencia y se define la profundidad total de penetración, se verifican los momentos actuantes para determinar sus dimensiones finales, su grosor y el espaciamiento deseable. Los anclajes se diseñan usando la teoría de pilotes: conociendo la 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. Las diferentes hojas y procedimientos se pueden visitar y realizar así un diseño cíclico con mejoras iterativas hasta que todos los requisitos de un buen diseño sean satisfechos.

4. EL CÁMPUTO DE LA PENETRACIÓN DE LOS PILOTES

La penetración de cada pilote en condición parcial o totalmente sumergida, utilizado para soportar la estructura flotante o de amarre externo para los navíos, se diseña aquí para carga lateral L , las presiones activa (p_a) y pasiva (p_p) escogidas siguiendo la ecuación (S.P.M., C.E.R.C.):

$$x^4 - \frac{8L}{p_p - p_a} x^2 - \frac{12Lh}{p_p - p_a} x - \left[\frac{2L}{p_p - p_a} \right]^2 = 0 \quad (5)$$

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 se resuelve mediante iteraciones numéricas (Método de Newton-Ralphson) hasta alcanzar el nivel de convergencia deseado.

El diseño de cada pilote se realiza en la hoja PILEI.xls. Primero se diseña el pilote en MOMI.xls (Figura No. 5); luego se computa la penetración en PENI.xls (Figura No. 6). Los parámetros del suelo tal y como se indica en las

figuras, deben ser locales, medidos para el sitio exacto donde se desea sembrar cada 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 grafican instantáneamente en la pantalla. Las alturas de referencia incluye la marea, la ola de diseño, la ola extrema máxima esperable y el oleaje de huracán proyectado.

5. CÁLCULO DE LA ALTURA MEDIA (MSL) Y DEL DESFASE DE MAREA H_{PH} .

Las mareas en las costas centroamericanas 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). La predicción usa los resultados del análisis armónico mediante la expresión:

$$h(t) = H_{ref} + \sum f_i H_i \cos(w_i t + g_i) \quad (6)$$

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 1983, 1993-a,b, 1996, 1997(i)) han determinado que siete componentes armónicos dan errores aceptables (< 10 cm) en las alturas y los tiempos (< 10 min). Cuando existan estaciones mareales vecinas analizadas, 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 1997). En Centroamérica existe evidencia de una dependencia lineal de las sumas armónicas parciales de los componentes principales (Murillo 1997), 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. Si hay que hacer determinaciones topográficas estas se realizan mediante métodos utilizados por el autor en otros artículos (Murillo 1994 b). Estas determinaciones han de corregirse por altura mareal y un nivel de referencia apropiado a de fijarse con anterioridad, basándose en algún estudio de niveles tal y como se hace en Murillo (1997). Los cálculos de los sobre-niveles debidos a las mareas, al oleaje extremo y las posibles tormentas, se hacen en hojas de cálculo aparte interconectadas y siguiendo los lineamientos del SPM (*Shore Protection Manual*, Centro de Investigaciones en Ingeniería Costera CERC, USA). Con el estudio de la marea hecho, se procede a diseñar los rieles del recorrido de las bajantes y los refuerzos requeridos en la estructura.

6. EL COMPUTO DEL NIVEL DEL MAR DEBIDO A LA OLA DE DISEÑO.

El valor medio de la ola significativa H_s se computa siguiendo los procedimientos estándar de la ingeniería oceánica de acuerdo al Centro de Investigaciones en Ingeniería Costera del gobierno norteamericano C.E.R.C., mediante los lineamientos expuestos en el SPM (1989) y en los textos tradicionales (Horikawa K., 1978). Los cálculos del nivel originado en las olas se realizan en las hojas del libro HTWAVEI.XLS (Ver figura No. 7, HTWAVEI/GSPEED. La Hoja GSPEED.XLS computa primero la velocidad geostrofica con corrección por temperatura (S.P.M., &IV). La zona de soplado o generación de olas (Z.G.D.O.) se computa en la hoja FETCH.XLS (Cuadro No. 3) a partir de mapas de presión atmosférica y vientos medios mensuales del mar exterior. Las condiciones de oleaje generado en la Z.G.D.O. y para una velocidad del viento dados, se computan en la hoja HTWAVEi.XLS. Resultados se muestran en las Figuras No. 8 y 9.

La Figura No. 10: HTWAVEi/THOMS.xls opera según la distribución de Fisher-Tippet discutida en el S.P.M, &V y usa la metodología de Thoms para computar las frecuencias de ocurrencia probables correspondientes al oleaje estándar. Las condiciones de oleaje son así estimadas para la región en términos de la altura significativa H_s y el período significativo T_s . Esto se hace para varias velocidades de las cuales el usuario escoge la que corresponda gráficamente en la pantalla.

La hoja HTWAVEI.XLS usa el método de Bretschneider-Reid (S.P.M., VI) para calcular el oleaje de aguas poco profundas con estimación de probabilidades de ocurrencia según la teoría de Thoms hecha en la hoja HTHOMS.XLS. Sin embargo, estos procedimientos se pueden ajustar a distribuciones de probabilidad localmente medidas sin problema como las hechas por el PIICAN en la zona del Muelle Nacional de Puntarenas. (Murillo, 1997a, 1997b, 1997c, 1997d y 1997e). Las diferentes condiciones de la predicción del oleaje según el S.P.M. se ejecutan directamente en las hojas de cálculo y son fácilmente adaptables a mediciones empíricas recientes.

Una vez estimado el oleaje local según los procedimientos anteriores, este se refracta localmente asumiendo contornos paralelos; luego se calcula el quebrantamiento según Kamphuis (1991), el crecimiento (shoaling) según Nielsen (1983) y el grado de linealidad

(Parámetro de Ursell). Los cálculos se realizan en la hoja NIELSEN.XLS y un ejemplo de cálculo se muestra en la Figura No. 11 con los resultados graficados directamente para todo el rango de profundidades. Todo se hace usando expansiones y aproximaciones para la teoría lineal de Airy (Nielsen P., 1983). El oleaje se puede difractar en este modelo asumiendo una profundidad media y usando las ecuaciones

clásicas de Wiegel, &8. (Wiegel, R., 1964) que se computan por separado en rutinas FORTRAN externas al modelo. La hoja DIFRAi.XLS reproducida en la figura No. 12 DIFRAi muestra los resultados del cómputo de los coeficientes de difracción para un oleaje estimado incidente. La morfología usada puede variarse al gusto según el sitio en donde se desee calcular los coeficientes. Se pueden tener paredes o quiebraolas con variado grado reflectivo rodeando la zona de cómputo y se pueden realizar múltiples reflexiones al gusto del modelador. Por último, los niveles extremos originados en los huracanes, las olas, las mareas y los vientos se usan directamente en las hojas de diseño de la estructura de forma interactiva, realizando un proceso de diseño cíclico de correcciones a la propuesta original hasta que todos los resultados sean consistentes.

7. CÓMPUTO DE LOS NIVELES EXTRAORDINARIOS DEL MAR Y LAS CORRIENTES DE MAREA MEDIAS.

Las corrientes medias u se correlacionan con la altura de la marea que se computa mediante la ecuación 6. Para algunas zonas del país ya existen cómputos elípticos continuos como por ejemplo la zona del muelle nacional de Puntarenas. Los resultados s e ligan a hojas para su despliegue gráfico e impresión en papel mediante curvas continuas que se interpolan usando polinomios de segundo orden.

El nivel de sobre-altura debido a un viento de huracán fijo (Wind Set-Up) o variable para el tiempo escogido (Cálculo Batistrófico de Marea de Tormenta) se computan siguiendo el SPM VIII y la teoría de Bodine 1971, según el esquema de cálculo expuesto en la Figura No. 13. Un ejemplo de cómputos se muestra en la figura No. 14 (SSURGEi) que proviene de la hoja SSURGEi.XLS. El nivel medio y el

oleaje del huracán de diseño se computa de acuerdo a SPM VII. Un ejemplo de cálculo se muestra en las Figuras No. 15 (HURRICAI/HURRICAI1) y No. 16 (HURRICAI/ PASO). La variación del oleaje incidente debido a la tormenta o huracán de diseño se estima en la Hoja HURRICAI.XLS/VARIA. Un ejemplo se muestra en la copia de esta hoja desplegada en la Figura No. 17, con el mismo nombre (HURRICAI/VARIA).

Estos parámetros son importantes para realizar un diseño adecuado y seguro de las estructuras de la marina y en este modelo todos se realizan simultáneamente en la computadora.

8. PARÁMETROS DE DISEÑO HIDROSTÁTICO

El "Muelle Tender" de Caldera es una estructura del tipo PONTÓN, o sea, es una estructura flotante, con proa y popa planas, fondo plano aunque en este caso doble y posición fija y estable (Ver vista lateral en figura No. 19). Estas estructuras generalmente se diseñan para soportar grandes cargas, equipos y personas y generalmente poseen una cubierta amplia y resistente para el transbordo. Según el C.E.R.C., la capacidad de carga mínima de este tipo de estructura debe superar el valor de 100 libras por pie cuadrado (psf) o sea 0.3 libras por pulgada cuadrada (psi) que en sistema internacional deberá dar 488.24 kgr/m^2 o sea en kilonewtons por metro cuadrado equivale a $(x \text{ g}) = 4.8 \text{ kN/m}^2$. Se considera que esta carga viva no debe exceder el límite de hundimiento mínimo cuando esta carga es aplicada de forma distribuida. En ciertas condiciones, como cuando los pasajeros abordan simultáneamente por un lado, una fracción, o la carga viva entera, se debe aplicar en el extremo de embarque y entonces el ángulo de inclinación de diseño no debe excederse tampoco. Generalmente este ángulo es pequeño y rara vez excede los 15 grados. En

conferencias recientes (COPEDEC IV) se recomendó diseñar para un empuje en bolardo de 150 KN, fuerza de impacto de 150 kN y carga uniforme viva de 5 kN/m². Esto debido a que estas estructuras han de soportar el ataque de navíos de hasta 10 m con desplazamientos de hasta 200 dwt de forma segura para el manejo de muchos pasajeros. Además han de considerarse las corrientes y las olas y sus fuerzas de arrastre lateral y tendencia al vuelco.

Por otro lado, debido al manejo de personas, se recomienda que la nave no sea propensa a inclinarse más de 15 grados en operación normal ni de hundirse más de 8 pulgadas en condición de carga completa aplicada de forma distribuida y local. Estudios recientes sobre el comportamiento de materiales en el agua (Cable C, 1991) recomiendan alejarse de la fibra de vidrio en zonas estructurales sometidas a esfuerzos variables y con defectos de formación, esto porque la fibra desarrolla altas presiones osmóticas que la suavizan y debilitan rápidamente por fatiga. Así un 4% de los inevitables vacíos durante la construcción reducen la resistencia a la torsión y compresión en más de un 25%. Este debilitamiento crece con el envejecimiento de la fibra y es acompañado por delaminación microexplosiones (*blistering*). Por esto parte de los soportes y los amarres al pontón deberán ser de material estructural. En el caso discutido en Río de Janeiro, el material escogido fué el acero (COPEDEC IV, Hartelius et al, 1995). Acero Naval ASTM 131 o mejor.

9. CARACTERÍSTICAS DEL PONTÓN.

Esta estructura posee una altura metacéntrica esquemáticamente calculable mediante las fórmulas estándar de la ingeniería oceánica que se discuten más adelante. En nuestro caso la estructura posee una manga seccionada de 4.5 m con borda libre de 0.52 m y un largo de 12 m. Esto da un volumen sumergido sin

carga de 8.3 toneladas para una salinidad de 35 ppm.

El peso anterior es el de la estructura flotante únicamente y no incluye las pasarelas. Con estos datos primarios se hará un análisis cuantitativo detallado de los parámetros hidrostáticos.

10. CARACTERÍSTICAS HIDROSTÁTICAS.

La altura metacéntrica desde la quilla K se computa como:

$$KM = KB + BM \quad (7)$$

Con K.B. como la distancia entre quilla K y el centro de boyancia B, y B.M. como la distancia entre centro de boyancia B y metacentro M. Luego la altura metacéntrica desde B se computa como

$$BM = \frac{I}{V} \quad (8)$$

en donde I es el momento de inercia del área del plano de flotación o segundo momento de área y V es el volumen sumergido o de desplazamiento.

La altura metacéntrica desde el centro de gravedad G se computa entonces como

$$GM = KB + BM - KG \quad (9)$$

Para estabilidad estática de debe garantizar que GM es siempre mayor de cero. De lo contrario la estructura se hunde. Lo anterior se debe hacer para cada condición de carga de diseño planeada para la estructura. Todos estos cálculos, lo mismo que el cálculo de los coeficientes hidrostáticos para cada condición de carga especificada por la línea de flotación, se han hecho según Murillo, L.M. (1995) mediante un programa de cómputo. Los resultados de estos primeros cálculos se presentan en la Figura No. 18: WL vs

B.M.L., B.M. y K.B. En donde W.L. es la línea de flotación interpolada, B.M.L es el metacentro longitudinal, B.M. es el metacentro transversal y K.B. la altura del centro de boyancia desde la quilla. En la Figura No. 18 también se presenta el valor de T.P.C.M. o sea el tonelaje por cada centímetro de hundimiento, que en nuestro caso es media tonelada. Obsérvese como la estructura tiene un B.M. inicial muy alto de 30 m. Para el rango de operación estimado (0.4 a 0.57 metros) la altura B.M. crítica toma valores entre 10 y 8 m. La curva T.P.C.M. es bastante plana para el rango de operación asumido y esto facilita su manejo. En la segunda parte de los cálculos hidrostáticos se computa el tonelaje por metro de inmersión, el centro de boyancia longitudinal y el tonelaje para cada calado del rango de operación del diseño que se asume como de 0.40 a 0.57 m. Estos valores se desconocen puesto que los planos de la estructura no lo especifican como lo exigen las reglas diseño naval internacional (S.N.A.M.E. 1988).

Los cálculos anteriores permiten afirmar que la estructura posee demasiada rigidez y debe tender a vibrar con la excitación de las olas. Sin embargo los condicionantes para este tipo de estructura de transbordo no son solo la carga total distribuida posible, sino también su grado de hundimiento y ángulo de inclinación con la carga viva aplicada puntualmente. Esto por cuanto esta estructura es para el trasbordo de personas que arriban desde un buque que amarra en el pontón y no para el soporte de una carga estática distribuida permanente y homogénea. Un análisis de voltereta (Murillo 1998b) muestra que el torque de 15° es solo 10 ton-m con un brazo resistivo GZ de 1 m. De lo anterior se concluye que solo unas cinco personas que pesen 175 kgr inclinan la estructura 18° .

11. ANÁLISIS DE HUNDIMIENTO

El modelo de la estructura flotante permite analizar su comportamiento al aplicar la carga. La estructura "Muelle Tender" posee un buen GM, sin embargo, no cumple con el requisito de hundimiento máximo de ocho pulgadas (20.4 cm) con una carga distribuida uniforme de 100 libras por pie cuadrado (Psf). Aunque posee suficiente borda libre la inclinación natural de la estructura debida a la carga de las pasarelas (que debieran ser parte de la carga natural...o muerta) es extrema. Los cálculos se realizan en le Hoja PONTOON.xls y se se presentan en la Figura 19.

El hundimiento H_u se computa para cada carga viva y muerta, densidad del agua salada ρ_a y permeabilidad P de la estructura según la ecuación

$$H_u = \frac{C \text{ arg } a * 100}{P * \rho_a} \quad (10)$$

El límite de borda libre con carga muerta F_D ($18'' \times 2.54 = 45.72$ cm), Calado libre S_L y cargado S_D , la borda libre neta dada por

$$F_l = S_D + F_D - S_L \quad (11)$$

Este análisis se realizó sin paralelas pues se nota que éstas por si mismas sobrecargan lateralmente la estructura y le dan un ángulo de inclinación que varía con la marea y que puede superar los 15 grados. Al no haber determinación del centro de gravedad de la estructura (C.G. +), como es reglamentario en estructuras flotantes para pasajeros, este se estimó de la distribución de grosores de fibra usando teoría de laminas según la compañía constructora y que se registraron en la bitácora constructiva.

12. BIBLIOGRAFIA

Brebbia, C.A.; Walker S.,: Dynamic Analysis of Offshore Structures, Newnes-Butterworths, London, 1979, 323 pl. Cable Christopher W., 1991: The Effects of Defects in Glass-Reinforced Plastic (GRP). Marine Technology, Vol. 28, No. 2, March 1991, pp. 91-98.

Hartelius H., Lisby J., Raunholt L., Rambøll, Hannemann y Højlund A/S, "Inland Waterways, Coastal Shipping Ports and Landing Places at the Atlantic Region of Nicaragua". Fourth International Conference on Coastal and Port Engineering Coopedec IV, Río de Janeiro, Brazil, 1995.

Horikawa K., 1978: Coastal Engineering. An Introduction to Ocean Engineering. J. Wiley and Sons, N.Y., 402 pl. Kamphuis JW, Incipient Wave Breaking, Coast Eng. 15 (91) 185-203

Murillo B., L.M., 1981: Modelling Tidal Hydrodynamics and Dispersion in the G. of Nicoya, Costa Rica. M.Sc. Thesis Dep. of Oceanography and Dep. of Civil Engineering, Univ. de Oregon, USA

1983: La predicción continua de las mareas en Puntarenas para 1983-1990. Tec. en Marcha, Vol. VII(1). ITCR.

1993a: Hidráulica mareal del Golfo de Nicoya Superior. Ingeniería. UCR, Vol. 3 (2). 1993

1993b: 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).

1994: Periodicidades escondidas en las mareas de Puerto Moreno. Tec. en Marcha Vol. 12 (3).

1994b: Topografía submarina mediante computadoras personales. Ingeniería, 4(2):33-41, 1994, UCR

1995: Curvas Hidrostáticas del F/V Juan Santamaría: Un Buque Pelagrero de Profundidad. Ingeniería 5(2).

1996: Reporte del Estado del Mar: Olas Mareas y Corrientes. Puerto Nacional de Puntarenas, Costa Rica. Reporte No 1. Proyecto cooperativo Ministerio de Obras Públicas y Transportes, División de Obras Portuarias y Fluviales MOPT, Instituto de Puertos del Pacífico INCOP, Vic. de Invest., Universidad de Costa Rica. 26 pl. Dic. 1996.

1997: Ondas Estacionarias en el Pacífico Tico y Aplicaciones a la Ingeniería de Costas: Tec. en Marcha. Vol 13(1).

1997a: Reporte del Estado del Mar: Olas Mareas y Corrientes. Puerto Nacional de Puntarenas, Costa Rica. No. 6 y Final. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Div. Obras Portuarias y Fluviales, Instituto de Puertos del Pacífico INCOP y la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad de Costa Rica. 48 pl. Octubre 1997.

1997b: Reporte del Estado del Mar: Olas Mareas y Corrientes. Puerto Nacional de Puntarenas, Costa Rica. Reporte No. 4. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Div. Obras Portuarias y Fluviales, Instituto de Puertos del Pacífico INCOP y la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad de Costa Rica. 48 pl. Abril - Junio 1997.

1997c: Modelo de Circulación y Oleaje Direccional para el Muelle de Puntarenas. Reporte No. 3 Ministerio de Obras Públicas y Transportes, División de Obras Portuarias y Fluviales, Instituto de Puertos del Pacífico INCOP y la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad de Costa Rica. 58 pl. Abril - Junio 1997.

1997d: Reporte del Estado del Mar: Oleaje Máximo Incidente con Período de Cruce Cero. Puerto Nacional de Puntarenas, Costa Rica.

Reporte No. 2. División de Obras Portuarias y Fluviales MOPT, Instituto de Puertos del Pacífico INCOP y la Vic. Investigación de la Universidad de Costa Rica. 23+326 pl. Abril-Julio 1997.

1997e: Reporte del Estado del Mar: Olas, Mareas y Corrientes. Diciembre 1996. Puerto Nacional de Puntarenas, Costa Rica. Reporte No. 1. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, División de Obras Portuarias y Fluviales MOPT, Instituto de Puertos del Pacífico INCOP y la Vic. de Invest. de la UCR. 23+326 pl. Diciembre 1996.

1998: Análisis de Muelle Tender. Reporte No. 2: Diseño y Comportamiento Hidrostático. Incop-UCR. 65 pl.

1998b: *Diseño Numérico de Tablestacas en la Costa Pacífica de Costa Rica, Tecnología en Marcha*, ITCR (en publicación).

Nielsen P., 1983: *Analytical determination of nearshore wave height variation due to refraction shoaling and friction*. Coastal Engineering, 6(1983) 233-251.

SPM, 1984: Shore Protection Manual (Manual de protección y diseño de estructuras costeras). Vols. I y II, Centro de Investigaciones de Ingeniería Costera (Coastal Engineering Research Center, CERC, Vicksburg, Mississippi, USACE).

SNAME, 1988: Principles of Naval Architecture, Vols. I, II y III, Editado por E.V. Lewis, 601 Pavonia Ave, N.J., USA.

Shureman P., 1958: Manual of Harmonic Analysis and Prediction of Tides. U.S. Dep. of Commerce, Coastal Geodetic Survey, Special Publication No. 98.

Wiegel R., L., 1964: Oceanographical Engineering. Prentice Hall, INC., N.J., 532 pl.

(1)

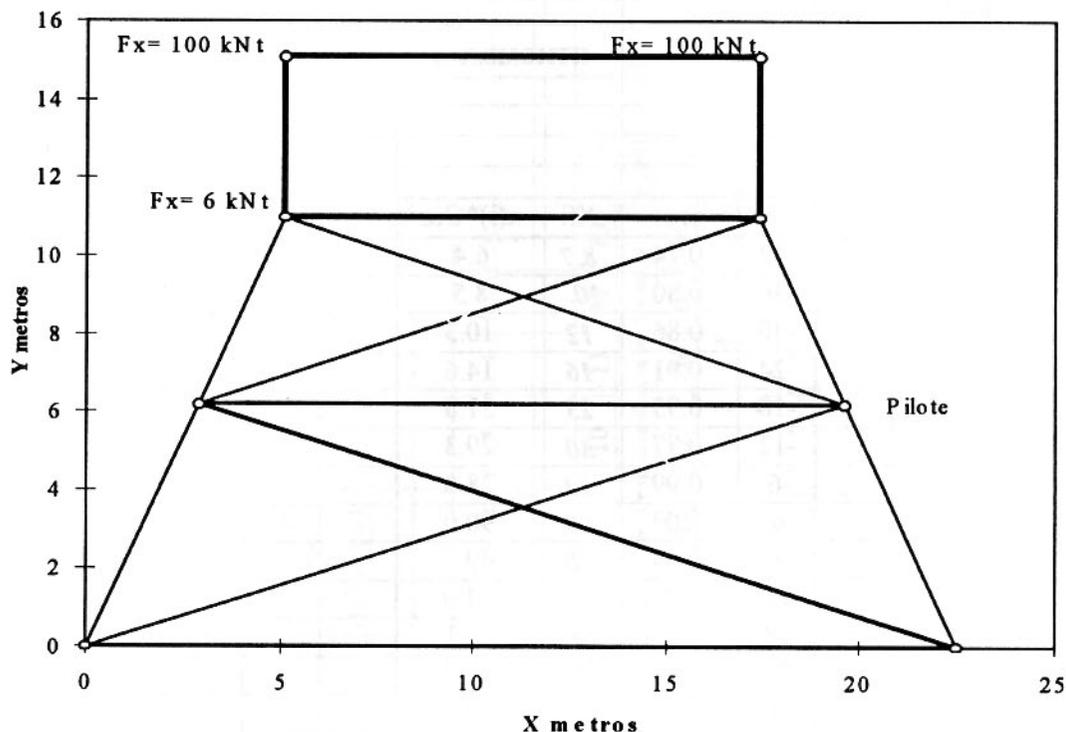
Programa de Investigaciones en Ingeniería Costera y Naval

P.I.I.C.A.N, Universidad de Costa Rica , Puntarenas, Costa Rica.

06/04/99 10:16:55 994/P4

Datos de Anclaje de Muelle Willie.													
Módulo de Elasticidad	Número de Miembros	Número de Desplazamientos											
2.10E+08	9	18											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Coordenadas													
No.	Xa	Ya	Xb	Yb	Area	.L	d1	d2	d3	d4	d5	d6	Elasticidad
1	5.1	15.1	17.4	15.1	6.00E-03	4.00E-04	1	2	3	4	5	6	2.00E+08
2	5.1	11	5.1	15.1	6.00E-03	5.00E-04	7	8	9	1	2	3	2.00E+08
3	17.4	11	17.4	15.1	6.00E-03	2.00E-04	10	11	12	4	5	6	2.00E+08
4	5.1	11	17.4	11	6.00E-03	2.00E-04	7	8	9	10	11	12	2.00E+08
5	17.4	11	19.6	6.2	6.00E-03	2.00E-04	10	11	12	16	17	18	2.00E+08
6	2.9	6.2	19.6	6.2	6.00E-03	2.00E-04	13	14	15	16	17	18	2.00E+08
7	2.9	6.2	5.1	11	6.00E-03	4.00E-04	13	14	15	7	8	9	2.00E+08
8	19.6	6.2	22.5	0	6.00E-03	4.00E-04	16	17	18	0	0	0	2.00E+08
9	0	0	2.9	6.2	6.00E-03	4.00E-04	0	0	0	13	14	15	2.00E+08

Muelle Willie



Análisis de Deformaciones

No.					
i-No.=	1	Carga	SB(1) 100	ElongaciOn	Elong(1) = 0.14675
i-No.=	2	Carga	SB(2) -2	ElongaciOn	Elong(2) = -0.055691
i-No.=	3	Carga	SB(3) 0	ElongaciOn	Elong(3) = -0.001061
i-No.=	4	Carga	SB(4) 100	ElongaciOn	Elong(4) = 0.14669
i-No.=	5	Carga	SB(5) -5	ElongaciOn	Elong(5) = 0.056219
i-No.=	6	Carga	SB(6) 0	ElongaciOn	Elong(6) = 0.001669
i-No.=	7	Carga	SB(7) 100	ElongaciOn	Elong(7) = 0.125269
i-No.=	8	Carga	SB(8) -8	ElongaciOn	Elong(8) = -0.055855
i-No.=	9	Carga	SB(9) 0	ElongaciOn	Elong(9) = -0.007091
i-No.=	10	Carga	SB(10) 0.01	ElongaciOn	Elong(10) = 0.124933
i-No.=	11	Carga	SB(11) 0.01	ElongaciOn	Elong(11) = 0.056405
i-No.=	12	Carga	SB(12) 0	ElongaciOn	Elong(12) = -0.006476
i-No.=	13	Carga	SB(13) 0.01	ElongaciOn	Elong(13) = 0.062948
i-No.=	14	Carga	SB(14) 0.01	ElongaciOn	Elong(14) = -0.028465
i-No.=	15	Carga	SB(15) 0	ElongaciOn	Elong(15) = -0.012875
i-No.=	16	Carga	SB(16) 0.02	ElongaciOn	Elong(16) = 0.062772
i-No.=	17	Carga	SB(17) 0.02	ElongaciOn	Elong(17) = 0.027582
i-No.=	18	Carga	SB(18) 0	ElongaciOn	Elong(18) = -0.012247

Figura No.1

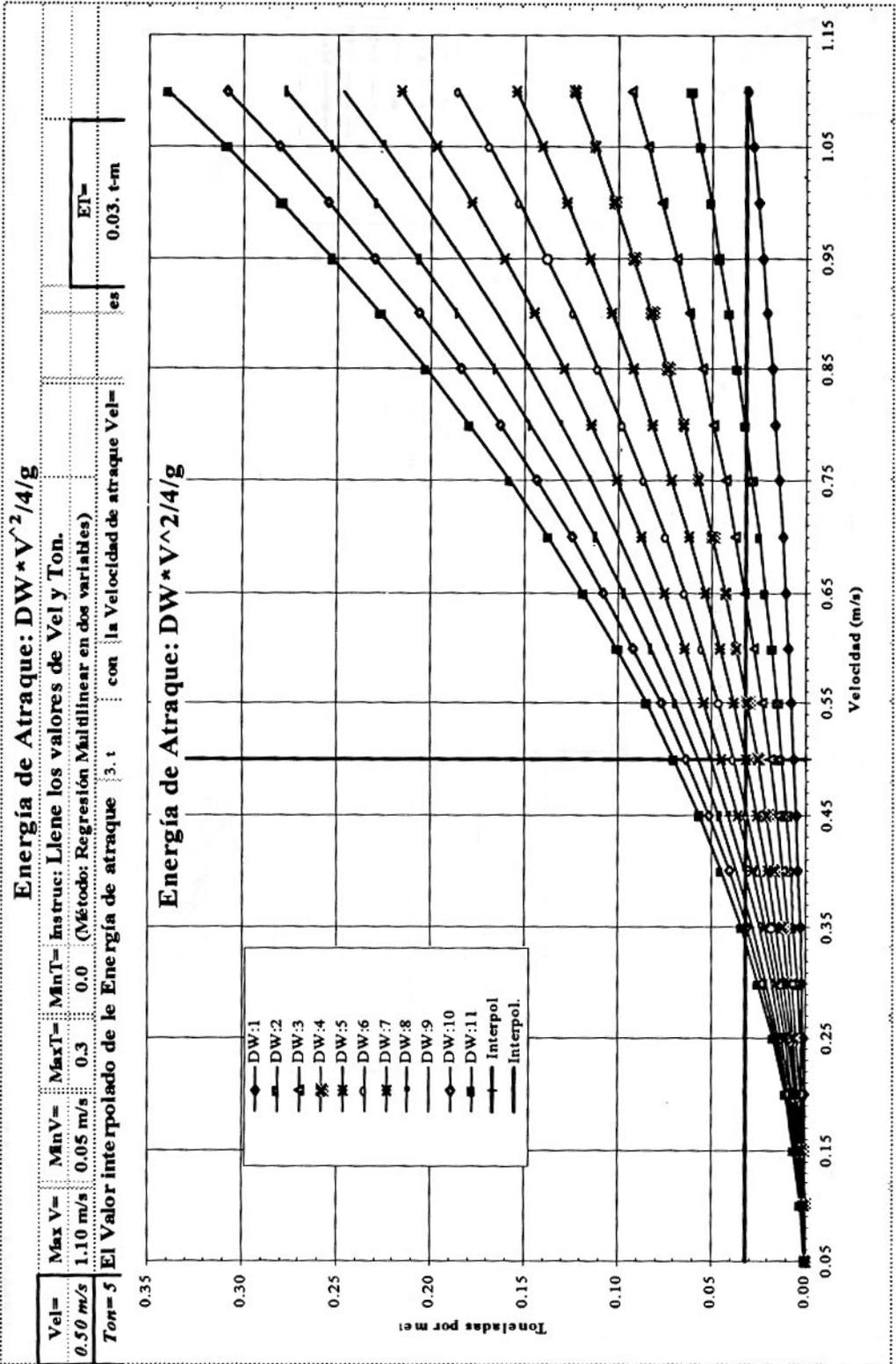


Figura No.2

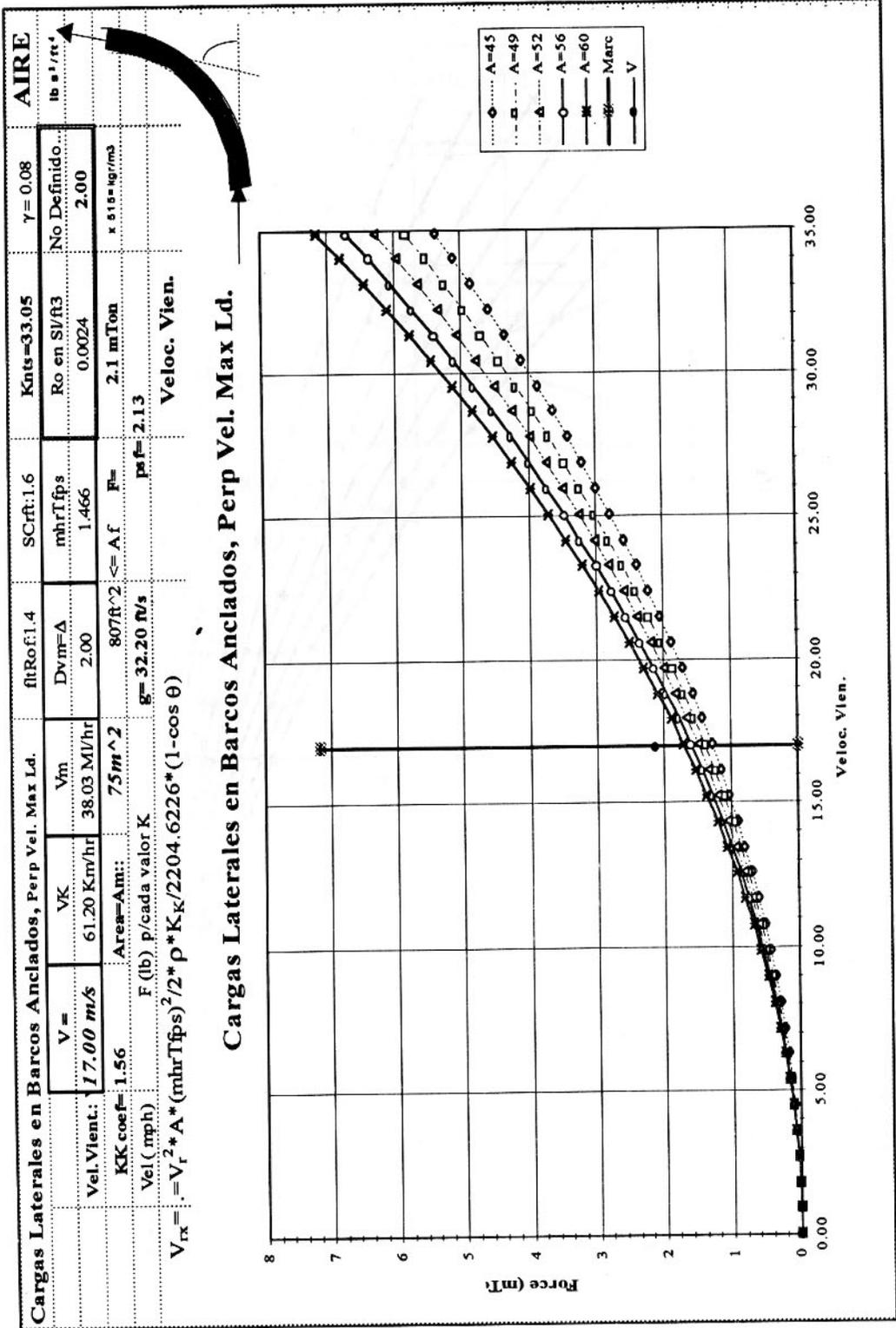


Figura No.3

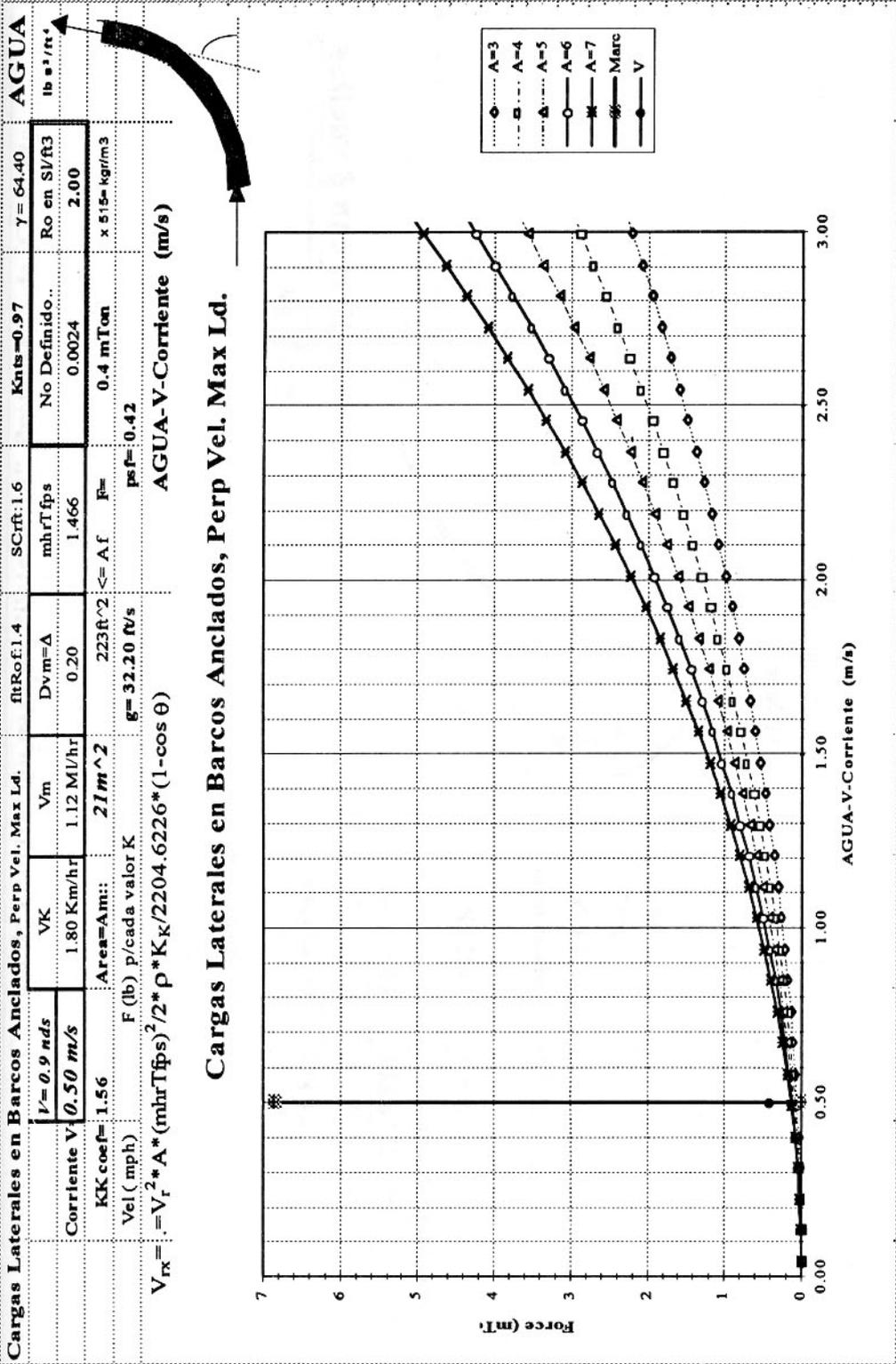
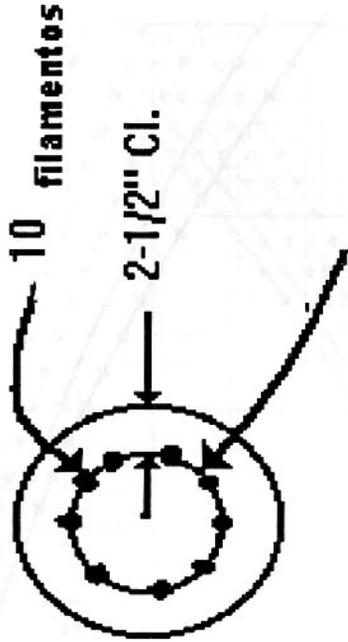


Figura No.4

Cálculo de Momento para Pilote de Anclaje.

Concreto Pretensado de 14 pulgadas de Diámetro.	intocm=	2.539876
Diam D= 14.0 in 35.6 cm	in2to cm2=	6.45097
Radio Ra= 7.0 in 17.8 cm	Klbf. TonM=	0.138248 =ktonnm
Ic= 1,885.7 in2 12,164.9 cm2	Lf. Nim=	1.355818
Ac= 153.9 in2 993.0 cm2		

Num filam Ns= 10 (ns)
Diam filam. Ds= 3.75E-01 1.0 cm
AS= 0.08 in2 0.5 cm2
Prestress(ps)= 727.6 psi 512 kPa
Sst= 11200.0 Lbf 1,548.38 tonnm
Modulo de Ruptura
Fcf= 600.0 psi 422 kPa
Momento al Resquebrarse
Mcr= 357.6 klbf 49.44 tonnm
Ultimate Momento Ultimo
Um= 1036.0 klbf 143.23 tonnm
Factor de Seguridad
sf= 2.90 Algo alto para carga de diseño
Use a Sfb= 2.5 solo para deflexión en voladizo.



**alambre espiral con 5 vueltas
arriba y abajo**

Momento de Diseño	
M= 414.4 klbf 57.29 tonnm	

Figura No.5

Velocidad geostrófica del viento de generación de olas

		Velocidad superficial	32.18 m/s	58.50 knts
Radio de la Tierra=Re=	6.38E+08	cm		115.84 km/hr
Velocidad Atmosférica = w=	7.29E-05	rad/sec		
latitute=LA=	9	degrees		
	0.157	radians	5/20/98 17:38	
Rair=	287	m Nt/kg * Kelvin		
Temperatura =T=	23	Celcius	Factor=	0.003214258
A. Presión en KP=KP=	100		Ug=	36.49 m/s
Grados espac.mbar =Ddeg=	5		Factor=	360/Rc/4/PI()/w*0.287*1000/55
Espac. Isobarico DP=	(3.0)	m b	Ug=	FACTOR*(273-t)/KP/SIN(LA)*DP/Ddeg
	3000	dyn/cm^2	outofplot=-10	
Densidad=Ro=	1.18E-03	gm/cm^3		182.4572788 3000
constante=				
Velocidad de Fondo=	2,007.03	cm/s		
Velocidad Geostrófica	36.49	m/sec		

Corrección por estabilidad atm.(US Fleet Weather Manual, 1966)

Temp. para Corr.de Temp. Sup. Factores de corrección por temperatura mar-aire

	Tabla	Tendencia	
-4	0.6	0.60	-10
0	0.6	0.60	
5	0.65	0.67	-10
10	0.7	0.73	-10
15	0.75	0.79	
20	0.9	0.90	-10
25	0.9	0.900	-10
30	0.9	0.9000	-10

Line Est = m= 0.01 b= 0.61
 Factor Correct Sug = 0.882

Factor de Fuerza del Viento o Velocidad del Viento Ajustada

Velocidad superficial 32.18 m/s $\Leftarrow U_s$ $U_A \Rightarrow$ 50.76 m/s = 166.55 ft/s

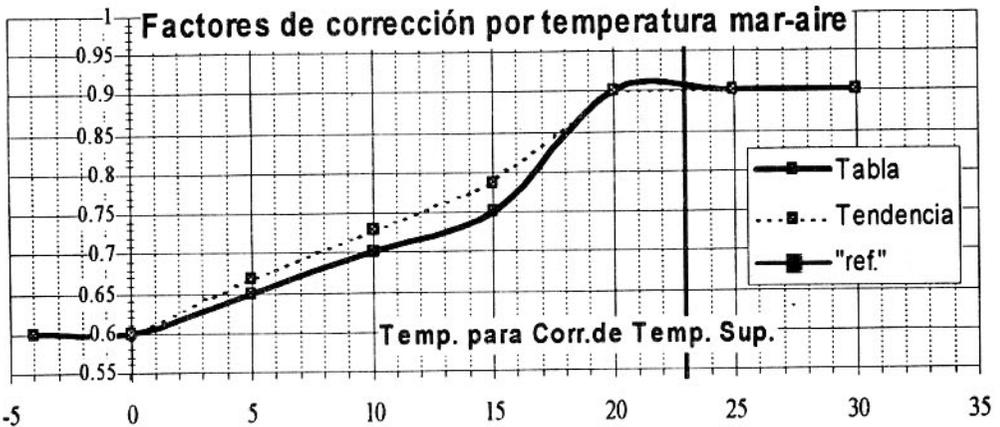


Figura No.7

Condiciones de oleaje estimadas para un fetch y velocidad del viento dados.

Depth = $d = 300.0 \text{ f}$ 91.4 m mtf = $1.466666 \text{ mph to ft/s}$ ftom = 0.3047851 mtokm = 1.609344
 31.1 Km/hr 37.3 Km/hr 43.5 Km/hr 49.7 Km/hr 55.9 Km/hr 62.1 Km/hr 68.4 Km/hr

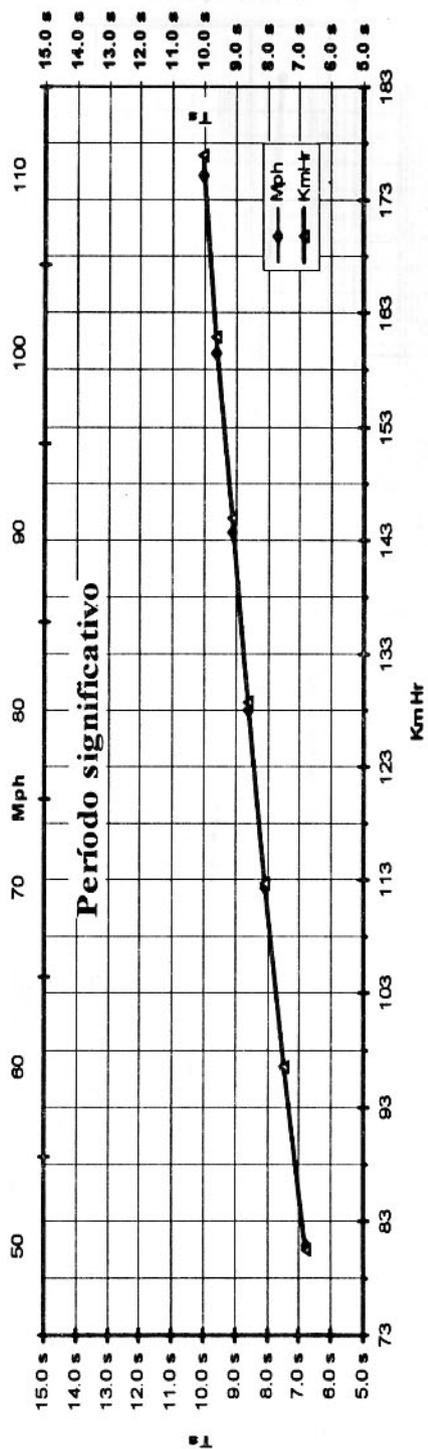
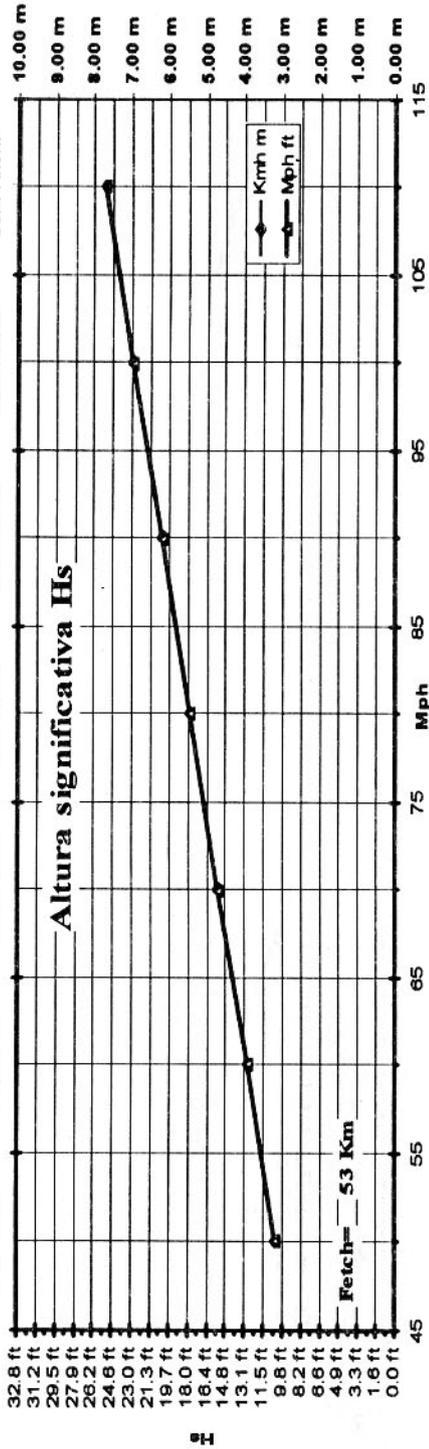


Figura No.8

Condiciones estimadas de oleaje para un ZGDO y velocidad dadas

Prof =	d =	34 ft	mif =	1.466666	mph to ft/s	Dir. Dominante =	NW
Vel =	u =	variable				Tadj =	0.15
Grav =	g =	32.2		20/05/98 17:42		% tiempo Total	
Fetch =	f =	173,183 ft	de:	<=FETCH.XLS			NW

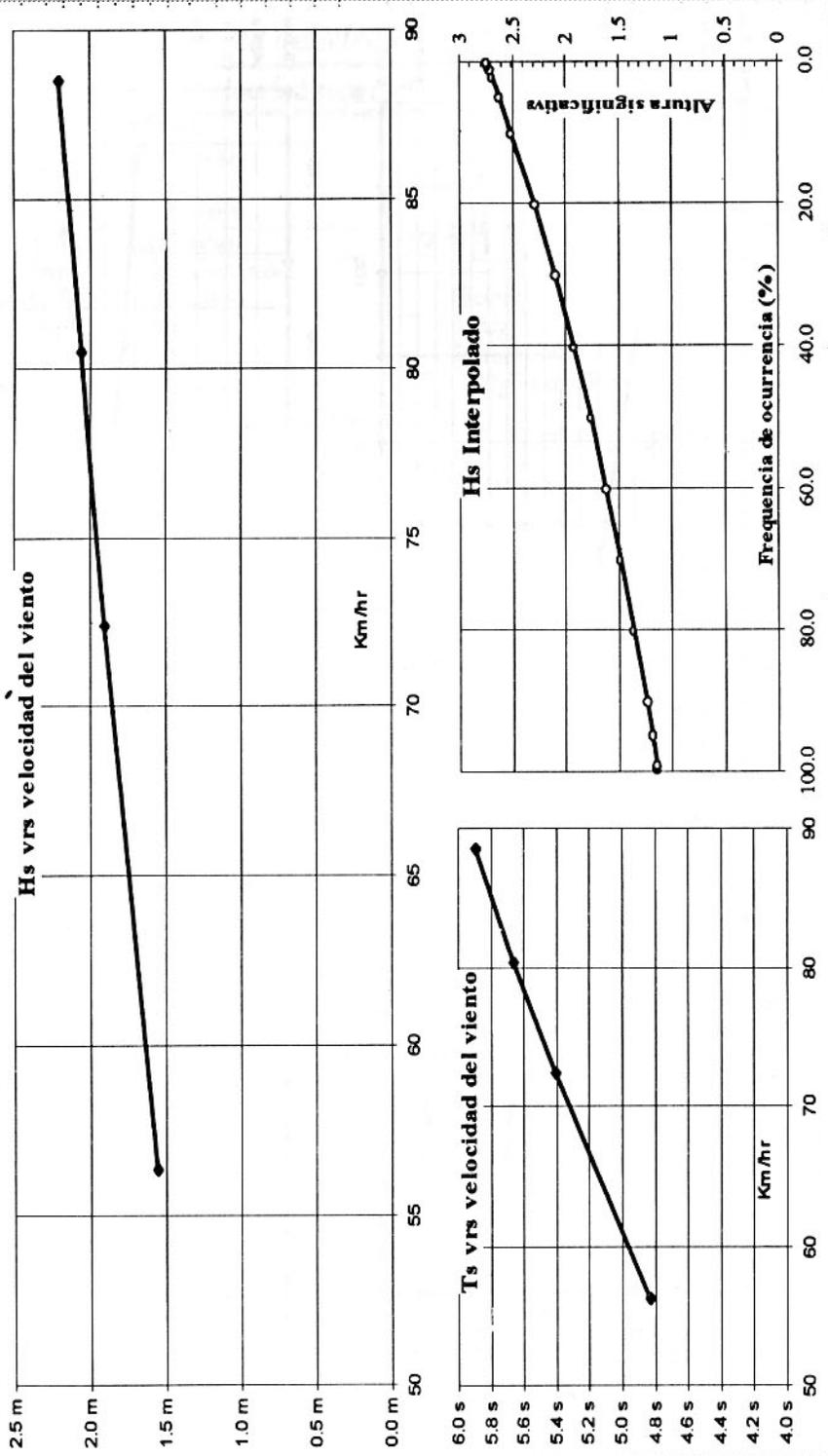
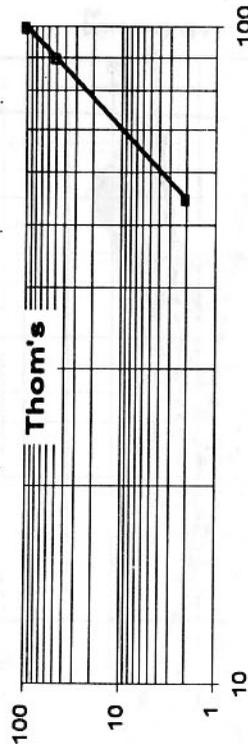
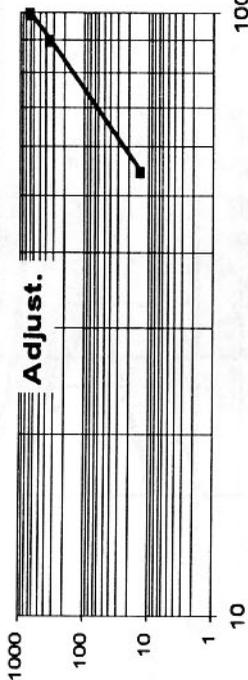


Figura No.9

Frecuencias del Viento de Thoms

NW 0.15 Dirección NW
 % of time \leftarrow tadj \leftarrow HTHOMS.XLS

Quantile	Thoms's Rec. Int. yrs	Adjust. Rec. Int. yrs	X (mph)	U	Y (mph)	Thom's Rec. Int. yrs	X (mph)	U	Y (mph)	Thom's Rec. Int. yrs	X (mph)	U	Y (mph)	Thom's Rec. Int. yrs
0.5	2	13.3	56	2	56	2	56	2	56	2	56	2	56	2
0.02	50	333.3	90	50	90	50	90	50	90	50	90	50	90	50
0.01	100	666.7	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100



expresiones de la forma

$Y = I_2 * I_1^x$

X=U Vel. Viento en mph

Y=Intervalo de Recurrencia en años

I1 of Adj	I2 of Thom	Y-adj	1/Y(adj)	X	Y-th
1.0922597	1.09226	1.803	0.555	30.0	0.2
0.1064857	0.01597	2.337	0.428	35.0	0.4
		3.634	0.275	40.0	0.5
		5.849	0.171	45.0	0.8
		8.782	0.114	50.0	1.3
		13.225	0.075	55.0	2.0
		21.225	0.047	60.0	3.2
		32.987	0.030	65.0	4.9
		51.289	0.019	70.0	7.7
		79.751	0.013	75.0	12.0
		123.984	0.008	80.0	18.6
		182.750	0.005	85.0	28.9
		299.657	0.003	90.0	44.9
		465.859	0.002	95.0	69.9
		724.243	0.00138	100.0	108.6
		1126.938	0.00089	105.0	168.9
		1750.424	0.00057	110.0	252.8
		2721.278	0.00037	115.0	408.2
		4230.808	0.00024	120.0	634.8
		6577.088	0.00015	125.0	988.8
		10224.964	9.76e-05	130.0	1533.7
		15896.131	6.30e-05	135.0	2384.3
		24712.749	4.05e-05	140.0	3708.9

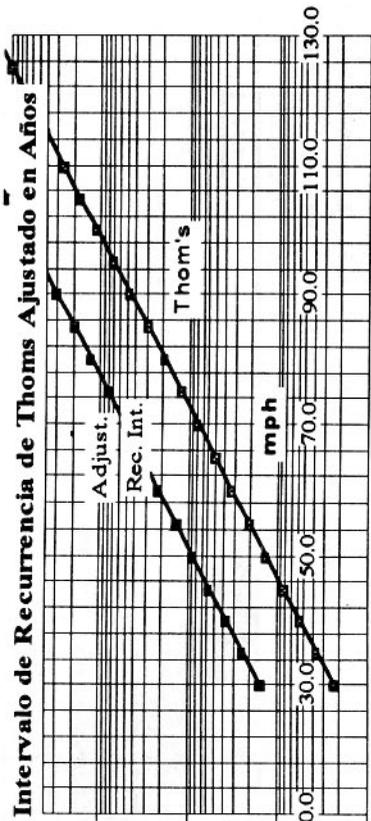


Figura No.10

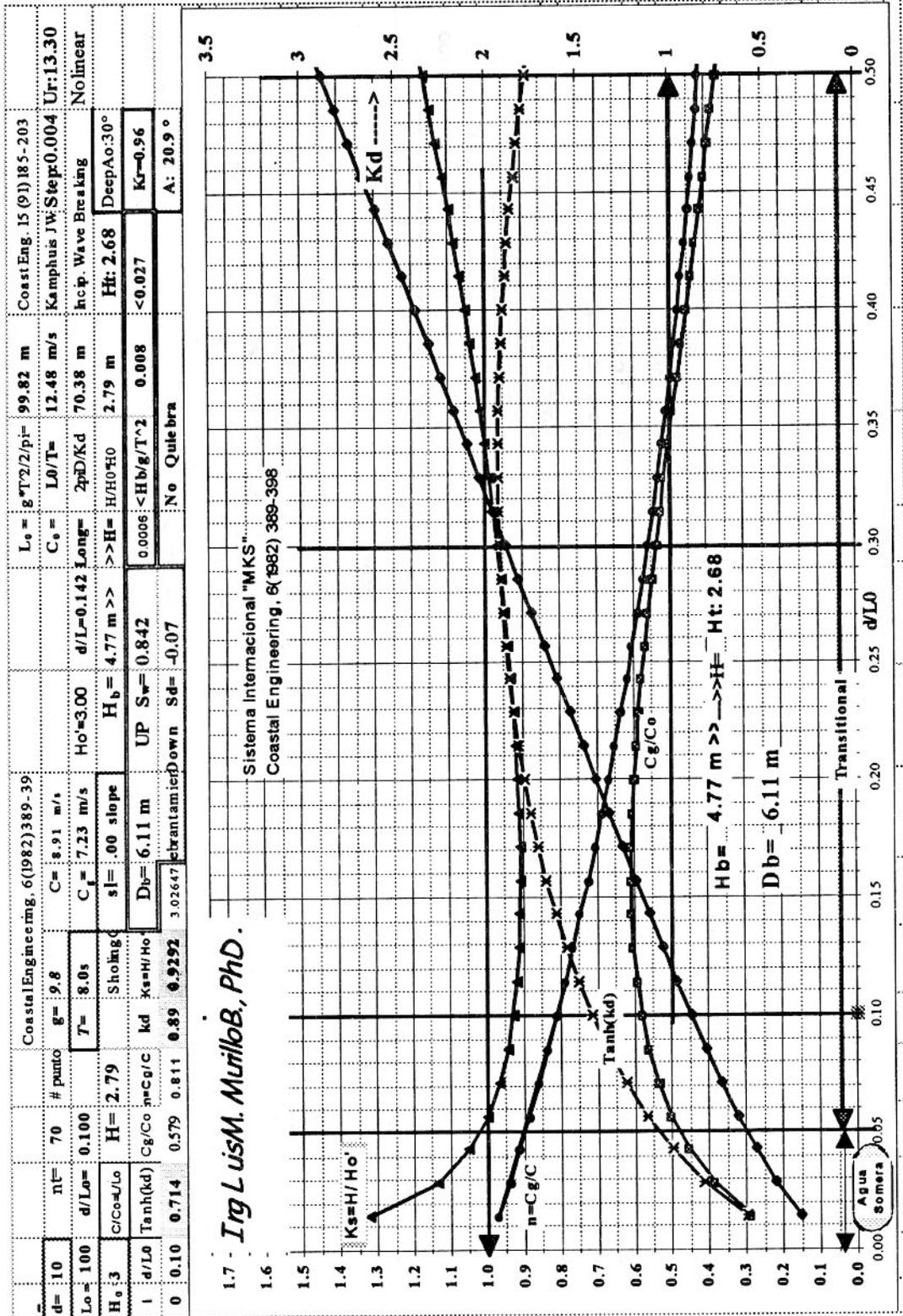


Figura No.11

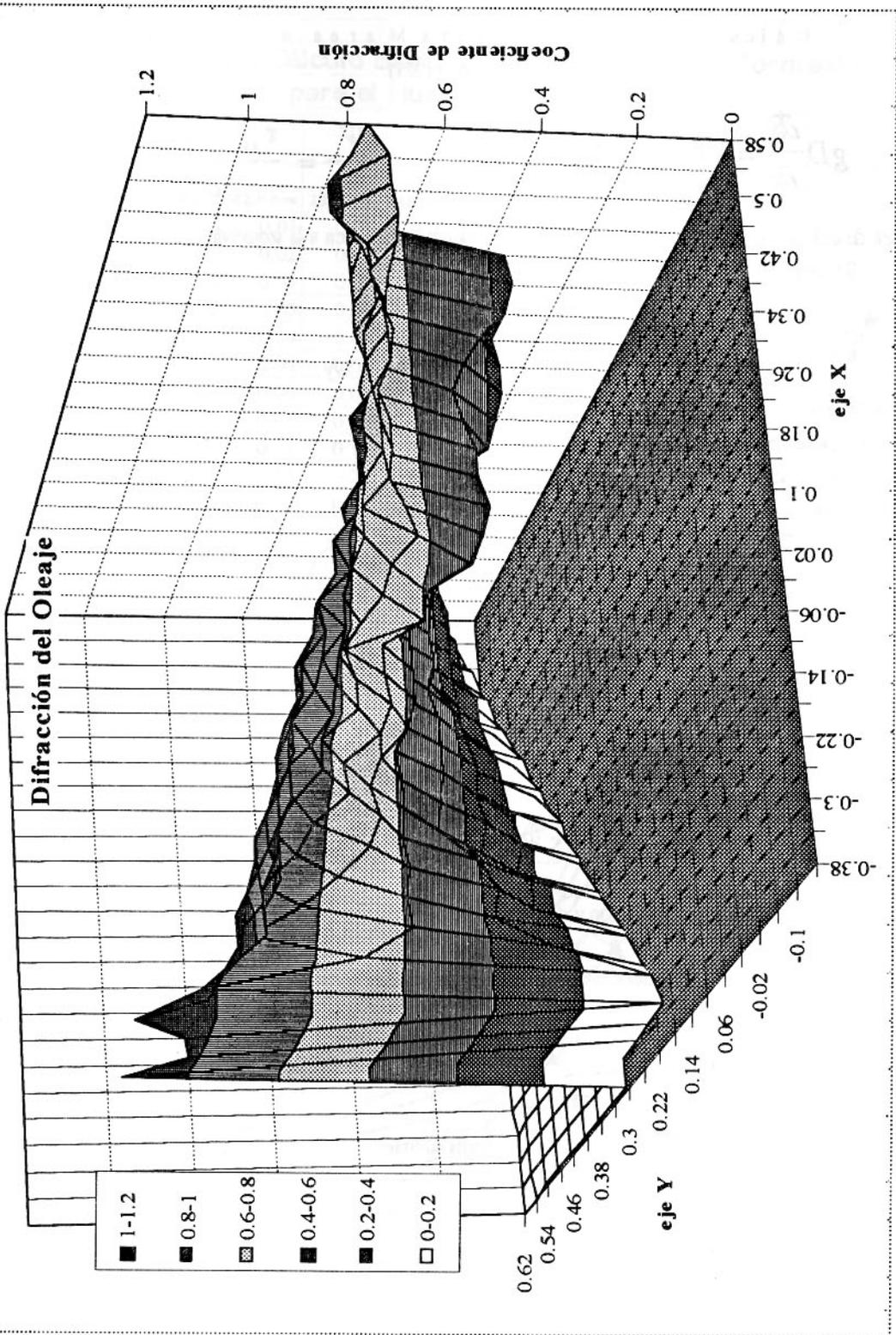


Figura No.12

Cálculo Batistrófico para Marea de Tormenta
Bodine (1971)

$$gD \frac{\partial S}{\partial x} = fV + \frac{\tau_{sx}}{\rho}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\tau_{sy} - \tau_{by}}{\rho}$$

línea de cálculo siempre a la derecha de la zona de viento max. nunca a la izquierda.

$\theta = \text{ang. eje -X y Viento local } W$

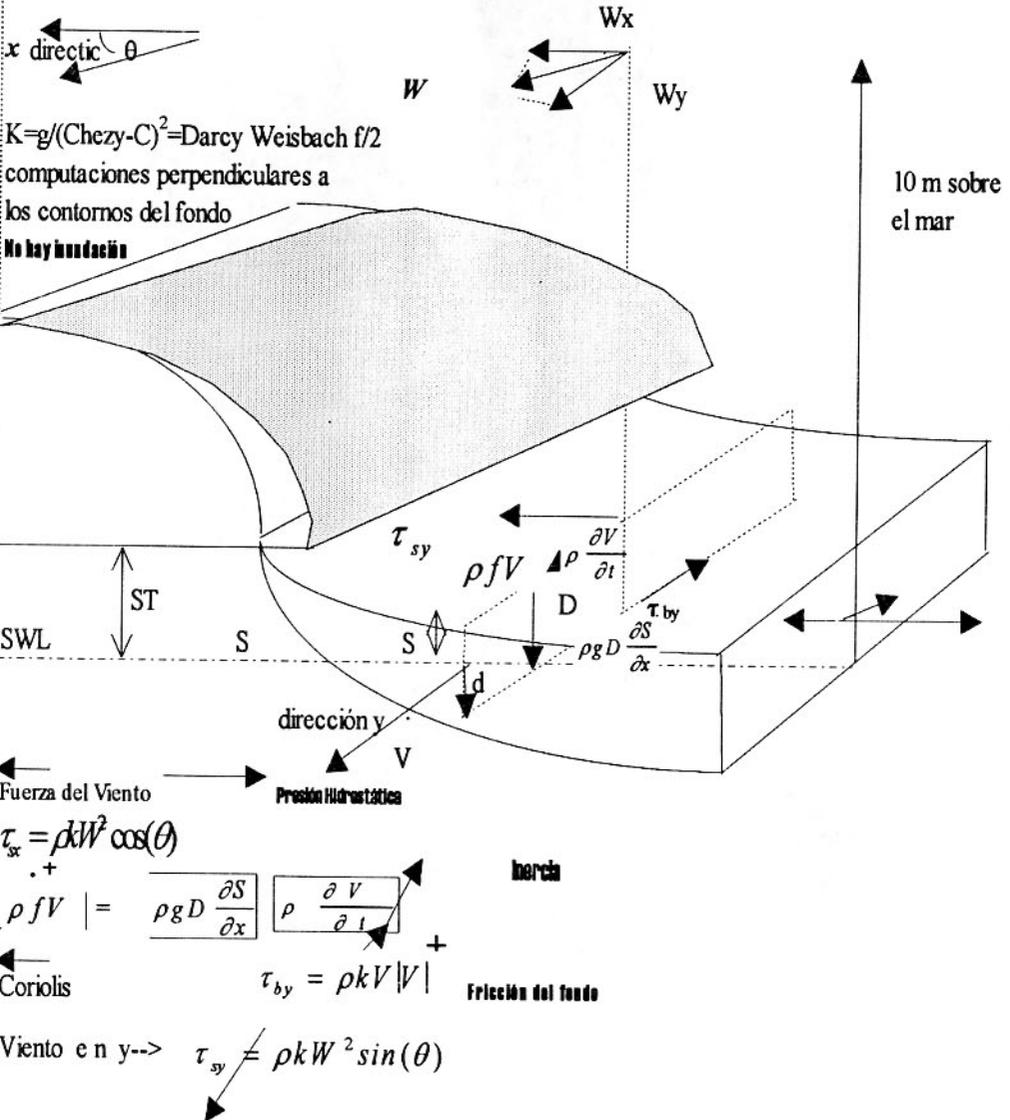


Figura No.13

Resultados del Cálculo Batistrófico para Marea de Tormenta para el Huracan de Diseño.

X	dtime= 1.0 hrs							
	10.0 hrs	11.0 hrs	12.0 hrs	13.0 hrs	14.0 hrs	15.0 hrs	16.0 hrs	17.0 hrs
571	0.0034	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02
521	0.0067	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05
471	0.0092	0.02	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.07
421	0.0113	0.02	0.03	0.04	0.06	0.07	0.08	0.09
371	0.0133	0.03	0.04	0.05	0.07	0.08	0.09	0.10
321	0.0146	0.03	0.04	0.06	0.07	0.08	0.10	0.11
271	0.0183	0.04	0.06	0.07	0.09	0.11	0.12	0.14
221	0.0244	0.05	0.07	0.10	0.12	0.15	0.17	0.19
171	0.0351	0.07	0.11	0.15	0.18	0.22	0.24	0.27
121	0.0492	0.10	0.15	0.21	0.26	0.31	0.34	0.37
71	0.0584	0.12	0.18	0.25	0.31	0.37	0.40	0.43
31	0.0641	0.13	0.20	0.28	0.34	0.40	0.44	0.47
1	0.0643	0.13	0.20	0.28	0.34	0.40	0.44	0.47
0	0							

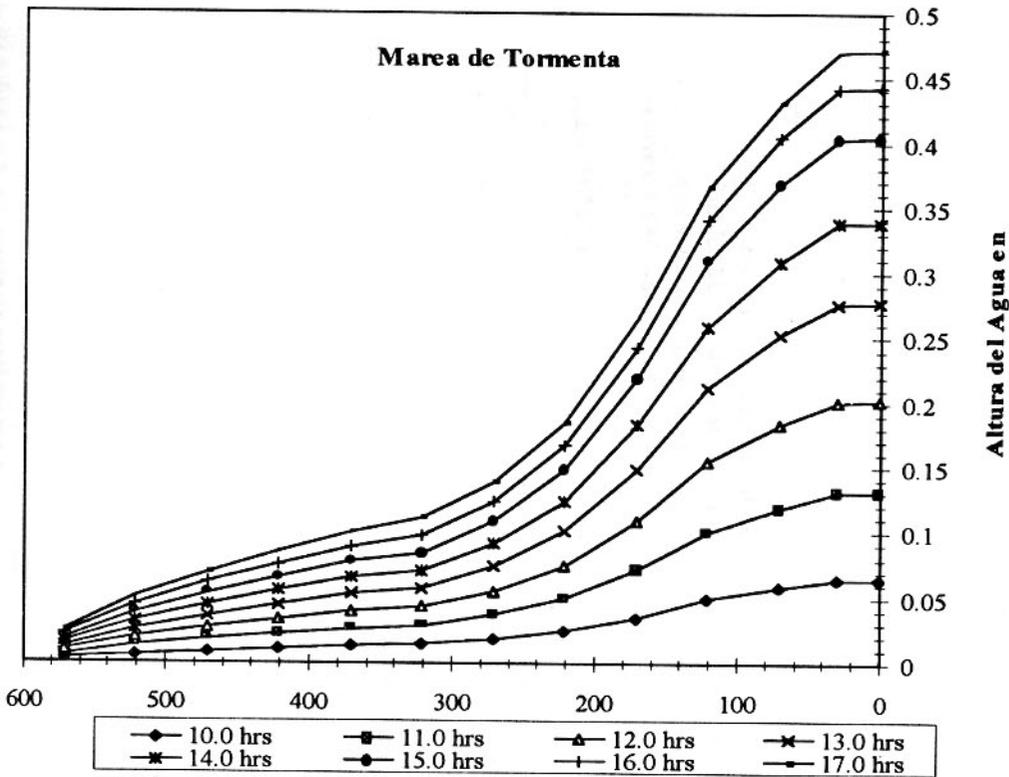


Figura No.14

Olas Generadas por el Huracán de Diseño sobre el Margen Continental

Lat=	9.8 °	0.171		
Coriolis f=	0.089		18:17	4/5/98
Hurricane Characteristics		Pn= 760	Po= 714	
alpha=	I	f velcoef.		
dP=	45.88	Pn-P0, Pn en 760 mm de Hg		
Ra=	52	Km	Radio de max viento en Km.	
Vf=	10	m/s	vel. fwd de hurrié	36 km/hra
Umax=	43.26	m/s	max grad velvient	10 m sobre sup.
Ur=	42.42	m/s	max velvien 10 a.	en radio 152.7 km/hra
grav=	9.8	m/s2		
ff=	0.01		const1= 22.3476; Fe=const1^2*(H/Ur)^2	
Altura Sig. en punto de viento max en agua prof.				
H0=	12.1	m		
Per. Sig. en punto de viento max en agua prof.				
Ts=	13.6	secs		
Alternativa de cálculo : Ts=sqrt(ho)				
Ts=	13.4	secs		
Distr. Relativa				
de olas en huracan				
Tiempo req. p. long igual a R de max viento p pasar punto si hurac. se n con velocidad Vf				
t=	1.444	hrs	5200.0	secs
Numero de olas cr	5200	secs	es	383.7
Max Prob. de Ola				
nmin=1	nmin=2	nmin=3		
Hn=	20.8	19.58	18.807	

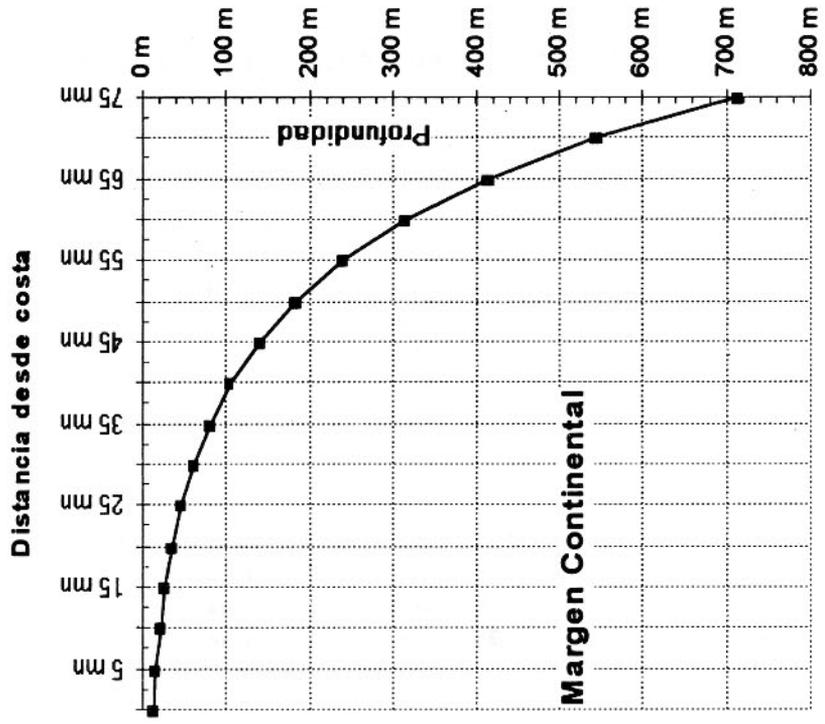
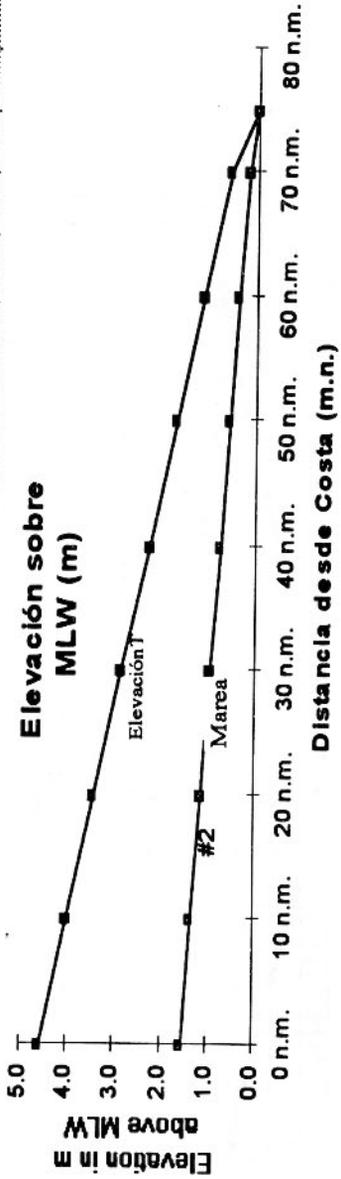


Figura No.15

Transportando Oleaje por Margen Continental.

Distancia de costa	Elevación Ab. MLW	Marea #2	y1=	-0.059	*X	"h"'	4.61
			y2=	-0.0197	*X	"h"'	1.54



Distancia desde Costa (m.n.)

Ks0=		Distribución Relativa de Alturas dentro de Huracán																mpnm=			
Fe0= 40.48 n.m.		const1=22.35		Fe=const1^2*(f/Uf)T= const2*raiz(Ho) const2=														12.1		1852	
#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	#12	#13	#14	#15	#16	#17	#18	#19	#20	#21	
Distancia n.m	Dx m	D1 m	D2 m	Dx m	Fe n.m	H0 m	T0 secs	T0 dr/Lo	Kf	Ho' #7x#1	Fe' n.m	To' DZ/Lo	Ks	Hs N	H/Ho' 2 x #16	Hmax n=1	H10% H1%	Hmax	H10%	H1%	
75 mm	713 m	813.3	630.83	732.09	40.5	12.1	42.05	0.26	0.00	1.0	12.1	40.5	13.4	2.24	1.00	12.1	387.2	20.8	15.3	20.2	
70 mm	544 m	636.8	489.28	560.05	40.48	12.08	13.43	1.99	0.00	1.0	12.1	40.5	13.4	1.74	1.00	12.1	387.1	20.8	15.3	20.2	
65 mm	415 m	489.3	379.48	434.38	40.48	12.08	13.43	1.54	0.01	1.0	12.1	40.5	13.4	1.35	1.00	12.1	387.1	20.8	15.3	20.2	
60 mm	316 m	379.5	284.33	336.90	40.48	12.08	13.43	1.20	0.01	1.0	12.1	40.5	13.4	1.05	1.00	12.1	387.1	20.8	15.3	20.2	
55 mm	241 m	294.3	228.28	261.30	40.48	12.08	13.43	0.93	0.02	1.0	12.1	40.5	13.4	0.81	1.00	12.1	387.1	20.8	15.3	20.2	
50 mm	184 m	228.3	177.05	202.67	40.48	12.08	13.43	0.72	0.03	1.0	12.1	40.5	13.4	0.65	1.00	12.0	387.1	20.8	15.3	20.1	
45 mm	140 m	177.3	137.32	157.19	40.48	12.08	13.43	0.56	0.05	1.0	12.1	40.5	13.4	0.49	0.99	11.9	387.1	20.6	15.2	19.9	
40 mm	107 m	137.3	106.51	121.92	40.48	12.08	13.43	0.43	0.08	1.0	12.1	40.5	13.4	0.38	0.97	11.7	387.2	20.2	14.9	19.6	
35 mm	81 m	106.5	82.61	94.56	40.48	12.08	13.43	0.34	0.13	1.0	12.1	40.4	13.4	0.29	0.94	11.4	387.4	19.6	14.4	19.0	
30 mm	63 m	82.6	64.07	73.34	40.48	12.08	13.43	0.26	0.21	1.0	12.0	39.9	13.4	0.23	0.92	11.0	388.5	19.0	14.0	18.4	
25 mm	47 m	64.1	49.69	56.88	40.48	12.08	13.43	0.20	0.35	1.0	11.8	38.5	13.3	0.18	0.91	10.8	392.0	18.6	13.7	18.0	
20 mm	36 m	49.7	38.54	44.12	40.48	12.08	13.43	0.16	0.57	0.9	11.3	35.2	13.0	0.15	0.93	10.5	400.8	18.1	13.3	17.5	
15 mm	28 m	38.5	29.89	34.22	40.22	12.04	13.41	0.12	0.95	0.9	10.3	29.3	12.4	0.12	0.95	9.8	419.8	17.0	12.4	16.3	
10 mm	21 m	29.9	23.19	26.54	34.28	11.11	12.89	0.10	1.46	0.7	8.2	18.6	11.1	0.12	0.96	7.8	470.0	13.8	10.0	13.1	
5 mm	16 m	23.2	17.98	20.58	23.63	9.23	11.74	0.10	2.02	0.7	6.2	10.8	9.7	0.12	0.95	5.9	538.9	10.5	7.6	9.9	
0 mm	12 m	18.6	15.78	18.00	15.78	7.54	10.61	0.21	0.52	0.6	4.9	6.6	8.5	0.48	0.99	4.8	608.8	8.6	6.1	8.1	

Figura No.16

Variación Temporal de Hs en Estructura

Distancia de max viento desde costa	r	r/R	Hs/(Hs) _k	tiempo de incidencia en sitio de max viento	Hs m	tlag=0.50 hrs
t = -r/VE + 25						
1	100.0	1.92	0.55	-9.50	2.7 m	
2	80.0	1.54	0.65	-7.50	3.1 m	
3	60.0	1.15	0.73	-5.50	3.5 m	
4	40.0	0.77	0.83	-3.50	4.0 m	
5	20.0	0.38	0.95	-1.50	4.6 m	
6	0.0	0.00	1.00	0.50	4.8 m	
7	-20.0	-0.38	0.95	2.50	4.6 m	
8	-40.0	-0.77	0.83	4.50	4.0 m	
9	-60.0	-1.15	0.73	6.50	3.5 m	
10	-80.0	-1.54	0.65	8.50	3.1 m	
11	-100.0	-1.92	0.55	10.50	2.7 m	

Tiempo de Arribo de Vientos Máximos

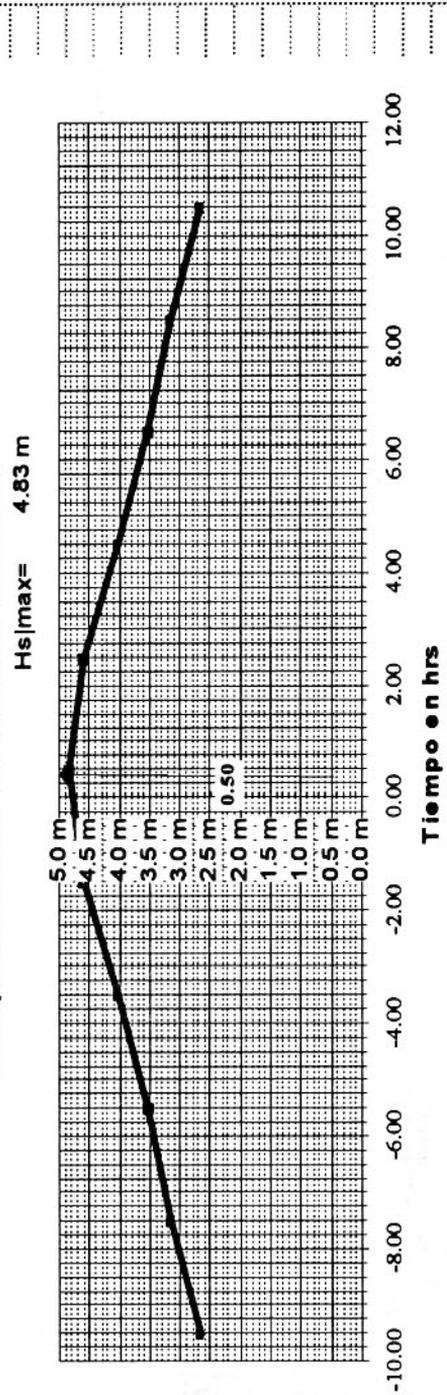
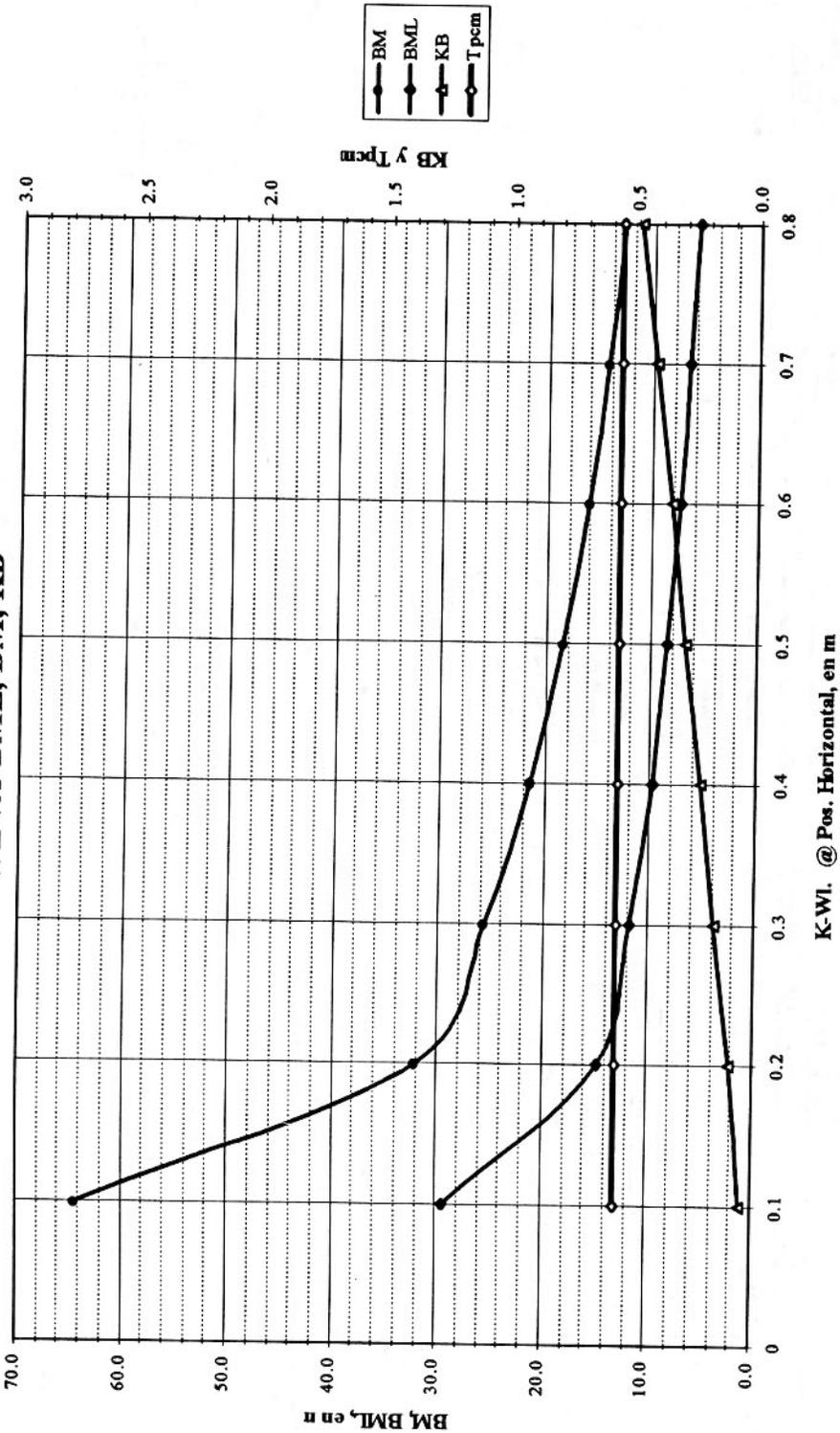


Figura No.17

WL vrs BML, BM, KB

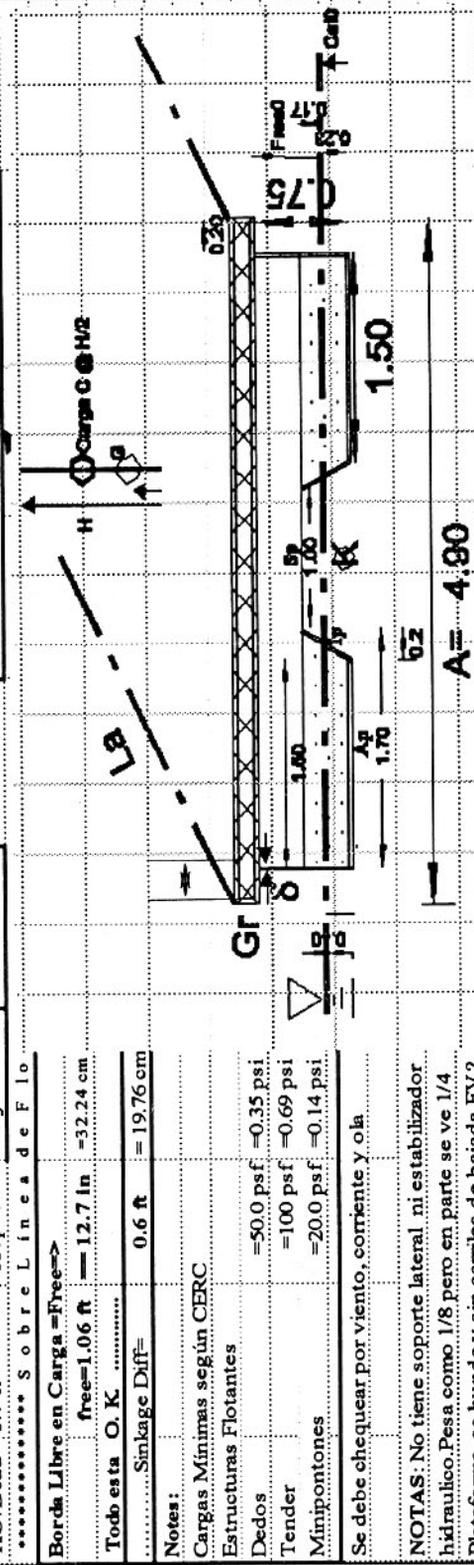


Definiciones
 BM: Altura Metacéntrica desde el Centro de Boyancia.
 BML: Altura Metacéntrica Longitudinal desde el Centro de Boyancia.
 KB: Distancia de la Quilla K al Centro de Boyancia B.
 WL: Altura de la Línea de Flotación (Waterline) desde la línea base.

Figura No.18

Base de Diseño de Muelle Tender para Pasajeros

Con una Carga Car a una altura H/2 sobre la Plataforma		Proyecto: Proyecto Tender Caldera INCOP		Fibra de Vidrio	
4/4/98 9:57		Ancho de Navas espaciamento		G=0.7 ft ← Floor Tack	
F _{max} =3.28 feet/PerMeter		Peso Est=0/u= 8.23 Ton		Ancho de Navas espaciamento Sp=3.3 ft	
Alta sobre Quilla K:		Alto=2.45 Se unde.		Peso Medido= 8.23 Ton	
La=40 ft		Dens=2.50		Dif=0.00 Ton	
Peso sobre el agua de DCAD y PontaO xls =>		Borda Libre L= free0=>		KV=21.1 ft (6.44 m)	
gamma= 80.3845		min=4.5 ft		GM=15.7 ft (4.77 m)	
Carga=C= 50.0 psf		Th=2.48 ft		KG=5.5 ft (1.67 m)	
Alto=H= 8.0 ft		Th=2.45 ft		BG=4.8 ft (1.46 m)	
Peso=P= 29178 lb/ft		f=3.4 ft		KB=0.70 ft (0.21 m)	
"G." = 2.38 ft		C Med=0.23 m			
Cal=1.4 ft = 42 cm		FacWeight=			
Ancho=A= 14.8 ft		O.K.			
KG= 4.9 ft		KB=0.70 ft			
converged l->		Carga T= 111.9 psf			
Zero=0		In=0.0 in			
KG/Dead= 1.7 ft		Ce=0.00 psi			
		Car=0.0 psf			
		KGp=KG= 5.5 ft			
		Pes=0.0 lbf			
		en un ft ²			
		Pes Proplo=OW= 23,047.8 Lbf			
		pulgadas de cem. covertedura			
		Pes Proplo=est= 21,531.9 Lbf			



NOTAS: No tiene soporte lateral ni estabilizador hidráulico. Pesa como 1/8 pero en parte se ve 1/4. Plataforma se hunde y sin carriles de bajada FV?, no estructurada. Grueso dudable.

Figura No. 19