



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES
HIDRODINAMICOS PARA EL DISEÑO DE LA
ESTABILIDAD DE DUCTOS SUBMARINOS**

T E S I S

Como requisito para obtener el título de

Ingeniero Civil

P r e s e n t a

LUIS OCTAVIO AVILA ARANDA

DIRECTOR DE TESIS

ING. JAVIER GUTIERREZ REYNOSO

ASESOR DEL IMP

DRA. MA CRISTINA GARCÍA GOVEA



MÉXICO, D.F.

DICIEMBRE 2002

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

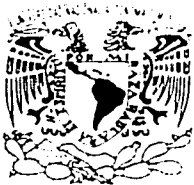
DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

PAGINACIÓN

DISCONTINUA



FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/179/01

Señor
LUIS OCTAVIO ÁVILA ARANDA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. JAVIER GUTIERREZ REYNOSO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTABILIDAD DE DUCTOS SUBMARINOS"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. ESTADO DEL ARTE
- III. FENÓMENOS QUE SE PRESENTAN POR LA INTERACCIÓN OLEAJE-ESTRUCTURA
- IV. DISEÑO HIDRODINÁMICO DE DUCTOS SUBMARINOS
- V. CARACTERIZACIÓN DE CONDICIONES HIDRODINÁMICAS EN LA SONDA DE CAMPECHE
- VI. ESTABLECIMIENTO DE UN MODELO CONCEPTUAL DE FUERZAS HIDRODINÁMICAS SOBRE LOS DUCTOS SUBMARINOS EN LA SONDA DE CAMPECHE.
- VII. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA
- ANEXOS.

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 17 Octubre 2009.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Elvia y Virgilio por haberme brindado la oportunidad de estudiar, y enseñarme el valor que posee la vida. Por su apoyo siempre incondicional, mil gracias.

A mis hermanos Oscar, Armando, Elena y Ariel por su cariño y amistad que fueron fundamentales para que nunca me sintiera solo a pesar de las distancias. Ustedes son el mejor regalo que he recibido.

A mis Abuelos y a las familias Avila López y Aranda Orozco por apoyarme de una u otra forma.

A mis profesores y amigos con quien conviví todos estos años y quienes me sirvieron de guía.

Gracias Ing. Javier Gutiérrez Reynoso por ser mi director en este trabajo, gracias por sus consejos y por mostrar siempre toda la disposición por ayudarme, por el tiempo invertido y paciencia.

También agradezco al Dr. Rafael Carmona, al Dr. Oscar Fuentes, al M.I. Arturo Nava y al Dr. David de León por ser mis sinodales y por revisar este trabajo, gracias por sus consejos.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, en cuyos recintos recibí la mejor educación tanto técnica como humanística.

Quiero agradecer al Instituto Mexicano del Petróleo por permitirme desarrollar este trabajo, así como al personal de éste, quienes me brindaron su apoyo, gracias Ing. Humberto, M.I. Romel Burbano, M.I. Said Ramírez.

Además deseo agradecer al personal del Programa de Investigación y Desarrollo de Ductos de IMP, quienes además de apoyarme y ayudarme me brindaron su amistad, en especial a María Eugenia Manzano y a Enrique Canche.

A todas las personas quienes me ayudaron en mi formación tanto personal como académica, muchas gracias.

Deseo expresar un gran sentimiento de gratitud hacia la

Dra. Cristina García Govea

Por permitirme trabajar a su lado y por alentarme a realizar este trabajo cada día con más entusiasmo y motivación, gracias por todos los consejos, el tiempo, la paciencia y por ser un ejemplo de dedicación y esfuerzo constante, pero sobre todo le agradezco por brindarme su confianza y amistad.

Gracias porque este último año ha sido de los más enriquecedores y fructíferos tanto en mi vida académica como personal

INDICE GENERAL

	Pág.
INDICE GENERAL.	<i>i</i>
LISTAS.	
DE FIGURAS.	vii
DE TABLAS.	xii
DE SIMBOLOS.	xv
INTRODUCCIÓN.	xix
CAPÍTULO I.	
ANTECEDENTES.	1
CAPÍTULO II.	
ESTADO DEL ARTE.	5
II.1. ASPECTOS FÍSICOS DEL MEDIO MARINO.	5
II.1.1. VIENTOS.	5
II.1.2. OLEAJE.	10
II.1.2.1. TERMINOLOGÍA DE LA OLA.	11
II.1.2.2. DESCRIPCIÓN ESTADÍSTICA DEL OLEAJE.	12
II.1.2.3. DISTRIBUCIÓN ESTADÍSTICA DEL OLEAJE.	13
II.1.2.4. DISTRIBUCIÓN ESPECTRAL DEL OLEAJE.	15
II.1.2.5. TEORÍAS DE OLEAJE.	17
II.1.3. CORRIENTES.	24
II.1.3.1. CORRIENTES OCEÁNICAS.	24
II.1.3.2. CORRIENTES LOCALES INDUCIDAS POR VIENTO.	25
II.1.3.3. CORRIENTE POR MAREA.	25
II.1.3.4. CORRIENTE PRODUCIDAS POR OLEAJE.	25
II.1.4. MAREAS.	25
II.1.4.1. MAREA DE TORMENTA.	27
II.1.4.2. MAREA HIDRÁULICA.	27
II.2. GENERALIDADES SOBRE LOS DUCTOS.	28
II.2.1. DEFINICIONES.	28
II.2.2. CLASIFICACIONES EN LA INDUSTRIA DEL PETRÓLEO.	30

INDICE GENERAL

	Pág.
II.2.3. CARACTERÍSTICAS GENERALES.	31
III.3. CONCLUSIONES.	34
CAPÍTULO III.	
FENÓMENOS QUE SE PRESENTAN POR LA INTERACCIÓN OLEAJE-ESTRUCTURA.	35
III.1. COMPORTAMIENTO DE UNA LÍNEA SUBMARINA ANTES Y DESPUÉS DE SER COLOCADA EN EL FONDO MARINO.	35
III.1.1. CONDICIONES EN QUE SE PUEDEN ENCONTRAR LOS DUCTOS SUBMARINOS.	36
III.2. VIBRACIONES EN LOS DUCTOS SUBMARINOS.	40
III.3. LEVANTE DE DUCTOS SUBMARINOS.	46
III.4. ARRASTRE DE DUCTOS SUBMARINOS	48
III.5. RUPTURA DE DUCTOS SUBMARINOS.	50
III.6. DEFINICIÓN DE ESTABILIDAD A CORTO Y LARGO PLAZO.	51
III.7. EJEMPLOS DE DAÑOS ASOCIADOS A CONDICIONES EXTREMAS.	53
III.7.1 DAÑOS CAUSADOS POR EL HURACÁN FLOSSY EN SEPTIEMBRE DE 1956 A LAS INSTALACIONES COSTA AFUERA DE GRAND ISLE, EN EL GOLFO DE MÉXICO.	53
III.7.2. REPORTE DE DAÑOS CAUSADOS POR EL HURACÁN CARLA EN 1961 EN LAS INSTALACIONES COSTA AFUERA DE LA REGIÓN NORTE DEL GOLFO DE MÉXICO (EUA).	54
III.7.3. ANÁLISIS DE FALLAS EN TUBERÍAS SUBMARINAS EN LAS COSTAS DE LA REGIÓN NORTE DEL GOLFO DE MÉXICO (EUA) EN EL PERÍODO DE 1967-1975.	65
III.7.4. ESTUDIO REALIZADO A DOS LÍNEAS DANESAS DE 1983 A 1989.	71
III.7.5. DATOS DE FALLAS EN TUBERÍAS POR EL HURACÁN ANDREW EN 1992 EN LAS COSTAS DE LA REGIÓN NORTE DEL GOLFO DE MÉXICO (EUA).	75
III.7.6. EVALUACIÓN DE LOS DAÑOS CAUSADOS POR EL HURACÁN ROXANNE EN LA SONDA DE CAMPECHE.	81
III.7.6.1 EVALUACIÓN DE INSTALACIONES COSTA AFUERA EN LA REGIÓN MARINA SUROESTE.	81
III.7.6.2. EVALUACIÓN DE INSTALACIONES COSTA AFUERA EN LA REGIÓN MARINA NORESTE.	87

INDICE GENERAL

	Pág.
III.8. CONCLUSIONES.	93
III.9. RECOMENDACIONES.	94
CAPÍTULO IV.	
DISEÑO HIDRODINAMICO DE DUCTOS SUBMARINOS.	95
IV.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE TUBERIAS SUBMARINAS.	95
IV.2. FUERZAS SOBRE UN DUCTO COLOCADO EN EL FONDO DEL OCEANO.	95
IV.3. FUERZAS HIDRODINÁMICAS DE INERCIA Y ARRASTRE.	97
IV.3.1. MASA HIDRODINÁMICA O MASA AÑADIDA.	100
IV.3.2. FUERZA DE FROUDE-KRYLOV.	103
IV.3.3. ECUACIÓN DE MORISON.	105
IV.4. FUERZA HIDRODINÁMICA DE LEVANTE.	107
IV.5. COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS.	110
IV.5.1. PARÁMETROS DE LOS QUE DEPENDEN LOS COEFICIENTES DE ARRASTRE, DE INERCIA Y DE LEVANTE.	111
IV.5.1.1. INFLUENCIA DEL NÚMERO DE REYNOLDS (Re) SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS.	112
IV.5.1.2. INFLUENCIA DEL NÚMERO DE KEULEGAN - CARPENTER (KC) SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS.	113
IV.5.1.3. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO CON LA RELACIÓN DE CORRIENTE DE FLUJO (α).	113
IV.5.1.4. EFECTOS DE PROXIMIDAD (e/D) SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS.	114
IV.5.1.5. EFECTO DEL NÚMERO DE ASPEREZAS (k/D) DEL DUCTO SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS.	114
IV.5.1.6. EFECTO DE LAS OSCILACIONES SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS (A_2/D).	114
IV.5.2. COEFICIENTES HIDRODINAMICOS RECOMENDADOS POR DIFERENTES CÓDIGOS.	115
IV.5.2.1. DET NORSKE VERITAS (DNV) 1976, 1986 Y 1996.	115
IV.5.2.2. AMERICAN GAS ASSOCIATION (AGA).	115
IV.5.2.3. COEFICIENTES DETERMINADOS PARA DISEÑAR ALGUNAS	116

INDICE GENERAL**Pág.**

LÍNEAS SUBMARINAS EN EL GOLFO DE ARABIA.	
IV.6. CONCLUSIONES.	117
CAPÍTULO V.	
CARACTERIZACIÓN DE LAS CONDICIONES HIDRODINÁMICAS EN LA SONDA DE CAMPECHE.	119
V.1. CARACTERIZACIÓN DEL PELIGRO METOCÉANICO.	119
V.2. CARACTERIZACIÓN DE LA SONDA DE CAMPECHE ANTES DEL HURACÁN ROXANNE.	119
V.3. PASO DEL HURACÁN ROXANNE POR LA SONDA DE CAMPECHE.	121
V.4. MODELOS HINDCAST.	122
V.4.1. MODELACIÓN MATEMÁTICA.	122
V.4.2. MODELOS DE REPRODUCCIÓN HISTÓRICA (HINDCAST).	123
V.5. PARÁMETROS OCEANOGRÁFICOS QUE CONSIDERA EL CRITERIO TRANSITORIO DE 1997 Y LA NORMA NRF-013-PEMEX-2001 PARA EL DISEÑO Y LA EVALUACIÓN DE DUCTOS EN LA SONDA DE CAMPECHE.	125
V.5.1. OLEAJE.	125
V.5.1.1. MAGNITUD DEL OLEAJE.	125
V.5.1.2. PERÍODO DE LA OLA.	126
V.5.1.3. DIRECCIÓN DEL OLEAJE.	126
ZONA 1 DE LA SONDA DE CAMPECHE.	127
ZONA 2 DE LA SONDA DE CAMPECHE Y LITORAL TABASCO.	129
V.5.2. CORRIENTE.	129
V.5.2.1. MAGNITUD DE LA CORRIENTE.	129
V.5.2.2. DIRECCIÓN DE LA VELOCIDAD DE CORRIENTE.	130
V.5.3. BATIMETRÍA DE LA SONDA DE CAMPECHE.	130
V.5.4. MAREAS.	131
V.6. CONCLUSIONES.	133
V.7. RECOMENDACIONES.	133

INDICE GENERAL

Pág.

CAPÍTULO VI.

ESTABLECIMIENTO DE UN MODELO CONCEPTUAL DE FUERZAS HIDRODINÁMICAS SOBRE LOS DUCTOS SUBMARINOS EN LA SONDA DE CAMPECHE.	135
VI.1 ANÁLISIS DE LAS VARIABLES QUE INTERVIENEN EN LA DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS HIDRODINÁMICAS.	135
VI.1.1. ANÁLISIS DEL NÚMERO DE KEULEGAN - CARPENTER (KC).	135
VI.1.1.1. COMPORTAMIENTO DEL COEFICIENTE DE ARRASTRE C_D EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE KEULEGAN - CARPENTER (KC).	135
VI.1.1.2. COMPORTAMIENTO DEL COEFICIENTE DE INERCIA C_M EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE KEULEGAN - CARPENTER (KC).	139
VI.1.1.3. COMPORTAMIENTO DEL COEFICIENTE DE LEVANTE C_L EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE KEULEGAN - CARPENTER (KC).	143
VI.1.2. ANÁLISIS DEL NÚMERO DE REYNOLDS (Re).	147
VI.1.3. ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE PROXIMIDAD (e/D).	148
VI.1.4. ANÁLISIS DEL NÚMERO DE ASPEREZAS DEL DUCTO (k/D).	148
VI.1.5. ANÁLISIS DEL EFECTO DE LAS OSCILACIONES SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS (A_z/D).	149
VI.2. DISEÑO ACTUAL DE LÍNEAS SUBMARINAS EN MÉXICO.	149
VII.2.1. EL MANUAL DEL AGA.	150
VI.2.2. NIVELES DE DISEÑO DE AGA	151
VI.2.2.1. NIVEL 1 DE ESTABILIDAD (LEVEL 1 STABILITY) - L1STAB.	151
VI.2.2.2. NIVEL 2 DE ESTABILIDAD (LEVEL 2 STABILITY) - L2STAB.	153
VI.2.2.3. NIVEL 3 DE ESTABILIDAD (LEVEL 3 STABILITY) - L3STAB.	157
VI.3. SOFTWARE DE AGA PARA EL DISEÑO Y LA EVALUACIÓN DE DUCTOS SUBMARINOS.	158
VI.3.1. INGRESO DE DATOS.	158
VI.3.2. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.	159
VI.4. APLICACIÓN DEL SOFTWARE DE AGA PARA LA EVALUACIÓN DE LÍNEAS SUBMARINAS.	160
VI.4.1. ANÁLISIS DEL TRAMO DEL ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO LOCALIZADO EN LAS COORDENADAS (605°054,2'142'576) Y (605°045,2'142'435), DE LONGITUD 142 m, A UNA PROFUNDIDAD	160

INDICE GENERAL

Pág.

PROMEDIO DE 39.3 m (129 ft). CON UN CSS MODERADA.	
VI.4.1.1 EVALUACIÓN HIDRODINÁMICA.	161
VI.4.2. ANÁLISIS DEL TRAMO DEL ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO LOCALIZADO EN LAS COORDENADAS (603'504,2'145'063) Y (603'555,2'144'966), DE LONGITUD 110 m, A UNA PROFUNDIDAD PROMEDIO DE 41.45 m (136 ft). CON UN CSS MODERADA.	172
VI.4.2.1 EVALUACIÓN HIDRODINÁMICA.	172
VI.5. RESULTADOS.	176
VI.6. CONCLUSIONES	178
CAPÍTULO VII.	
CONCLUSIONES GENERALES.	181
VII.1. CONCLUSIONES.	181
VII.2. RECOMENDACIONES.	183
VII.3. APORTACIONES.	184
REFERENCIAS.	185
APENDICE A.	
RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON EL PROGRAMA DEL AGA L2STAB DEL TRAMO DE TUBERÍA NÚMERO 2 DEL ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO.	193
APENDICE B.	
RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON EL PROGRAMA DEL AGA L2STAB DEL TRAMO DE TUBERÍA NÚMERO 3 DEL ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO.	199
APENDICE C.	
DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS QUE UTILIZA EL AGA.	207

LISTA DE FIGURAS

CAPITULO I.

- Figura I.1: Primeros desarrollos costa afuera, Summerland California.
 Figura I.2: Ubicación geográfica de las Regiones Marinas.
 Figura I.3: Red de proceso y transporte en las regiones marinas.

CAPITULO II.

- Figura II.1: Capa límite sobre las olas.
 Figura II.2: Escala de viento geostrófico.
 Figura II.3: Características de una onda periódica.
 Figura II.4: Influencia del fondo del océano sobre el perfil de las olas.
 Figura II.5: Definición de alturas y periodos.
 Figura II.6: Distribución de Rayleigh.
 Figura II.7: Probabilidad de excedencia de acuerdo a la distribución de probabilidad Rayleigh.
 Figura II.8: Espectro Integrado $S(w)$.
 Figura II.9: Onda de marea idealizada.
 Figura II.10: Esquema de mareas vivas y mareas muertas.
 Figura II.11: Zonificación de una línea regular.
 Figura II.12: Porcentaje de especificaciones de aceros usados en la Sonda de Campeche.
 Figura II.13: Porcentaje de diámetros típicos de la Sonda de Campeche.
 Figura II.14: Porcentaje de espesores utilizados en la Sonda de Campeche.

CAPITULO III

- Figura III.1: Sistema convencional de tendido de tuberías submarinas S-Lay.
 Figura III.2: Cambios que puede sufrir una tubería en sus condiciones de enterramiento.
 Figura III.3: Trineo para enterrar tuberías en el fondo del océano.
 Figura III.4: Configuración de posibles escenarios de huecos debajo de los ductos marinos.
 Figura III.5: Notación de la formación de un hueco en una sección de la tubería
 Figura III.6: Configuración de la tubería debido a un hueco debajo de ella.

LISTA DE FIGURAS

- Figura III.7: Régimen de flujo alrededor de un cilindro circular liso en corriente constante.
- Figura III.8: Aparición de vórtices detrás de un cilindro circular en una corriente de aceite incrementando el número de Reynolds.
- Figura III.9: Muestra el punto donde comienza la separación para a) el caso de un cilindro libre y para b) el caso de un cilindro cerca de una pared.
- Figura III.10: Configuración de vórtices para $KC=10$ variando la cercanía del fondo e/D .
- Figura III.11: Longitud de frecuencia vs densidad de Longitud espectral en la parte superior e inferior de la tubería y para diferentes relaciones e/D .
- Figura III.12: Distribución de presión sobre un cilindro cerca de una pared en función de la relación e/D .
- Figura III.13: Vectores de velocidad.
- Figura III.14: Fuerzas sobre la superficie del cilindro.
- Figura III.15: Evolución de la distribución de presión y las componentes de la fuerza resultante (levante y arrastre) en el tiempo, con la presencia de.
- Figura III.16: Línea desplazada en dirección noroeste. Área de West Delta en el bloque 30.
- Figura III.17: Desplazamientos y fracturas en una línea de 10 pulgadas en Grand Isle, Bloque 18.
- Figura III.18: Áreas dañadas por el huracán Carla.
- Figura III.19: Características del suelo en el área del bloque 27
- Figura III.20: Daños a un raiser localizado en el área de South Timbalier, provocados por los desplazamientos verticales y horizontales de la línea.
- Figura III.21: Configuración y daños en una línea que conectaba la plataforma satélite, Grand Isle en el bloque 47 y South Timbalier, en el Bloque 24 con la plataforma central de recolección.
- Figura III.22: Transmisión de gas a través de plataformas conectada por tuberías en el área de Vermilion.
- Figura III.23: Perfiles de la figura III.22.
- Figura III.24: Área de Vermilion donde los sedimentos cubrieron totalmente dos líneas de 4" y 2 ½".
- Figura III.25: Línea desplazada en Ship Shoal producto de las corrientes de deriva hacia fuera de la costa.
- Figura III.26: Línea desplazada en Ship Shoal producto de las corrientes de deriva hacia fuera de la costa.

LISTA DE FIGURAS

- Figura III.27: Localización de los Bloques 120 A, 123 B y 119-2 en el área de Vermilion.
- Figura III.28a: Localización de las tuberías dañadas por el huracán Carla.
- Figura III.28b: Localización de las tuberías dañadas por el huracán Carla.
- Figura III.29: Histograma de fallas de tuberías 1967-1975.
- Figura III.30: Histograma de las fallas de tuberías por mes en el período 1967-1975.
- Figura III.31: Fallas de tuberías de Gas y aceite por el tamaño de la fuga.
- Figura III.32: Mapa de las Fallas de Tubería en Louisiana.
- Figura III.33: Croquis del sistema de transporte de gas y aceite en Dinamarca.
- Figura III.34: Evolución de los perfiles del fondo marino con respecto a la parte superior del ducto, resultado del monitoreo realizado anualmente.
- Figura III.35: Estudio realizado en el Gasoducto. Muestra el desarrollo de socavación debajo del ducto en el kilómetro 190 aproximadamente.
- Figura III.36: Esquema de la válvula submarina.
- Figura III.37: Desarrollo de socavación en la válvula submarina.
- Figura III.38: Fallas de tuberías en el período 1983 a 1992.
- Figura III.39: Número de fallas en tuberías por el tamaño de sus diámetros.
- Figura III.40: Porcentaje de fallas por edad.
- Figura III.41: Número de fallas por su localización.
- Figura III.42: Porcentaje de fallas por la causa que la originó.
- Figura III.43: Áreas de la Sonda de Campeche que sufrieron mayores daños y donde se presentó el desplazamiento y el colapso de algunas líneas.
- Figura III.44: Condiciones de enterramiento encontrados en la inspección después del huracán Roxanne.
- Figura III.45: Esquemización de las líneas desplazadas y colapsadas en la región marina suroeste.
- Figura III.46: Esquema de líneas desplazadas y dañadas.
- Figura III.47: Esquema de líneas desplazadas y dañadas.
- Figura III.48: Esquema de líneas desplazadas y dañadas.

LISTA DE FIGURAS
CAPITULO IV

- Figura IV.1: Diagrama de cuerpo libre de un ducto submarino sobre el lecho marino.
- Figura IV.2: Distribución de velocidades alrededor de una tubería submarina, en un fluido no viscoso.
- Figura IV.3: Dirección de las fuerzas que experimenta un ducto submarino.
- Figura IV.4: Flujo potencial alrededor de un cilindro acelerado, moviéndose con velocidad U en un fluido.
- Figura IV.5: Diferencia entre los valores máximos de la fuerza de arrastre y la fuerza de inercia.
- Figura IV.6: Aparición y desarrollo de la fuerza de levante a medida que se incrementa el número de KC desde.
- Figura IV.7: Capa límite en una tubería.
- Figura IV.8: Coeficientes hidrodinámicos que se utilizaron en el Golfo de Arabia en el diseño de una línea submarina en 1983.

CAPITULO V.

- Figura V.1: Altura de ola máxima y significativa para la Sonda de Campeche y Litoral Tabasco ($T_r = 100$ años).
- Figura V.2: Zonas que se deben considerar para determinar la dirección del oleaje y la corriente en la Sonda de Campeche.
- Figura V.3: Zonificación de parámetros oceanográficos para la Sonda de Campeche
- Figura V.4: Dirección del oleaje y la corriente en la zona 2 de la Sonda de Campeche.
- Figura V.5: Velocidades de corriente en la superficie, a 50 % y 95 % de profundidad para la Sonda de Campeche y Litoral Tao ($T_r = 100$ años).
- Figura V.6: Batimetría de la Sonda de Campeche, a 5 metros de profundidad.
- Figura V.7: Tipos de mareas y Regiones mareográficas del Golfo de México y Mar Caribe.

CAPITULO VI.

- Figura VI.1: Comportamiento del coeficiente de arrastre C_D con respecto al número de Keulegan - Carpenter (KC).
- Figura VI.2: Curva de ajuste de resultados para el coeficiente de

LISTA DE FIGURAS

- Figura VI.3: arrastre C_D en función del número de Keulegan - Carpenter (KC).
- Figura VI.3: Comportamiento del coeficiente de inercia C_M en función del número Keulegan - Carpenter (KC).
- Figura VI.4: Curva de ajuste de resultados para el coeficiente de inercia C_M en función del número de Keulegan - Carpenter (KC).
- Figura VI.5: Comportamiento del coeficiente de levante C_L con respecto al número de Keulegan - Carpenter (KC).
- Figura VI.6: Dispersión de los puntos utilizados para trazar las gráficas de la figura VII.10.
- Figura VI.7: Coeficientes de arrastre e inercia para un cilindro liso. Flujo constante (Schewe, 1983) y flujo oscilatorio (Sarpkaya 1976°, Sarpkaya 1986°, Justesen 1989).
- Figura VI.8: Diagrama de flujo del programa AGA L1STAB.
- Figura VI.9: Diagrama de flujo para el programa AGA L2STAB.
- Figura VI.10: Complemento del diagrama de flujo del programa AGA L2STAB.
- Figura VI.12: Localización del Anillo de bombeo neumático en la Sonda de Campeche.
- Figura VI.13: Altura de ola máxima y significante para la Sonda de Campeche y Litoral Tabasco ($T_r = 100$ años).
- Figura VI.14: Ángulos de ataque del oleaje y la corriente con respecto al ducto.
- Figura VI.15: Velocidades de corriente en la superficie, a 50 % y 95 % de profundidad para la Sonda de Campeche y Litoral Tabasco ($T_r = 100$ años).
- Figura VI.16: Ángulos de ataque del oleaje y la corriente con respecto al ducto.
- Figura VI.17: Curvas de ajuste de los coeficientes hidrodinámicos y coeficientes utilizados por el AGA en el programa L2STAB correspondientes al ejemplo de aplicación de este capítulo.

LISTA DE TABLAS**CAPITULO I.**

Tabla I.1: Distribución de las líneas de hidrocarburos en las Regiones Marinas.

CAPITULO II.

Tabla II.1: Escala de Beaufort.

Tabla II.2: Escala de Douglas.

Tabla II.3: Parámetros de viento real.

Tabla II.4: Clasificación del agua de acuerdo a la profundidad en que viaja la ola.

Tabla II.5: Resumen de ecuaciones de la teoría de Airy.

Tabla II.6: Ecuaciones para dar solución a la teoría de Stokes de 2º orden.

Tabla II.7: Características de 9 Ductos.

CAPITULO III

Tabla III.1: Resumen del huracán Flossy.

Tabla III.2: Resumen de datos del Huracán Carla

Tabla III.3: Resultados de los estudios realizados por Arnold.

Tabla III.4: Resumen del reporte.

Tabla III.5: Inspección externa típica de las líneas danesas.

Tabla III.6: Resumen de reporte de líneas danesas.

Tabla III.7: Distribución de daños de tubos por causa.

Tabla III.8: Resumen de reporte del Huracán Andrew.

Tabla III.9: Características y resumen de datos de los ductos submarinos.

Tabla III.15: Clasificación de las 20 líneas seleccionadas para la evaluación en la zona marina noreste y sus características.

Tabla III.14: Resumen de la evaluación de la Región Marina Suroeste y de la Región Marina Noreste después del paso del Huracán Roxanne.

CAPITULO IV

Tabla IV.1: Rangos del número de KC para los que dominan las fuerzas de arrastre y de inercia.

Tabla IV.2: Coeficientes hidrodinámicos recomendados por DNV'76.

LISTA DE TABLAS
CAPITULO V.

- Tabla V.1: Marea en el área de las costas de Campeche y específicamente en Cd. del Carmen.
 Tabla V.2: Marea en la Sonda de Campeche.

CAPITULO VI.

- Tabla VI.1: Condiciones y tipos de pruebas realizadas por diferentes investigadores e institutos para determinar gráficas C_D versus KC.
 Tabla VI.2: Resultado de la regresión realizada con el programa CURXPTE para ajustar los datos C_D versus KC.
 Tabla VI.3: Condiciones y tipos de pruebas realizadas por diferentes investigadores e institutos para determinar las gráficas C_M versus KC.
 Tabla VI.4: Resultado de la regresión realizada con el programa CURXPTE para ajustar los datos C_M versus KC.
 Tabla VI.5: Condiciones y tipos de pruebas realizadas por diferentes investigadores e institutos para determinar gráficas C_L versus KC.
 Tabla VI.6: Resultado de la regresión realizada con el programa CURXPTE para ajustar los datos C_L versus KC.
 Tabla VI.7: Condiciones aproximadas de enterramiento de acuerdo a una inspección.
 Tabla VI.8: Datos obtenidos de las normas.
 Tabla VI.9: Tabla de ingreso de datos para el software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2).
 Tabla VI.10: Tabla de datos que presenta el AGA nivel 2 (AGA-Level-2).
 Tabla VI.11: Resultados del análisis de estabilidad del software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2).
 Tabla VI.12: Factores de Estabilidad obtenidos de la evaluación para diferentes espesores de concreto.
 Tabla VI.13: Características del tramo a reparar.
 Tabla VI.14: Espesores en pulgadas.
 Tabla VI.15: Peso sumergido de la tubería en libras por pie.
 Tabla VI.16: Peso sumergido de la tubería en libras incluyendo el peso sumergido de un colchacreto.
 Tabla VI.17: Condiciones aproximadas de enterramiento de acuerdo a una inspección.
 Tabla VI.18: Datos obtenidos de las normas.

LISTA DE TABLAS

Tabla VI.19:	Factores de Estabilidad obtenidos de la evaluación para diferentes espesores de concreto.
Tabla VI.20:	Características del tramo a reparar.
Tabla VI.21:	Espesores en pulgadas.
Tabla VI.22:	Peso sumergido de la tubería en libras por pie.
Tabla VI.23:	Peso sumergido de la tubería en libras incluyendo el peso sumergido de un colchacreto.
Tabla VI.24:	Comentarios sobre el comportamiento de las curvas de ajuste.
Tabla VI.25:	Comparación de coeficientes.

LISTA DE SIMBOLOS

Unidades

m	Metro (s)
ft	Pie (s)
m/s	Metros por segundo
km	Kilómetros
km/h	Kilómetros por hora
in. "	Pulgadas
mm	Milímetros
° C	Grados celsius
K	Kelvin
MPa	Mega pascal
Pa	Pascal
kg / m ³	Kilogramo por metro cúbico. Unidad de densidad.
lb / ft ³	Libras por pie cúbico. Unidad de densidad
mb	Milibares
lb	Libras
lb / ft	Libras sobre pie

Símbolo

z	Altura
F _p	Fuerza de presión
P	Presión
L°	Separación entre isobaras
ρ _a	Densidad del aire
F _f	Fuerza de fricción.
μ	Coefficiente de fricción-
W	Peso
m	Masa
v	Velocidad tangencial de las partículas
R	Radio de la tierra.
ω	Velocidad angular de la tierra
φ	Grados en latitud
F _c	Potencial de velocidad
F _{cr}	Fuerza de centrifuga / centripeta.
f	Fuerza de coriolis
f	Parámetro de coriolis,
Δp	Presión de 3 mb o 4 mb
Δn	Espacio entre las isobaras medido

U	en grados de latitud
U_D	Velocidad del viento
C	Viento geostrófico.
U_A	Parámetro de corrección para la
H	velocidad del viento.
T	Esfuerzo de viento ajustado.
g	Altura de ola
F	Período
L	Constante de Gravedad
C	Fetch
γ	Longitud de onda
H_{rms}	Celeridad de la onda
$H_{1/n}$	Relación de esbeltez de la onda.
P(H)	Altura media cuadrática
N	Enésima ola más alta.
T1	Probabilidad de que ocurra un
∞	evento que exceda el valor de H
$U_{19.5}$	Número de olas
M_n	Período
E	Infinito
U	Velocidad del viento a 19.5 m.
W	Momento enésimo
$-\frac{\partial}{\partial x}$	Energía
$-\frac{\partial}{\partial z}$	Velocidad horizontal de la partícula
ϕ	Velocidad vertical de la partícula
$\tan (\quad), \text{sen} (\quad), \text{cos} (\quad)$	Parcial con respecto de x
$\tanh (\quad), \text{senh} (\quad), \text{cosh} (\quad)$	Parcial con respecto de z
π	Potencial de Velocidades en
d	función de x y z.
s	Funciones trigonométrías
ξ	Funciones trigonométrías
C_D	hiperbólica
η	Pi = 3.1415.....
V	Profundidad
D	Desplazamiento vertical de la
	partícula
	Desplazamiento horizontal de la
	partícula
	Celeridad de grupo
	Coordenada de la superficie libre
	en función de d y x.
	Volumen
	Diámetro

e	Distancia vertical entre una tubería y el fondo.
e / D	Relación de proximidad.
L	Longitud de un hueco debajo de la tubería.
Re	Número de Reynolds.
S	Punto de separación entre el flujo y las paredes de una tubería.
KC	Número de Keulegan - Carpenter.
$\overline{F_p}$	Fuerza de presión promedio alrededor de un ducto
$\overline{F_r}$	Fuerza tangencial promedio alrededor de un ducto.
τ_0	Esfuerzo tangencial entre las paredes del ducto y el fluido.
ϕ	Coordenada cilíndrica, ángulo.
r_0	Coordenada cilíndrica, Radio.
$d\phi$	Diferencial
t	Tiempo
U	Velocidad del flujo.
$\overline{F_D}$	Fuerza de arrastre promedio.
F_D	Fuerza de arrastre
F_i	Fuerza de Inercia
F_L	Fuerza de levante
F_r	Fuerza de fricción
N	Fuerza normal al ducto
W	Peso del ducto incluyendo lastre
Wsub	Peso sumergido de la tubería
γ	Factor de seguridad (IV)
F_H	Fuerza horizontal
F_V	Fuerza vertical.
\dot{U}	Aceleración del flujo
m'	Masa hidrodinámica o añadida
a	Aceleración
$\frac{\partial U}{\partial t}$	Aceleración
A	Área transversal de una tubería
C_D	Coefficiente de arrastre
C_m	Coefficiente de masa hidrodinámica
C_M	Coefficiente de inercia
C_L	Coefficiente de Levante
α	Relación de corriente
k / D	Relación de rugosidad
Az	Amplitud de las vibraciones

ν	Viscosidad cinemática
U_c	Velocidad de corriente
U_w	Velocidad de la ola, normal a la tubería
CDO	Coefficiente de arrastre sin efecto de vorticidad.
F. E.	Factor de estabilidad
$U_{\text{significante}}$	
$U_{1/10}$	Velocidades estadísticas en el fondo.
$U_{1/100}$	
$U_{1/1000}$	
$F.E._{1/10}$	
$F.E._{1/100}$	Factores de estabilidad asociados a una velocidad en el fondo
$F.E._{1/1000}$	

INTRODUCCIÓN

La explotación de hidrocarburos fuera de la costa inició a finales del siglo XIX, sin embargo México inicia en los años setenta del siglo pasado. Cuando se explotan yacimientos de hidrocarburos costa afuera es necesario transportarlos a los sitios de consumo nacional, es decir, a tierra y en el caso de México es necesario transportarlos a puntos estratégicos para su distribución y exportación. El transporte debe realizarse de manera rápida, segura y económica, y son las líneas de tubería las que cumplen con estos requisitos.

México es uno de los principales productores de hidrocarburos a escala mundial, siendo éstos una base muy fuerte de su economía. Por tal motivo es primordial para el país realizar diseños adecuados de líneas submarinas y de la misma forma correctas evaluaciones de los estados reales de las líneas ya existentes.

Una línea de tuberías submarina está expuesta a sollicitaciones a lo largo de su vida útil, lo cual se traduce en la posible generación de movimientos laterales y verticales que causarán, en su caso, daños e incluso ocasionará la falla en alguna de sus secciones, lo que representa grandes costos en reparaciones, pero que no se comparan con la pérdida por producción diferida. Actualmente en México existen más de 2000 km de líneas de ductos submarinos instalados en la Sonda de Campeche, principal zona productora de hidrocarburos en México, localizada frente a las costas de Campeche y Tabasco.

La determinación precisa de las cargas hidrodinámicas que actúan sobre las líneas submarinas es una etapa fundamental en el diseño de éstas.

El contenido de esta tesis se encuentra dividido en cuatro capítulos:

El capítulo I presenta una reseña histórica de la evolución de la explotación de hidrocarburos costa afuera en México, mostrando la importancia que tienen las líneas de ductos en la distribución y transporte de éstos en la Sonda de Campeche. Se detallan las dos zonas marinas (Noreste y Suroeste) que forman parte de las cuatro zonas en las que Petróleos Mexicanos tiene actualmente dividido al país para el control y explotación de hidrocarburos.

El capítulo II muestra el Estado del Arte de este trabajo abordando los aspectos físicos del medio marino, es decir, se estudian de manera general los fenómenos que generan las fuerzas que actúan sobre los ductos, tales como el viento, el oleaje, las corrientes y las mareas. Además se presentan los resultados de una investigación sobre las características generales de los ductos instalados en la Sonda de Campeche, para la cual se consideró una muestra de 150 líneas de ductos instalados en esa zona.

La interacción entre las corrientes y el oleaje con el ducto colocado en el fondo marino es de gran importancia en este trabajo ya que es determinante para analizar las fuerzas hidrodinámicas, por tal motivo este tema se aborda en el capítulo III, en donde se analizan los fenómenos que se producen por esta interacción. Los problemas que se presentan son las vibraciones, el arrastre, el levante y la ruptura de las líneas. En este capítulo se analizan artículos y reportes de daños a líneas submarinas producto de la presencia de condiciones extraordinarias de diseño. Los reportes y artículos se refieren a los daños ocasionados por huracanes en las líneas instaladas en el Golfo de México en aguas federales de los Estados Unidos, también se analizó un reporte de dos líneas danesas colocadas en el Mar del Norte, así como reportes y evaluaciones de los daños causados por el huracán Roxanne a su paso por la Sonda de Campeche.

El capítulo IV lleva por título *diseño hidrodinámico*, y en el se lleva a cabo la determinación teórica de las fuerzas hidrodinámicas de oleaje y corrientes, las cuales permiten calcular los coeficientes hidrodinámicos. Una vez definidos los coeficientes hidrodinámicos se muestran cuales son los parámetros de los cuales éstos dependen. En este capítulo también se analizan los coeficientes hidrodinámicos que se utilizan para diseñar tuberías submarinas con distintos códigos.

En el capítulo V se establece una caracterización de las condiciones metoceanicas antes y después del paso del huracán Roxanne por la Sonda de Campeche.

En la primera parte del último capítulo se realizó un análisis de diversas investigaciones concernientes a los coeficientes hidrodinámicos. Agrupando los valores de estos estudios y con base en una correlación de datos se establecieron tres ecuaciones que relacionan al número de Keulegan - Carpenter (KC) con cada uno de los coeficientes.

En la segunda parte del último capítulo se presenta el uso del software de la American Gas Association (AGA) utilizado por PEMEX y el IMP para el diseño y evaluación de líneas submarinas y se muestra como se realiza un análisis de nivel 2 a dos tramos de la línea del Anillo de Bombeo Neumático.

CAPÍTULO I.

ANTECEDENTES.

La industria de hidrocarburos costa afuera inició en las costas de California cerca de 1890. Las operaciones en tierra fueron extendidas hacia el mar por medio de muelles de madera, perforándose el primer pozo en 1887. A finales de esa década ya se habían construido once muelles y en 1900, se realiza una perforación a 152.4 m (500 ft) de la línea de la costa (Brantly, 1971).



Figura I.1: Primeros desarrollos costa afuera, Summerland California (Brantly, 1971; Graff, 1981).

Las perforaciones marinas en el Golfo de México iniciaron en los años treinta con pozos colocados en el área de los pantanos de Louisiana, en donde se utilizaron plataformas de madera y se dragaron canales de acceso para que las barcazas de suministro pudieran alcanzar los sitios del taladro. El primer esfuerzo por taladrar correctamente en el Golfo se realiza en 1933, en Cameron Parish, Louisiana, en donde se construye una plataforma de madera a 3.7 m (12 ft) de la superficie del agua y a 914.4 m (3000 ft) fuera de la costa (Graff, 1981).

En México es a partir de 1900 cuando se inicia la explotación del petróleo a manos de empresas extranjeras. A raíz de la expropiación petrolera en 1938, la industria queda a cargo de Petróleos Mexicano (PEMEX, 1979a).

En 1949 se desarrollaron los primeros trabajos exploratorios en la Plataforma Continental del Golfo de México por parte de Petróleos Mexicanos (PEMEX), frente a la porción Sur del estado de Veracruz y el Norte del Estado de Tabasco. Además se realizó una

comparación de estudios efectuados en las regiones de Yucatán, norte de Campeche y área continental de Chiapas y Tabasco, que indicaron condiciones estructurales y sedimentológicas similares entre la Sonda de Campeche y el área continental de Chiapas y Tabasco (PEP, 1999; Centeno, 1976). Es hasta 1965 que inicia la actividad costa afuera con el descubrimiento de los campos Tiburón y Atún en México (PEP, 1999).

A finales de los años sesenta ya se tenían evidencias físicas de la presencia de hidrocarburos en la Sonda de Campeche por comentarios de pescadores como Don Rudesindo Cantarell, quien encontró a una distancia de 70 km de Cd. Del Carmen, Campeche una chapopotera en el mar a principios de la década de los sesenta, pero la reportó hasta 1971 (PEMEX, 1979a).

Actualmente Petróleos Mexicanos divide el país en cuatro Regiones. Las cuales son (PEP, 1999):

- a) Región Marina del Noreste.
- b) Región Marina del Suroeste.
- c) Región Norte.
- d) Región Sur.

La Región Marina del Noreste es actualmente la más importante hablando en términos de producción total de crudo y gas. Se encuentra ubicada en el sureste del país, dentro de la plataforma continental y del talud del Golfo de México. Abarca una superficie de más de 166 mil kilómetros cuadrados y queda totalmente incluida dentro de las aguas territoriales nacionales, frente a las costas de Campeche, Yucatán y Quintana Roo. Su extensión geográfica es mostrada en la figura 1.2.

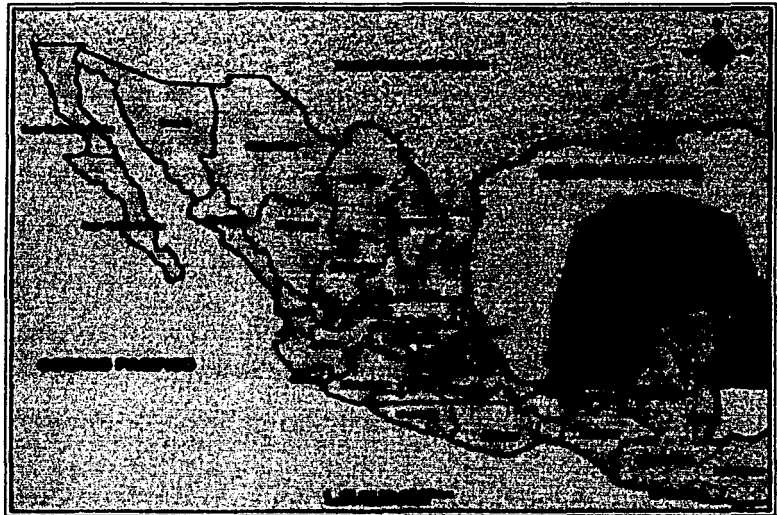


Figura 1.2: Ubicación geográfica de las Regiones Marinas (PEP, 1999).

En 1975, se termina la perforación del pozo exploratorio Chac-1, marcando el inicio de la extracción de crudo en esta región (PEMEX, 1979b). Petróleos Mexicanos en el año de 1979 ya contaba con varios complejos para la extracción, producción y distribución de hidrocarburos en esta región incluyendo una línea troncal de 36 pulgadas de diámetro y 165 km de longitud para el transporte a la terminal de Dos Bocas, Tabasco (PEMEX, 1979a).

En la Región Marina del Noreste se explotan principalmente yacimientos de aceite pesado y gas, donde los fluidos recorren más de 2500 metros desde el subsuelo a la superficie (PEP, 1999).

La distribución de hidrocarburos en la Región Marina del Noreste se realiza a través de 1607 kilómetros de ductos, de los cuales 1286 kilómetros son marinos y 321 kilómetros son terrestres. Asimismo, de acuerdo con el servicio que proporcionan 782 son oleoductos, 103 oleogasoductos, 617 gasoductos, 8 son ductos para agua y 97 son gasolinoductos (PEP, 1999).

La Región Marina del Suroeste abarca una superficie de 352,390 kilómetros cuadrados, y está limitada, en la parte Sur por los estados de Veracruz, Tabasco y Campeche; por la Región Marina del Noreste en la dirección Este; al Norte, por las líneas limítrofes de las aguas territoriales y al Oeste por el proyecto Golfo de México A, de la Región Norte. La figura 1.2 ilustra su localización.

La explotación en esta región inicia con el pozo terrestre Tortuguero-1, en 1923. Sin embargo es posible considerar el inicio de la historia de la misma en 1971 cuando se concluyó el pozo marino Marbella-1 (PEP, 1999). A partir de esta fecha, la actividad exploratoria se incrementó particularmente hacia la Sonda de Campeche.

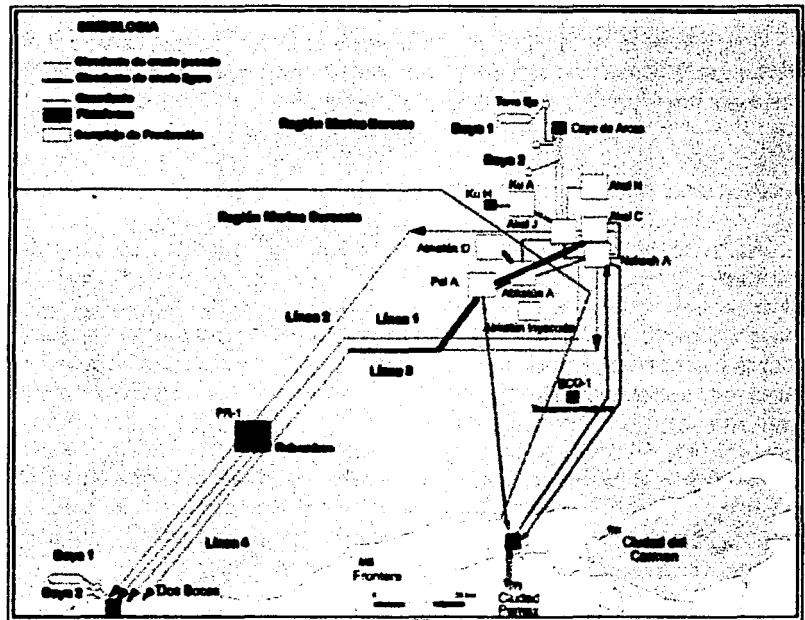


Figura 1.3: Red de proceso y transporte en las regiones marinas (PEP, 1999).

En la Región Marina del Sureste se explotan yacimientos de gas, aceite pesado y aceite ligero, donde los fluidos recorren más de 2500 metros desde el subsuelo a la superficie.

La distribución de hidrocarburos se realiza a través de 901 kilómetros de ductos, de los cuales 851 kilómetros son marinos y 50 kilómetros son terrestres. Asimismo, de acuerdo con el servicio que proporcionan 471 son oleoductos, 217 oleogasoductos, 185 gasoductos, 21

son ductos para agua y 6 son gasolinoductos. La tabla I.1 presenta la distribución de las líneas por región (PEP, 1999).

Región Marina del Noreste		Región Marina del Suroeste	
Ductos [km]		Ductos [km]	
Submarinos	Terrestres	Submarinos	Terrestres
1286	321	851	50

Tabla I.1: Distribución de las líneas de hidrocarburos en las Regiones Marinas (PEP, 1999).

Las otras dos regiones son de menor importancia para nuestro estudio debido a que se trata de Regiones en el continente, aunque también existen líneas submarinas en Tuxpan (conectan las boyas a tierra). Se puede observar que entre las Regiones Marinas se tiene un total de 2137 kilómetros de ductos submarinos construidos, para transportar los hidrocarburos que se obtienen costa afuera ya sea para consumo nacional o para exportación (PEP, 1999).

Actualmente en México más del 50% de la explotación de hidrocarburos se realiza en instalaciones costa afuera (PEP, 1999), y es necesaria su conducción, los ductos se presentan como el medio de transporte más rápido, seguro y eficiente. La demanda en el crecimiento de la industria petrolera ha provocado aumento en la utilización de tuberías para la transportación de crudo y gas natural. Miles de tuberías de diferentes tamaños se han instalado a diferentes profundidades en todo el mundo. Las tuberías instaladas costa afuera deben ser diseñadas para mantener su integridad durante la construcción y operación. Localizadas en el fondo marino están sujetas a riesgos potenciales de falla, originados por las condiciones de oleaje y corriente, inestabilidad del suelo, anclas de barcos, actividades pesqueras y otros riesgos, por lo que se han tenido que desarrollar métodos teóricos y experimentales para evaluar la magnitud de tales riesgos y tratar de prevenir catástrofes económicas y ambientales.

CAPÍTULO II.

ESTADO DEL ARTE.

II.1. ASPECTOS FÍSICOS DEL MEDIO MARINO.

II.1.1. VIENTOS.

El movimiento de las masas de aire se define como *viento*, también se puede definir como corriente horizontal de aire que circula con relativa proximidad a la superficie terrestre. Aunque también existen los vientos orográficos (ascendente).

De acuerdo a su dirección, los vientos se pueden clasificar de la siguiente manera (Frías y Moreno, 1986):

- Constantes o regulares (actúan todo el año).
- Periódicos (se invierten; en el día y noche o en épocas del año).
- Irregulares (no periódicos).

Por su extensión en (Frías y Moreno, 1986):

- Locales.
- Generales o planetarios (brisas y monzones).

El viento es la principal fuerza generadora de oleaje teniendo un efecto permanente en la costa, además produce marea de viento y fuerzas sobre las estructuras (Frías y Moreno, 1986).

Los elementos que caracterizan al viento son tres:

- a) Dirección. Para definir su dirección se utiliza la rosa de vientos.
- b) Intensidad o velocidad con que sopla. Para su medición se utiliza la escala internacional Beaufort (modificada) que se presenta en la Tabla II.1 la cual relaciona la intensidad del viento con el estado de mar.
- c) Frecuencia o número de veces que se presenta con determinadas características durante un lapso cualquiera, utilizándose normalmente el día, mes, estación o año.

El mar de viento es en realidad función creciente de tres variables: la fuerza o intensidad, la persistencia y el fetch. Internacionalmente se ha adoptado la escala de

Douglas para definir el estado de Mar, asociado a un nombre característico y correspondiendo a cada uno de los grados de Beaufort, tabla II.2.

Los vientos se comportan de acuerdo a un balance geostrófico arriba de los 1000 metros de altura ya que debajo de esta altura los efectos de fricción debidos a la presencia del océano distorsionan el campo de vientos. Abajo de esta región geostrófica se presenta una capa límite, la cual se divide en dos partes: Una de esfuerzo constante de 10 m (elevación estándar para la información) a 100 m de altura y arriba de esta la zona de Ekman (SPM, 1984), figura II.1.

ESCALA DE BEAUFORT				
GRADO	NOMBRE	VELOCIDAD		CONDICIONES DEL MAR
		m/s		
		mín.	máx.	
0	Calma	0.0	0.2	Mar llena.
1	Ventolina	0.3	1.5	Ondulación pequeña en la superficie sin producción de espuma.
2	Flojito	1.6	3.3	Olas cortas y bajas que no rompen; mar rizada.
3	Flojo	3.4	5.4	Oleaje que empieza a romper; poca espuma; mar rizada.
4	Bonacible	5.5	7.9	Olas de poca altura pero de mayor longitud; borregos de espuma; marejadilla.
5	Fresquito	8.0	10.7	Se acentúa la longitud de las olas; generalización de borregos de espuma; marejada.
6	Fresco	10.8	13.8	Se inicia la formación de grandes olas, que rompen; rociones de espuma al aire; mar gruesa.
7	Frescachón	13.9	17.1	Crece la mar; mar muy gruesa.
8	Duro	17.2	20.7	Olas de altura notable; las crestas despiden espuma pulverizada; mar arbolada.
9	Muy duro	20.8	24.4	Olas muy grandes; balance pronunciados; la espuma empieza a afectar la visibilidad.
10	Temporal	24.5	28.4	Olas considerables; mar blanca de espuma balances fuertes.
11	Borrasca	28.5	32.6	Olas extraordinariamente altas; visibilidad escasa a causa de la espuma.
12	Huracán	32.7	36.9	Atmósfera y mar completamente llena de espuma; visibilidad casi nula

Tabla II.1: Escala de Beaufort (Frías y Moreno, 1986).

ESCALA DE DOUGLAS				
GRADO DOUGLAS	DENOMINACIÓN	EQUIVALENCIA BEAUFORT	ALTURA DE OLA (m)	
			Mín	Máx.
0	Calma	0	0	
1	Llana	1	0	0.1
2	Rizada	2	0.1	0.5
		3		
3	Marejadilla	4	0.5	1.25
4	Marejada	5	1.25	2.50
5	Gruesa	6	2.50	4
6	Muy Gruesa	7	4	6
		8		
7	Arbolada	9	6	9
8	Montañosa	10	9	14
9	Confusa	11	más de 14	
		12		

Tabla II.2: Escala de Douglas (Frías y Moreno, 1986).

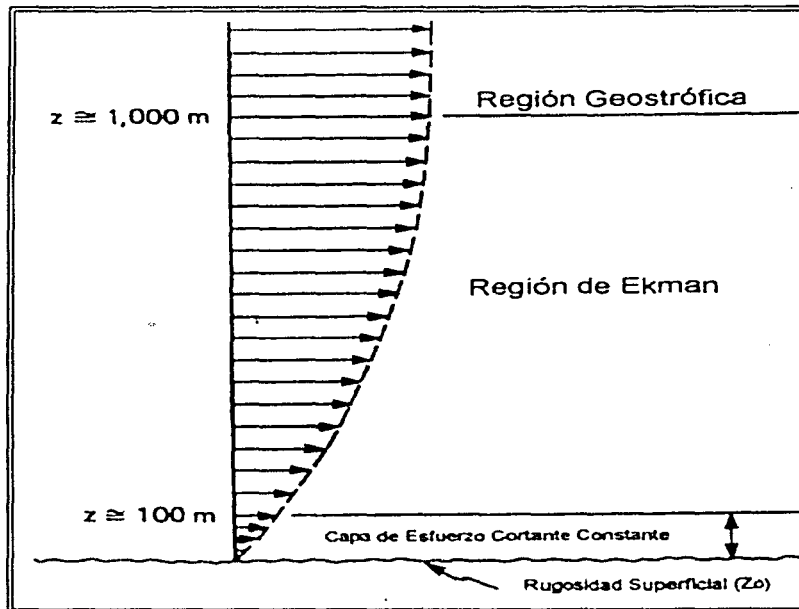


Figura II.1: Capa límite sobre las olas (SPM, 1984).

El viento geostrófico constituye la forma más simple de estimar la velocidad real en la atmósfera libre. Para aplicar fórmulas o nomogramas para el cálculo de la predicción de oleaje, se requiere transformar la velocidad de viento a esfuerzo de viento (Frías y Moreno, 1986).

Las fuerzas que intervienen en la generación del viento son esencialmente cuatro (Frías y Moreno, 1986):

a) Fuerza de presión representada por el gradiente de presiones.

$$F_p = \frac{P_1 - P_2}{L^\circ \rho_a} \quad (II.1)$$

P = Presiones en las isobaras 1 y 2.

L° = Separación entre isobaras.

ρ_a = Densidad del aire.

b) Fuerza de fricción.

$$F_f = \mu W \quad (II.2)$$

μ = Coeficiente de fricción.

W = Peso de la masa de aire.

c) Fuerza centrífuga/centrípeta.

$$F_c = m \frac{v}{R} \quad (II.3)$$

m = masa de aire.

v = velocidad tangencial de las partículas.

R = radio de curvatura de la Tierra.

d) Fuerza de Coriolis.

$$F_{cr} = (2\omega)v \sin(\phi) \quad (II.4)$$

ω = velocidad angular de la tierra.

v = velocidad del viento.

ϕ = grados latitud del punto analizado.

Si las isobaras son rectas y paralelas se dice que se trata de un viento geostrófico, el cual se ve influenciado por la fuerza de presión y la fuerza de Coriolis, la figura II.2

muestra una solución gráfica para obtener la velocidad del viento geostrófico para la siguiente ecuación:

$$U_g = \frac{1}{\rho_a f} \frac{\Delta p}{\Delta n} \quad (11.5)$$

$$f = 2\omega \sin\phi$$

para condiciones de
 $T = 10^\circ \text{C}$.
 $\rho_a = 1.247 \times 10^{-3} \text{ gr/cm}^3$.
 $\rho = 1013. \text{ mb}$

donde:

f = es el parámetro de coriolis.

Δn = Espacio entre isobaras medido en grados de latitud.

Δp = 3 mb y 4 mb.

ω = velocidad angular de la tierra (0.2625 rad/hr).

ϕ = Latitud en grados.

El viento real es función de las cuatro fuerzas antes mencionadas, y es éste el que genera el oleaje y la marea. El viento real se relaciona con el viento geostrófico (Frías y Moreno, 1986) de la siguiente forma:

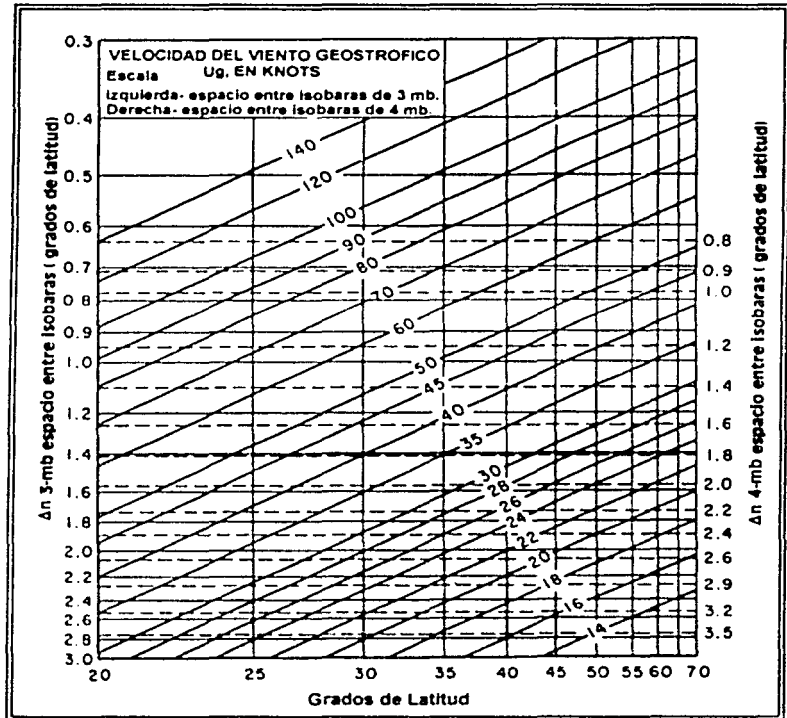


Figura 11.2: Escala de viento geostrófico (SPM, 1984).

$$U = C * U_g \quad (11.6)$$

donde C es un parámetro de corrección que depende de la diferencia de temperatura entre el agua de mar y el aire.

$T_w - T_a$	C
0 ó Negativo.	0.60
0 - 10	0.65
10 - 20	0.75
20 ó menor	0.90

T_w = Temperatura del agua de mar
 T_a = Temperatura del aire.
 Nota: se recomienda que en cálculos prácticos se utilice un valor de C cercano a 0.60

Tabla II.3: Parámetros de viento real (Frias y Moreno, 1986).

La altura del oleaje se determina a través de fórmulas que relacionan al esfuerzo de viento ajustado con la altura de ola significativa y el período del pico del espectro de oleaje (SPN, 1984):

$$\frac{gH_{m_o}}{U_A^2} = 1.6 \times 10^{-3} \left(\frac{gF}{U_A^2} \right)^{1/2} \quad (II.7)$$

$$\frac{gT_m}{U_A} = 2.857 \times 10^{-1} \left(\frac{gF}{U_A^2} \right)^{1/3} \quad (II.8)$$

donde:

U_A = Esfuerzo de viento o velocidad de viento ajustado.
 H_{m_o} = Altura de ola significativa de un espectro de oleaje.
 T_m = Período pico del espectro de oleaje.
 g = gravedad.
 F = Fetch.

II.1.2. OLEAJE.

Las olas son movimientos ondulatorios y oscilaciones periódicas de la superficie del mar, formadas por crestas y depresiones que se desplazan horizontalmente.

El viento es responsable de la generación del oleaje que se desplaza sobre la superficie del agua. Si observamos el mar durante una tormenta, su superficie parece estar en un estado de confusión y es difícil apreciar entre el desorden los diferentes trenes de olas que allí se generan.

Para el estudio de las olas, éstas se dividen en dos grupos: olas en aguas profundas, se caracterizan por no estar influenciadas por el fondo marino, moviéndose independientemente de él, olas costeras, son aquellas en donde su forma y movimiento se ven afectadas por el fondo marino, ver Figura II.3.

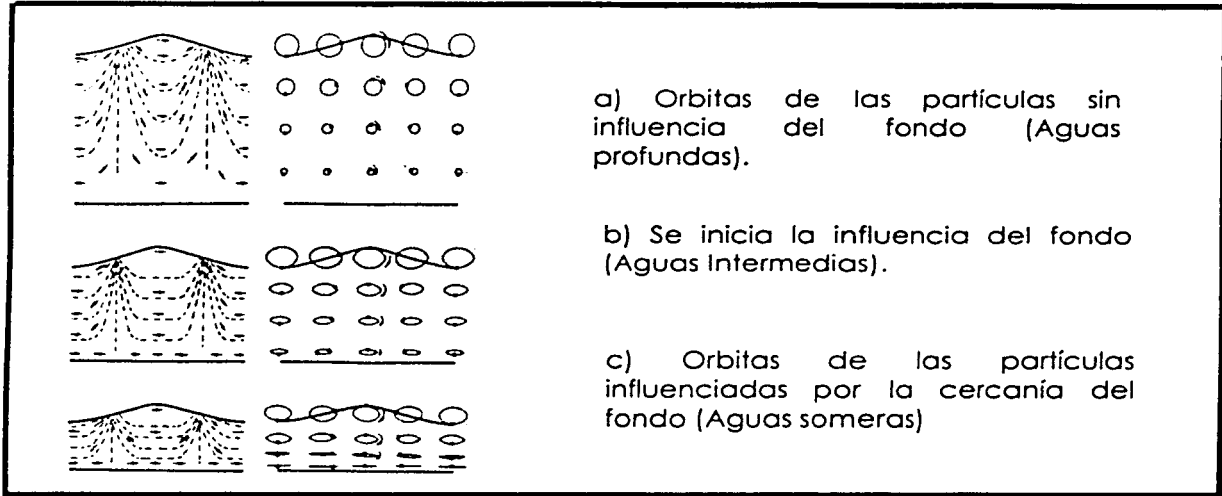


Figura II.3: Influencia del fondo del océano sobre el perfil de las olas (Sylvester, 1974).

II.1.2.1. TERMINOLOGÍA DE LA OLA.

Las características de una onda periódica que se propaga en la dirección x , se presentan en la figura siguiente:

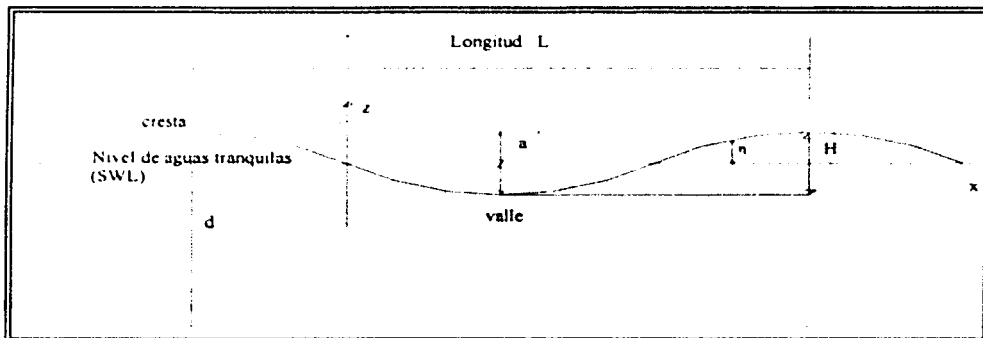


Figura II.4: Características de una onda periódica (Sylvester, 1974).

Los principales parámetros hidráulicos de la onda se definen de la manera siguiente:

- Altura de ola (H): Se define como la distancia vertical entre la cresta y el valle o seno de una ola determinada.
- Longitud de ola (L): Es la distancia horizontal medida entre dos crestas o valles consecutivos.
- Período de ola (T): Se define como el tiempo que tardan en pasar por un punto fijo dos crestas o dos valles consecutivamente.
- Celeridad de ola (C): Es la velocidad con la cual se desplaza la ola, es decir $C = L/T$.
- Relación de esbeltez ($\gamma = H/L$): Define el perfil de la ola.
- Frecuencia de ola: Se determina mediante el inverso del período $\omega = 1/T$.

Las ondas en el océano son de una amplia gama de períodos. Las energías asociadas a cada tipo de onda son proporcionales a H^2 (Frías y Moreno, 1986).

II.1.2.2. DESCRIPCIÓN ESTADÍSTICA DEL OLEAJE.

Es necesario hacer uso de procesos estadísticos para definir las alturas así como los períodos del oleaje que lo caractericen, debido a su carácter aleatorio. Actualmente se utiliza el método denominado como cruce por cero. Este método toma en cuenta el momento en que el perfil superficial de la ola cruza el cero imaginario del agua en reposo por donde se desplaza en una cierta dirección. De esta forma se define a la altura de ola como la distancia vertical entre el máximo y el mínimo nivel adyacente al punto de cruce por cero, quedando en forma semejante definido el período, figura II.5.

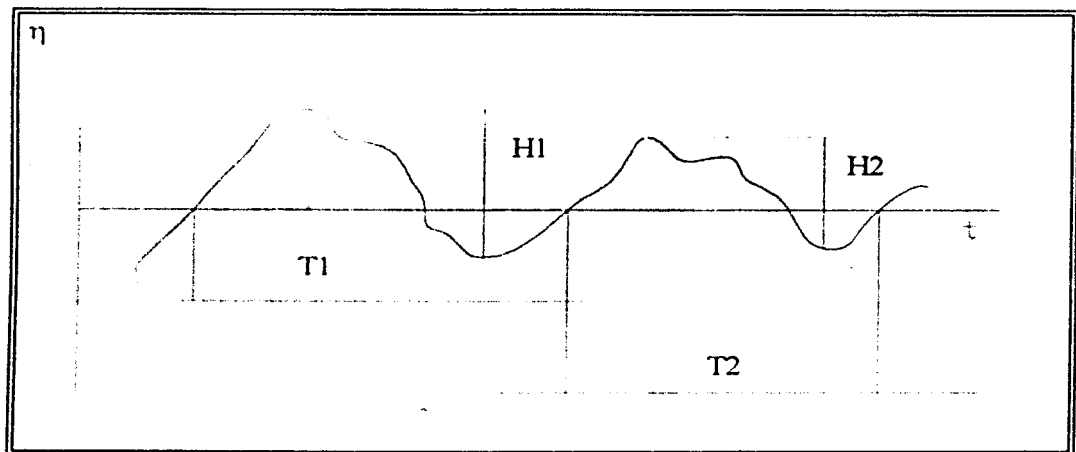


Figura II.5: Definición de alturas y períodos (Frías y Moreno, 1986).

Para definir la geometría estadística del oleaje se utilizan los siguientes parámetros:

- a) H_j y T_j , altura y período de la ola j .

- b) $H_{m\acute{a}x}$, N y $T_{m\acute{a}x}$, N altura y períodos máximos de la ola para un conjunto de N olas.
- c) $H_{1/3}$, $T_{1/3}$ altura y período un tercio o significantes los cuales corresponden al promedio del tercio de los valores más altos de un tren de olas dado.
- d) $H_{1/10}$, $T_{1/10}$ altura y período un décimo que corresponden al promedio de un décimo de los valores más altos de un tren de olas dado.
- e) \bar{H} y \bar{T} altura y período medios de un tren de olas dado.
- f) H_{rms} altura media cuadrática.

Cada una de las diferentes alturas de la estadística tiene una aplicación práctica.

La altura de ola significativa fue introducida por Sverdrup y Munk en 1947 (citado por Sylvester, 1974), habiéndose comprobado que coincide aproximadamente con el valor que un observador imparcial y acostumbrado al mar asignará al oleaje por mera inspección en éste.

II.1.2.3. DISTRIBUCIÓN ESTADÍSTICA DEL OLEAJE.

La determinación de la distribución de frecuencias de las alturas de ola para un determinado grupo de olas, fue ampliamente estudiada por Longuet-Higgins (Longuet-Higgins, 1961); las conclusiones de su trabajo indican que la distribución de las alturas de ola se asemeja a la distribución de Rayleigh.

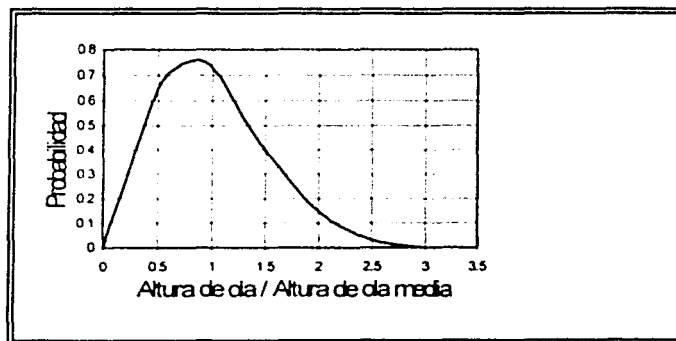


Figura II.6: Distribución de Rayleigh (Frías y Moreno, 1986).

La probabilidad de que ocurra un evento en el cual la altura de ola exceda el valor de H está dada por

$$P(H) = 1 - \int_0^H P(H) dH \quad (II.9)$$

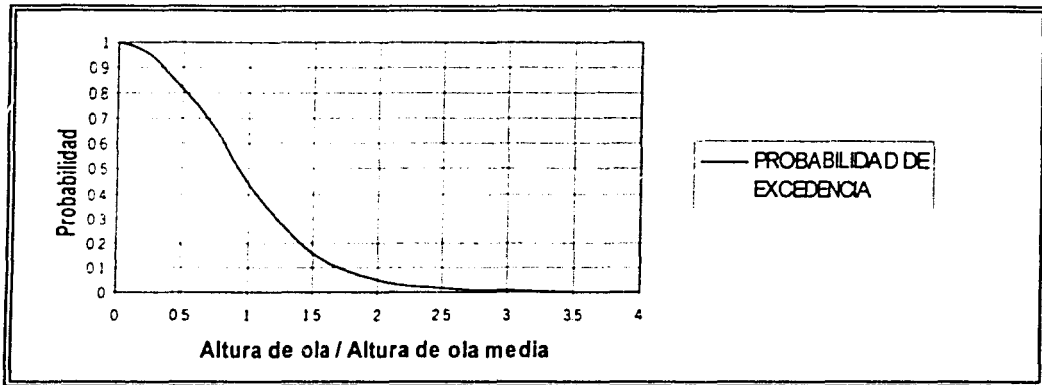


Figura II.7: Probabilidad de excedencia de acuerdo a la distribución de probabilidad Rayleigh (Frías y Moreno, 1986).

La n -ésima ola más alta $H_{1/n}$ se puede calcular a partir de:

$$H_{1/n} = n \int_{H_n}^{\infty} H_p(H) dH \quad (II.10)$$

Usando la última ecuación se obtienen las relaciones (Frías y Moreno, 1986):

$$H_{1/3} = 1.6H_m \quad (II.11)$$

$$H_{1/10} = 2.03H_m \quad (II.12)$$

$$H_{1/10} = 1.27H_{1/3} \quad (II.13)$$

Por su parte la altura de ola más alta H_{\max} , puede ser expresada como una función del número de olas N

$$\frac{H_{\max}}{H_{1/3}} = 1.07 \sqrt{\log N} \quad (II.14)$$

La distribución estadística de los períodos de ola difiere a la correspondiente de alturas; sin embargo, se acepta que su distribución, para un mar completamente desarrollado, está dada por (Frías y Moreno, 1986):

$$p(T)dT = 2.7 \frac{T^3}{T^4} \exp\left(-0.675\left(\frac{T}{T}\right)^4 dT\right) \quad (II.15)$$

donde $p(T)$ es la función de distribución de densidad para los periodos.

Esto significa que la distribución del período al cuadrado, el cual es proporcional a la longitud de onda, se expresa mediante la curva de Rayleigh. Estadísticamente se acepta (Goda, 2000):

$$T_{1/10} = T_{1/2} \quad (II.16)$$

$$T_{1/2} = 1.3T \quad (II.17)$$

II.1.2.4. DISTRIBUCIÓN ESPECTRAL DEL OLEAJE.

Si se supone un registrador de oleaje capaz de extraer la energía correspondiente a cada onda componente de un tren, con su dirección (θ) y su frecuencia (ω), la expresión gráfica del registro de la totalidad de las ondas sería una campana orientada en la dirección principal del viento, con un máximo para esta dirección correspondiendo con la frecuencia del grueso del temporal. Esto es, el término *espectro de energía del oleaje* debe entenderse como la suma de ondas senoidales con diferentes frecuencias (Frías y Moreno, 1986).

Como función de la frecuencia (ω) y de la dirección (θ), la expresión espectral del oleaje será $S(\theta, \omega)$, que recibe el nombre de *espectro completo*. Si, como es más frecuente, interesan únicamente los niveles desechando las direcciones, la gráfica obtenida sería como la mostrada en la figura II.8, la cual corresponde a la integral del espectro completo con respecto a la dirección (Frías y Moreno, 1986):

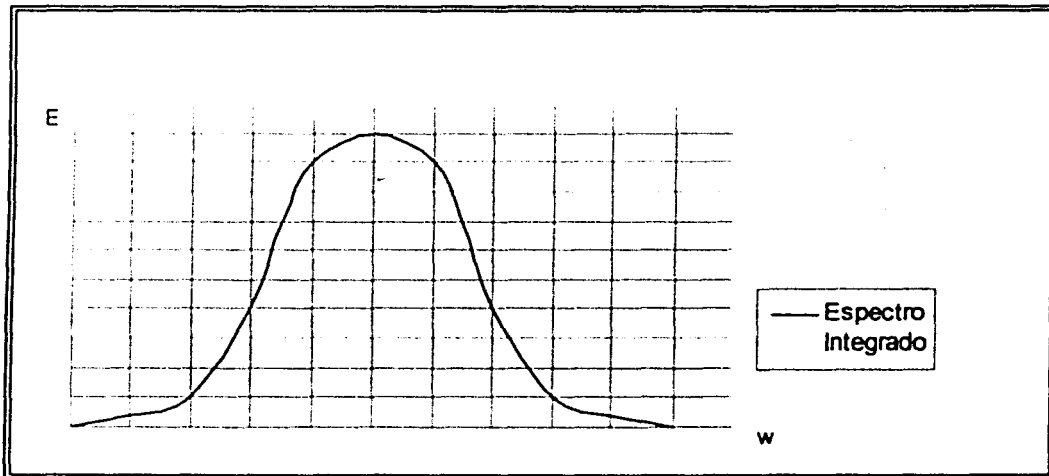


Figura II.8: Espectro Integrado $S(\omega)$ (Frías y Moreno, 1986).

Cuando los períodos presentes en el oleaje contemplan teóricamente a la totalidad del intervalo $(0, \infty)$, se dice que el oleaje está *totalmente desarrollado*; en cualquier otro caso estará *parcialmente desarrollado*.

Se llama espectro acumulativo de energía a la integral del espectro de frecuencias $S(\omega)$ en el intervalo de períodos $(0 \leq T \leq T_1)$ o su equivalente de frecuencias $(\infty \geq T \geq \omega_1)$.

Se denomina período óptimo (T_{op}), al correspondiente a la frecuencia máxima de transmisión de energía, es decir, al *máximo maximorum* del espectro $S(\omega)$.

Se han obtenido varios modelos de espectros de ola (Goda, 2000), siendo los más representativos los que a continuación se mencionan.

a) Espectro Bretschneider.

Este espectro es aplicable para vientos soplando sobre fetchs finitos y cuando se conocen estadísticamente la altura y el período del oleaje.

$$E(f) = (H, T, f)$$

b) Espectro Pierson – Moskowitz.

En ella $U_{19.5}$ es la velocidad del viento en m/seg, medida a 19.5 m sobre el nivel del mar; representa un espectro para un mar desarrollado debido a un viento soplando con una duración suficiente.

$$E(f) = (U_{19.5}, f)$$

c) Espectro JONSWAP.

El JONSWAP (Joint North Sea Wave Project) ha realizado numerosas observaciones y análisis del oleaje en el mar del Norte, de las cuales se obtiene una expresión para el espectro:

$$E(f) = (\alpha, \gamma, \lambda_a, \lambda_b, f_m)$$

f_m es la frecuencia pico, y una constante con valor aceptado normalmente de 0.008 y la relación entre la máxima energía espectral del JONSWAP y la correspondiente al espectro de Pierson-Moskowitz (PM). En el espectro JONSWAP α , γ , λ_a y λ_b definen su forma.

Cuando se da el espectro de frecuencias $E(f)$, el momento enésimo con respecto al origen, vale:

$$M_n = \int_0^{\infty} f^n E(f) df \quad (11.18)$$

Investigaciones basadas en la teoría y en observaciones directas dan validez a las siguientes relaciones (Goda, 2000):

$$H_{\frac{1}{10}} = 3.6\sqrt{E} \quad (II.19)$$

$$H_{\frac{1}{5}} = 2.83\sqrt{E} \quad (II.20)$$

$$H_m = 1.77\sqrt{E} \quad (II.21)$$

en donde E se define por:

$$M_0 = \int_0^{\infty} E[f]df \quad (II.22)$$

$$M_0 \cong \frac{E}{2} \quad (II.23)$$

II.1.2.5 TEORÍAS DE OLEAJE.

TEORÍA DE AIRY.

Airy desarrolló la *teoría lineal de pequeña amplitud*, que se considera la teoría más clásica. Siendo de importancia notable debido a que se ajusta bastante bien al comportamiento real de las olas cuando se encuentra en profundidades infinitas, además, es una teoría de fácil aplicación.

Airy parte de las siguientes hipótesis (Sylvester, 1974):

- Fluido homogéneo e incompresible, la densidad es constante.
- Se desprecia la tensión superficial.
- Se desprecia el efecto de Coriolis.
- La presión en la superficie libre es uniforme y constante.
- El fluido es ideal Se desprecia la viscosidad.
- La onda considerada no está relacionada con ningún otro tipo de movimiento del agua.
- El fondo es horizontal, fijo e impermeable; la velocidad vertical en el fondo vale cero.
- La amplitud de la onda es pequeña en relación con la profundidad y su forma invariable en el tiempo y el espacio.
- Las ondas son bidimensionales.

Las tres primeras suposiciones se cumplen en casi todos los problemas de ingeniería de costas, pero las demás necesitan un tratamiento especial para cada problema. Esta teoría no presenta validez cuando se trata de profundidades pequeñas ya que no considera la influencia del fondo del océano sobre el perfil de las ondas, figura II.3.

La figura II.4 muestra en dos dimensiones, la propagación de la ola progresiva simple, en la dirección positiva del eje x. El símbolo η denota el desplazamiento de la superficie del agua con relación al SWL o nivel de aguas tranquilas y esta en función del desplazamiento x y el tiempo t. a es igual a la amplitud de la ola o la mitad de la altura de la ola.

La teoría de la pequeña amplitud y algunas teorías de amplitud finita desarrollaron la introducción del potencial de velocidad $\varphi(x,z,t)$ (SPM, 1984). Las componentes vertical y horizontal de la velocidad de las partículas de agua como un punto (x,z) en el fluido son u que es igual a la derivada parcial de φ con respecto de x, $u = -\frac{\partial\varphi}{\partial x}$, y v que es igual a derivada parcial de φ con respecto a z, $v = -\frac{\partial\varphi}{\partial z}$. El potencial de velocidad, la ecuación de Laplace, la ecuación dinámica de Bernoulli junto con las condiciones apropiadas de frontera y las consideraciones anteriores, proveen la información necesaria para determinar las fórmulas de la ola de pequeña amplitud.

La tabla II.4 muestra la clasificación del agua según la profundidad en que se encuentre viajando la ola y su relación con la función $\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$.

Clasificación	d/L	$\frac{2\pi d}{L}$	$\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$
Aguas profundas	$> \frac{1}{2}$	$> \pi$	Aprox. 1 (0.9964)
Aguas Intermedias	1/25 a $\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$ a π	$\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$
Aguas someras	$< 1/25$	$< \frac{1}{4}$	Aprox. $\frac{2\pi d}{L}$

Tabla II.4: Clasificación del agua de acuerdo a la profundidad en que viaja la ola (SPM, 1984).

De esta forma las expresiones que definen la teoría sufren simplificaciones dependiendo la zona en que este viajando la ola. Un resumen de las ecuaciones de la teoría lineal de olas progresivas o de pequeña amplitud se muestra en la tabla II.5.

Teoría Airy		Ecuaciones
Perfil		$\eta = \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right)$
Celeridad		$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$
Longitud		$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$
Velocidades	Horizontal (x)	$u = \frac{HgT}{2L} \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right)$
	Vertical (z)	$w = \frac{\pi H}{L} C \frac{\sinh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\sinh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \sin\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right)$
Desplazamientos	Horizontal (x)	$\xi = \frac{HgT^2}{4\pi L} \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \sin\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right)$
	Vertical (z)	$\zeta = \frac{HgT^2}{4\pi L} \frac{\sinh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right)$
Velocidad de Grupo		$C_g = \frac{C}{2} \left[1 + \frac{\frac{4\pi d}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi d}{L}\right)} \right]$
Presión debajo de la Superficie.		$p = \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh^2\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) - \rho g z$
Energía		$E = \frac{\rho g H^2}{8}$
Potencia (por unidad de área)		$P = \frac{\rho g H^2}{8} C_g$
Estas ecuaciones sufren simplificaciones dependiendo de la profundidad en que se encuentre viajando la ola.		

Tabla II.5 (continuación): Resumen de ecuaciones de la teoría de Airy (SPM, 1984).

TEORÍA DE STOKES DE SEGUNDO ORDEN O DE LA OLA PROGRESIVA.

Esta teoría considera que la amplitud de la ola ya no es simétrica con respecto al nivel de aguas tranquilas debido a que adquiere dos términos de la ecuación general del perfil de la ola, de esta forma el perfil de la superficie libre queda determinado por la ecuación:

$$\eta = a \cos \theta + a^2 B_2 \cos 2\theta \quad (11.24)$$

donde $a < H/2$ para los ordenes mayores del segundo y B_2 esta en función de la longitud de ola y la profundidad d (SPM, 1984).

Para utilizar ecuaciones de orden mayores al segundo se requiere el uso de tablas y de herramientas informáticas para simplificar los cálculos. Las ecuaciones simplificadas para dar solución a la teoría de Stokes de 2º orden se presentan en la tabla siguiente:

Teoría de Stokes 2º Orden		Ecuaciones
Perfil	$\eta = \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) + \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 \frac{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}{\sinh^3\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \left[2 + \cosh\left(\frac{4\pi d}{L}\right)\right] \cos\left(\frac{4\pi x}{L} - \frac{4\pi t}{T}\right)$	
Celeridad	$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \left[1 + \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 \left(\frac{5 + 2\cosh\left(\frac{4\pi d}{L}\right) + 2\cosh^2\left(\frac{4\pi d}{L}\right)}{8\sinh^4\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}\right)\right]$	
Longitud	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \left[1 + \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 \left(\frac{5 + 2\cosh\left(\frac{4\pi d}{L}\right) + 2\cosh^2\left(\frac{4\pi d}{L}\right)}{8\sinh^4\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}\right)\right]$	
Velocidades	Horizontal (x)	$u = \frac{HgT}{2L} \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) + \frac{3}{4} \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 C \frac{\cosh\left(\frac{4\pi(z+d)}{L}\right)}{\sinh^4\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cos\left(\frac{4\pi x}{L} - \frac{4\pi t}{T}\right)$
	Vertical (z)	$w = \frac{\pi H}{L} C \frac{\sinh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\sinh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \sin\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) + \frac{3}{4} \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 C \frac{\cosh\left(\frac{4\pi(z+d)}{L}\right)}{\sinh^4\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \sin\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right)$

Tabla II.6: Ecuaciones para dar solución a la teoría de Stokes de 2º orden (SPM, 1984).

Teoría de Stokes 2° Orden		Ecuaciones
Desplazamientos	Horizontal (x)	$\xi = \frac{HgT^2}{4\pi L} \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \sin\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) + \left(\frac{\pi H^2}{8L}\right) \frac{1}{\sinh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \left[1 - \frac{3}{2} \frac{\cosh\left(\frac{4\pi(z+d)}{L}\right)}{\sinh^2\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right]$ $\sin\left(\frac{4\pi x}{L} - \frac{4\pi t}{T}\right) + \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 \frac{Ct}{2} \frac{\cosh\left(\frac{4\pi(z+d)}{L}\right)}{\sinh^2\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$
	Vertical (z)	$\zeta = \frac{HgT^2}{4\pi L} \frac{\sinh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) + \frac{\pi H}{L} \frac{\sinh\left(\frac{4\pi(z+d)}{L}\right)}{\sinh^4\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cos\left(\frac{4\pi x}{L} - \frac{4\pi t}{T}\right)$
Velocidad del transporte de masa		$\bar{U}(z) = \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 \frac{C}{2} \frac{\cosh\left(\frac{4\pi(z+d)}{L}\right)}{\sinh^2\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$
Presión debajo de la Superficie.		$p = \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh^2\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) - \rho g z$ $+ \frac{3}{8} \rho g \frac{\pi H^2}{L} \frac{\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}{\sinh^2\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \left[\frac{\cosh\left(\frac{4\pi(z+d)}{L}\right)}{\sinh^2\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} - \frac{1}{3} \right] \cos\left(\frac{4\pi x}{L} - \frac{4\pi t}{T}\right)$ $- \frac{1}{8} \rho g \frac{\pi H^2}{L} \frac{\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}{\sinh^2\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \left[\cosh\left(\frac{4\pi(z+d)}{L}\right) - 1 \right]$
Estas ecuaciones sufren algunas simplificaciones dependiendo de la profundidad en que se encuentre viajando la ola.		

(Continuación) Tabla II.6: Ecuaciones para dar solución a la teoría de Stokes de 2° orden (SPM, 1984).

TEORÍA DE LA ONDA SOLITARIA.

La onda solitaria es una onda larga generada por un gran desplazamiento de agua causado por un fenómeno como un desprendimiento de tierra o un sismo (maremoto). La onda solitaria es una onda de traslación relativa de masas de agua, es decir que las partículas de agua se mueven sólo en dirección del avance de la ola. Cuando una ola

oscilatoria se desplaza en aguas reducidas, sus características son muy similares a las de una ola solitaria, esto quiere decir que la amplitud aumenta progresivamente, las crestas se hacen más cortas y agudas, y el valle se hace más largo y más plano (García, 1990). Particularmente la onda solitaria puede ser definida por la profundidad del mar y la altura de la ola, de esta forma los parámetros como la longitud y el período son independientes en la caracterización de la ola.

La onda solitaria es un caso particular de la onda cnoidal cuando el período T , la longitud de onda L y el número de Ursell U , tienden a infinito, en el cual la integral elíptica de primer orden $K(k) = K(1) = \infty$ y el coseno elíptico jacobiano se reduce a una secante hiperbólica, la ecuación del perfil se presenta de la siguiente forma (García, 1990; Sánchez, 1980):

$$\eta = H \operatorname{sech}^2 \left[\sqrt{\frac{3}{4}} \frac{H}{d^3} (x - Ct) \right] \quad (II.25)$$

siendo el origen de x la cresta de la ola.

El volumen de agua contenido en la ola sobre el nivel de aguas tranquilas por unidad de ancho de cresta, se puede determinar mediante la fórmula siguiente (García, 1990):

$$V = \left[\frac{16}{3} d^3 H \right]^{\frac{1}{2}} \quad (II.26)$$

La celeridad se define como (García, 1990; Sánchez, 1980)

$$C = \sqrt{g(H+d)} \quad (II.27)$$

McCowan desarrolló los principios para el cálculo de las velocidades de las partículas de agua para la ola solitaria en 1891, y Munk las presenta en 1949, las componentes son (García, 1990; Sánchez, 1980):

Horizontal

$$u = C * N \frac{1 + \cos \frac{M * y}{d} \cosh \frac{M * x}{d}}{\left(\cos \frac{M * y}{d} \cosh \frac{M * x}{d} \right)^2} \quad (II.28)$$

Vertical

$$w = C * N \frac{\operatorname{sen} \frac{M * y}{d} \operatorname{senh} \frac{M * x}{d}}{\left(\cos \frac{M * y}{d} \operatorname{cosh} \frac{M * x}{d} \right)^2} \quad (II.29)$$

La expresión de la velocidad horizontal es usada en la predicción de fuerzas sobre estructuras marinas en aguas someras (SPM, 1984). Para x y t iguales a cero la velocidad es máxima; entonces

$$u_{\text{más}} = \frac{C * N}{1 + \cos \frac{M * y}{d}} \quad (II.30)$$

M y N son función de la altura relativa de ola H/d (SPM, 1984).

FUNCIÓN CORRIENTE.

En años recientes, las aproximaciones para la solución de las ecuaciones hidrodinámicas que describen el movimiento fueron propuestas y desarrolladas por Dean (1965) y Monkmeyer en 1970 (citado por Sánchez, 1980). Las aproximaciones de Dean le permiten desarrollar la Teoría de la Función Corriente, la cual es una teoría de ola no lineal similar a la teoría de Stokes de orden mayor. Ambas se construyen a partir de sumas de funciones de senos y cósenos que satisfacen las ecuaciones originales de Laplace.

Dean propuso una función corriente para olas de gravedad no lineales, cuya forma se elige, de manera que la solución de la ecuación de Laplace para desplazamientos interiores satisfaga las condiciones de frontera en el fondo y en la superficie.

En el fondo, se considera que no hay movimiento vertical de las partículas de agua, mientras que en la superficie, deben considerarse dos criterios. En primer término, las partículas de agua deben girar de acuerdo con el movimiento de la superficie libre y en segundo término, la presión estimada en la superficie deberá ser la correcta (no se considera constante) (Sylvester, 1974).

Los cálculos involucrados en la evaluación de términos que componen la serie de expansión de orden mayor son largos y tediosos, por lo que se recomienda el uso de tablas o presentaciones gráficas para dar solución a esta teoría y poder aplicarla en la ingeniería de costas para el análisis de fuerzas producidas por oleaje y corrientes en estructuras marinas, la informática es una herramienta que simplifica su uso.

Dean aplicó también su función corriente a olas hipotéticas con características específicas tales como altura, período y profundidad, a las que denominó olas teóricas, ya que el perfil utilizado en los cálculos se derivó a partir de la teoría lineal. Se hizo una comparación con el método de potencial de velocidades de Chapcelear, hasta el 7°

orden. Se encontró que el máximo error en la función corriente ocurre en la cresta. Al verificar la ola antes de romper, se observó que H_0/d es mayor que el valor teórico normalmente aceptado de 0.78 (H_0 es la altura de ola en aguas profundas), que a su vez es mayor que el normalmente observado de 0.73. Dean argumenta que este límite requiere verificación (Dean, 1998).

Von Schwind y Reid intentaron elaborar tablas a partir de la función corriente (Sylvester, 1974). Se simplificó la condición de frontera en la superficie mediante un procedimiento de conformación de planos y los resultados se compararon con las teorías de Stokes de primer, tercer y quinto orden. Las tablas y gráficas obtenidas *no son de aplicación directa* para los especialistas en ingeniería de costas, ya que contienen coeficientes de Fourier en lugar de funciones primarias de olas (Sánchez, 1980).

II.1.3. CORRIENTES.

En general se puede definir a las corrientes como el desplazamiento de una masa de agua, determinada por dos características: dirección y velocidad.

La dirección de una corriente es el rumbo hacia el cual se dirigen. La velocidad de una corriente se expresa tradicionalmente en nudos, cuando se trata de aspectos relativos a la navegación, o bien en m/s.

Las corrientes para su estudio pueden dividirse en cuatro: Oceánicas, inducidas por viento, por marea y corrientes en la costa producidas por oleaje (Frías y Moreno, 1986).

II.1.3.1. CORRIENTES OCEÁNICAS.

Las causas que generan las corrientes marinas son esencialmente dos: viento y gradiente.

El viento como elemento generador opera por efecto de arrastre de las moléculas superficiales, las cuales a su vez actúan sobre las moléculas más profundas, según sea la intensidad y persistencia del viento y, también dependiendo de que haya o no elementos que se opongan al movimiento del flujo de aguas. Por lo tanto este tipo de corrientes se puede decir que en general son prácticamente superficiales y de poca intensidad. Este tipo de corrientes coincide en dirección con los vientos generales (alisios y contralisios) y tienen una dirección más o menos constante en el transcurso del año. La configuración Litoral, la topografía y la inercia de la misma corriente una vez generada son elementos que matizan las corrientes.

En función de la temperatura se clasifican en calientes y frías (importancia de carácter biológico).

II.1.3.2. CORRIENTES LOCALES INDUCIDAS POR VIENTO.

Se produce cuando el viento actúa sobre la superficie libre del mar, produciendo un esfuerzo cortante sobre las partículas líquidas generando una traslación importante en éstas.

Existen las ecuaciones de Ekman y tablas de otros autores (Rossby y Montgomery), donde pretenden determinar la velocidad de la corriente a partir de la velocidad en la superficie, pero se deberán considerar meramente como una orientación ya que en la realidad la generación de corrientes por vientos locales son muchos los parámetros que intervienen, y los modelos matemáticos simplifican muchos de estos, siendo lo más conveniente en un caso práctico realizar mediciones directas.

II.1.3.3. CORRIENTE POR MAREA.

La elevación y descenso periódico del nivel del mar genera movimientos notables en las masas líquidas, sobre todo en zonas costeras donde la comunicación con mar abierto está restringida (estuarios, bahías, entradas a puerto, desembocaduras de lagunas costeras).

La periodicidad caracteriza estas corrientes al poder ser diurna o semidiurna. Las características de las corrientes de marea cambian de un lugar a otro, dependiendo principalmente del carácter de la marea pero en función también de la profundidad y configuración de terreno. Aunque es en regiones cercanas o inmediatas al Litoral donde se presentan problemas con estas corrientes ya que provocan transporte de sedimentos (azolvamientos, y socavación), y en aguas profundas sus velocidades son relativamente bajas.

II.1.3.4. CORRIENTE PRODUCIDAS POR OLEAJE.

Debido a su relación de esbeltez la ola tiende a romper, generando una disipación muy grande de energía, que como consecuencia modifica sustancialmente las características del transporte de masa líquida y como resultado, provoca corrientes. Estas corrientes son las que principalmente originan y regulan, en su mayor parte, el movimiento de sedimentos costeros

II.1.4. MAREAS.

Son el ascenso y descenso periódicos de las aguas oceánicas, incluyendo las del mar abierto, los golfos y las bahías, como resultado de la atracción gravitatoria de la luna y del sol sobre el agua y la propia tierra, en consecuencia su intensidad está estrechamente relacionada con las posiciones relativas entre los astros.

Fue en 1687 cuando se tuvo un primer acercamiento al fenómeno de las mareas, con *Philosophe Naturalis Principia Mathematica* realizada por Newton, mostrando la

atracción gravitacional entre el sol, la tierra y la luna. Con la teoría estática, Newton proporciona la noción esencial de la fuerza que los astros tienen sobre las moléculas líquidas. Más tarde en 1799 Laplace presentó su teoría dinámica estableciendo que el movimiento del nivel del mar en un punto determinado es la consecuencia de oscilaciones libres (debidas al recipiente que contienen los océanos) y forzadas (perturbación ocasionada por los astros) (Frías y Moreno, 1986). La figura 11.9 muestra la onda de marea idealizada.

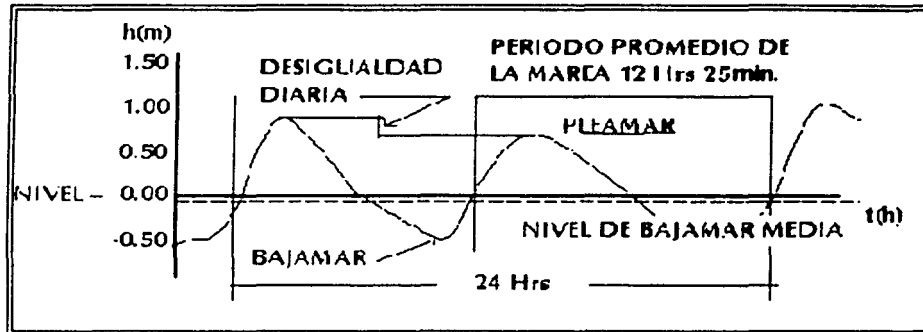


Figura 11.9: Onda de marea idealizada (Frías y Moreno, 1986).

Por los astros que las originan, las mareas se clasifican como:

- Mareas lunares. Por la cercanía de la luna con la tierra, la luna es la causa principal de las mareas. Cuando la luna está justo encima de un punto dado de la superficie terrestre, ejerce una fuerza de atracción del agua, por lo tanto, se eleva sobre su nivel normal. El agua que cubre la porción de tierra más lejana de la luna también está sometida a atracción; se forma así otra elevación que proporciona el fundamento de una segunda onda. La cresta de onda situada bajo la luna se llama marea directa, y la del lado diametralmente opuesto de la tierra se llama marea opuesta.
- Mareas solares. El sol provoca el ascenso de dos crestas de ondas opuestas, pero como el sol está más alejado de la tierra, su fuerza para crear mareas es un 46 % menor que la luna.

Existe además una clasificación basada en el número de pleamares y bajamares que tienen en su periodo las mareas:

- Diurna. Presentan un pleamar y un bajamar por ciclo, en un periodo de 24 horas.
- Semidiurna. Tienen dos pleamares y dos bajamares durante dos ciclos consecutivos con periodos de 12 horas y 25 minutos cada uno donde las amplitudes de ambas son sensiblemente semejantes.

- Mixta. Poseen dos pleamares y dos bajamares durante dos ciclos sucesivos con periodo de 12 horas y 25 minutos cada uno donde las amplitudes de ambas presentan diferencias notorias.

Además existen dentro de las anteriores las mareas muerta y vivas, que corresponden al mínimo y máximo nivel alcanzado en el mes, que se explican con el siguiente esquema.

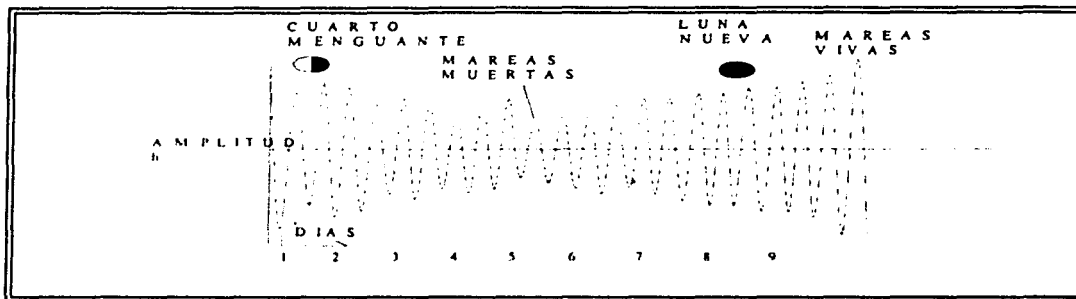


Figura II.10: Esquema de mareas vivas y mareas muertas (Frías y Moreno, 1986).

Además a la máxima marea viva durante el año se le llama sicigias (Luna llena de equinoccio), y a la máxima marea muerta ocurre con el cuarto creciente o menguante coincidente con el solsticio.

II.1.4.1. MAREA DE TORMENTA.

La marea de tormenta es un aumento o disminución del nivel medio del mar. Son varios los fenómenos que la generan; pero principalmente es el campo de vientos del huracán, que ejerce una fuerza cortante sobre la superficie del mar, que produce la sobrelevación del nivel medio del mar aunque esto únicamente puede ocurrir en aguas someras, ya que en aguas profundas sólo la baja de presión es capaz de producir una sobrelevación (tumefacción) que actúa sin considerar la profundidad local.

II.1.4.2. MAREA HIDRÁULICA.

Efecto que se produce en la onda de marea al propagarse sobre un estrecho o un Golfo que se hace más angosto en su extremo, por ejemplo, en el Golfo de California.

II.2. GENERALIDADES SOBRE LOS DUCTOS.

II.2.1. DEFINICIONES.

Ducto.- Tubería con costura o sin costura compuesta por un ducto ascendente o raiser, curvas de expansión, accesorios y una línea regular.

Línea Regular.- Tramo de tubería comprendido entre las curvas de expansión.

Ducto Ascendente o Riser.- Tramo de tubería que conecta al lanzador o tubería de cubierta con la curva de expansión.

Curva de expansión.- Tramo de tubería que conecta al ducto ascendente (por medio de una unión bridada) con la línea regular. Incluye un tramo de tubería recta de 12 metros después del último codo horizontal.

Ramal.- Tramo de tubería de una línea secundaria que se conecta a un ducto principal.

Cabecal Submarino.- Preparación temporal o definitiva que se deja en una línea submarina para interconexión futura.

Cruce Submarino.- Lugar donde dos líneas submarinas se cruzan.

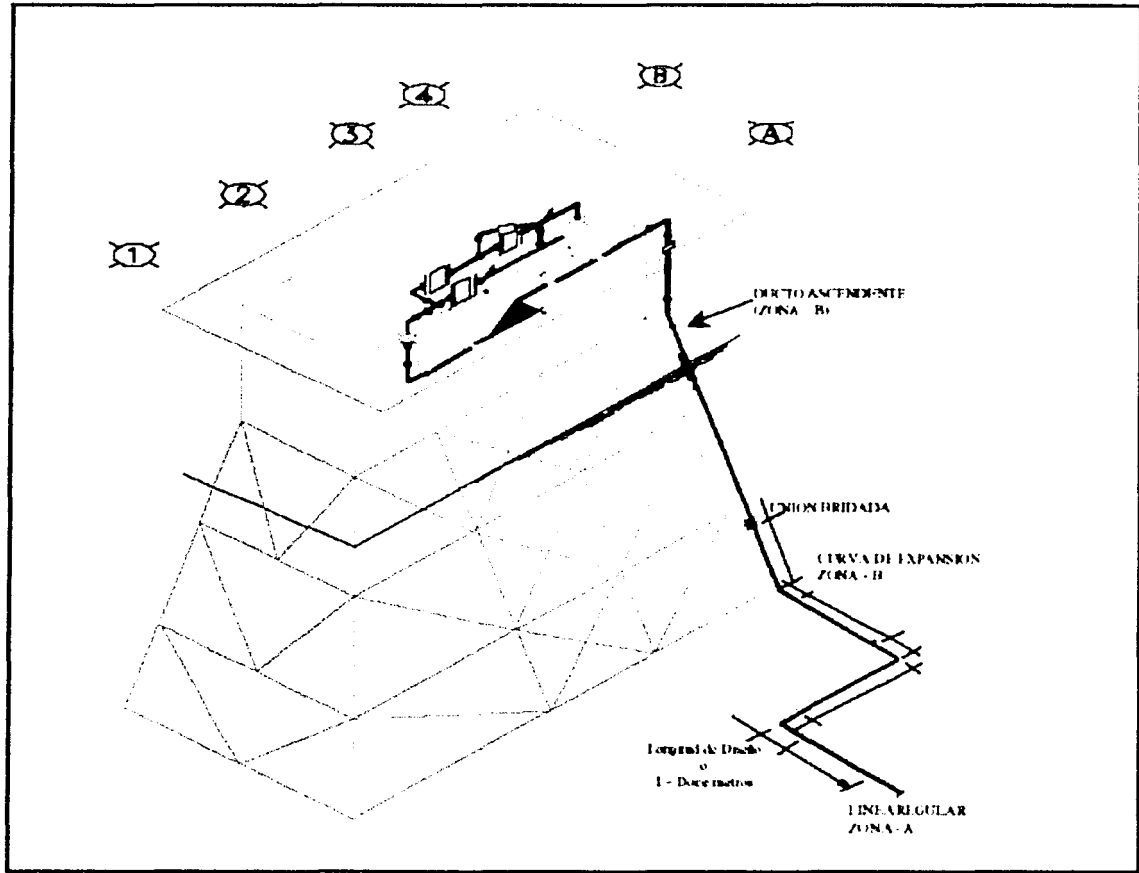


Figura II.11: Zonificación de una línea regular (IMP, 1998).

II.2.2. CLASIFICACIONES EN LA INDUSTRIA DEL PETRÓLEO.

Petróleos Mexicanos clasifica las tuberías o ductos de varias formas.

Por el tipo de uso (NRF-002, 2001; NRF-001, 2000):

- *Tubería de almacenamiento.* Almacena hidrocarburos líquidos (condensados), en operaciones de corridas de diablos de limpieza en gasoductos.
- *Tubería de descarga.* Transporta fluidos desde el cabezal del pozo hasta el cabezal de recolección de la batería de separadores o planta de tratamiento.
- *Tubería de recolección.* Arreglo de cabezales y líneas que colectan aceite y/o gas y agua de los pozos productores para su envío a una batería o estación de separación.
- *Tubería de transporte.* Es la que conduce hidrocarburos en una fase o multifase, entre estaciones y/o plantas para su proceso, bombeo, compresión y distribución.

Por la composición del material (crudo, agua y gas) que transportan o por el servicio (NRF-002, 2001; NRF-001, 2000):

- *Amargos.* Crudo amargo o crudo en dos y tres fases, agua y gas, se consideran amargos de acuerdo a lo indicado en la sección 1, párrafo 1.3 del estándar MR-0175-98 de NACE.
- *No amargos.* Hidrocarburo, líquido o multifásico, que no contiene ácido sulfhídrico, o que conteniéndolo no cumple con las condiciones y características indicadas en la Sección 1, párrafos 1.3 y 1.3.1.2 del estándar MR-0175-98 de NACE, para ser considerado amargo, en términos del fenómeno de agrietamiento bajo tensión en presencia de sulfuros (sulfide stress cracking).

Por su proceso de fabricación (NRF-002, 2001; NRF-001, 2000):

- *Con costura.*
 - Soldada por arco sumergido. En la unión existe aporte de material.
 - Soldada por resistencia eléctrica. La unión se logra por presión mecánica y fusión.
- *Sin costura.* Producto tubular fabricado mediante el conformado en caliente del acero para formar la tubería sin el uso de algún proceso de soldadura.

Mousselli (1981) propone una clasificación más general que depende de la función de las líneas:

- *Flowline* (intrafield Line). Conecta a un pozo con una plataforma o una monoboya submarina. Usualmente estas líneas tienen diámetros pequeños y pueden encontrarse

como un paquete de tuberías. El flujo interior tiene altas presiones, y se utilizan con bombas o compresores.

- *Gathering Lines* (interfield lines). Conectan dos plataformas utilizando generalmente diámetros de pequeños o medianos aunque algunas veces éstos pueden ser grandes. En ocasiones forman conjuntos de líneas de aceite, gas, condensados o flujo en dos fases, operan en un rango de 6.89 MPa (1000 psi) a 9.65 MPa (1400 psi), y pueden también transportar el producto de una plataforma de perforación a los separadores en la plataforma de producción.
- *Truck Lines*. Transportan el flujo de una o más plataformas hasta la costa, generalmente poseen diámetros grandes y manejan gas o aceite. Para grandes longitudes cuentan con estaciones de compresión o de bombeo.
- *Loading* (Unloading) Lines. Conectan una plataforma de producción o un almacenamiento en la costa con una estación de carga o una monoboya costa afuera, transportan solamente líquidos, y tienen diámetros muy variados.

II.2.3. CARACTERÍSTICAS GENERALES.

El material principalmente utilizado en la fabricación de tuberías costa afuera es el acero, el cual debe cumplir con las normas NRF-001-PEMEX-2000 (NRF-001, 2000) y NRF-002-PEMEX-2001 (NRF-002, 2001). Dichas normas indican el uso de aceros grado X-52 a X-70, cuyas características se definen en la especificación para tubería API-5L (specification for line pipe). La gráfica siguiente muestra las especificaciones de acero utilizadas en la Sonda de Campeche.

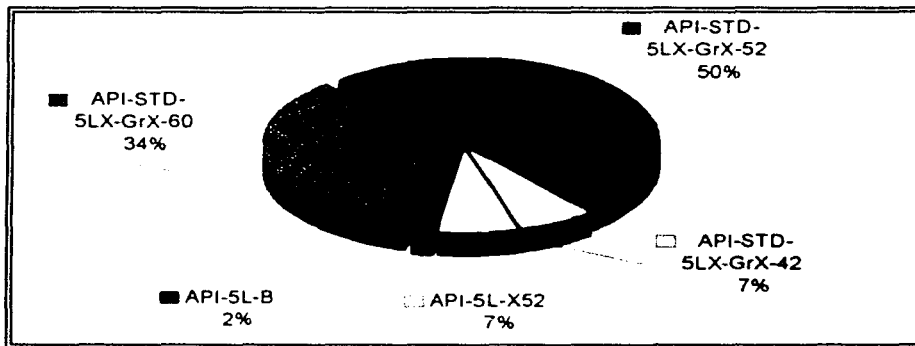


Figura II.12: Porcentaje de especificaciones de aceros usados en la Sonda de Campeche.

El diámetro típico de las tuberías de acero utilizadas en la industria costa afuera tiene un rango que varía de 20.32 mm (8 in) a 1371.6 mm (54 in) pudiendo llegar en algunas

ocasiones hasta 1828.8 mm (72 in) (Gerwick , 2000). La figura II.13 muestra los porcentajes de los diámetros de tuberías utilizados en la Sonda de Campeche.

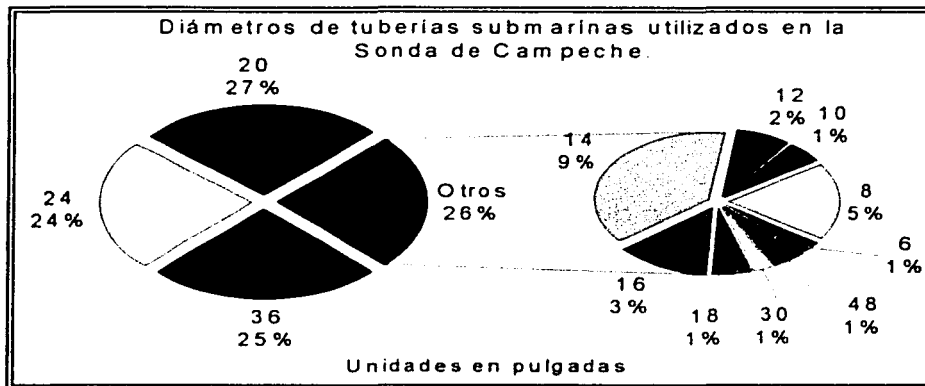


Figura II.13: Porcentaje de diámetros típicos de la Sonda de Campeche.

El acero utilizado en la fabricación de tuberías marinas es de gran resistencia, su esfuerzo de fluencia o cedencia es relativamente alto, con rangos de 350 a 500 Mpa (50763.21 psi a 72518.87 psi) (Gerwick , 2000).

Los espesores de pared más usuales en tuberías horizontales varían de 9.525 a 28.575 mm (3/8 in a 9/8 in), a el caso de risers o ductos ascendentes se utilizan espesores mayores o iguales a 0.0381 m (1.5 in) (Gerwick , 2000). La figura II.14 muestra la gráfica de un análisis estadístico de espesores de pared de líneas existentes en la Sonda de Campeche.

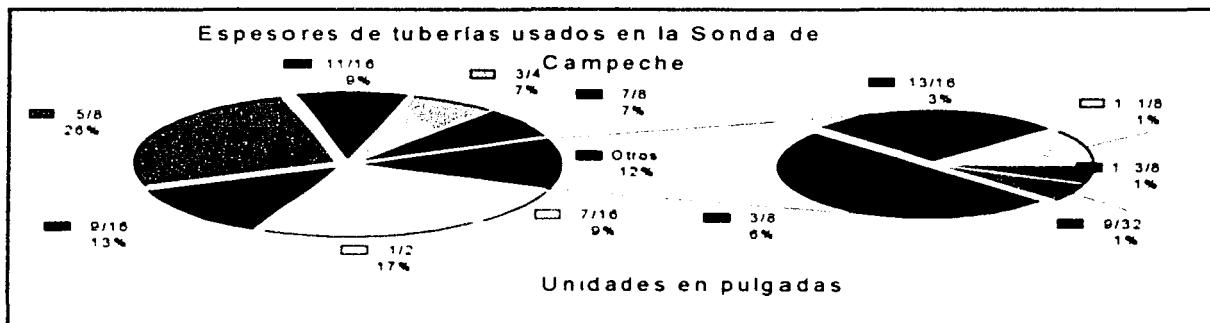


Figura II.14: Porcentaje de espesores utilizados en la Sonda de Campeche.

La soldadura es el principal método de unión de tuberías de acero, siendo el de arco sumergido (SAW) y la resistencia eléctrica (ERW) los más utilizados en la industria petrolera.

Estos procesos deben cumplir con el apartado 9.3.1.1 de la norma NRF-001-PEMEX-2000 (NRF-001, 2000) y 8.2.3.2 NRF-002-PEMEX-2001 (NRF-002, 2001) dependiendo del servicio que presenten (amargo o no amargo).

La corrosión es uno de los principales agentes que deterioran las propiedades de los aceros, cuando se transportan materiales muy corrosivos se necesita proteger las paredes internas a través de capas de polietileno o poliuretano. Para proteger la tubería contra la corrosión externa causada por el ambiente marino, se puede utilizar algún recubrimiento de tipo epoxico o bitúmenes, complementado con protección catódica, usualmente ánodos de sacrificio (Gerwick, 2000). La capa externa puede ser de concreto, incluso de fibra de vidrio para proteger a la línea contra la abrasión.

Las líneas están sujetas a problemas de inestabilidad, especialmente aquellas que pueden ser vaciadas en algún período de su vida útil o que transportan material de baja densidad como gas. La fuerza de flotación sumada a la fuerza de levante derivada de las cargas hidrodinámicas provocan una fuerza ascendente, dicha fuerza es contrarrestada por medio de un lastre, que generalmente es un recubrimiento o capa de concreto de alta densidad con una malla de acero.

Las presiones y las temperaturas de los ductos varían considerablemente en función del servicio que presten, la tabla II.7 muestra las características de 9 Ductos que proporcionan servicio a plataformas de la Sonda de campeche.

Plataforma	Servicio	Temperatura		Presión de operación		Lastre			
		(°C)	(K)	(psi)	(Mpa)	Espesor		Densidad	
						in	mm	lb/ft ³	kg/m ³
E-KU-G	Oleogasoducto	33	306.15	1173	8.088	1	25.4	140	2242.6
AKAL-MB	Gas residual	38	311.15	1138	7.846	1.5	38.1	190	3043.5
AKAL-G	Crudo	52	325.25	1066	7.350	1	25.4	165	2643
AKAL-N	Crudo amargo	80	353.15	1173	8.088	1.75	44.45	160	2563
NOHOCH-C	Gas amargo	52	325.15	1066	7.350	2	50.8	165	2643
AKAL-MB	Gas amargo	75	348.15	390	2.689	2.5	63.5	180	2803.3
E-KU-A	Gas residual	33	306.15	1173	8.088	1	25.4	165	2643
NOHOCH-A	Gasoducto	72.5	345.65	213	1.469	3	76.2	160	2563
ABKATUM	Gasoducto.	54	327.15	497	3.427	2.5	63.5	190	3043.5

Tabla II.7. Características de 9 Ductos.

Dado que las tuberías se encuentran vacías en el momento de su instalación, éstas experimentan grandes presiones hidrostáticas así como grandes esfuerzos a consecuencia de las flexiones en el tendido, pudiendo llegar a perder la redondez

aceptable de su sección transversal o sufrir daños como desprendimiento del lastre, o pérdida de continuidad en la línea.

II.3. CONCLUSIONES

El estudio de los aspectos físicos del medio marino es el umbral para poder determinar las fuerzas sobre los ductos. Es necesario conocer la naturaleza de los vientos para poder caracterizarlos, ya que son éstos una fuente importante de energía para el oleaje.

El oleaje es un fenómeno que varía en el tiempo y en el espacio lo que hace muy complicado su estudio. Se han formulado diferentes teorías para interpretar el comportamiento del oleaje, y la selección de una u otra teoría será basándose en la profundidad del fondo y del fenómeno que se desea estudiar, así como del criterio del diseñador.

Existen diferentes tipos de mareas y de corrientes que necesitan ser estudiadas por separado, para comprender mejor su comportamiento.

Las características de los ductos colocados en la Sonda de Campeche son muy similares, tanto en materiales de construcción como en productos que son transportados.

CAPÍTULO III.

FENÓMENOS QUE SE PRESENTAN POR LA INTERACCIÓN OLEAJE - ESTRUCTURA.

Para poder estudiar los fenómenos que se presentan en los ductos es necesario conocer como se encuentran antes y después de presentarse condiciones hidrodinámicas extraordinarias. Por lo tanto, es importante saber ¿cómo se instalan las líneas submarinas en el lecho marino?, ¿qué sucede inmediatamente después de ser colocadas? y ¿qué sucede a largo plazo?.

III.1. COMPORTAMIENTO DE UNA LÍNEA SUBMARINA ANTES Y DESPUÉS DE SER COLOCADA EN EL FONDO MARINO.

En el proceso de instalación de una línea submarina se utiliza una barcaza especial para depositar la tubería en el fondo del mar utilizando diferentes métodos. Diversos métodos de tendido de tuberías han sido implementados en todo el mundo, el tendido genera grandes esfuerzos de flexión y de tensión que incluso pueden regir su diseño, en otros caso simplemente estos esfuerzos se revisarán y se compararán con los permisibles. La selección de un método en particular se realiza basándose en las condiciones ambientales durante la instalación, disponibilidad y costo del equipo, longitud y diámetro de la línea, espesor y características del recubrimiento, así como las líneas existentes y estructuras adyacentes. A continuación se listan los métodos más comunes. En este trabajo no se presentan sus correspondientes análisis ya que no se analiza la estabilidad del ducto en el momento de su instalación (Gerwick, 2000):

- Conventional S-lay Barge (Método tradicional formando una curva S), figura III.1
- Método Bottom-pull (Tirón en el fondo).
- Reel Barge (Barcaza con Carrete).
- Surface float (Flotador superficial).
- Controlled subsurface float (Flotador sub superficial controlado).
- Controlled above-bottom pull (Tirón controlado en el fondo).
- J-tube platform.
- J-Jay from barge (de barcaza).
- S-curve with collapsible buoyancy (Curva S con flotación colapsable).

La fase de instalación de la tubería se realiza generalmente en períodos del año en donde la probabilidad de ocurrencia de fenómenos extraordinarios es muy pequeña; en el Golfo de México este período se presenta en los meses de febrero a junio, antes de la temporada de huracanes y tormentas tropicales (Nortes). Sin embargo una vez instalada la tubería submarina experimentará las fuerzas que generan el oleaje y las corrientes ya sea en condiciones normales o de tormenta (NRF-013, 2001).

Para estudiar estas fuerzas es necesario conocer el estado en que se depositó la línea en el fondo del océano. Esta condición es importante porque basándose en ella se podrían estimar los posibles daños y fallas de la línea al presentarse las condiciones extraordinarias de oleaje y corrientes (huracanes). Una vez conocido el estado inicial es importante estudiar el comportamiento del ducto marino y su entorno (condiciones del fondo marino), a través de una modelación calibrada con mediciones in situ.

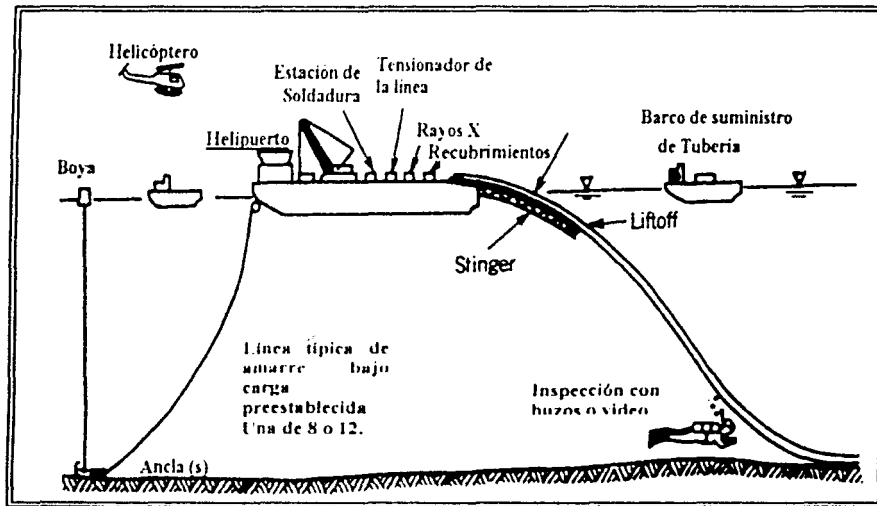


Figura III.1: Sistema convencional de tendido de tuberías submarinas S-Lay (Gerwick, 2000).

III.1.1. CONDICIONES EN QUE SE PUEDEN ENCONTRAR LOS DUCTOS SUBMARINOS.

Se pueden detectar cuatro condiciones inmediatamente después de colocar la línea submarina:

1. La tubería queda sobre el fondo marino, es decir, totalmente expuesta, figura III.2a.II.
2. La tubería se coloca sobre una zanja en el lecho marino, figura III.2c.II. Al momento de realizar el tendido de la línea el constructor utiliza un trineo equipado con un sistema que por medio de un chorro de agua a presión remueve el suelo marino, figura III.3. También se utilizan sistemas de corte mecánico.
3. La tubería se coloca parcialmente enterrada. Es muy común utilizar un trineo con sistema de chorro a presión, figuras III.2b.II y III.2c.II. El trineo puede utilizarse al mismo tiempo en que se coloca la tubería o después, cuando la tubería se encuentra sobre el lecho marino.

4. La tubería se coloca totalmente enterrada. Se pueden utilizar los métodos antes mencionados pero con el inconveniente que posteriormente se tiene que cubrir. Para suelos arenosos el método de *fluidización* del suelo es muy efectivo ya que la tubería queda totalmente enterrada al momento de la instalación, figura III.2b.I.

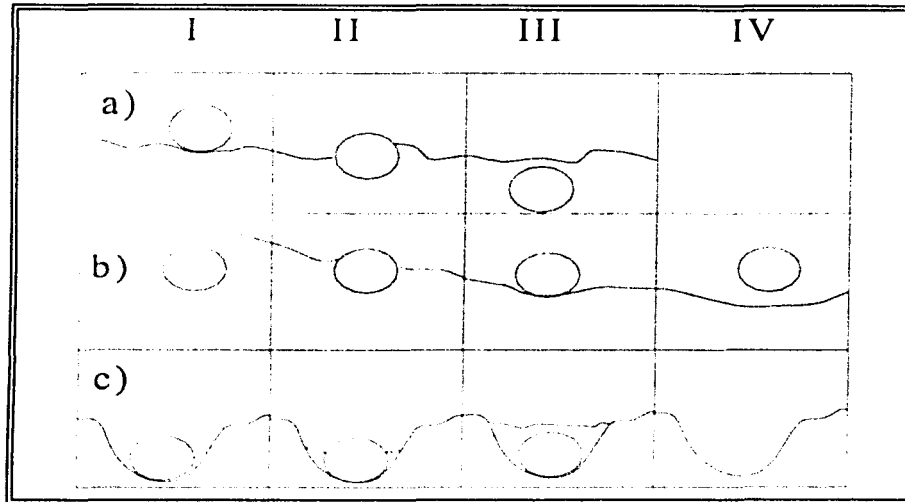


Figura III.2: Cambios que puede sufrir una tubería en sus condiciones de enterramiento.

Después de que la tubería ha quedado instalada en el fondo del océano, puede sufrir cambios en sus condiciones de enterramiento debido al oleaje y las corrientes en condiciones normales o de tormenta, quedando totalmente expuestas, encontrarse parcialmente o totalmente enterrada e incluso podría sufrir socavación debajo de alguna de sus secciones. La figura III.2 muestra el proceso que podría sufrir una tubería, el inciso a) muestra una tubería colocada en el fondo totalmente expuesta y que se va autoenterrando, el inciso b) presenta un ducto enterrado e indica como puede ir quedando expuesto, hasta formarse un hueco debajo de alguna sección, y el inciso c) muestra un ducto colocado en una zanja. El cambio en las condiciones de diseño de los ductos marinos puede representar daños debido a inestabilidad de la línea como desplazamiento vertical (levante) y horizontal que generen sobreesfuerzos, e incluso llegar a la ruptura. Aunque también hay que señalar que algunos cambios resultan en beneficio de la línea, como en el caso de una línea total o parcialmente expuesta que al paso del tiempo queda enterrada, figura III.2a.

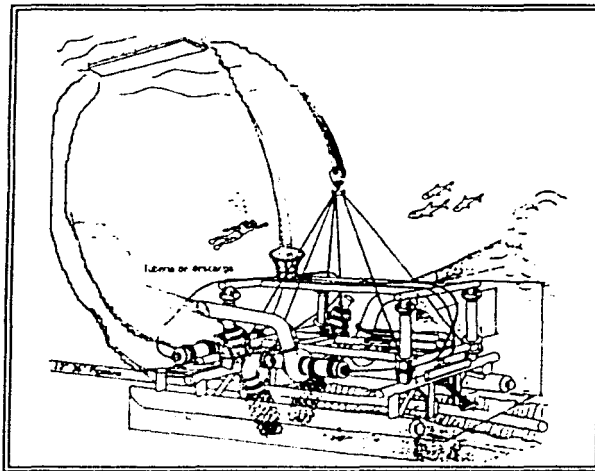


Figura III.3: Trineo para enterrar tuberías en el fondo de océano (Gerwick, 2000).

En tuberías que no se encuentran enterradas pueden formarse espacios debajo de sus secciones a lo largo de ella. El desarrollo de estos espacios es consecuencia de la socavación o arrastre, y pueden cambiar su localización de manera frecuente, las situaciones son fijas para los cruces de líneas o desnivel del lecho marino. La figura III.4 muestra varios escenarios relacionados a los huecos debajo de las líneas. Se pueden encontrar fácilmente huecos con longitudes de hasta 100 veces el diámetro de la tubería y con distancias verticales de la tubería al fondo marino, e, figura III.5 (Sumer and Fredose, 1997), hasta de 2 a 3 veces el diámetro de la tubería, permitiendo que la tubería se flexione de manera natural dentro del hueco (formando una catenaria), figura III.6 (Mousselli, 1981).

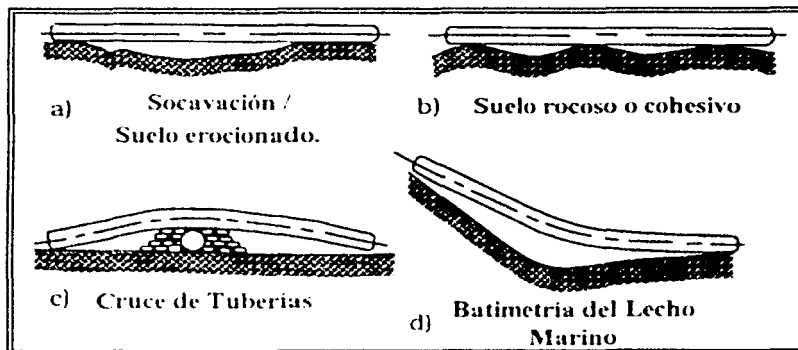


Figura III.4: Configuración de posibles escenarios de huecos debajo de los ductos marinos (Sumer and Fredose, 1997).

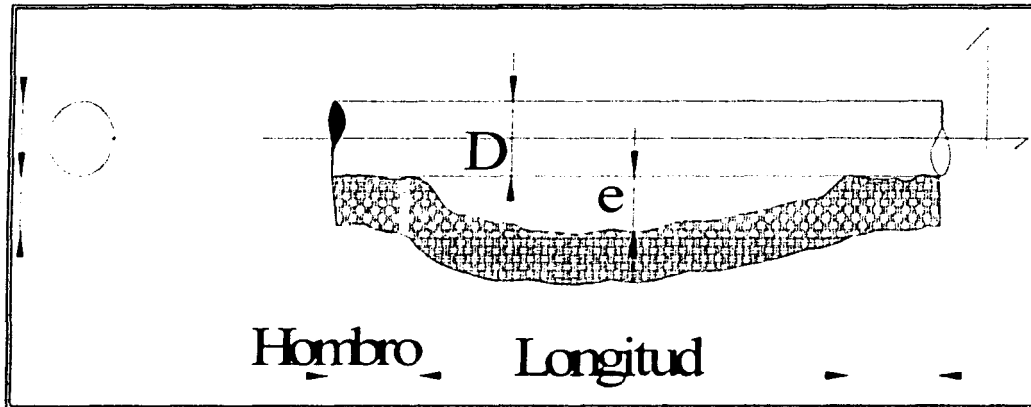


Figura III.5: Notación de la formación de un hueco en una sección de la tubería

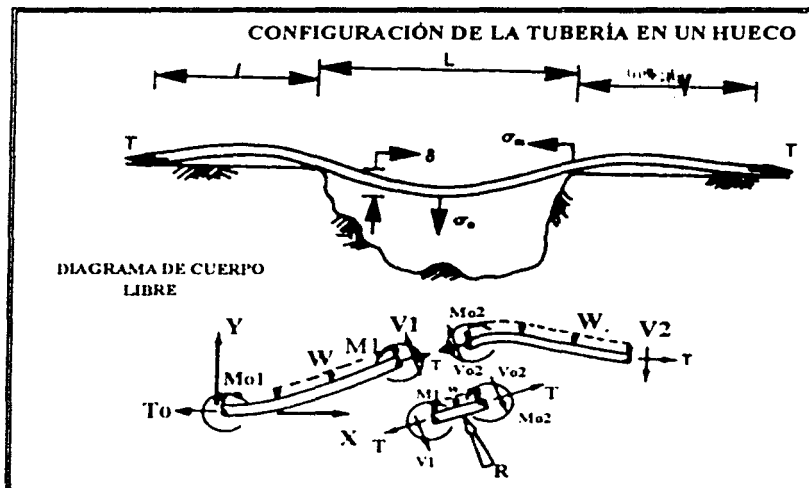


Figura III.6: Configuración de la tubería debido a un hueco debajo de ella (Mousselli, 1981).

III.2. VIBRACIONES EN LOS DUCTOS SUBMARINOS.

La línea submarina puede tener un ciclo de vibraciones a causa del líquido que transporta, así como por la acción del oleaje y las corrientes, que inducen vibraciones a lo largo de la tubería como consecuencia de la existencia de espacios por debajo de alguna de sus secciones. Estas vibraciones se pueden presentar en la dirección del flujo y de forma vertical, pudiendo incrementarse debido al crecimiento de los huecos tanto en longitud como en profundidad (Sumer and Fredose, 1997).

La tubería puede adquirir un patrón diferente de vibraciones que en algunos casos modifica (cambiando su frecuencia y su longitud) sus condiciones de apoyo logrando desestabilizarla y causarle alguna falla, siendo la más común la falla del material por fatiga (Mousselli, 1981).

Es importante hacer notar que la presencia de vibraciones es consecuencia de una separación del flujo alrededor de la tubería seguida de la formación de estelas detrás del tubo, y que esta separación es función de la velocidad del flujo y de manera más general del número de Reynolds. Para números de Reynolds muy pequeños ($Re < 5$) esta separación no se presenta, cuando el cilindro se encuentra libre de la influencia de una pared y al incrementar el número de Reynolds ($Re > 40$) se presenta el fenómeno denominado *Regular Vortex Shedding* o *Vórtices regulares*, ver figuras III.7 y III.8, que se caracteriza por la formación de estelas en la parte posterior de un cilindro expuesto a flujo constante (Sumer and Fredose, 1997). Al colocar la tubería cerca de una pared (fondo marino), este patrón se altera y se modifica la localización de los puntos en donde se separa el flujo de la tubería (S en la figura III.9), así como también cambia el punto de estancación del flujo tal como se muestra en la figura III.9.










ESQUEMA	CONDICIÓN EN LA CAPA LÍMITE	RANGO DEL Re
a1 	Sin separación	$Re < 5$
b1 	Par fijo de vórtices simétricos.	$5 < Re < 40$
c1 	Vórtice laminar	$40 < Re < 200$
d1 	Transición a turbulento en la estela	$200 < Re < 300$
e1 	Estela completamente Turbulenta. A: Laminar en la separación de la capa límite	$300 < Re < 3 \times 10^5$ subcrítico.
e2 	A: Separación laminar en la capa límite. B: Separación turbulenta en la capa Límite, pero capa límite laminar	$3 \times 10^5 < Re < 3.5 \times 10^5$ Crítico (transición baja)
e3 	B: separación turbulenta de la capa límite. La capa límite parcialmente laminar y parcialmente turbulenta.	$3.5 \times 10^5 < Re < 1.5 \times 10^6$ Supercrítico
e4 	C: Capa límite completamente turbulenta en un lado.	$1.5 \times 10^6 < Re < 4 \times 10^6$ En transición
e5 	C: Capa límite completamente turbulenta en ambos lados.	$Re > 4 \times 10^6$ Transcrítico.

Figura III.7: Régimen de flujo alrededor de un cilindro circular liso en corriente constante (Sumer and Fredose, 1997).

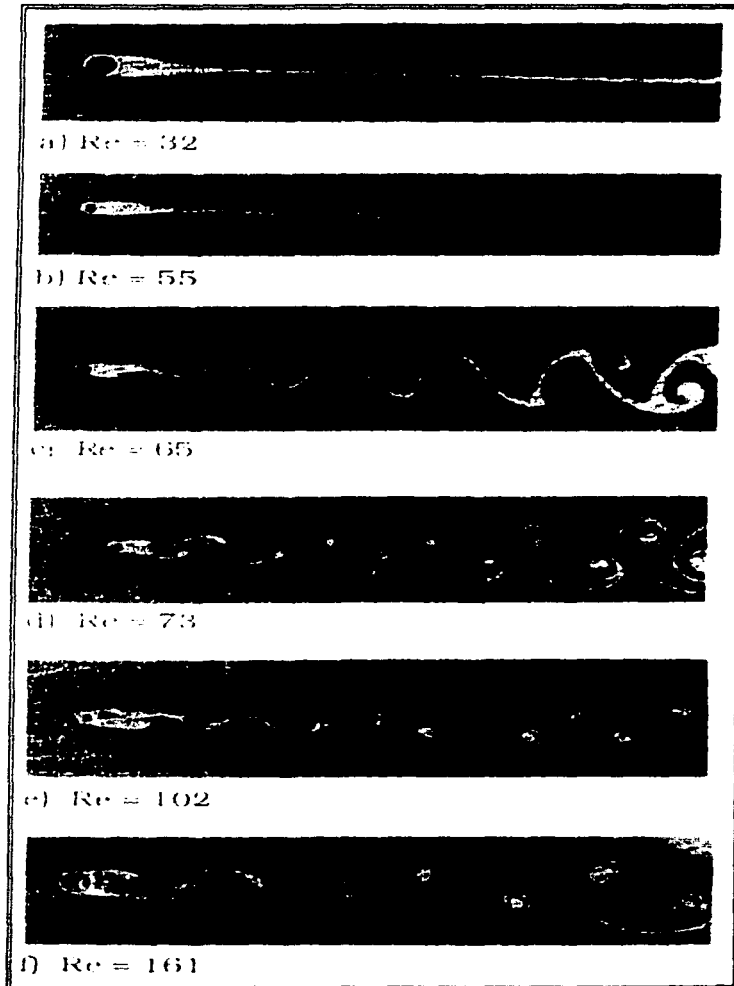


Figura III.8: Aparición de vórtices detrás de un cilindro circular en una corriente de aceite incrementando el número de Reynolds (Homann, 1936).

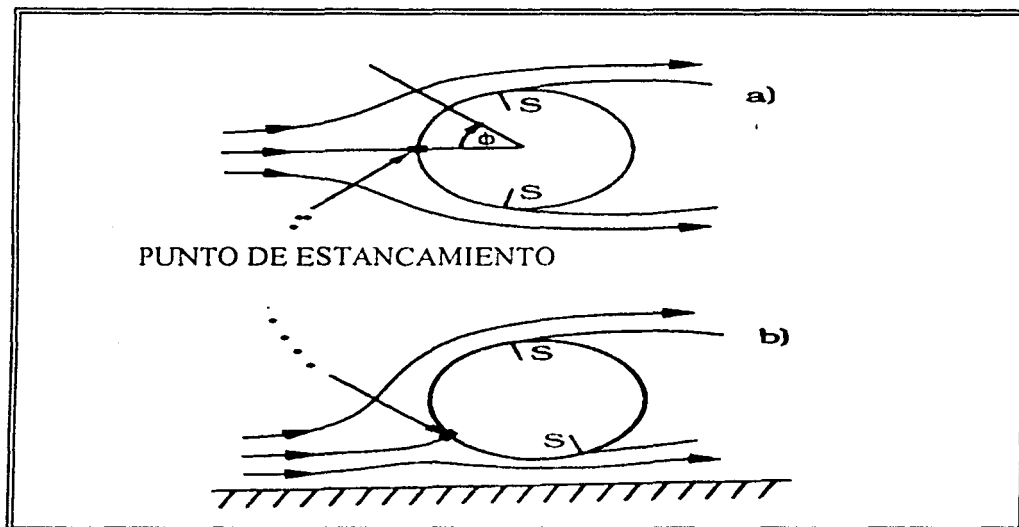


Figura III.9: Muestra el punto donde comienza la separación para a) el caso de un cilindro libre y para b) el caso de un cilindro cerca de una pared.

Si la distancia e es mayor al 30% del diámetro de la tubería, deja de influir la cercanía del fondo en la formación de vórtices, presentándose el fenómeno denominado *vórtices regulares*. (ver figuras III.10a y III.10b) (Sumer and Fredose, 1997). Por otro lado, la influencia del fondo se hará presente suprimiendo parcialmente la formación de vórtices regulares y presentándose otro patrón de vórtices. (figuras III.10c y III.10d) (Sumer and Fredose, 1997).

La figura III.11 presenta el espectro de fuerza de las señales recibidas en un modelo (hot-wire) para ambos lados de las estelas de un cilindro colocado a diferentes distancias de una pared. Los vórtices regulares se identifican en el espectro por los grandes picos mostrándose claramente para valores de e/D superiores a 0.3. La supresión de vórtices está ligada a la simetría en el desarrollo de los vórtices sobre los dos lados del cilindro. Los vórtices en el lado de la corriente libre (identificados con la letra A en la figura III.11) son más grandes y más fuertes que en el lado de los vórtices cercanos a la pared (B en la figura III.11), sin embargo antes de suprimirse los vórtices regulares su frecuencia se incrementa ligeramente a medida que disminuye e/D figura III.11.

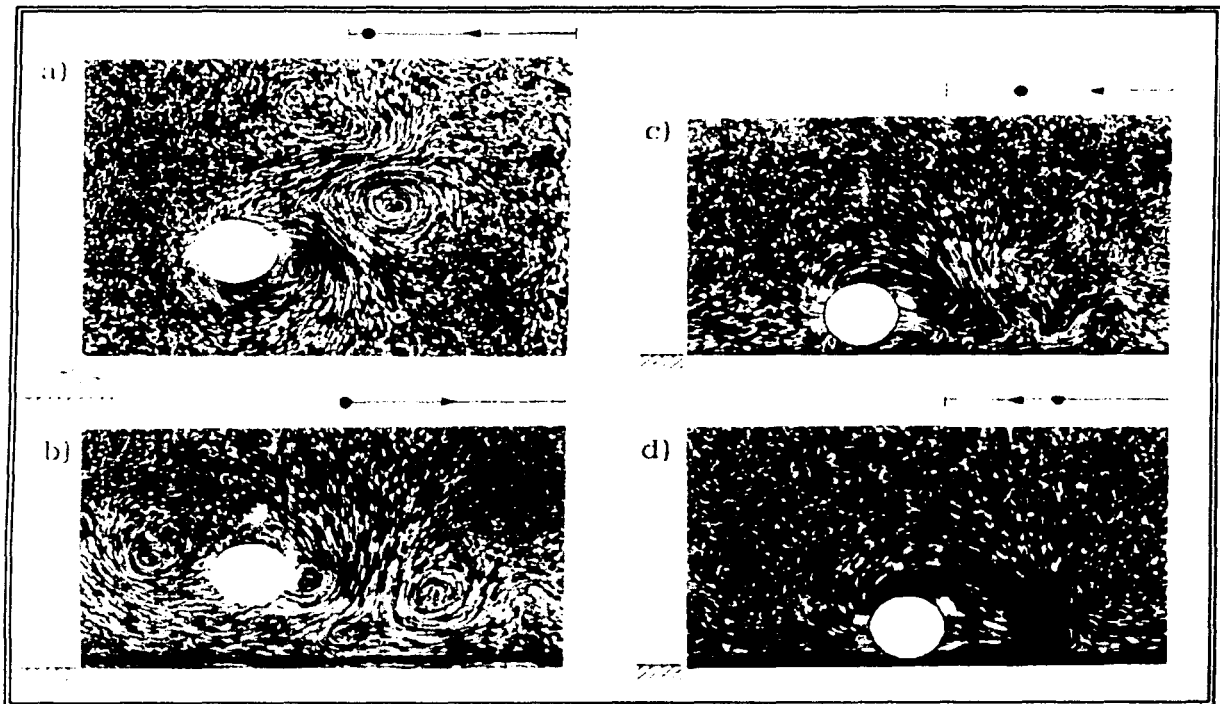


Figura III.10: Configuración de vórtices para $KC=10$ variando la cercanía del fondo e/D (Sumer and Fredose, 1997):
a) $e/D=3.5$, b) $e/D = 1$, c) $e/D = 0.1$, d) $e/D = 0$

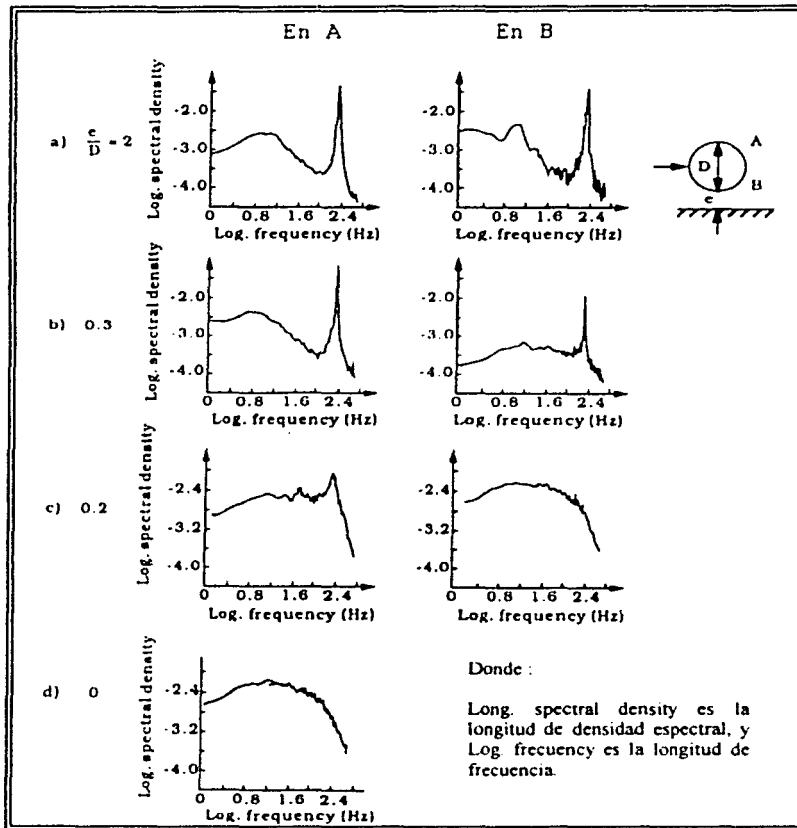


Figura III.11: Longitud de frecuencia vs densidad de Longitud espectral en la parte superior e inferior de la tubería y para diferentes relaciones e/D (Sumer and Fredsoe, 1997).

Es evidente que el patrón de vibraciones será diferente al colocar la tubería en una zanja. Este tipo de problemas ha sido estudiado por varios investigadores. Sumer, Mao y Fredsoe (1988) y Kristiansen (1988) estudiaron las tuberías colocadas cerca o sobre un fondo de arena con corrientes constantes, mientras Sumer et al. (1989) y Bryndum et al. (1989) estudiaron las vibraciones de una tubería cuando se encuentra en una zanja para el caso de oleaje. Los estudios de Sumer revelan que cuando la tubería es colocada en una zanja la amplitud y la frecuencia se reducen enormemente, debido a las bajas velocidades producto de la protección de la zanja. Los estudios posteriores revelaron que cuando el ducto se separa de la zanja dos veces su diámetro, $e = 2D$, la presencia de la

zanja debajo de la tubería es prácticamente nula, siendo la respuesta similar a la obtenida con un fondo plano.

III.3. LEVANTE DE DUCTOS SUBMARINOS.

Otra característica importante es el cambio en la distribución de presiones alrededor del ducto cerca de una frontera. Como se puede observar en la figura III.12, existe una simetría en la distribución de presión cuando el ducto se encuentra fuera de la influencia del fondo, $e/D > 1$, pero para el caso donde $e/D < 1$ la succión es mucho mayor en la parte donde no existe una pared. El fenómeno de levante de ductos está relacionado por lo tanto con la separación que existe entre el tubo y el fondo marino, de tal forma que a mayor separación menor será el levante y viceversa, siendo la condición máxima de levante cuando el espacio sea aproximadamente nulo, ver figura III.12. Sin embargo este espacio entre el fondo y la línea no es el único factor que rige el fenómeno de levante de los ductos, también la distribución de presiones, ya que ésta es directamente proporcional al cuadrado de la velocidad del flujo, como se muestra en la siguiente expresión (Sumer and Fredose, 1997).

$$c_p = \frac{(p - p_0)}{\left(\frac{1}{2} \rho U^2\right)} \quad (\text{III.1})$$

En donde:

p = Presión

ρ = Densidad.

U = velocidad del flujo.

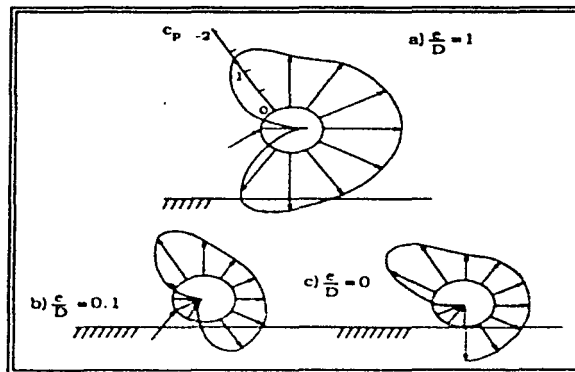


Figura III.12: Distribución de presión sobre un cilindro cerca de una pared en función de la relación e/D (Sumer and Fredose, 1997)

La integración de la ecuación anterior permite determinar las fuerzas hidrodinámicas sobre el ducto.

B. L. Jensen, Sumer, H. R. Jensen y Fredsoe (1990) investigaron el flujo alrededor de una tubería (colocada inicialmente en una cama plana) en cinco estados de socavación del perfil debajo de la tubería. Cada estado fue caracterizado en el experimento por una situación especial, manteniendo el perfil de la cama, que fue una copia exacta de una prueba en un perfil real. En la figura III.13 se observa los perfiles estudiados, no presentándose vórtices regulares para los dos primeros estados.

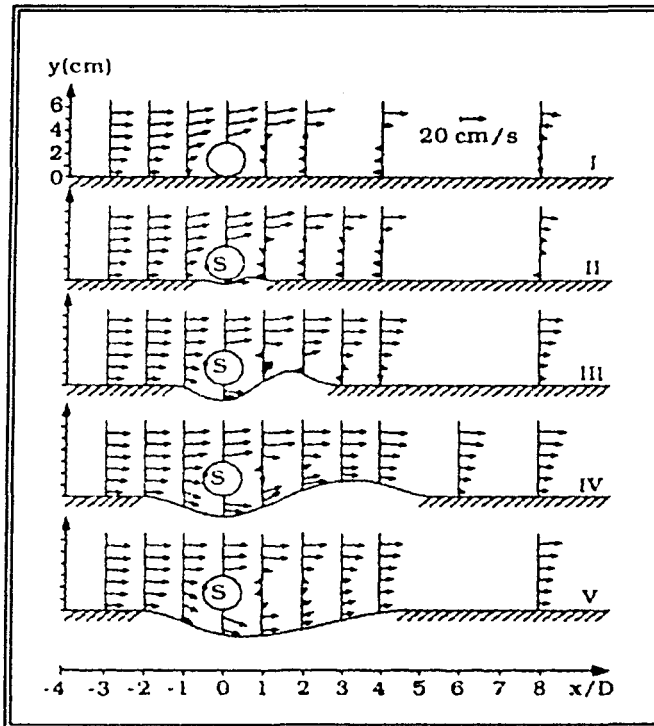


Figura III.13: Vectores de velocidad (Jensen et al, 1990).

Donde:

S = Posición aproximada del punto de estancación.

Se mencionó anteriormente que la separación entre la tubería y una superficie (fondo) nivela las fuerzas de presión a lo largo de la tubería cuando la influencia del fondo se elimina y la presión arriba y debajo de la línea llega a ser prácticamente iguales, sin embargo la fuerza de levante al igual que la presión es función de la velocidad de flujo. Por tal motivo la fuerza de levante es función del espacio entre el ducto y el suelo marino, pero también lo es de la velocidad de corriente.

III.4. ARRASTRE DE DUCTOS SUBMARINOS

El flujo alrededor de un cilindro puede ejercer una fuerza resultante sobre el mismo. Existen dos fuerzas que contribuyen, una es la presión y la otra es el cortante, ver figura III.14.

La componente horizontal de la fuerza resultante debida a la presión por unidad de longitud en un cilindro esta dada por la ecuación siguiente:

$$\bar{F}_p = \int_0^{2\pi} \bar{p} \cos(\phi) r_0 d\phi \quad (III.2)$$

mientras que la fuerza cortante esta dada por:

$$\bar{F}_r = \int_0^{2\pi} \bar{\tau}_0 \sin(\phi) r_0 d\phi \quad (III.3)$$

en donde \bar{p} es la presión y $\bar{\tau}_0$ es el esfuerzo cortante entre la pared del cilindro, además la barra superior denota el valor promedio.

El total de estas fuerzas se llama arrastre medio (F_D) y es la suma de las fuerzas de presión y cortante

$$\bar{F}_D = \bar{F}_p + \bar{F}_r \quad (III.4)$$

donde \bar{F}_p es denominada fuerza de presión y \bar{F}_r es denominada fuerza cortante.

Sin embargo estudios realizados por Achenbach (1968) muestran que la fuerza cortante, para cilindros lisos o rugosos representa menos del 2 - 3 % de la fuerza de arrastre, esto la hace despreciable, por lo tanto

$$\bar{F}_D = \bar{F}_p \quad (III.5)$$

La magnitud de la fuerza de arrastre esta afectada por la rugosidad de la tubería entre otras variables como se mostrará más adelante.

La fuerza de arrastre generará una fuerza sobre la tubería, que es contrarrestada con la fricción que existe entre la tubería y el suelo marino, esta fricción es función del peso neto de la tubería. Cuando existe un hueco debajo de la línea la fuerza de arrastre aumenta considerablemente en esta sección debido a que la única fuerza para resistir el arrastre se encuentra en los hombros del espacio vacío debajo de la tubería.

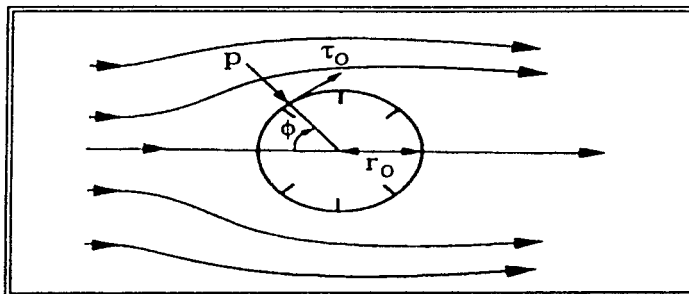


Figura III.14: Fuerzas sobre la superficie del cilindro.

Donde P es la presión y τ_0 es el esfuerzo cortante entre el flujo y la superficie del cilindro.

Es importante notar que la fuerza máxima de levante y la fuerza máxima de arrastre no pueden presentarse simultáneamente, ya que el arrastre máximo teóricamente se presenta cuando la línea se encuentra suspendida para valores de $e/D > 1$, y por otro lado la fuerza máxima de levante se presenta cuando $e/D = 0$. La figura III.15 muestra el desarrollo de la distribución de presión y las componentes de la resultante de fuerza para un ducto con la formación de vórtices, en cilindro colocado lejos del fondo. Se muestra esquemáticamente como varía la fuerza de arrastre y la de levante, además el vector indica la dirección de cada fuerza.

Tanto el levante como el arrastre del ducto causan desplazamientos (horizontales y verticales), que puede derivar en algún tipo de daño a la línea; fractura o desprendimiento del recubrimiento del concreto, flexiones excesivas alcanzando deformaciones plásticas que incluso pueden alcanzar la ruptura del ducto.

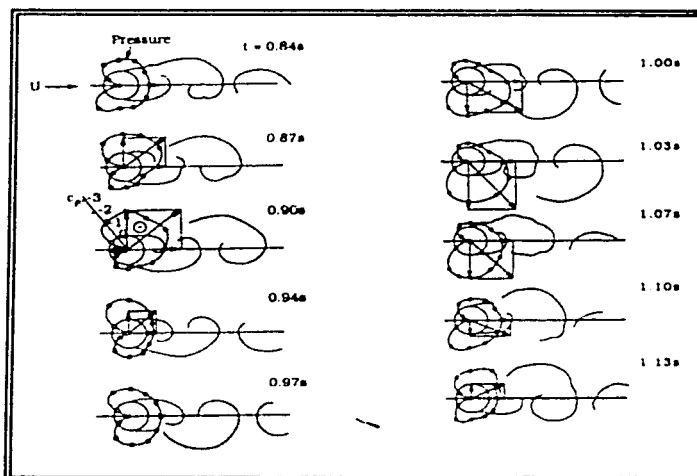


Figura III.15: Evolución de la distribución de presión y las componentes de la fuerza resultante (levante y arrastre) en el tiempo, con la presencia de vórtices (Drescher, 1956).

$Re = 1.1 \times 10^5$, $D = 8$ cm y $U = 1.53$ m/s.

III.5. RUPTURA DE DUCTOS SUBMARINOS.

La ruptura de un ducto submarino se define básicamente por la pérdida de continuidad de éste. Entre las causas que pueden provocar la ruptura de un ducto, se pueden mencionar las siguientes:

- Corrosión.
- Fatiga.
- Cargas de oleaje y corrientes producto de condiciones extraordinarias.
- Arrastre de sedimento del fondo marino.
- Accidentes producto de actividades de terceros (por ejemplo anclas de embarcaciones).

La corrosión de un ducto es un fenómeno químico que debilita la resistencia del material. La corrosión en el océano no se puede eliminar, pero existen técnicas y métodos para mitigarla. Existen como ya se mencionó varios métodos, como por ejemplo colocar ánodos de sacrificio, cuya función es sufrir la corrosión en lugar de la tubería, otro método

es cubrir la tubería con algún material más resistente al fenómeno, con una vida útil igual o más grande que la de la tubería sujeta a este fenómeno.

La fatiga es consecuencia de cargas cíclicas, como por ejemplo las cargas de oleaje, que someten al material a una serie de esfuerzos hasta que éste falla.

El arrastre de sedimentos generalmente se hace más notorio en la cercanía de las costas, debido a las corrientes que en ella se presentan. Este arrastre puede ser considerable, hasta el grado de dejar descubierta o expuesta las líneas de tuberías cercanas a la costa, además de dejar huecos debajo de las secciones de línea como en el caso de las corrientes producto de las tormentas, que pueden desestabilizarla.

Al quedar descubiertas las líneas, ya sea por diseño o por los distintos fenómenos que ocurren en el fondo, éstas quedan sujetas a riesgos potenciales debido a daños ocasionados por actividades como la pesca o las anclas de cualquier embarcación.

III.6. DEFINICIÓN DE ESTABILIDAD A CORTO Y LARGO PLAZO.

Se puede inferir por lo antes mencionado que una tubería experimentará a lo largo de su vida útil diferentes condiciones de cargas tanto permanentes (esfuerzos debidos a lo accidentado del terreno, presión hidrostática, corrosión) como no permanentes (cargas cíclicas, fuerzas de oleaje y corrientes en condiciones de tormenta). De manera general el diseño de estabilidad de una línea submarina puede ser clasificado en los diferentes períodos en que actúan las fuerzas, de esta forma se tiene:

- (1) Estabilidad a corto plazo o fase de instalación. Ésta involucra los emplazamientos de una barcaza de tendido (tiempo de instalación) o algunas técnicas de construcción donde se controla la curvatura de la tubería y las tensiones críticas para la prevención de flexiones excesivas o no permitidas.
- (2) Estabilidad a largo plazo o fase de operación. Debido a que la vida de un campo de gas o de aceite puede exceder regularmente los 20 años, las tuberías son también analizadas para problemas a largo plazo como la corrosión, cargas de oleaje y corriente, daños a los anclajes y actividades pesqueras.

Los problemas a corto plazo en aguas someras pueden ser eliminados o disminuidos considerablemente a través de un adecuado programa de instalación, con la elaboración cuidadosa de la línea y la inspección con buzos, este problema se presenta más difícil en aguas muy profundas, aunque nunca debe descartarse por completo. La inestabilidad a largo plazo es más difícil de definir y sus consecuencias son más severas debido a repercusiones en términos de contaminación ambiental, opinión pública, costos de reparación y pérdidas de producción.

Para dar estabilidad a un ducto submarino se recurre al uso de un recubrimiento de concreto, ya que es el método más económico en la mayoría de los casos. Sin embargo,

otros métodos pueden ser desarrollados dependiendo de las circunstancias. Por ejemplo cuando:

- El uso de concreto no permite la instalación con equipo convencional.
- Se instala tubería que utiliza el método de bobina.
- Los requerimientos de concreto de la tubería pueden llegar a ser excesivamente complicados de maniobrar y/o transportar.
- Cuando la tubería se encuentra colocada y es inestable, pero no se puede enterrarse debido a diferentes circunstancias; limitaciones de espacio para utilizar el equipo, estructuras aledañas, profundidades que limitan el uso del equipo, tipo de suelo.

Bajo estas circunstancias, se recomienda considerar otros métodos para estabilizar la línea. Estos casos son muy específicos, así como sensibles a varios factores; localización geográfica, disponibilidad de materiales y equipo. Los métodos alternativos se pueden agrupar en dos categorías:

1. Los métodos que eliminan la acción directa de las fuerzas hidrodinámicas sobre los ductos, tales son:

- Zanjas.
- Recubrimiento con una armadura de roca.
- Perforación direccional.

2. Los métodos de anclajes en diferentes puntos de la tubería, como:

- Esteras o sacos llenos de lechada de concreto.
- Anclajes mecánicos.

Los métodos antes expuestos se refuerzan con recubrimientos de concreto mínimo, los cuales se establecen en función de las normas y estándares de cada país.

III.7. EJEMPLOS DE DAÑOS ASOCIADOS A CONDICIONES EXTREMAS.

III.7.1 DAÑOS CAUSADOS POR EL HURACÁN FLOSSY EN SEPTIEMBRE DE 1956 A LAS INSTALACIONES COSTA AFUERA DE GRAND ISLE, EN EL GOLFO DE MÉXICO.

A pesar de que, Flossy, no fue un huracán de gran intensidad y que alcanzó vientos de 145 km/h (90 millas por hora), éste provocó daños considerables en líneas y ductos ascendentes. En el Área de West Delta, bloque 30 se colocó una línea parcialmente enterrada en toda su longitud y ésta se desplazó en dirección noroeste, como se muestra en la figura III.16 la línea no sufrió fracturas, sin embargo debido a los desplazamientos de alrededor de 304.8 m (1000 ft), como se muestra en la figura III.16 fue necesario remplazar un raiser que se separó de la plataforma, con un costo de 50,000 dólares (Blumberg, 1964).

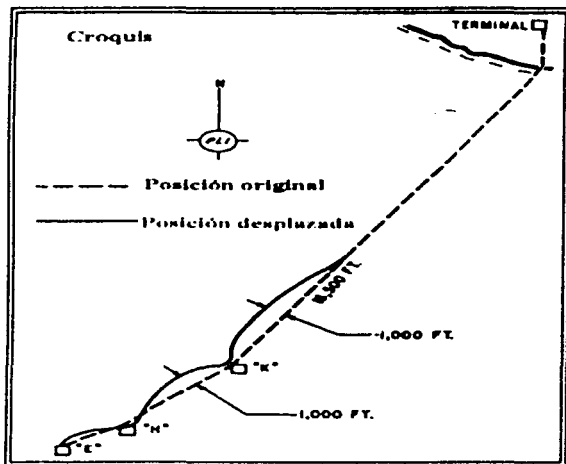


Figura III.16: Línea desplazada en dirección Noroeste, Área de West Delta en el bloque 30 (Blumberg, 1964).

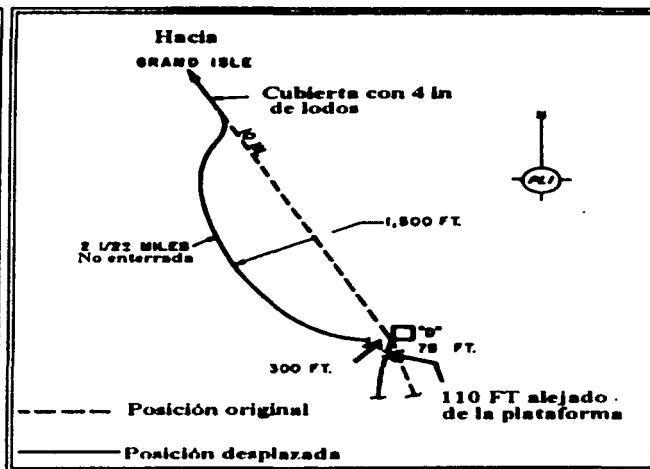


Figura III.17: Desplazamientos y fracturas en una línea de 10 pulgadas en Grand Isle, Bloque 18 (Blumberg, 1964).

Una línea en Grand Isle se desplazó 450 m después de sufrir una fractura en su unión con la plataforma (ver figura III.17). La línea también se desplazó en las cercanías de la costa a pesar de encontrarse enterrada. El huracán se aproximó a la costa desde el Suroeste, el movimiento de la línea fue hacia el Suroeste opuesto a la dirección de acercamiento del huracán. Las corrientes ya existentes y procedentes del Sureste reforzaron las corrientes normales al litoral (Blumberg, 1964).

Resumen de Datos.		
Años	1954	Observaciones.
Velocidad del viento (km/h)	145	Huracán de categoría 1.
Dirección por la cual se acercó el huracán	Suroeste	
Dirección de los desplazamientos	Suroeste	
Daños	Dos líneas experimentaron desplazamientos máximos de 1000 ft y 1500 ft, como se muestra en las figuras III.16 y III.17 Fracturas en una línea separando la línea de la plataforma 300 ft y 75 ft aproximadamente, ver figuras III.16 y III.17.	
Posibles causas de los daños	El huracán reforzó las corrientes paralelas a la costa, además las corrientes normales al litoral también provocaron movimientos.	
Nota: Los datos en esta tabla se presentan con las unidades originales del reporte.		

Tabla III.1: Resumen del huracán Flossy.

III.7.2. REPORTE DE DAÑOS CAUSADOS POR EL HURACÁN CARLA EN 1961 EN LAS INSTALACIONES COSTA AFUERA DE LA REGIÓN NORTE DEL GOLFO DE MÉXICO (EUA).

En septiembre de 1961, el Huracán Carla generó grandes daños en las instalaciones costa afuera localizadas en el Golfo de México, con vientos de hasta 241.4 km/h (150 millas por hora) provocando una de las mayores pérdidas económicas en la historia de los Estados Unidos de Norteamérica. Las áreas en las cuales este huracán provocó daños se muestran en la figura III.18. El ojo del huracán se mantuvo alejado de las costas aproximadamente 400 kilómetros sin embargo causó daños producto de las grandes corrientes generadas en el fondo por oleaje y corrientes a lo largo de las costas (Blumberg, 1964).

La orientación de las líneas con respecto a la dirección del huracán Carla fue determinante en los daños que sufrieron éstas. Esto se enfatiza en el artículo Good Engineering Practice Best Protection for Offshore Lines (Kreig, 1963).

Los principales daños a estructuras costa afuera resultaron de fallas en risers de plataformas, movimiento de líneas no enterradas (particularmente en líneas perpendiculares a la dirección de las corrientes en el fondo), daños a puentes y a la

subestructura de la plataforma; parachoques y señales de alerta, así como a equipos (Blumberg, 1964).

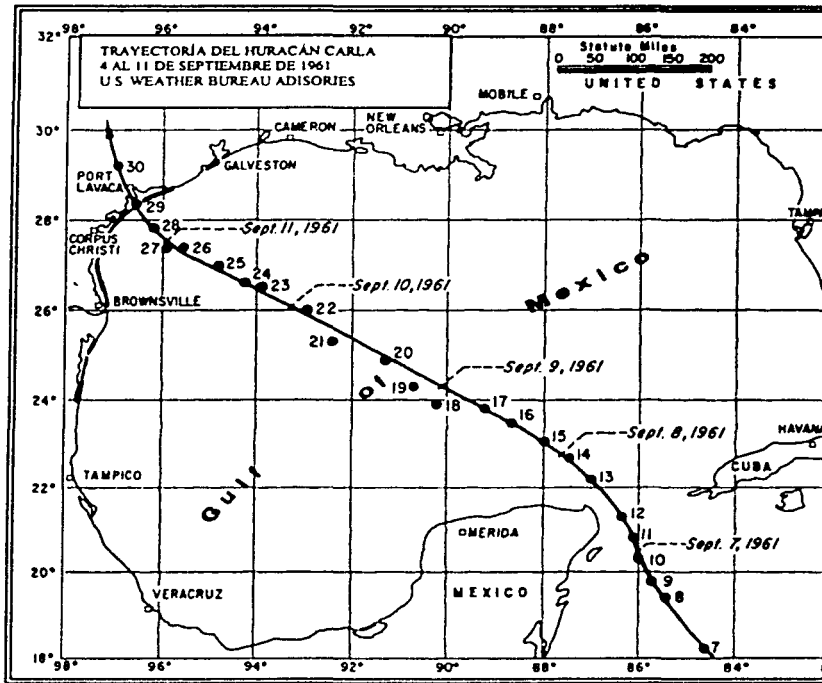


Figura III.18: Áreas dañadas por el huracán Carla (Blumberg, 1964).

Las corrientes del huracán reforzaron la tendencia del transporte de sedimentos a lo largo de las costas con dirección predominante de Este a Oeste. Las condiciones en el fondo jugaron un gran papel en el patrón de daños a lo largo de las costas, el transporte de material provocó socavación en algunas partes con rangos de 0.3048 m (1 ft) hasta 1.524 m (5 ft) y la formación de bancos en otras. Otro fenómeno importante además de la socavación fueron los deslizamientos de lodo en zonas muy inestables como en el área de Ship Soal (Blumberg, 1964).

Como se mencionó anteriormente las pérdidas económicas más grandes con el paso del huracán Carla fueron asociadas al movimiento de líneas de tuberías submarinas y raiser en plataformas. Un ejemplo de este hecho fueron las pérdidas por las fallas registradas por un operador en 30 líneas con un costo estimado de 300000 dólares como consecuencia de los daños en The South Pass, en el área del bloque 27 en el año de 1962. Con alturas estimadas de ola no mayores a los 6.096 m (20 ft) para esa área, las fallas de las 30 líneas ocurrieron en aguas con profundidades de 9.144 m (30 ft) (Blumberg, 1964).

Con la finalidad de explicar los tipos de fallas que ocurrieron, 10 de las líneas se llevaron a la superficie para inspeccionar la sección que había fallado. Cinco presentaban evidencias de haber fallado a causa de defectos en la soldadura; sin embargo durante la reparación de varias de las líneas se observaron cambios abruptos en el perfil del fondo marino, cerca de las líneas rotas, presentándose arcillas mucho más duras en las cercanías de las líneas rotas (Blumberg, 1964).

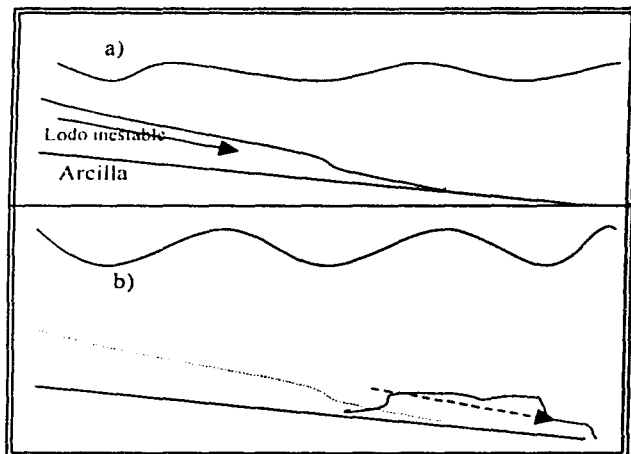


Figura III.19: Características del suelo en el área del bloque 27.

Donde:

- a) Presencia de una capa de sedimentos sobre la pendiente de arcilla. b) Deslizamiento de la capa superior de sedimentos o lodo, con el paso de oleaje y corrientes producto del huracán.

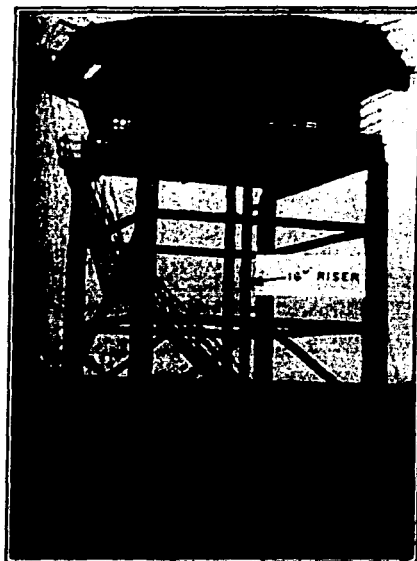


Figura III.20: Daños a un raiser localizado en el área de South Timbalier, provocados por los desplazamientos verticales y horizontales de la línea (Blumberg, 1964).

El área del bloque 27 presenta algunas características de deslizamientos y desplome de la capa superior de la superficie sobre la pendiente suave de arcilla del área. Tales tendencias de desplomes pueden ser fácilmente aumentadas por las corrientes en el fondo a causa de un huracán que produce una cantidad substancial de inestabilidad en la capa superior del suelo, frecuentemente compuesta por barro o lodo, figura III.19. Cuando estos sedimentos superiores se desploman frecuentemente exponen las arcillas más consolidadas que producen cambios abruptos en las características del fondo. El perfil irregular del fondo marino produce esfuerzos axiales, de flexión y cortantes en la tubería (Blumberg, 1964).

Un gasoducto de 12" de diámetro totalmente expuesto que une Grand Isle a Timbalier, presentó daños en el raiser y en la línea general, ver figura III.21 (en la figura III.28a y III.28b se muestra un mapa del Golfo de México en donde se localiza esta línea). El raiser en Timbalier fue separado de la plataforma por los movimientos de la línea (ver figura III.20). Las oscilaciones de la tubería alcanzaron rangos de 1 metro de amplitud a 75 m de la plataforma y a 100 metros de la plataforma la línea se encontraba semienterrada pero aun se movía (Blumberg, 1964).

La figura III.21 muestra la posición inicial y el desplazamiento de esta línea antes y después del huracán. El movimiento o desplazamiento de la línea fue determinado por inspección llevada a cabo por buzos y por un estudio de Raydist Control. La línea se desplazó hacia el Suroeste asumiendo la configuración de una catenaria.

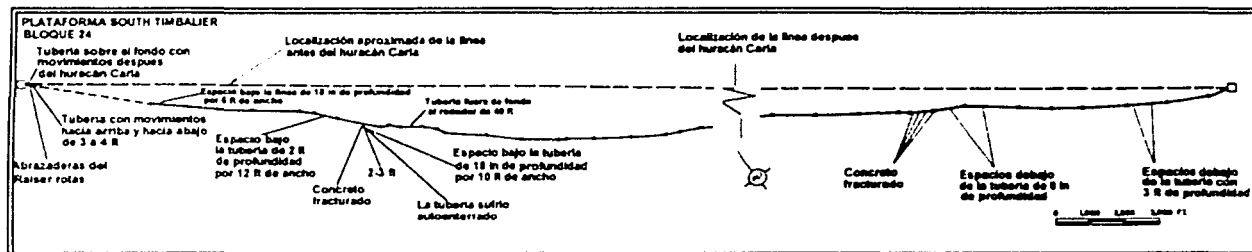


Figura III.21: Configuración y daños en una línea que conectaba la plataforma satélite, Grand Isle en el bloque 47 y South Timbalier, en el Bloque 24 con la plataforma central de recolección (Blumberg, 1964).

En las líneas estudiadas se observó que el material suave del fondo tendió a enterrar parcialmente a la tubería considerando que sobre las arcillas más duras se formaban bancos de arena sobre un lado de la tubería y en otro lado socavación formando agujeros por debajo de la línea (Blumberg, 1964).

Corrientes fuertes en el fondo con una velocidad estimada de 9.26 km/h (5 nudos) fueron experimentadas durante los estudios de estratigrafía para la línea de 12". Los movimientos de la línea entre Grand Isle y South Timbalier para el Suroeste en la primera revisión fueron paradójicos, debido a que el oleaje máximo provocado por el huracán provenía principalmente del Sureste. Una posible explicación dada fue atribuida al hecho de que las aguas del Golfo retrocedieron una vez que pasaron las corrientes principales de la tormenta. Otra explicación fue asociada a las corrientes paralelas a la costa de Louisiana, con dirección esencialmente de Noreste a Suroeste en la parte estudiada, siendo reforzadas por las corrientes producidas por el campo de vientos y el oleaje del huracán, forzando el movimiento paralelo al arco de la línea de la costa y consecuentemente al Suroeste por las máximas condiciones de oleaje de tormenta. Debido a este hecho las líneas con mayores daños fueron las perpendiculares a la costa (Blumberg, 1964).

En la Figura III.22 (esta línea se encuentra localizada en la figura III.28a y III.28b) se muestra el sistema de transmisión de gas en el área de Vermilion. Se presentó socavación debajo de las líneas en un rango de 1.8288 m (6 ft) a 2.4384 m (8 ft), en una línea enterrada en al menos 2.4384 m (8 ft) los primeros 600 m cercanos a la costa y después enterrada 0.9144 m (3 ft) hasta las plataformas. Los perfiles de las dos líneas se muestran en la figura III.23 (Blumberg, 1964).

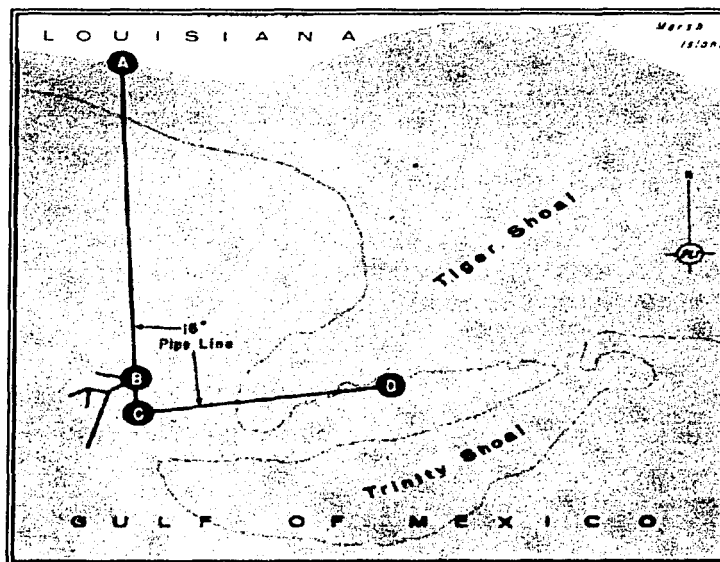


Figura III.22: transmisión de gas a través de plataformas conectada por tuberías en el área de Vermilion .

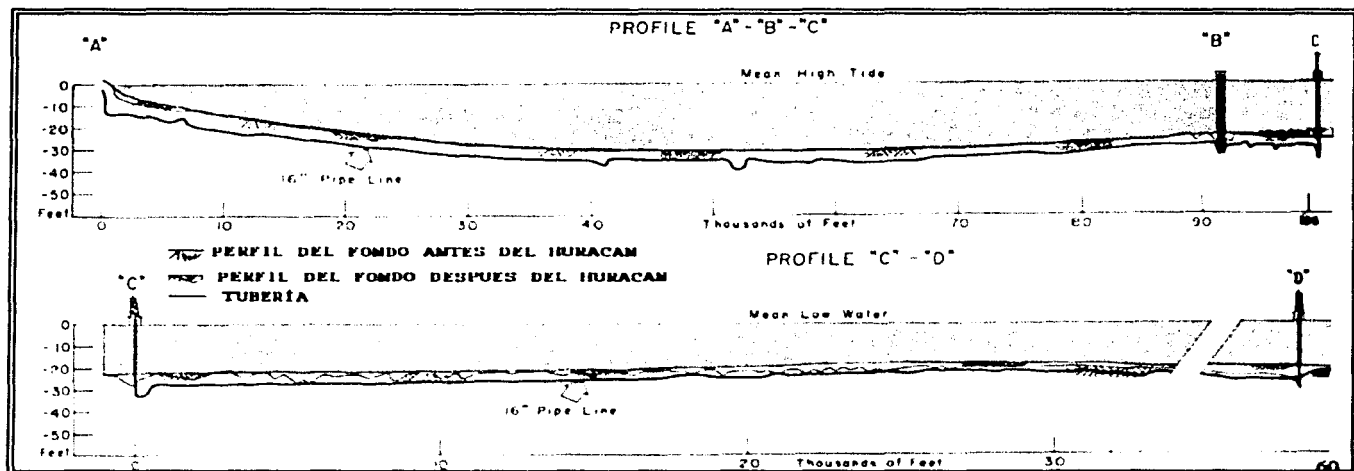


Figura III.23: Perfiles de la figura III.22 (Blumberg, 1964):

- a) A-B-C sección que conecta la plataforma de recolección con la costa
- b) C-D (Orientación de Este a Oeste).

En otra área de Vermilion que se muestra en la Figura III.24 y III.28 los sedimentos cubrieron totalmente dos líneas de 4" y 2 ½" de diámetro respectivamente, que fueron instaladas sobre el fondo del océano totalmente desenterradas.

En el área de Vermilion se estimaron alturas de ola máximas de 7.62 m (25 ft) para profundidades medias de 7.62 m (25 ft) y en profundidades de 21.0312 m a 22.86 m (69 a 75 ft) alturas máximas entre 10.668 m y 12.192 m (35 ft y 40 ft.). El oleaje se aproximó a la costa desde el Sureste (Blumberg, 1964).

Dos líneas fueron desplazadas en el área de Ship Shoal (ver figuras III.25 y III.26). Las corrientes de deriva hacia fuera de la costa contribuyeron en gran medida a la dirección final de los desplazamientos de las dos líneas.

En el área de South Timbalier las alturas de olas máximas fueron estimadas en 10.668 m a 12.192 m (35 ft a 40 ft) para profundidades alrededor de 19.812 m (65 ft). Los ductos en esta área experimentaron desplazamientos acompañados con rupturas en las conexiones

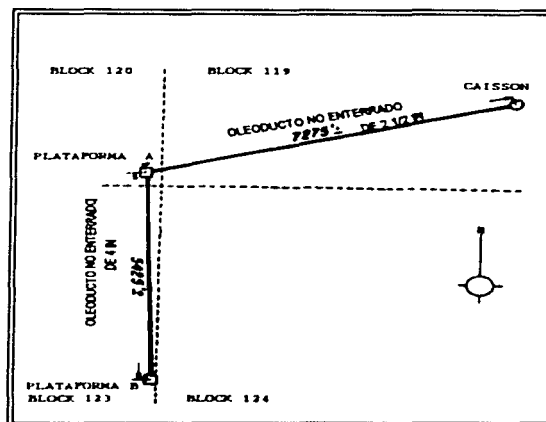


Figura III.24: Área de Vermilion donde los sedimentos cubrieron totalmente dos líneas de 4" y 2 ½" (Blumberg, 1964).

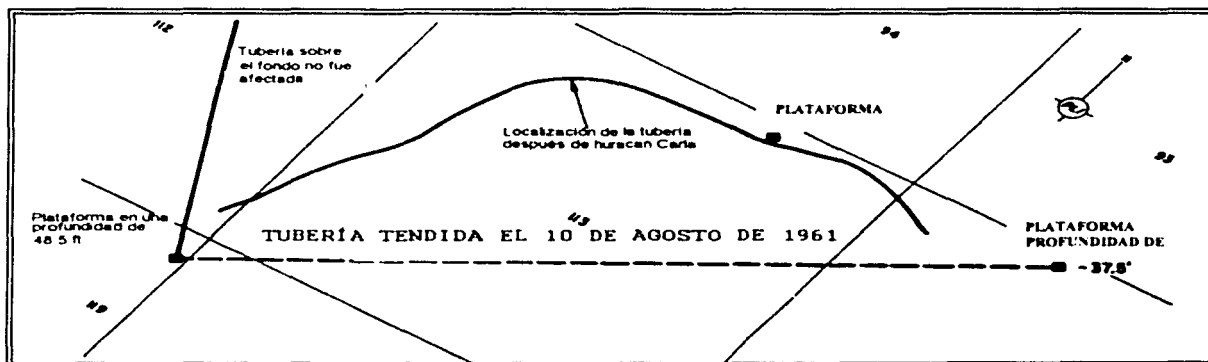


Figura III.25: Línea desplazada en Ship Shoal producto de las corrientes de deriva hacia fuera de la costa (Blumberg, 1964).

con los raisers, o desplazándose junto con el raiser. Se presentó socavación cerca del raiser (en las piernas del Jacket) y en un gasoducto con una rango de 0.3048 a 0.4572 m (1 ft a 1.5 ft). En esta área las causa de los daños (se presentaron innumerables daños en las plataformas) no fueron bien determinados, sin embargo no hay duda de los efectos de las corrientes y el oleaje sobre las tuberías.

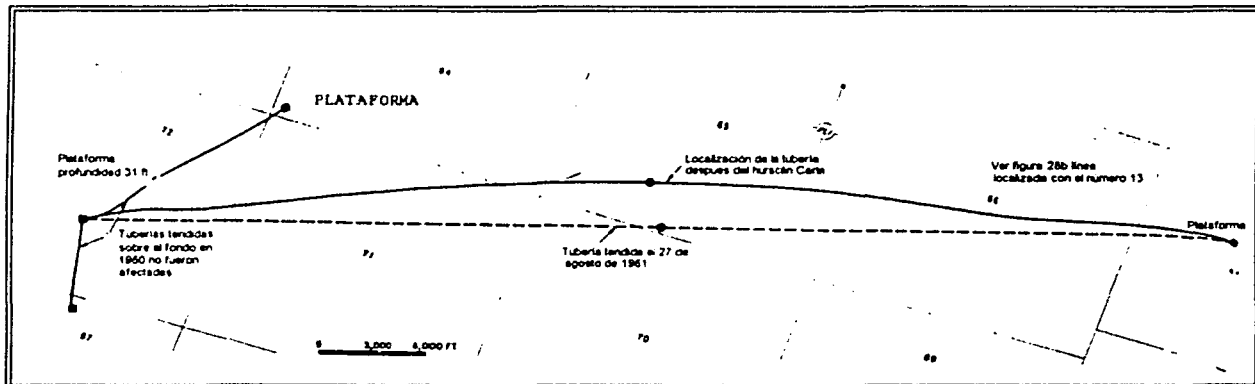


Figura III.26: Línea desplazada en Ship Shoal producto de las corrientes de deriva hacia fuera de la costa (Blumberg, 1964).

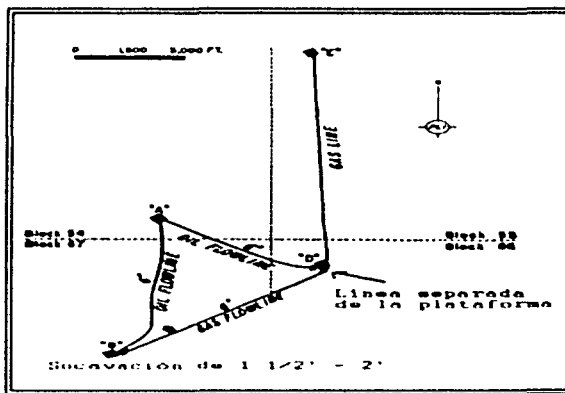


Figura III.27: Localización de los Bloques 120 A, 123 B y 119-2 en el área de Vermilion (Blumberg, 1964).

En la siguiente figura muestran la localización de las líneas instaladas en el Golfo de México (USA). También se indican cuáles líneas tuvieron problemas.

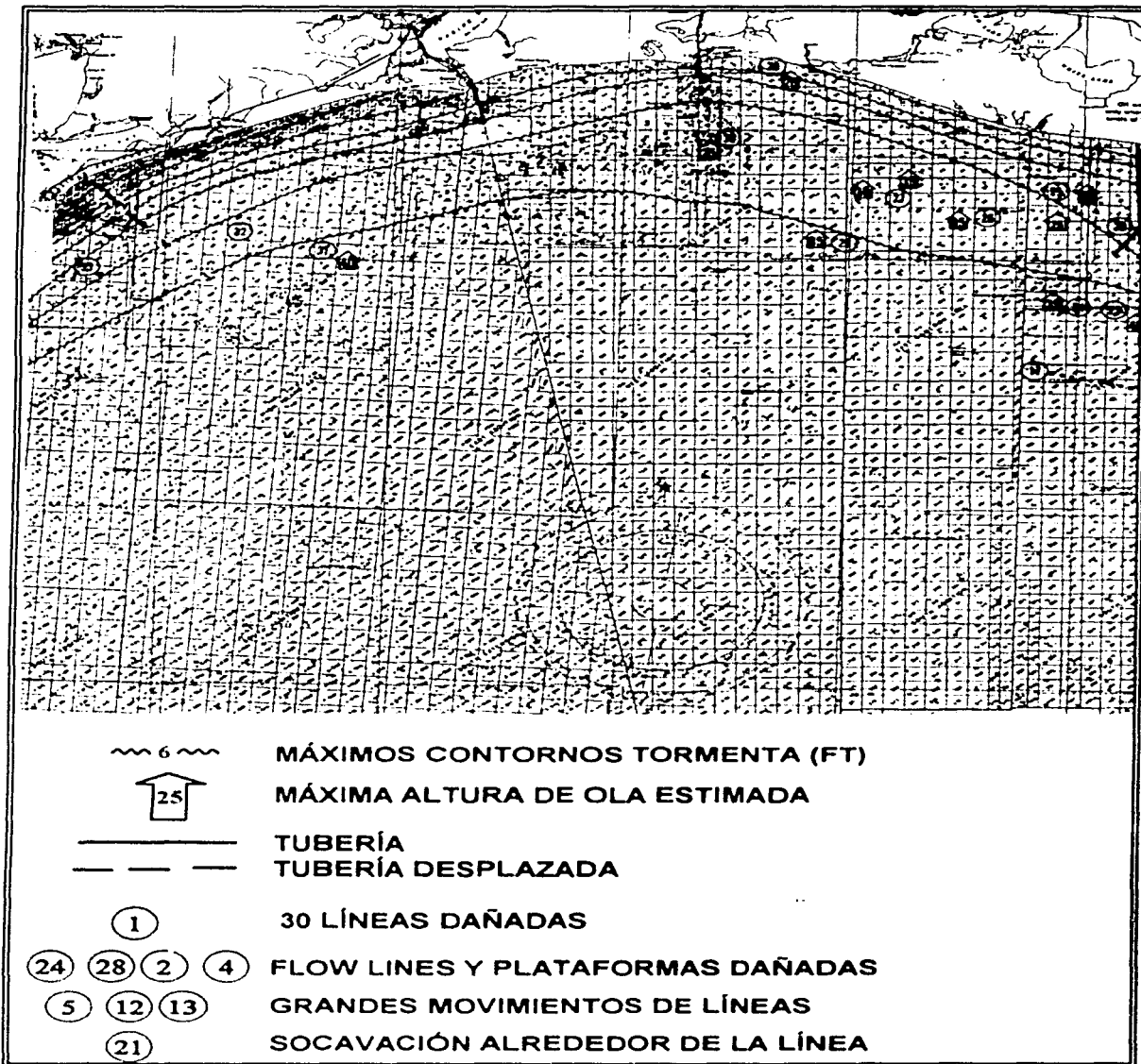


Figura III.28a: Localización de las tuberías dañadas por el huracán Carla (Blumberg, 1964).

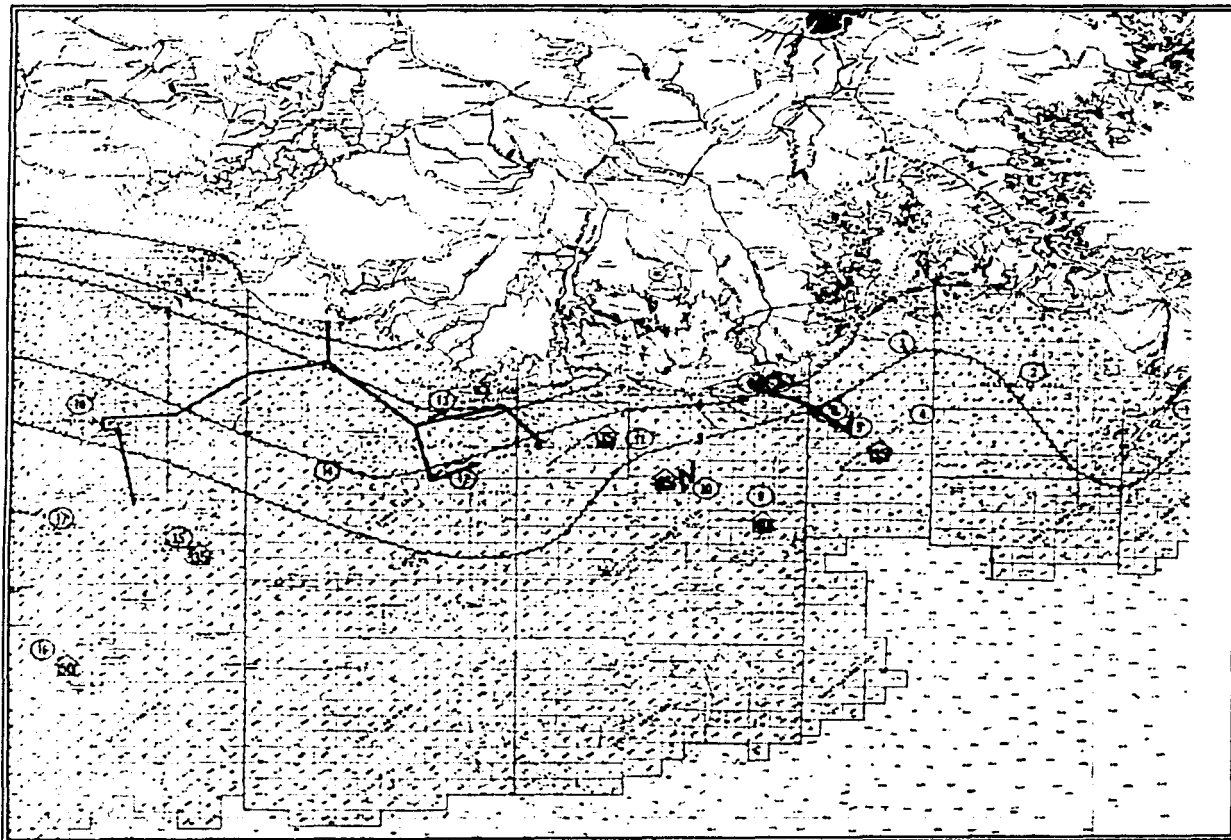


Figura III.28b: Localización de las tuberías dañadas por el huracán Carla (Blumberg, 1964).

Resumen de Datos.				
Velocidad del viento (km/h)	241.4			Huracán de categoría 4.
Dirección de aproximación del huracán	Sureste			
Altura de ola máxima registrada.	Altura (m)	Profundidad (m)	Localización	Para The South Pass la altura máxima en toda el área fue de 6 m.
	6	< 61	The South Pass	
	7.5	7.5	Vermilion	
	10.7 - 12.2	21. - 22.9	Vermilion	
Dirección de los desplazamientos	10.7 - 12.2	19.8	South Timbalier	
	La Línea de Grand Isle a South Timbalier se desplazó hacia el Suroeste. En el área de Ship Shoal dos líneas se desplazaron hacia el Noroeste.			
Daños	Daños en 30 líneas en el área de South Pass. Desplazamiento de líneas en Gran Isle - South Timbalier en diferentes bloques. Ruptura de las líneas separándose del raiser en el área de South Timbalier en los bloques 66, 67, 54 y 55. Las líneas se separaron de las plataformas hasta 60 m en el área de Ship Shoal. Socavación en todas las áreas mencionadas en este reporte con diferentes rangos (desde 0.30 m hasta 1.5 m) En el área de Vermilion los sedimentos (lodos) cubrieron totalmente dos líneas.			
	Posibles causas de los daños			
Corrientes en el fondo paralelas a la costa, generadas por el oleaje y las corrientes del huracán. Estas corrientes reforzaron la tendencia del transporte de sedimentos a lo largo de la costa en dirección predominante de Este a Oeste. Las corrientes de deriva hacia fuera de la costa contribuyeron al desplazamiento de las líneas en el área de Ship Shoal. Cambios abruptos en el perfil del suelo marino como consecuencia de la socavación, y deslizamiento de lodos. Escasez de soldadura en algunas uniones de líneas.				

Tabla III.2: Resumen de datos del Huracán Carla

III.7.3. ANÁLISIS DE FALLAS EN TUBERÍAS SUBMARINAS EN LAS COSTAS DE LA REGIÓN NORTE DEL GOLFO DE MÉXICO (EUA) EN EL PERÍODO DE 1967-1975.

Las compañías han mantenido los reportes de fallas de forma confidencial y la mayoría de la información que llega a estar disponible asocia las fallas a problemas de corrosión y a los eventos extraordinarios que generan grandes fuerzas hidrodinámicas. Sin embargo en 1967 Arnold (citado por Collins, 1995) realizó un reporte de las fallas ocurridas en el campo South Pass Block 27 de 1958 a 1965 para la compañía Shell, los resultados son resumidos en la tabla III.3. Este reporte es uno de los primeros en hacerse público, sin embargo, carece de información muy detallada (Collins, 1995).

Falla	Sin Huracanes	Carla	Hilda	Betsy		
Años	1958-1965	1961	1964	1965	Total	
Corrosión	79				79	
Anclas	23				23	
Fugas en soportes	19		1	1	21	Debidos a movimiento de suelo o corrientes (Total 98)
Fricción	21	1	2	1	25	
Líneas dentro de lodos	10	5	5	5	25	
Líneas en tensión	2	5	5	0	12	
Raiser desplazado	4	4	6	1	15	
Ruptura antes de MGL	0	4	4	14	22	
Ruptura mecánica desconocida.	22	11	6	10	49	
Total		30	29	32		
	180		91		271	

Tabla III.3: Resultados de los estudios realizados por Arnold (citado por Collins, 1995).

La destrucción de tuberías en aguas poco profundas o someras, fue atribuida en primer lugar al movimiento de sedimentos suaves en esta área y en segundo término se atribuyen a problemas de corrosión, daños al anclaje y a otros problemas mecánicos desconocidos. Según los datos de Arnold resumidos en la tabla III.3, los daños por huracán registrados son bastante menores comparados con otras causas de falla (Collins, 1995).

El reporte realizado por Arnold es de gran importancia, porque a pesar de no ser el primer reporte de falla si es uno de los más completos en su época ya que hasta 1969 no se tenían registros de las fallas ocurridas en el Golfo de México. A partir de 1969, la U.S. Geological Survey (USGS)(Collins, 1995) realizó un registro de tuberías fracturadas y fugas que ocurrieron en la región federal costa afuera. La base de datos en un principio fue muy elemental, pero al paso de los años ha ido mejorando. En cada incidente se intentó registrar el mayor número de información posible; derrames, compañías en operación, diámetros de líneas y contenidos, localización de líneas y fugas, causas probables y acciones correctivas. Para algunas líneas por diferentes circunstancias muchos datos no están disponibles como por ejemplo la fecha de instalación y por tanto la edad de la

línea, longitud exacta, materiales de construcción, protección contra corrosión, programa de mantenimiento, profundidad del agua a lo largo de toda la línea, condiciones del suelo y otros (Collins, 1995).

Los datos disponibles de las fallas en tubería de USGS para tierras federales Norteamericanas en el Golfo de México son presentados gráficamente en la figura III.29. El histograma de registros de fallas muestra un incremento; desde 7 fallas por año en 1969 hasta cerca de 42 fallas por año en 1975. Este incremento tan marcado en las fallas es en parte explicado por el crecimiento (nuevas) y la degradación de las líneas (Collins, 1995).

Cuatro categorías de fallas se pueden observar de los datos de USGS y cada una es delineada en la figura III.29 para fines de comparación. Las cuatro categorías incluyen (Collins, 1995):

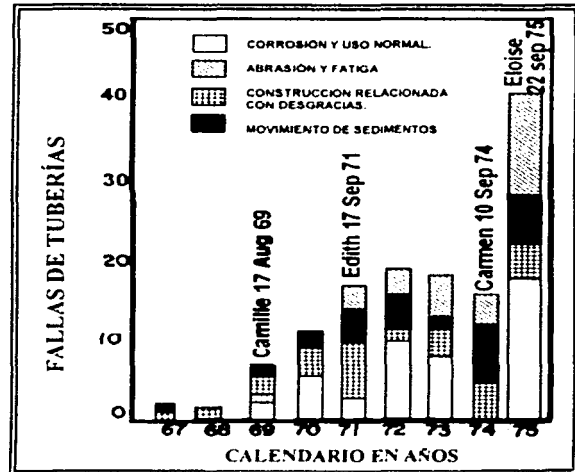


Figura III.29: Histograma de fallas de tuberías 1967-1975 (Collins, 1995).

- 1) Corrosión principal del fluido que está transportando y en segundo término la corrosión externa. Las fugas en las uniones y problemas de presiones fueron incluidas en esta sección.
- 2) Abrasión inducida por oleaje en intersección de tuberías y fallas por fatiga principalmente en las juntas de tubos y las intersecciones incluyendo la combinación de cargas cíclicas y ambiente corrosivo conocido este fenómeno como corrosión - fatiga.
- 3) Actividades de construcción en las cercanías de una línea, por ejemplo un jack-up de perforación, daños de las anclas de una barcaza durante una tormenta, recuperación de anclas, así como impactos de objetos desconocidos.
- 4) Movimiento de sedimentos en la pendiente de fondo incluyendo depresiones y arrastre.

Algunos casos requirieron de la interpretación debido a la calidad y la naturaleza de los datos de las fallas e indudablemente se presentaron diferentes interpretaciones, éstos sin embargo, fueron los mejores datos. Los resultados en general muestran el incremento de cada categoría cada año, figura III.29. Existe un comportamiento anormal en las fallas por corrosión mostradas para 1974, pero no existe una explicación para esta ausencia de fallas durante el año en que las costas del Golfo experimentaron huracanes.

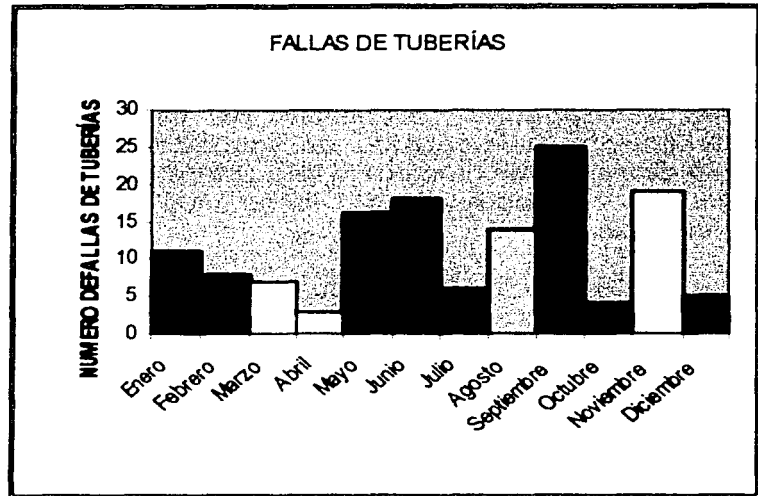


Figura III.30: Histograma de las fallas de tuberías por mes en el período 1967-1975 (Collins, 1995).

Se debe hacer notar que el análisis de fallas se realizó con datos limitados para aguas federales que se encontraban completamente monitoreadas. Las aguas estatales (3 millas fuera de la costa) eran menos vigiladas y existían pocos datos de falla en estas aguas.

La información de cuatro huracanes que pasaron fuera de las costas de Louisiana de 1969 a 1975 se muestra en la figura III.29. Las fallas de tuberías eran atribuidas a menudo a la actividad de los huracanes. Sin embargo el histograma muestra que en años donde no se presentaron huracanes a menudo se exhibían más fallas. Para un mejor análisis se realizó un histograma de todas las fallas por mes, figura III.30. Todos los huracanes en el período anterior ocurrieron en los meses de Agosto a Septiembre y los datos en la figura III.30 muestra que un número significativo de fallas ocurrió en esos

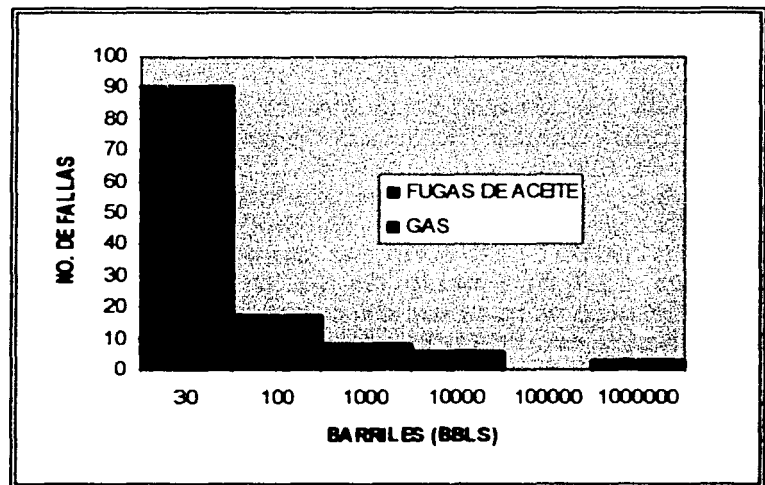


Figura III.31: Fallas de tuberías de Gas y aceite por el tamaño de la fuga (Collins, 1995).

meses. Otros 2 períodos, de Noviembre a Marzo y de Mayo a Junio también sufrieron una proporción muy alta de fallas. De Noviembre a Mayo las fallas aparentemente resultaron de condiciones de tormentas de invierno, los efectos más críticos ocurrieron al inicio del invierno y disminuyeron hasta la primavera. Las fallas en Diciembre son notablemente bajas debido a las inclemencias del tiempo para inspecciones costa afuera con helicóptero y la temporada de vacaciones que retrasaron los reportes de fallas. Es remarcable el gran número de fallas en los meses de Mayo y Junio (ver figura III.30). Estas fallas son asociadas de una forma muy simple al resultado de las actividades de construcción.

La contaminación del medio ambiente se asocia principalmente a la ruptura de las líneas. Se presenta un histograma de derrame de tuberías asociado con el número de fallas desarrollado por USGS figura III.31, de las 132 tuberías que fallaron solo 33 transportaban Gas. De este histograma se pueden determinar que los derrames ocurridos en tuberías no representaron grandes pérdidas de producción y por tanto tampoco grandes problemas de contaminación. La dificultad básica de las líneas que fallaron con gas, es que no son fácilmente detectadas por reconocimiento aéreo o por mediciones debido a que forman nubes que avanzan sin ser localizadas a la simple vista y que pueden representar grandes riesgos de explosión en áreas lejanas a la fuga, sin embargo por otra parte las fugas de gas no poseen un gran problema para el medio ambiente, compañías navieras, o para la navegación. Por comparación, una fuga de aceite es mucho más fácil de detectar que las fugas de gas. Un galón de aceite dejará un brillo importante sobre el agua que será fácilmente detectado desde un helicóptero o aeroplano, causando un gran daño ecológico (Collins, 1995).

La localización de las fallas en las líneas de tuberías fueron dibujadas sobre un mapa de la parte central del Golfo de México para observar si existían algunos patrones. El mapa de fallas es presentado en la figura III.32, también muestra las tuberías que existen en la región. Como se puede observar en el mapa de la figura, las fallas se encontraban dispersas, presentándose un volumen muy grande en aguas con profundidades menores de 30 m (<100 ft), sin embargo todas las fallas ocurrieron en tirantes de agua menores a los 61m (< 200 ft). El hecho de que las fallas disminuyeran a medida que se incrementaba la distancia a tierra se explicó por la dispersión de desarrollos y porque los nuevos sistemas de tuberías en profundidades mayores eran menos susceptibles a falla. En general, el mayor número de fallas ocurrió cerca de la costa, especialmente en los grandes desarrollos. Una conclusión importante (figura III.32) es que las fallas no son geográficamente limitadas.

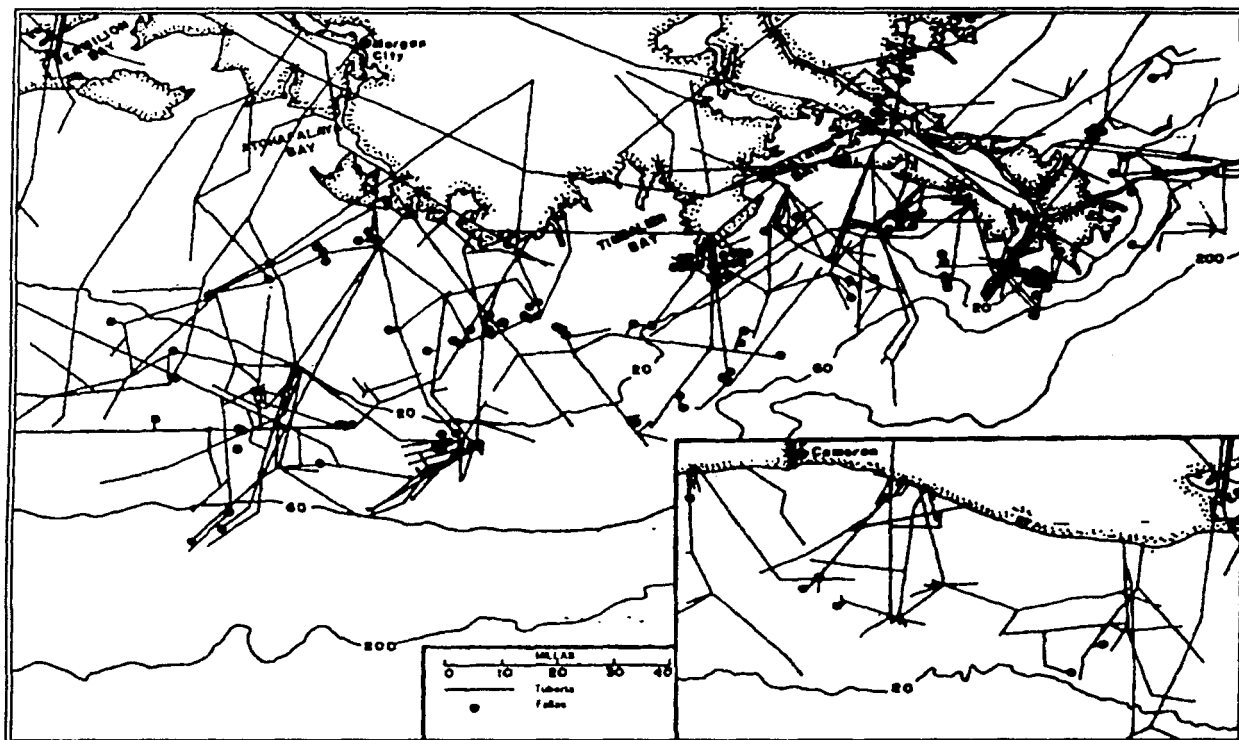


Figura III.32: Mapa de las Fallas de Tubería en Louisiana (Collins, 1995).

Desafortunadamente las fallas en la figura III.32 se limitan a aguas Federales existiendo poca información de la zona cerca de las costas. La acción del oleaje y los sedimentos depositados, así como la erosión crearon un ambiente muy accidentado de la costa, a pesar de que éste fue el problema general en el Golfo, cada región de la costa experimenta situaciones específicas.

Dieciocho fallas ocurrieron en válvulas, conexiones tipo pestaña o uniones de tuberías sugiriendo la presencia de zonas de fugas. Varias de estas fugas se localizaron en las empaquetaduras de las conexiones.

La mayoría de las fallas ocurrieron en localizaciones desconocidas e inesperadas a lo largo de la longitud de la línea. Arnold observó que las líneas de diámetros pequeños fallaron por esfuerzos de tensión y para grande diámetros en cortante, conforme a los principios de la mecánica estructural (Collins, 1995).

Las condiciones en la plataforma continental influenciaron en la estabilidad de las líneas, presentándose (Collins, 1995):

- a) Movimiento de masas hacia aguas abajo.
- b) Interacción de los sedimentos con el oleaje (oscilación).
- c) Variabilidad de los sedimentos.
- d) Diferentes condiciones geológicas como fallas y erosión o migración de arenas.

Resumen de Datos.	
Años	1967-1975
	Datos sustraídos del reporte de Arnold de 1967 y de la base de datos registrada por USGS desde 1969; con datos desde 1967 hasta 1975.
	El reporte realizado por Arnold es uno de los primeros en comparar las fallas que se han presentado en ductos submarinos considerando un período de varios años (condiciones normales de operación y condiciones de tormenta). La primera conclusión de los datos presentados por Arnold, reveló que las fallas en condiciones normales de operación son más numerosas que las presentadas en condiciones de tormenta. Sin embargo las fallas asociadas a huracanes son la tercera parte del total, un porcentaje nada despreciable. En el Histograma realizado por USGS, figura III.29 se muestra un incremento considerable de fallas que se atribuye al crecimiento de las instalaciones costa afuera. Se puede observar en esta figura la presencia de cuatro huracanes que al parecer no influyen considerablemente en la tendencia incluso en 1974 el número de fallas disminuye.
	El histograma que agrupa las fallas ocurridas en cada mes realizado por USGS figura III.30 ilustra períodos en que se incrementan y disminuyen las fallas. En este histograma se pueden apreciar dos períodos importantes Mayo - Junio, fallas atribuidas a las actividades de construcción de instalaciones y el período de Agosto - Septiembre meses en que se presentaron los huracanes. En el período analizado por USGS ocurrieron 132 rupturas de ductos (asociadas a derrames), de las cuales 33 fueron en gasoductos y las restantes en oleoductos. La mayoría de los derrames (75) fueron de alrededor de 30 Barriles. Las fallas no se encuentran limitadas geográficamente, sin embargo la aglomeración de instalaciones costa afuera fue un factor que influyó considerablemente en el número de fallas por región.

Tabla III.4: Resumen del reporte.

III.7.4. ESTUDIO REALIZADO A DOS LÍNEAS DANESAS DE 1983 A 1989.

El suministro de gas para el consumo domestico en Dinamarca es producido en la parte Norte de su océano (Krogh, 1995). El gas es producido como gas asociado a la producción de aceite, así como de depósitos únicos de gas. Los actuales sistemas de transporte de gas y aceite son ilustrados en la figura III.33. La corriente de gas se une al complejo de plataformas TYRA-EAST a partir del cual el gas es transportado hasta la costa por medio de una línea de transmisión de 30" de diámetro y 215 km de longitud hacia la costa. El aceite y los condensados se unen al campo GORM, y se bombean a través de un oleoducto de 20" y 220 km de longitud hacia las costas del Este de Dinamarca. El gasoducto incluye una válvula de seguridad localizada a 1.5 km de TYRA.

Ambas líneas fueron instaladas de 1983 a 1984 y están constituidas por tubería de acero recubiertas por un lastre de concreto. Las líneas se colocaron en una zanja a lo largo de toda la ruta, desde la costa hasta la plataforma como se muestra en el análisis de estabilidad realizado por Dansk Olie & Gasproduktion A/S. La máxima profundidad del agua son aproximadamente 52 metros. Durante los siguientes años, la mayoría de las zanjas fueron cubiertas por la acción natural de los efectos en el fondo marino y actualmente existen pocos tramos expuestos. Después de 10 años de servicio la línea se comportó en general de acuerdo a lo previsto en el diseño, sin embargo, en algunas áreas se presentaron problemas ocasionados principalmente por las cargas ambientales, como la formación de espacios libres debajo de la línea y la válvula submarina.

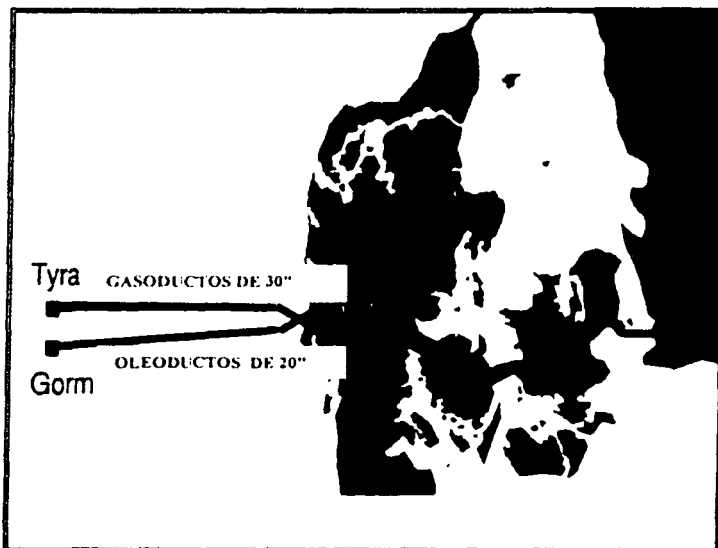


Figura III.33: Croquis del sistema de transporte de gas y aceite en Dinamarca (Krogh, 1995).

Debido a la importancia de las líneas se implementó un programa de inspección y mantenimiento, con una duración de 5 años, realizándose estudios anualmente mostrados en la tabla III.5 (Krogh, 1995).

La finalidad de estos estudios es la de proporcionar información de los tramos expuestos, espacios libres por debajo de las tuberías, detectar marcas de anclas y actividades pesqueras en el corredor de la línea. La inspección presentó ciertas incertidumbres, debido a que se realizó en periodos de calma y se desconocía el

comportamiento de la línea en condiciones de tormenta, que se considera la condición crítica para las tuberías (Krogh, 1995).

ACTIVIDAD	AÑO				
	1	2	3	4	5
Side Scan Sonar (búsqueda con sonar)	X	X	X	X	X
Perfil subterráneo del fondo	X				X
Inspección con vehículo operado a control remoto ROV (Remotely Operated Vehicle)	X				X
Buceo en la protección de la válvula VAPC (Valve Assembly Protection Cover)	X	X	X	X	X
Eco sonda en la ruta de tendido.	X		X		X

Tabla III.5: Inspección externa típica de las líneas danesas (Krogh, 1995).

Cerca de la línea de costa se presentó el problema de transporte de sedimentos, para analizar este fenómeno se llevó a cabo un estudio para determinar las profundidades de las zanjas y el tiempo en que éstas se cubrirían por proceso natural. Una vez terminada la instalación de la línea, se realizó monitoreo periódico para estudiar la evolución de los perfiles marinos, figura III.34 (Krogh, 1995). Los estudios indicaron que los primeros 81 kilómetros de la línea a partir de la línea de la costa fueron cubiertos por una capa de material de 1 m de espesor, mientras que la longitud restante hasta la plataforma fue

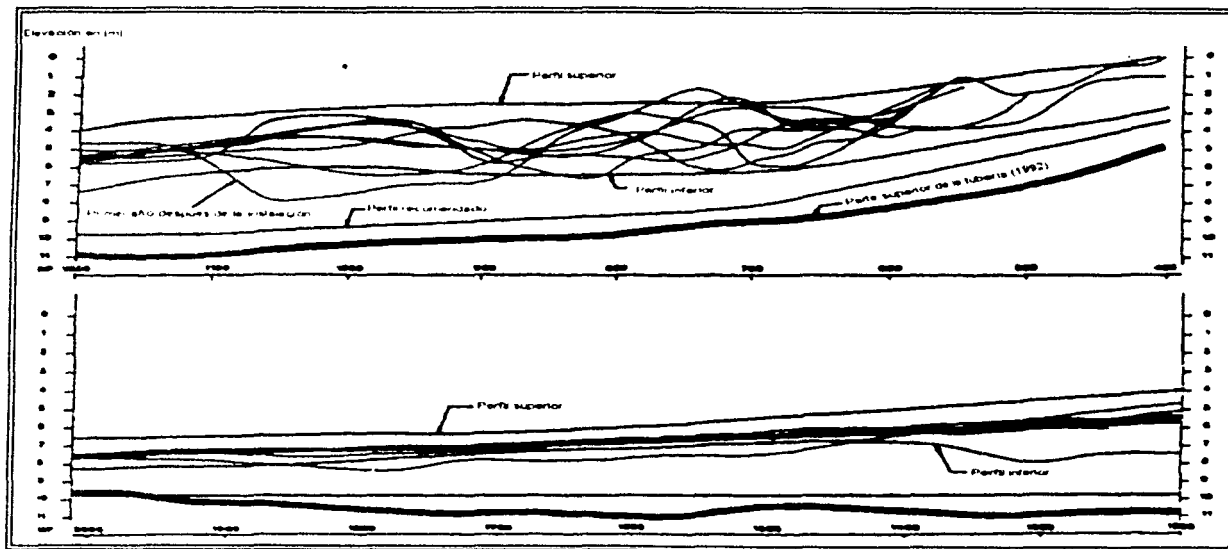


Figura III.34: Evolución de los perfiles del fondo marino con respecto a la parte superior del ducto, resultado del monitoreo realizado anualmente (Krogh, 1995).

cubierta solamente por una capa de 20 cm de espesor (Krogh, 1995).

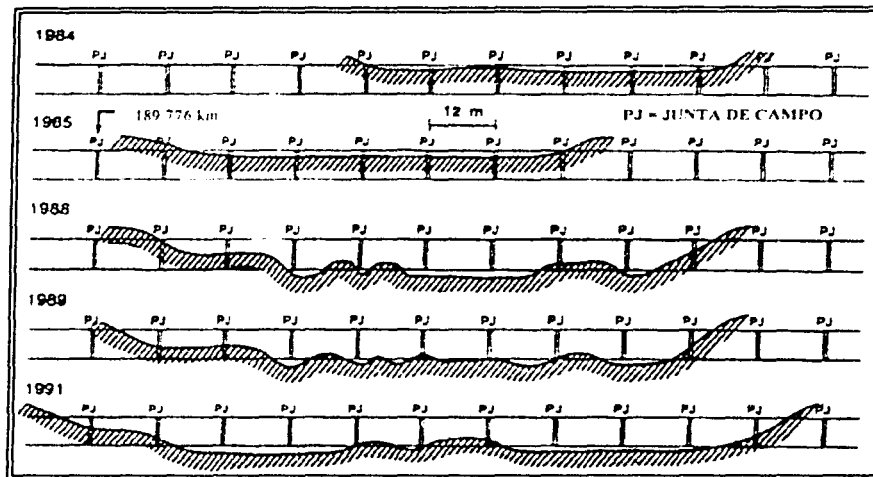


Figura III.35: Estudio realizado en el Gasoducto. Muestra el desarrollo de socavación debajo del ducto en el kilómetro 190 aproximadamente (Krogh, 1995).

Durante las diversas campañas realizadas in situ, se encontró un número considerable de espacios libres bajo la línea. Posteriormente se realizaron estudios con el fin de encontrar y establecer un criterio propio para determinar los tipos de protección a utilizar.

En un estudio realizado en 1988 se encontró un tramo expuesto de aproximadamente 100 metros y la tubería presentaba algunas secciones con espacios libres por debajo de la línea, con un tramo de hasta 25 metros y otros de 1, 5, 6 y 7 metros. En 1990 los estudios muestran una tendencia acelerada de estos procesos, incrementándose un 30 % en el período de 1989 a 1991, con respecto a los años anteriores tal y como se muestran en la figura III.35. Las medidas realizadas permitieron que unas secciones permanecieran expuestas, sin embargo los espacios libres fueron cubiertos por enrocamiento.

Los estudios realizados con relación a estos fenómenos revelan que el área en estudio requería de ciertas condiciones ambientales para que la línea quedar expuesta y se presentara socavación bajo el tubo. Aunque los estudios no indican con exactitud la magnitud de las alturas de oleaje y magnitudes de corrientes que producen estos fenómenos, si indican que pueden exceder las correspondientes a las condiciones en un año de tormenta.

En un inicio, se pensaba que los problemas de socavación se debían al transporte de sedimentos en la zona, pero estudios posteriores indicaron que el mayor porcentaje de

arrastre se presentaba en la costa, asociado principalmente a las corrientes paralelas. Lo cual desecha ésta teoría.

La sección donde se encontraba la válvula de seguridad del gasoducto sufrió considerables daños debido a la presencia de espacios libres o socavación, como consecuencia de fallas en las estimaciones del diseño original, provocando grandes problemas debido a que no se podía cubrir totalmente con enrocamiento, generándose un modelo para reducir la cantidad de roca. El comportamiento anual de esta sección se puede observar en las figuras siguientes (III.36 y III.37).

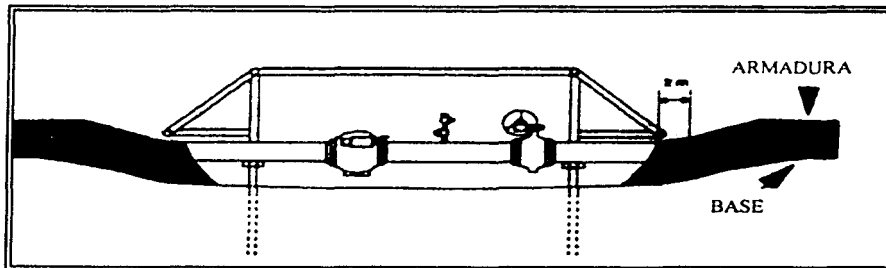


Figura III.36: Esquema de la válvula submarina (Krogh, 1995).

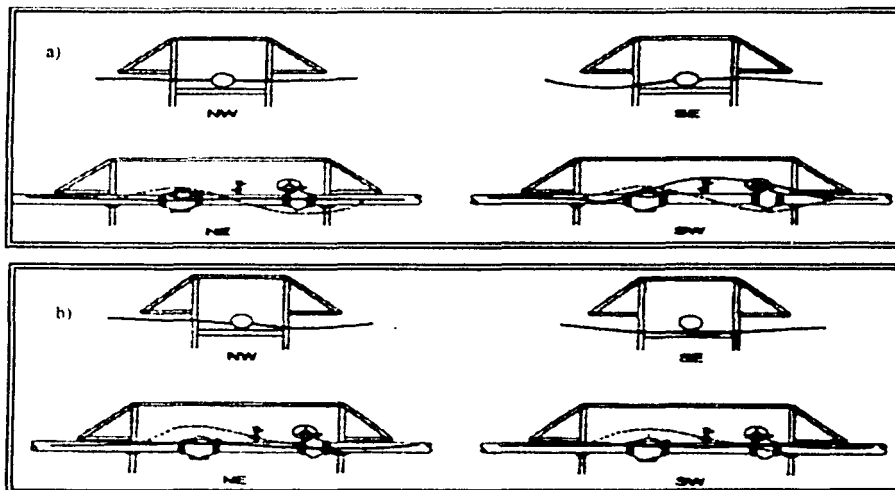


Figura III.37: Desarrollo de socavación en la válvula submarina. (Krogh, 1995):
a) verano 1985, b) verano 1989.

Resumen de Datos.	
Años	1983-1989
Profundidad máxima del agua.	52 m
	Problemas principalmente asociados con las cargas ambientales; espacios libres debajo de la línea y la válvula submarina. El principal problema de la línea se presentó en el kilómetro 190, con un tramo expuesto de aproximadamente 100 m y con desarrollo de espacios libres debajo de la línea de hasta 25 m en una sección, acelerándose este proceso un 30 % de 1989 a 1991. La válvula presentó muchos problemas de socavación tal como se muestra en la figura III.34.
Dirección de los desplazamientos	Las líneas no sufrieron desplazamientos.
Daños	Los principales daños se presentaron en la válvula como consecuencia de espacios libres. La línea no sufrió daños gracias al programa preventivo, que permitió reparar a tiempo los espacios libres cubriéndolos con enrocamiento, sin embargo no todos los tramos expuestos fueron cubiertos dado que no presentaban problemas de estabilidad.
Posibles causas de los daños	La causa principal fueron las fuerzas hidrodinámicas. Se creía que el transporte de sedimentos representaba un problema en las secciones antes mencionadas, pero se comprobó que el mayor transporte de sedimentos se presentaba cerca de las costas.

Tabla III.6: Resumen de reporte de líneas danesas.

III.7.5. DATOS DE FALLAS EN TUBERÍAS POR EL HURACÁN ANDREW EN 1992 EN LAS COSTAS DE LA REGIÓN NORTE DEL GOLFO DE MÉXICO (EUA).

El 25 Agosto de 1992, El Huracán Andrew pasó a través del Golfo de México, cruzando un área con gran número de campos productores de gas y aceite en la Plataforma Continental (afectando principalmente los Bloques de South Pelto, South Timbaliar, Ewing Bank, Ship Shoal y Eugene Island), adquiriendo la categoría de Tormenta de nivel 4, con vientos aproximados de 225 km/hr y con rachas de casi 260 km /hr (Wright, 1995). Se estimaron alturas de ola significante de 10.5 m a 12.2 m.

Cerca de 2000 instalaciones productoras de aceite y gas fueron expuestas a severos vientos de tormenta. Los daños fueron sobrepasados a los provocados por huracanes anteriores (Wright, 1995).

La mayoría de las tuberías y plataformas instaladas en el Golfo de México después de 1970 fueron diseñadas para un período de retorno $T = 100$ años en condiciones de tormenta. Varias de las estructuras instaladas antes fueron diseñadas para 25 años de criterio de tormenta, aun así un número considerable de tuberías con criterio de diseño de 100 años sufrieron daños (Wright, 1995).

Generalmente, el huracán induce daños a las tuberías que pueden ser atribuidos a uno o más de los siguientes escenarios de falla (Wright, 1995):

- Movimientos excesivos en el fondo marino debido a pérdida de estabilidad bajo las cargas hidrodinámicas extremas durante la tormenta.
- Movimientos excesivos a causa del impacto de un deslizamiento de lodos.
- Daño a la plataforma o ducto ascendente debido a movimientos excesivos de la tubería sobre el fondo marino.
- Sobreesfuerzos de un ducto ascendente debido a movimientos de la plataforma durante la tormenta.
- Anclas de embarcaciones o plataformas móviles (taladro) durante la tormenta.

En los Estados Unidos las regulaciones requieren que todas las tuberías instaladas en aguas a profundidades menores a 60.96 m (200 ft) deberán ser enterradas a una profundidad de 0.9144 m (3 ft) por debajo del fondo marino. La mayoría de las tuberías dañadas durante el huracán Andrew estaban a profundidades menores a los 25 m (Collins, 1995).

El Mineral Management Service (MMS) mantiene una base de datos histórica sobre las fallas de tuberías que han ocurrido en el Golfo de México desde 1967. Esta base está organizada por tamaño de la tubería, operador, producto que transporta, localización del daño, causas de falla y acciones planeadas o implementadas para reparar la línea (Wright, 1995).

Las principales causas de fallas en tuberías según el MMS son (Wright, 1995):

- Material.
- Equipo.
- Errores de operación.
- Corrosión o erosión.
- Riesgos naturales como las tormentas o deslizamiento de lodos.
- Daños por terceros debidos a las anclas.
- Equipos de Jack-up.
- Botes de Suministro.
- Pesca.

La figura III.38 muestra un histograma anual de fallas de tuberías en el Golfo de México entre los años de 1983 a 1993. En esta figura, las fallas debido a todas las causas posibles son comparadas con las fallas ocasionadas por tormentas y movimiento de lodos.

El análisis presentado aquí toma en consideración varias explicaciones para entender las fallas.

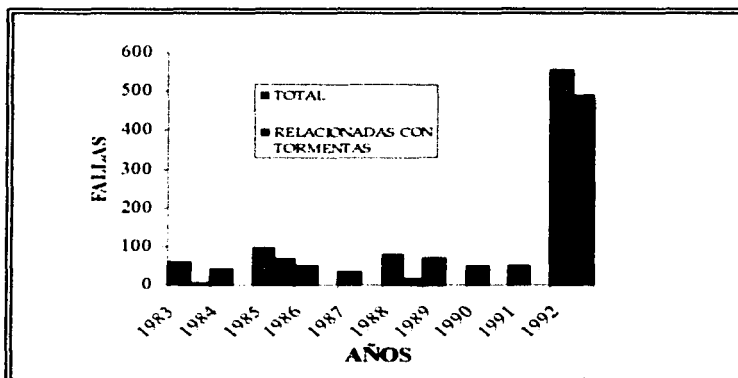


Figura III.38: Fallas de tuberías en el período 1983 a 1992 (Wright, 1995).

TAMAÑO DE LAS TUBERÍAS.

La figura III.39 muestra el número total de segmentos de línea para cada diámetro nominal dañado durante Andrew. Se muestra que casi el 50% de las fallas corresponden a tuberías de 4 pulgadas de diámetro, esto coincide con un estudio que realizó Williamson en 1995 citado por Wright (1995). Aunque en esta zona existe una gran cantidad de líneas de diámetro pequeño. La figura III.41 agrupa los diámetros en tres partes: pequeños, medianos y grandes. De esta forma se pueden comparar con un estudio realizado por Mandke en 1990 (citado por Wright, 1995) antes del huracán Andrew y que es similar a los resultados de MMS y de Williamson en 1995 (citados por Wright, 1995).

Alrededor de 1232.8 km (766 millas) de segmentos de tuberías fueron afectados por Andrew (Wright, 1995):

- 497.3 km diámetros pequeños (309 millas).
- 329.9 km diámetros medianos (205 millas).
- 405.6 km diámetros grandes (252 millas).

CAUSAS DE FALLA.

La tabla III.7 muestra la distribución de daños a tuberías por causa. Alrededor de 253 segmentos de tuberías fueron dañados por fallas asociadas a la

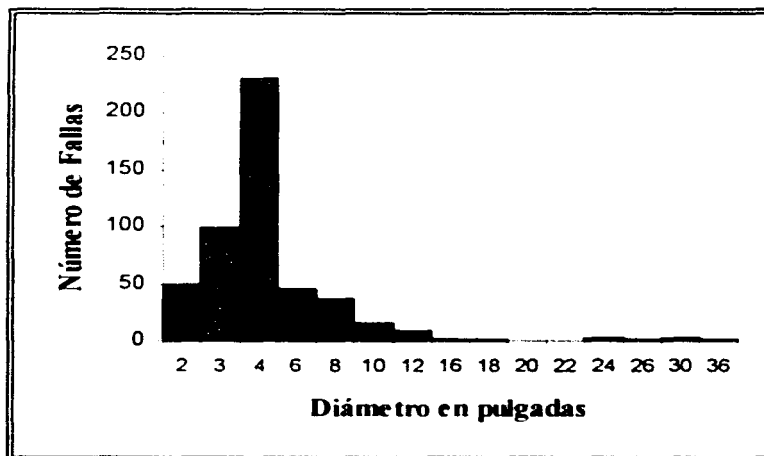


Figura III.39: Número de fallas en tuberías por el tamaño de sus diámetros (Wright, 1995).

estructura de la plataforma (Wright, 1995).

CAUSA	NUMERO DE FALLAS
- Deslizamiento de Lodos	10
- Daño de plataforma	253
- Daño de ducto ascendente	103
- Daño de Tubería.	44
- Daños de Terceros.	18
- Pérdida de Anodos	28
- Pérdida de recubrimientos	9
- Otros	20

Tabla III.7: Distribución de daños de tubos por causa (Wright, 1995).

EDAD DE LAS LÍNEAS.

Cabe mencionar que la edad de las líneas que fallaron no fue un factor determinante, debido a que las líneas relativamente jóvenes fallaron en mayor proporción, como se muestra en la figura III.40. Se asumía antes del análisis que las tuberías por su edad presentarían problemas de corrosión y de erosión que disminuirían sus esfuerzos límites pero después el análisis mostró que esta afirmación no era necesariamente válida.

La edad de las tuberías fue determinada por la fecha en que se realizó la prueba hidrostática. La mayoría de las 136 tuberías tenían una edad de entre 6 y 15 años (el análisis excluye las fallas de las tuberías asociadas con los daños de las plataformas y otras estructuras) (Wright, 1995).

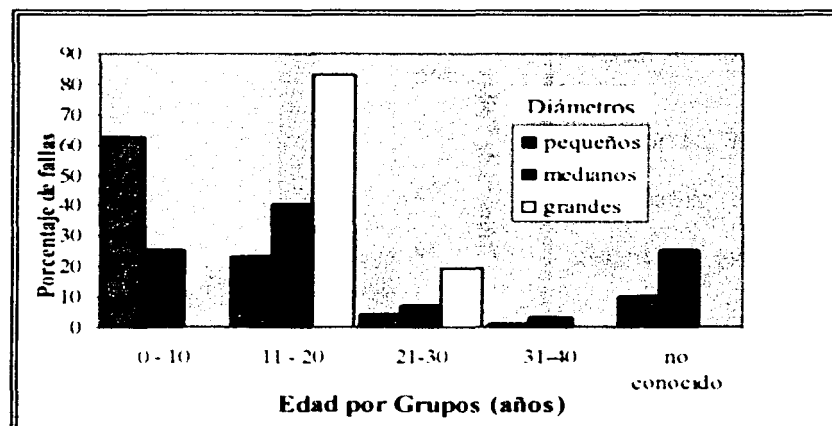


Figura III.40: Porcentaje de fallas por edad (Wright, 1995).

La figura III.41 muestra la distribución de fallas en función de su localización, agrupándolas en tres categorías según el diámetro de la tubería y la figura III.42 presenta los porcentajes de las causas fallas respecto a los diámetros. En la figura III.41 se puede observar el gran número de fallas localizadas en líneas de pequeño diámetro para raiser y su conexión (más de 100), además de otro número considerable de fallas también de pequeño diámetro en secciones alejadas de la plataforma (más de 60).

En la figura III.42 se destaca que los mayores problemas se presentaron en las líneas con diámetros pequeños (2" a 6"). Sin embargo las fallas de recubrimiento se concentraron en diámetros medianos y grandes. Las tuberías de gran diámetro no sufrieron grandes fallas como se puede apreciar en la figura III.41.

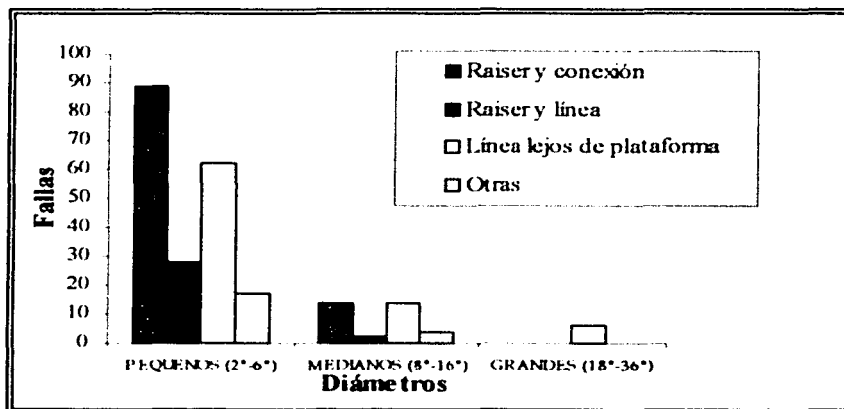


Figura III.41: Número de fallas por su localización (Wright, 1995).

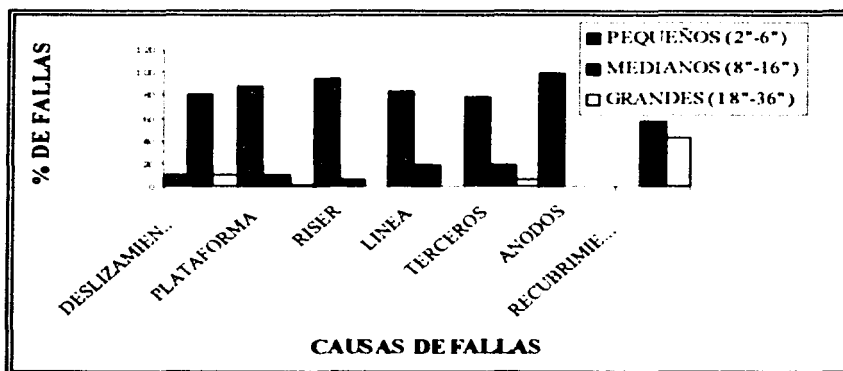


Figura III.42: Porcentaje de fallas por la causa que la originó (Wright, 1995).

Resumen de Datos.		
Año	1992	Huracán de categoría 4. Rachas de 260 km/h
Zonas afectadas.	Golfo de México: principalmente los Bloques de South Pelto, South Timbaliar, Ewing Bank, Ship Shoal y Eugene Island	
Velocidad del viento, km/h	225	
Dirección de acercamiento del Huracán.	Sureste.	
Altura de Ola significativa.	10.5 m - 12.2 m (35 ft-40 ft)	
	Andrew fue el huracán que causó más daños en las instalaciones de las costas de EU en el Golfo de México. 480 fallas en tuberías fueron registradas después del huracán Andrew que representaban aproximadamente el 19 % de las instaladas en el área afectada y el 8 % del total instaladas en EU en el Golfo de México, ningún otro huracán registró tantos daños. Incluso los daños de cuatro huracanes en 1985 únicamente suman 55 fallas. Una revisión a la base de datos de MMS muestra que durante el período de 1967 a 1991, hubo tan solo 97 fallas de tuberías relacionadas con tormentas y movimiento de lodos.	
Daños	Existieron daños relacionados con la conexión de tuberías y sus cruces. 11 derrames fueron registrados a causa del huracán. Las líneas de menos de 20 años sufrieron más daños. Las figuras III.41 y III.42 muestran los tipos de daños en número y porcentajes respectivamente. Las líneas que sufrieron mayores daños poseen diámetros entre 2 y 6 pulgadas. Para grandes diámetros el número de fallas realmente es pequeño. Alrededor de 1232.8 km de segmentos de ductos fueron afectados.	

Tabla III.8: Resumen de reporte del Huracán Andrew.

III.7.6. EFECTOS DEL HURACÁN ROXANNE EN LA SONDA DE CAMPECHE.

Para el estudio de los efectos del Huracán Roxanne sobre las instalaciones petroleras en la Sonda de Campeche, se analizaron por separado las Regiones Marinas Suroeste (Brown & Root internacional (B&R), 1996) y Noreste (J. Ray McDermott Emgineering (JRM), 1996).

III.7.6.1 EVALUACIÓN DE INSTALACIONES COSTA AFUERA EN LA REGIÓN MARINA SUROESTE.

La infraestructura de producción petrolera de la zona se vio sometida a condiciones ambientales extremas. Después de un evento con las características del huracán Roxanne, PEMEX consideró necesario y conveniente evaluar la condición de los sistemas de ductos interconectados que fueron afectados o que eran de importancia estratégica. Se llevaron a cabo inspecciones especiales en ductos submarinos y ascendentes para conocer su estado real e identificar los efectos del huracán.

También se revisó el criterio metoceanico usado para diseñar las instalaciones (estudios hindcast). Se realizaron dos estudios metoceanicos subcontratados con Oceanweather, Inc.: uno para conocer las características del huracán Roxanne a fin de evaluar las fuerzas inducidas sobre plataformas, ductos submarinos y ductos ascendentes, y un segundo estudio a ser usado en evaluaciones y diseños futuros. El hallazgo más significativo de estos estudios fue que el huracán Roxanne no excedió al criterio de una tormenta de cien años que había estado vigente (B&R, 1996). Sin embargo, el paso del huracán si produjo cambios significativos en el criterio de una tormenta de cien años (NRF-013, 2001).

La longitud total de ductos evaluados en la Región Marina Suroeste es de 474.8 km. Para evaluar los ductos submarinos se clasificaron en cuatro categorías (B&R, 1996):

- Estratégicos. De especial importancia para la producción de PEMEX, se analizaron un total de 226.7 km
- Dañados. Sistemas que se encontraron dañados inmediatamente después del huracán Roxanne, se analizaron un total de 53.3 km.
- Complementarios. Estrechamente relacionados con los ductos de las dos categorías anteriores, se analizaron un total de 14.5 km.
- Adicionales. Añadidos por medio de un anexo al contrato original, se analizaron un total de 180.3 km.

La siguiente figura muestra las áreas de la Sonda de Campeche que fue afectada por el huracán Roxanne y donde se presentó el desplazamiento y el colapso de algunas líneas (IMP Reporte técnico, 1995). La tabla III.9 muestra las líneas de ductos y sus características (IMP Reporte técnico, 1995). De la tabla los espacios en blanco indican la falta de datos.

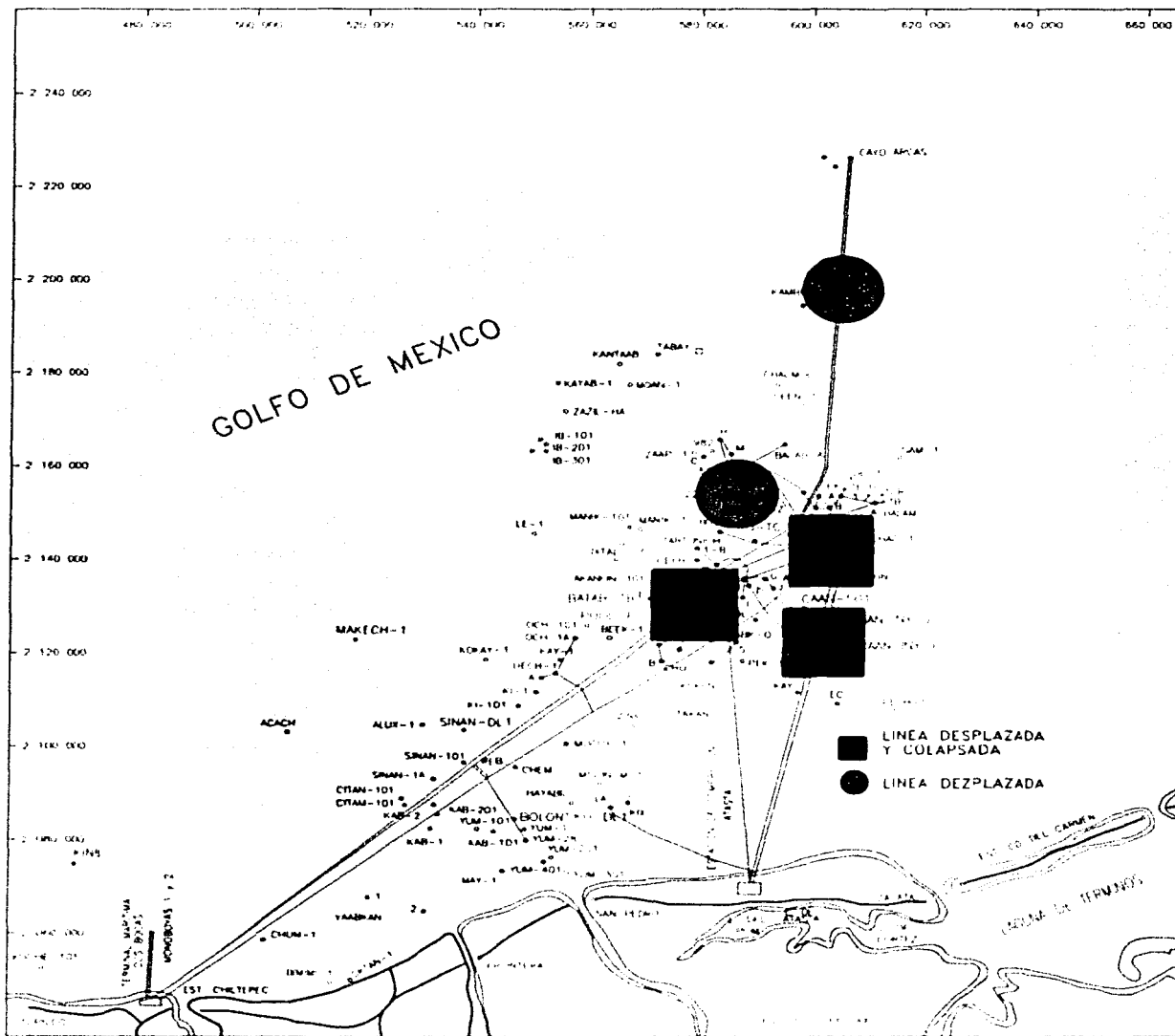


Figura III.43: Áreas de la Sonda de Campeche que sufrieron mayores daños y donde se presentó el desplazamiento y el colapso de algunas líneas.

CARACTERÍSTICAS Y RESUMEN DE DATOS DE LOS DUCTOS SUBMARINOS															
				Características			Fuentes de Datos								
Número		Posición de Origen	Posición de Destino	Diámetro del ducto en in	Longitud en km	Servicio	Planos	Libro de proyectos	Reporte de inspección 1994	Reporte de daños	Reporte reparación daños	Reporte de inspección 1995	Reporte Geotécnico	Reporte Protección Católica	Propiedades líquidos ducto
B&R	PEMEX														
Ductos Estratégicos															
1	41	Dos Bocas	Monoboya No. 2	48	22.6	Oleo	SI								SI
2	64	NOHOCH-A Excompresión.	Dos Bocas	36	163.8	Oleo	SI	129-147					SI		SI
3	131	CAAN-C	ABKATUM-A Permanente	36	14	Oleogás	SI					SI			SI
4	109	TARATUNICH-201	ABKATUM-H	20	7.5	Oleogás	SI	SI					SI		SI
5	47	ABKATUM-H	ABKATUM-A Enlace	36	8.3	Oleogás	SI						SI	11/91	SI
6	112	UECH-A	UECH-1 /NOHOCH-A /Dos Bocas	20	2	Oleogás	2								SI
7	90	UECH-1	NOHOCH-A /Dos Bocas	36	8.5	Oleogás	SI		178-180				Marg	7/93	SI
Ductos Dañados															
					226.7										
8	94	YUM-2B	NOHOCH-A /Dos Bocas	16	21.3	Oleogás	SI				SI		SI		SI
9	155	POOL-A Enlace	ABKATUM-D Perforación	24	9	Oleogás	SI				SI	SI	SI		SI
10	68	REBOMBEO Descarga	NOHOCH-A /Dos Bocas	36	2.1	Oleo	SI	SI							SI
11	71	ABKATUM-A Enlace	POOL-A Enlace	36	11.1	Oleogás	SI				SI		SI	11/91	SI
12	143 A	CAAN-TF	CAAN-C / ABKATUM-A	14	0.6	Oleogás	SI			5	SI	SI	SI		SI
13	143 A	CAAN-TA	Colector / CAAN-C	14	0.7	Oleogás	SI			8	SI	SI	SI		SI
14	143 C	CAAN-TC	Colector / CAAN-C	14	0.5	Oleogás	SI			7	SI	SI	SI		SI
15	125	CAAN-501	CAAN-C	10	2.5	Oleogás	SI			6	SI	SI	SI		SI
16	143	Colector	CAAN-C	24	3.0	Oleogás	SI				SI	SI			SI
17	97	CAAN-1	CAAN-A	24	2.5	Oleogás	SI	SI		4A	SI		SI		SI
Ductos Complementarios															
					53.3										
18	66	REBOMBEO Succión	NOHOCH-A /Dos Bocas	36	2.1	Oleo		SI	150						
19	25	ABKATUM-A Perforación	AKAL-J / Dos Bocas	24	6.4	Oleogás	SI							11/91	SI
20	75	POOL-A Enlace	NOHOCH-A /Dos Bocas	36	6	Oleogás	SI							11/91	SI
Ductos Adicionales															
					14.5										
21	1	REBOMBEO Descarga.	Dos Bocas	36	83	Oleo	SI		6.10					SI	SI
22	113	POOL-A Perforación	ABKATUM-A Perforación	36	12	Gas	SI							SI	SI
23	127	AKAL-L	KU-A Enlace	8	15.1	Gas	SI							SI	Gas
24	77	POOL-A Comprensión	Atasta	36	70.2	Gas	SI		157.158					SI	Gas
					180.3										

Tabla III.9: Características y resumen de datos de los ductos submarinos (B&R, 1996).

RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LOS DUCTOS.

La falta de estabilidad hidrodinámica fue la condición más generalizada en los ductos estudiados. Veintidós de los veinticuatro ductos necesitaban ser enterrados o de otra manera estabilizados en alguna porción de su longitud. La falta de enterramiento completo parece haber sido la causa original de la mayoría de las fallas y daños en los ductos ocasionados durante el huracán Roxanne. El número de kilómetros de ductos encontrados enterrados o expuestos en algún grado con respecto a su diámetro (Enterrado, expuesto menos del 50% de su diámetro, o expuesto más de 50% de su diámetro) está ilustrado en la figura III.44. De la figura podemos observar que más de 40 km de ductos se encontraban expuestos en más de la mitad de su diámetro, lo cual los hacía vulnerables a movimientos durante futuras tormenta (B&R, 1996).

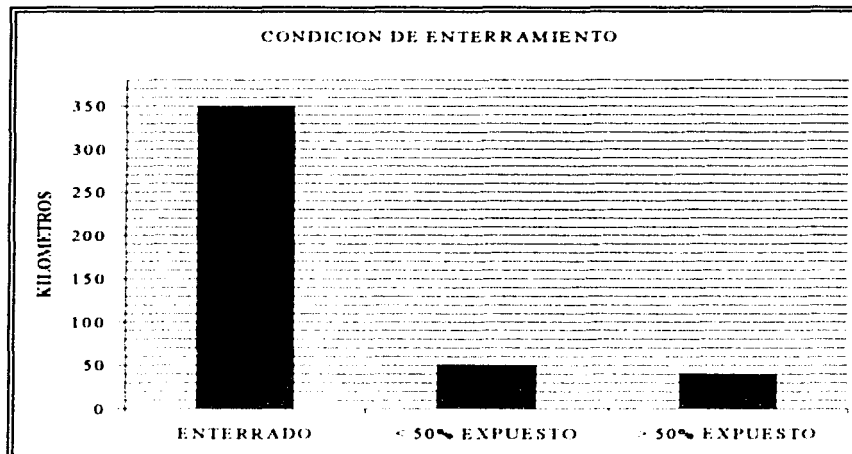


Figura III.44: Condiciones de enterramiento encontradas en la inspección después del huracán Roxanne (B&R, 1996).

La condición más peligrosa encontrada durante la inspección fue que casi todos los ductos que cruzan la costa están expuestos o muy cerca de la superficie del lecho marino en un tirante de 7 m a 10 m. La mayor preocupación al respecto es que el ducto podría ser golpeado o roto por alguna barcaza (B&R, 1996).

Se encontró que los ductos tenían tramos en suspensión sin soporte en 24 localizaciones. La longitud de cuatro de estos tramos excedía la longitud permitida para evitar las vibraciones producidas por vórtice durante condiciones de tormenta, además de que uno de los tramos era lo suficientemente largo para sobre esforzar el ducto (B&R, 1996). Los fenómenos de socavación pueden agravarse en condiciones de tormenta a consecuencia de las vibraciones y velocidades de corriente que generan las olas y corrientes de tormenta, ocasionando inestabilidad por sobre elevación de esfuerzos y por fatiga (B&R, 1996). Los dos tramos en suspensión más críticos se encontraban inmediatamente adyacentes a las plataformas AKAL-L y KU-A Enlace, donde una falla podría ocasionar condiciones sumamente peligrosas.

Se realizó una evaluación de los esfuerzos actuantes provocados por los radios de curvatura de cada ducto a lo largo de toda su longitud, es decir, los esfuerzos debido a las curvas horizontales de la línea (IMP Reporte técnico, 1995).

Tomando en consideración los resultados de las evaluaciones así como los daños presentados en las líneas submarinas después del paso del huracán Roxanne, en el reporte para esta zona se concluyó que las líneas submarinas que presentaron mayor problema de estabilidad hidrodinámica fueron las líneas de diámetro 8, 14 y 16 pulgadas.

La orientación de las líneas submarinas que presentaron los problemas más severos fue N-E, N-W y N-S. Además, las velocidades de corrientes en el fondo correspondientes al huracán Roxanne, fueron mayores que las consideradas en el diseño.

Haciendo énfasis en el primer comentario se observó que las líneas con orientación N-E y que se encontraban en la franja comprendida entre las coordenadas que se muestran a continuación sufrieron los mayores desplazamientos y algunos colapsos:

A:	X 595000.00 Y 2123900.00	B:	X 607000.00 Y 2123900.00
C:	X 595000.00 Y 2151900.00	D:	X 607000.00 Y 2151900.00

Estas coordenadas abarcan los campos de CANTARELL Y CAAN un área de 24 km x 28 km. Las líneas del campo CAAN se construyeron en 1992, año en que ya no se practicaba el dragado de las líneas, motivo por el cual se supuso que dichas líneas se encontraban superficiales cuando se presentó el huracán Roxanne. Esto mismo sucedió en CANTARELL, donde algunas líneas se encontraban parcialmente enterradas y que no fueron capaces de resistir el evento (IMP Reporte técnico, 1995).

Las alturas de ola máximas estimadas que se presentaron durante el huracán Roxanne para la Región Marina Suroeste se encontraban dentro de un rango de 7 m a 9 m para tirantes de agua de 18 m a 64 m, según el estudio realizado por Oceanweather (B&R, 1996).

Las conclusiones del reporte del huracán Roxanne fueron en el sentido de que se presentaron fuerzas de levantamiento más grandes que las fuerzas del peso sumergido de la tubería. Como en esos mismos instantes actuaban fuerzas laterales, la tubería se desplazó lateralmente hasta que las fuerzas verticales aminoraron y entonces la tubería se volvió a asentar en el suelo. En ese momento, todavía se encontraban actuando las fuerzas hidrodinámicas, pero en menor grado, que no eran suficientes para desplazar más la tubería ni para levantarla, aunque sí para desplazar al suelo y provocar que la tubería se enterrara.

El levantamiento de la tubería se atribuye a la falta de peso de la ésta debido a un deficiente espesor del lastre de concreto, o a una falta de profundidad de enterrado.

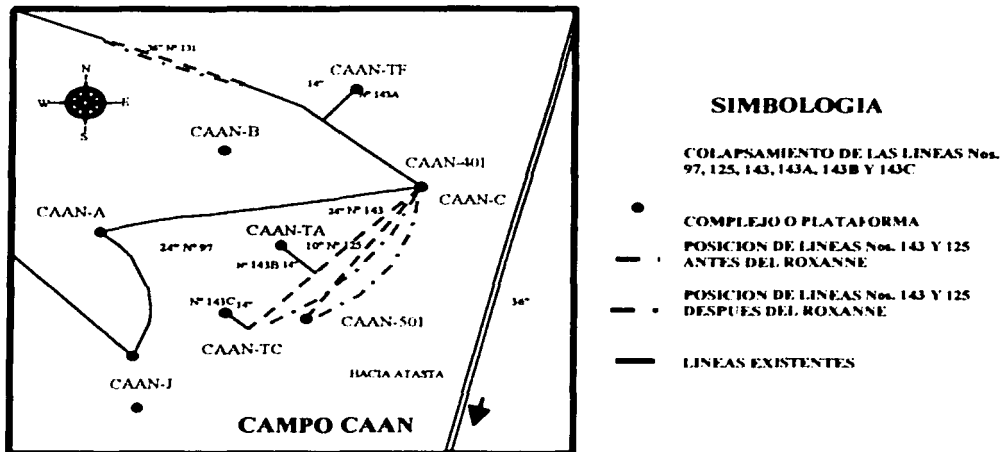


Figura III.45: Esquematzación de las líneas desplazadas y colapsadas en la región marina suroeste (IMP Reporte técnico, 1995).

III.7.6.2. EVALUACIÓN DE INSTALACIONES COSTA AFUERA EN LA REGIÓN MARINA NORESTE.

Los problemas que ocasionó Roxanne se debieron fundamentalmente a que las líneas se encontraban de manera superficial al lecho marino (parcialmente embebidas), además a que el tipo de suelo (arcilla muy blanda) que forma esta frontera de suelo-agua (todo) tiene características mecánicas muy peculiares difíciles de estimar con precisión (JRM, 1996).

Los diámetros de las líneas que sufrieron desplazamientos fueron de 8", 14", 20", 24" y 36", con servicio de gasoductos, oleogasoductos y algunos oleoductos (JRM, 1996). La longitud de estas líneas también fue variable, ya que los desplazamientos se presentaron en líneas con longitud no mayor a 3 km. como lo es el caso de las líneas de AKAL-G hacia AKAL-C (ver figura III.46) y la línea de NOHOCH-A hacia NOHOCH-B (ver figura III.47) (JRM, 1996). Pero también se presentaron desplazamientos en algunos tramos a lo largo de su longitud como en la línea N° 24.

La orientación predominante de las líneas desplazadas y colapsadas fue N-E y N-W y en otros casos N-S (JRM, 1996).

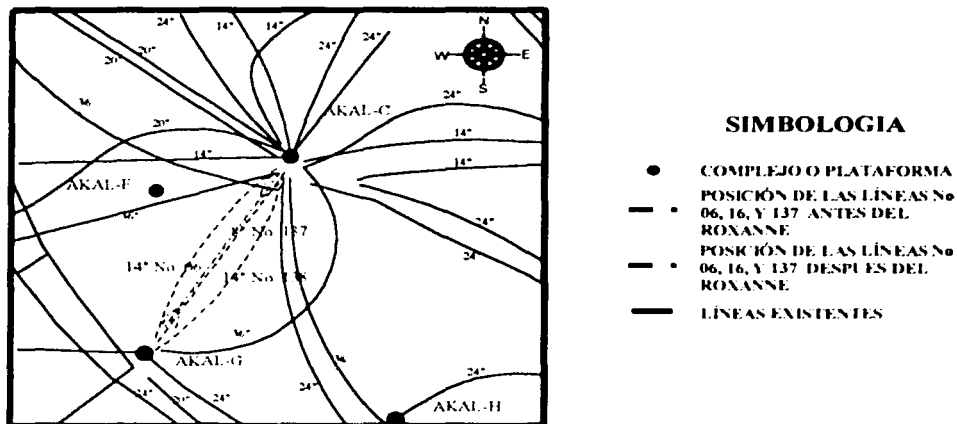


Figura III.46: Esquema de líneas desplazadas y dañadas (IMP Reporte técnico, 1995).

Inicialmente se seleccionaron 56 líneas submarinas pero en la conformación final de la muestra se seleccionaron 20 únicamente y de estas 20 líneas en función de los daños presentados y después de revisar su estabilidad hidrodinámica se decidió la necesidad de su revisión estructural durante el proceso de evaluación. Basándose en lo anterior la evaluación integral se realizó a 13 líneas submarinas (JRM, 1996). A continuación se presentan la tabla III.15 con la clasificación de las 20 líneas seleccionadas y sus principales características.

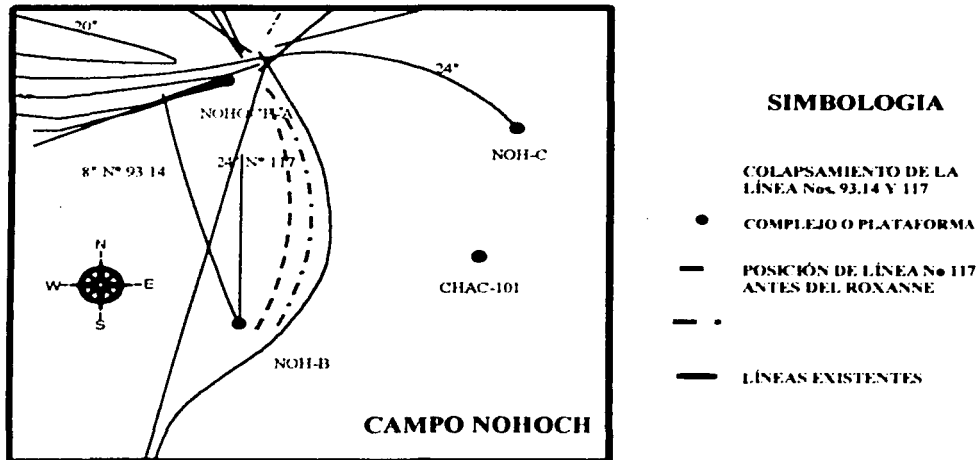


Figura III.47: Esquema de líneas desplazadas y dañadas (IMP Reporte técnico, 1995).

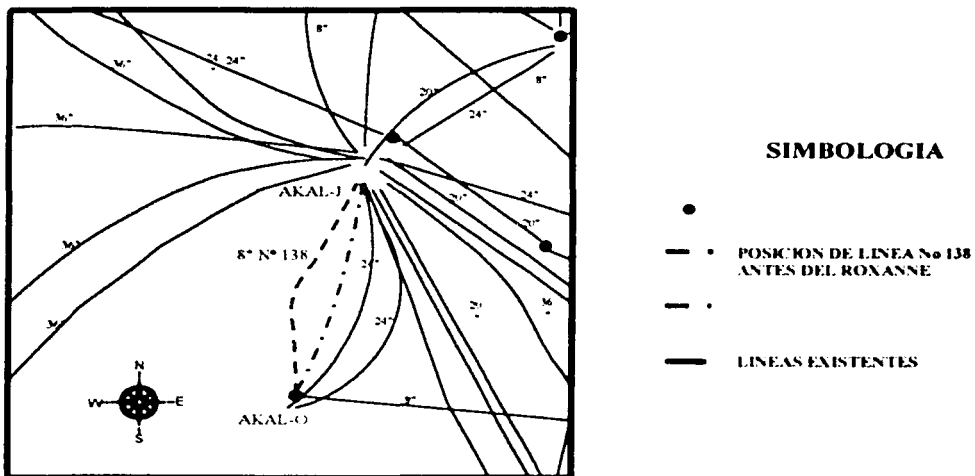


Figura III.48: Esquema de líneas desplazadas y dañadas (IMP Reporte técnico, 1995).

DUCTOS ESTRATÉGICOS						281.916 km
Líneas colectoras de gran diámetro, de 36" ϕ de crudo y gas, y el anillo de bombeo neumático 20" ϕ						
N°	CLAVE	ORIGEN	DESTINO	DIAM	LONG.	SERVICIO
1**	77	POOL-A COMPRESIÓN	ATASTA	36"	65.679	GASODUCTO
2*	76	ABKATUM-A COMPRESIÓN	POOL-A COMPRESIÓN	36"	11.200	GASODUCTO
3*	36	NOHOCH-A ENLACE	ABKATUM-A ENLACE	36"	19.000	GASODUCTO
4*	24	AKAL-J ENLACE	CAYO ARCAS MEDICIÓN	36"	83.092	OLEODUCTO
5*	93	NOHOCH-A ENLACE	NOHOCH-A ENLACE	20"	20.700	GASODUCTO
6**	27	ATASTA	NOHOCH-A ENLACE	36"	82.245	GASODUCTO
DUCTOS CON DAÑOS						16.894 km
Líneas colapsadas y reparadas que presentaron en algunos casos grandes desplazamientos.						
N°	CLAVE	ORIGEN	DESTINO	DIAM	LONG	SERVICIO
7**	9314	ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO	NOHOCH-B PERFORACIÓN	8"	2.285	GASODUCTO
8**	9306	ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO	AKAL-L PERFORACIÓN	8"	4.928	GASODUCTO
9**	9304	ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO	AKAL-N PERFORACIÓN	8"	2.458	GASODUCTO
10**	117	NOHOCH-B PERFORACIÓN	NOHOCH-A EXCOMPRESIÓN	24"	2.595	GASODUCTO
11**	107	AKAL-N PERFORACIÓN	AKAL-J PERFORACIÓN	24"	2.000	GASODUCTO
12**	9313	ANILLO BOMBEO NEUMÁTICO	AKAL-R PERFORACIÓN	8"	2.628	GASODUCTO
DUCTOS CON DESPLAZAMIENTO						28.968 km
Líneas donde se identificaron desplazamientos importantes que no provocaron colapso.						
N°	CLAVE	ORIGEN	DESTINO	DIAM	LONG.	SERVICIO
13**	127	AKAL-L PERFORACIÓN	KU-A ENLACE	8"	15.000	GASODUCTO
14**	016	AKAL-G PERFORACIÓN	AKAL-C ENLACE	14"	2.271	GASODUCTO
15**	138	AKAL-J COMPRESIÓN	AKAL-O PERFORACIÓN	8"	2.600	GASODUCTO
16**	137	AKAL-C COMPRESIÓN	AKAL-G PERFORACIÓN	8"	2.300	GASODUCTO
17*	81	AKAL-G PERFORACIÓN	AKAL-C PRODUCCIÓN 3	36"	3.557	OLEODUCTO
18*	82	AKAL-F PERFORACIÓN	AKAL-J PRODUCCIÓN 3	36"	3.258	GASODUCTO
DUCTOS COMPLEMENTARIOS						22.300 km
Líneas en campos de la Región Noreste donde no se identificaron colapsos y desplazamientos importantes hasta el momento de la selección (Campos KU y BALAM).						
N°	CLAVE	ORIGEN	DESTINO	DIAM	LONG	SERVICIO
19*	126	KU-H	KU-A ENLACE	8"	9.000	GASODUCTO
20**	140	BALAM-I REC. DE POZOS	AKAL-C PRODUCCIÓN 1	24"	13.300	OLEOGASODU

Tabla III.15: Clasificación de las 20 líneas seleccionadas para la evaluación en la zona marina noreste y sus características (JRM, 1996).

NOTA: La simulación analítica realizada a las líneas submarinas fue de la siguiente manera:

- * Únicamente análisis de estabilidad hidrodinámica.
- ** Análisis estructural y de estabilidad hidrodinámica.

La altura de ola significativa utilizada en el análisis de estabilidad para 100 años de tormenta estaba en el rango 2.7 a 2.8 m en una profundidad de 36 a 49 m (JRM, 1996).

Los daños presentados en las líneas submarinas de la Región Marina del Noreste fueron severos debido a que tres interconexiones de diámetro de 8" del Anillo de Bombeo Neumático se colapsaron, estas líneas son la 93.14 de NOHOCH-B, 93.06 de AKAL-L y 93.04 de AKAL-N. Hubo otras dos líneas de diámetro de 24" con daños similares, la línea 117 de NOHOCH-B hacia NOHOCH-A excompresión la cual sufrió desplazamiento lateral de aproximadamente 230 m que ocasionó colapso y desconexión de un tramo de línea regular y en la curva de expansión en NOHOCH-B (JRM, 1996). La línea 107 de AKAL-N hacia AKAL-J que tenía un daño preexistente antes del huracán, siendo este daño un tramo de línea regular levantado del lecho marino 2 m por una longitud de 110 m y se vio incrementado a 17 m por 300 de longitud después del huracán (JRM, 1996). Estas líneas fueron reparadas durante el programa emergente, además seleccionadas para evaluación en su condición actual considerando las reparaciones.

La información geofísica utilizada de las líneas (levantamiento con *pinger*) para revisar y comparar la situación antes y después de huracán Roxanne demostró que las 20 líneas tuvieron desplazamientos. En esta información se observó que hay líneas que se encontraban semienterradas, lo que ocasionaba que fueran potencialmente riesgosas a tener problemas de estabilidad hidrodinámica en caso de presentarse un evento máximo de 100 años (JRM, 1996).

Un porcentaje menor de las líneas evaluadas (4 líneas) presenta problemas estructurales, esto permitió identificar cuáles líneas podían seguir operando sin problemas. Cabe mencionar que la línea N° 117 de NOHOCH-B a NOHOCH-A excompresión sus resultados fueron adecuados, esto es, la reparación efectuada resultó ser definitiva.

La siguiente tabla presenta un resumen de los datos obtenidos durante el paso del huracán Roxanne.

Resumen		
Velocidades del viento, km/h.	178-209	
Dirección del Huracán.	Se aproximó desde el Sureste. Sin embargo cambió su dirección a su paso por la Sonda de Campeche.	Huracán de categoría 3
Altura de Ola máxima estimada.	7 a 9 m para tirantes de agua de 18 a 64 m en la RMS. 2.7 a 2.8 m para tirantes de agua de 36 a 49 m en la RMN	
Región Marina Suroeste. (RMS)	24 líneas de ductos evaluadas por R&B, aproximadamente 475 km. Para esta evaluación se realizaron dos estudios oceanográficos, subcontratados con Oceanweather; uno para determinar las características del Huracán y el otro para determinar nuevos parámetros de diseño.	
	20 líneas fueron seleccionadas para ser evaluadas por JRM, aproximadamente 350 km. En función de los daños presentados y después de revisar su estabilidad hidrodinámica se decidió la necesidad de su revisión estructural durante el proceso de evaluación. Sin embargo, basándose en lo anterior la evaluación integral se realizó a 13 líneas submarinas.	
Región Marina Noreste. (RMN)	24 secciones de las líneas evaluadas presentaron tramos en suspensión, sin embargo únicamente 4 fueron críticos. Más de 42 kilómetros de ductos (9 % de la longitud total de ductos evaluados) presentan problemas de inestabilidad. Se presentaron numerosos daños en el recubrimiento de concreto. 8 secciones con problemas de sobreesfuerzos a causa de su radio de curvatura horizontal y una sección con problemas de pandeo.	
	24 secciones de las líneas evaluadas presentaron tramos en suspensión, sin embargo únicamente 4 fueron críticos. Más de 42 kilómetros de ductos (9 % de la longitud total de ductos evaluados) presentan problemas de inestabilidad. Se presentaron numerosos daños en el recubrimiento de concreto. 8 secciones con problemas de sobreesfuerzos a causa de su radio de curvatura horizontal y una sección con problemas de pandeo.	
Datos de la Evaluación	Región Marina Suroeste	

Tabla III.14: Resumen de la evaluación de la Región Marina Suroeste y de la Región Marina Noreste después del paso del Huracán Roxanne.

Resumen		
Datos de la Evaluación	Región Marina Noreste.	<p>4 líneas necesitaban estabilidad en tres o menos tramos. El ducto 127 necesitaba estabilidad en más de 8 tramos. 3 Líneas presentaron problemas por tramos sin apoyos. 5 Líneas tenían sobre esfuerzos por pandeo. La magnitud de los desplazamientos realmente son una incógnita debido a que los levantamientos realizados después del huracán Roxanne se compararon muchas veces con los planos de diseño y no con levantamientos posteriores. Sin embargo no hay duda de que el huracán Roxanne provocó desplazamientos que llevaron a la ruptura a muchas líneas La orientación de las líneas submarinas que presentaron los problemas más severos fue N-E, N-W y N-S, pero las líneas con orientación N-E y que se encontraban en el campo CAAN sufrieron mayores daños. El levantamiento y colapso de las tuberías se atribuye a la falta de peso de la tubería debido a un deficiente espesor del lastre de concreto, o a una falta de profundidad de enterrado.</p>
Recomendación	Región Marina Suroeste	<p>Para lograr la estabilidad de los más de 40 kilómetros de ductos, era necesario enterrarlos como mínimo hasta el 50 % de su diámetro. Con esta medida se cubrirían la mayoría de los tramos en suspensión. En las conclusiones del reporte los daños a los recubrimientos de concreto no se asocian al huracán y tampoco representan riesgos de futuras fallas, siempre y cuando se enterrasen las líneas hasta el 50 % de su diámetro.</p>
	Región Marina Noreste.	<p>Estabilización de las líneas por medio de enterramiento. En general las recomendaciones fueron muy particulares para cada línea.</p>

Tabla III.14 (continuación): Resumen de la evaluación de la Región Marina Suroeste y de la Región Marina Noreste después del paso del Huracán Roxanne en 1995.

III.8. CONCLUSIONES

Conocer las condiciones en que es colocado (método) y depositado (condición de enterramiento) un ducto submarino en el fondo del océano es primordial para iniciar un estudio de estabilidad a largo plazo.

Las vibraciones en un ducto marino son producto de la separación del flujo que pasa alrededor de éste. Cuando el flujo se separa forma estelas o vórtices detrás del ducto que a su vez provocan un aumento en la frecuencia y/o en la amplitud de su vibración natural. La separación del flujo varía en función del número de Reynolds. Las vibraciones del ducto se incrementan a medida que se incrementa la relación e/D , como motivo de la modificación del patrón de vórtices. Las vibraciones en un ducto aumentan considerablemente cuando $e/D > 0.3$.

La fuerza de levante sobre el ducto decrece a medida que disminuye el espacio entre el suelo marino y éste, pero aumenta a medida que se incrementa la velocidad debido a que la distribución de presiones es función de e/D y también lo es del cuadrado de la velocidad del flujo. Para valores de $e/D > 1$ la fuerza de Levante sobre el ducto será función exclusivamente de la velocidad de la corriente.

La fuerza de levante y la magnitud del patrón de vibraciones son inversamente proporcionales.

La distribución de presiones alrededor de un ducto determinará la fuerza de arrastre sobre éste, para fines prácticos, la fuerza de arrastre se considera igual a la fuerza de presión (la fuerza cortante se desprecia).

La ruptura de ductos esta relacionada a varios fenómenos, de los que destacan los que se presentan en condiciones de tormenta.

La conclusión principal de los reportes presentados es en el sentido de que las fuerzas hidrodinámicas se ven incrementadas drásticamente en condiciones extraordinarias provocando cuantiosos daños en las instalaciones costa afuera.

En algunos de los casos analizados, los ductos submarinos presentaron los fenómenos siguientes: desplazamientos (levante y arrastre), ruptura y socavación debajo de las líneas, producto de las fuerzas hidrodinámicas generadas por los diferentes huracanes y en otros casos las corrientes y oleajes de los huracanes incrementaron diversos fenómenos que causaron daños como la erosión o el azolve y el deslizamiento de lodos.

Es importante señalar que las fallas que sufre una tubería submarina son numerosas y que no todas están involucradas con condiciones extremas. Sin embargo al presentarse estas condiciones indudablemente el patrón de fallas aumenta de manera drástica.

traduciéndose en pérdidas económicas al invertir en inspecciones y reparaciones, sin embargo, las mayores pérdidas son por producción diferida de hidrocarburos.

III.9. RECOMENDACIONES.

Los Estados Unidos de Norteamérica cuenta con una base de datos de fallas de sus instalaciones en aguas Federales desde hace más de 30 años la cual ha servido para realizar los estándares y normas que actualmente rigen sus diseños. Esta información es registrada y administrada por un organismo independiente a las compañías petroleras lo que hace de esta información una fuente veraz.

En México, las operaciones costa afuera comenzaron el siglo pasado a finales de la década de los setenta, sin embargo, aun no se cuenta con una base de datos en donde se registren las fallas ocurridas en las instalaciones.

Es indispensable que México inicie la recopilación de información para formar una base de datos que agrupe los resultados de las evaluaciones e inspecciones realizadas a las instalaciones costa afuera en las aguas federales mexicanas, con el objetivo de facilitar el manejo de la información. El IMP sería el organismo gubernamental apropiado para realizar esta tarea ya que cuenta con la infraestructura, los recursos humanos necesarios y mucha información al respecto, además de que es una entidad independiente de PEMEX.

CAPÍTULO IV.

DISEÑO HIDRODINAMICO DE DUCTOS SUBMARINOS.

IV.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE TUBERIAS SUBMARINAS.

Para obtener la estabilidad de una tubería se deben considerar fenómenos que pueden ocurrir simultáneamente, ya que el estado de mar está caracterizado por los efectos de la corriente y el oleaje, además existe una relación compleja entre la tubería, el agua y el suelo marino. Cada componente del agua y del suelo influye en las componentes del movimiento de la tubería. La rugosidad del suelo marino reduce la velocidad de corriente cerca del fondo. La misma tubería altera el movimiento de las partículas del agua, la onda generada del flujo de agua sobre la tubería, es un factor importante para la determinación de la magnitud y la variación con el tiempo, del arrastre y el levante. Otro factor que influye de manera importante, es la interacción suelo estructura. La resistencia del suelo no solamente es en función de la fricción estática, de la fricción por deslizamiento y resistencia a la cohesión, sino también del movimiento de la tubería, este último fenómeno tiende a reducir la resistencia del suelo. Si los movimientos son pequeños y oscilatorios la tubería tiende a autoenterrarse (Allen, Lammert and Hale, 1989).

La interacción del oleaje y las corrientes con el suelo marino es otro fenómeno a considerar, ya que produce el transporte de masa de suelo, formación de olas de arena y migración, dispersión del suelo en la columna de agua y licuefacción o fluidización del suelo. Las partículas en suspensión provocan el incremento de la densidad del agua reduciendo el movimiento del agua e incrementando las fuerzas hidrodinámicas. La licuefacción o fluidización del suelo también reduce la resistencia del mismo provocando que la tubería se hunda o flote. La capacidad del suelo es alterada por diferenciales de presión hidrostática cambiando la presión de poro interna del suelo, lo cual está en función de la porosidad y permeabilidad del mismo suelo (Karal, 1977).

IV.2. FUERZAS SOBRE UN DUCTO COLOCADO EN EL FONDO DEL OCÉANO.

Las tuberías están sujetas a la combinación de efectos por corrientes constantes, corrientes oscilatorias y fuerzas inducidas por oleaje. Para diseñar y evaluar la estabilidad de la tubería debida a estas fuerzas, es de gran ayuda realizar un diagrama de cuerpo libre. La figura IV.1 muestra las fuerzas en un diagrama de cuerpo libre de la sección transversal sobre un ducto, estas fuerzas son las siguientes (Mousselli, 1981):

- W = Peso sumergido de la tubería y peso de su contenido.

- F_D = Fuerza de dragado o arrastre.
- F_L = Fuerza de levante.
- F_I = Fuerza de Inercia.
- F_r = Fuerza de fricción entre el ducto y el suelo marino.

Para que la tubería permanezca estable en el fondo del océano, la suma total de todas las fuerzas sobre la tubería debe satisfacer el equilibrio estático dado por las ecuaciones siguientes:

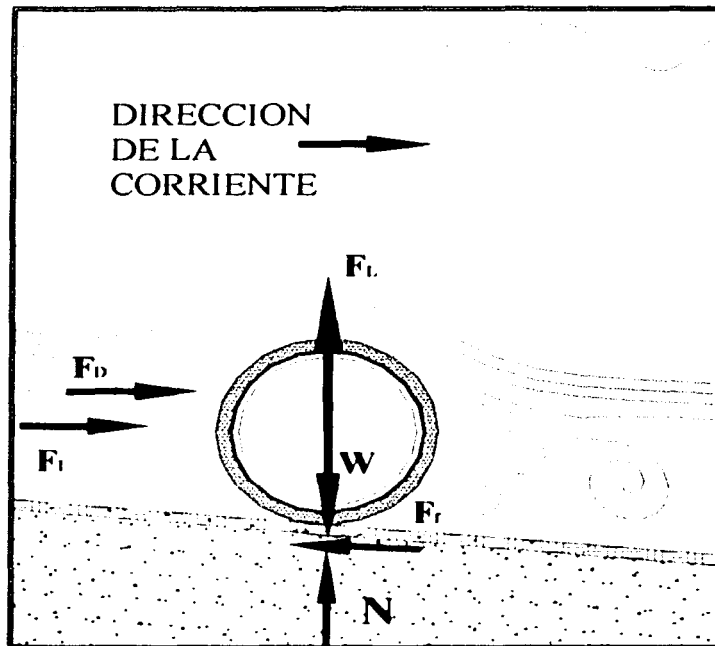


Figura IV.1: Diagrama de cuerpo libre de un ducto submarino sobre el lecho marino.

Fuerza Horizontal (x):

$$F_D + F_I - F_r - W \sin \theta = 0 \quad (\text{IV.1})$$

Fuerza Vertical (y):

$$N + F_L - W \cos \theta = 0 \quad (\text{IV.2})$$

Donde:

W = Peso sumergido de la tubería; incluyendo recubrimiento de concreto, peso de la tubería de acero y contenido.

F_D = Fuerza de dragado o arrastre.

F_I = Fuerza de Inercia.

F_L = Fuerza de levante o sustentación.

N = Fuerza normal.

F_r = Fuerza de fricción.

U = Velocidad de flujo en la capa límite.

θ = Inclinación de la pendiente del suelo marino.

Si la tubería no se encuentra lo suficiente enterrada, la fuerza normal y la fuerza de fricción se pueden relacionar con la ecuación:

$$F_r = \mu N \quad (IV.3)$$

donde μ es el coeficiente de fricción lateral entre la tubería y el suelo marino.

Utilizando la ecuación IV.1, IV.2 y IV.3 se obtiene la ecuación siguiente:

$$F_D + F_I - \mu(F_L - W \cos \theta) = W \sin \theta \quad (IV.4)$$

De la ecuación anterior se puede determinar el peso sumergido mínimo tanto para instalación como para operación (Mousselli, 1981; AGA, 1993):

$$W = \frac{F_D + F_I - \mu F_L}{\mu \cos \theta + \sin \theta} \quad (IV.5)$$

Para que una tubería sea estable en el fondo del océano debe existir la siguiente relación (Young Bai, 2001):

$$\gamma(F_D - F_I) \leq \mu(W_{sub} - F_L) \quad (IV.6)$$

donde:

γ = Factor de seguridad.

μ = Coeficiente de fricción lateral del suelo.

W_{sub} = Peso sumergido de la tubería por unidad de longitud.

IV.3. FUERZAS HIDRODINÁMICAS DE INERCIA Y ARRASTRE.

TUBERÍA EXPUESTA A FLUJO CON CORRIENTE CONSTANTE.

Una tubería bajo corriente constante está sometida a una fuerza debida al efecto combinado de la velocidad arriba de la tubería y la separación del flujo en la superficie de la tubería.

Una sección de tubería expuesta al flujo experimenta fuerzas hidrodinámicas, debido a la combinación de efectos, aumentando la velocidad sobre el tubo y separando el flujo de la superficie de la tubería. La figura IV.2 muestra la distribución de velocidades alrededor de la tubería. En este caso la fuerza hidrodinámica está compuesta por dos componentes, una paralela al flujo conocida como fuerza de arrastre, y la otra perpendicular al flujo, llamada fuerza de sustentación o levante (Sumer and Fredose, 1997; Young Bai, 2001).

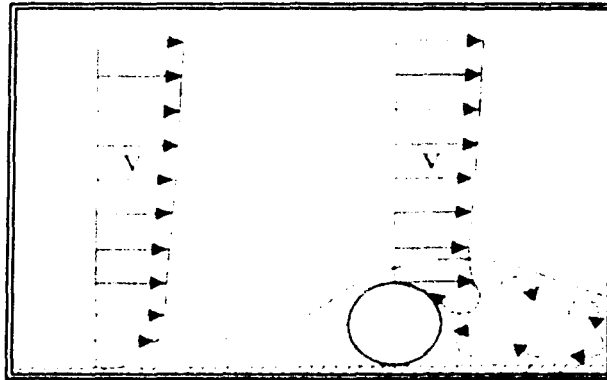


Figura IV.2: Distribución de velocidades alrededor de una tubería submarina, en un fluido no viscoso.

El arrastre del flujo es asociado a la velocidad debida a las corrientes constantes sobrepuestas por cualquier ola que se puede presentar. Una tubería expuesta a corriente constante experimenta una fuerza F igual a (Sumer and Fredose, 1997):

$$F = \int_0^{2\pi} (p \cos \phi + \tau_c \sin \phi) r_c d\phi \quad (IV.7)$$

la cual puede descomponerse en dos componentes una horizontal y otra vertical (ver figura IV.3).

La componente horizontal es la suma de la fuerza resultante de la distribución de presiones y la fuerza cortante tal como se mencionó en el capítulo anterior. La ecuación anterior se puede escribir de la siguiente forma:

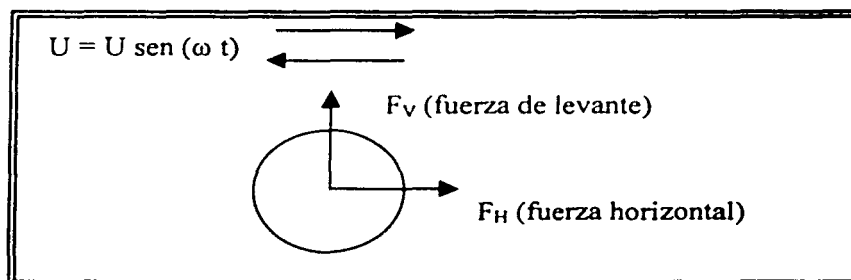


Figura IV.3: Dirección de las fuerzas que experimenta un ducto submarino (Sumer and Fredose, 1997).

$$\frac{F_H}{\frac{1}{2} \rho D U^2} = \int_0^{2\pi} \left[\frac{p - p_0}{\rho U^2} \cos \phi + \frac{\tau_0}{\rho U^2} \sin \phi \right] d\phi \quad (IV.8)$$

Se considera (Sumer and Fredose, 1997):

$$C_D = \int_0^{2\pi} \left[\frac{p - p_0}{\rho U^2} \cos \phi + \frac{\tau_0}{\rho U^2} \sin \phi \right] d\phi \quad (IV.9)$$

entonces

$$\frac{F_H}{\frac{1}{2} \rho D U^2} = C_D \quad (IV.10)$$

de esta forma la fuerza horizontal F_H en corriente constante se puede expresar con la siguiente ecuación (Sumer and Fredose, 1997; Young Bai, 2001):

$$F_H = \frac{1}{2} \rho C_D D |U| U \quad (IV.11)$$

donde:

C_D = Coeficiente de arrastre.

U = velocidad horizontal de la partícula de agua.

ρ = Densidad del agua del océano.

D = Diámetro exterior de la tubería.

La fuerza total en la dirección horizontal F_H para el caso de corriente constante se llama fuerza de arrastre F_D . La velocidad del flujo se escribe de la forma U $|U|$ para asegurar que el arrastre sea siempre en la dirección de la velocidad (Sumer and Fredose, 1997).

TUBERÍA EXPUESTA A FLUJO INDUCIDO POR OLEAJE.

Una tubería expuesta a un fluido no viscoso, experimenta una fuerza horizontal proporcional a la aceleración, obteniéndose una fuerza llamada de inercia (Sumer and Fredose, 1997).

En el caso de flujo oscilatorio existen dos componentes adicionales a la fuerza horizontal en corriente constante, la fuerza de masa hidrodinámica o masa añadida y la fuerza de Froude-Krylov, las cuales se relacionan en la siguiente ecuación (Sumer and Fredose, 1997; Young Bai, 2001):

$$F_H = \frac{1}{2} \rho C_D D |U| U + m' \dot{U} + \rho V \dot{U} \quad (IV.12)$$

En la ecuación anterior $m' \dot{U}$ es la fuerza de *masa hidrodinámica o masa añadida*, mientras que $\rho V \dot{U}$ es la fuerza de *Froude - Krylov*, donde:

m = masa hidrodinámica.

V = volumen del cilindro (El volumen por unidad de longitud es el área A , de la sección transversal).

IV.3.1. MASA HIDRODINÁMICA O MASA AÑADIDA.

La masa hidrodinámica puede ser ilustrada con el siguiente ejemplo. Una placa delgada e infinitamente larga con un ancho b sumergida en agua totalmente quieta es desplazada. Cuando la placa se desplaza en su mismo plano, la resistencia es mínima, pero si la placa se desplaza en dirección perpendicular a su plano, experimentará una gran resistencia contra el movimiento.

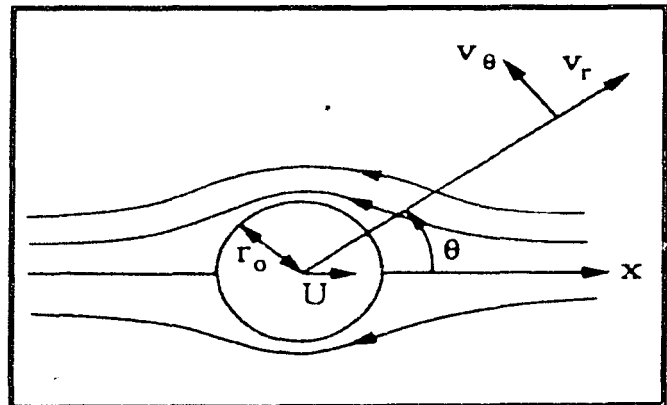


Figura IV.4: Flujo potencial alrededor de un cilindro acelerado, moviéndose con velocidad U en un fluido estático (Sumer and Fredose, 1997).

La razón por la que la placa experimenta mayor o menor resistencia se debe a que el fluido a su alrededor, al igual que la placa experimenta una aceleración producida por la presión de la placa.

La masa hidrodinámica esta definida como la masa del fluido alrededor del cuerpo que es acelerada con el movimiento del cuerpo debido a la acción de la presión (Sumer and Fredose, 1997). Si la masa hidrodinámica se denota con m' , la fuerza para acelerar la masa total, es decir, la masa del cuerpo m y la masa hidrodinámica m' puede ser escrita de la siguiente forma:

$$F_m = (m + m')a \quad (IV.13)$$

donde a es la aceleración.

El procedimiento para calcular la masa hidrodinámica de un cuerpo colocado en aguas tranquilas puede ser resumido de la siguiente forma (Sumer and Fredose, 1997):

- 1) Aceleración del cuerpo en el agua; esta aceleración puede crear un gradiente de presión alrededor del cuerpo resultando en la fuerza de masa hidrodinámica.
- 2) Cálculo del campo de flujo alrededor del cuerpo.
- 3) Cálculo de la presión sobre la superficie del cuerpo basado en la información del flujo de los pasos anteriores.
- 4) Determinar la fuerza sobre el cuerpo con la información de presión.

Aplicando la ecuación del potencial de velocidades de Milne - Thomson (1962) y la ecuación general de Bernoulli para un cilindro circular (ver figura IV.4) se tiene (Sumer and Fredose, 1997):

$$p = \rho \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (IV.14)$$

$$p = \rho r_0 \cos \theta \frac{\partial U}{\partial t} \quad (IV.15)$$

$$p = \rho r_0 a \cos \theta \quad (IV.16)$$

La fuerza resultante se obtendrá integrando la presión alrededor del cilindro:

$$P = - \int_0^{2\pi} p \cos \theta (r_0 d\theta) \quad (IV.17)$$

La componente vertical será igual a cero automáticamente, si existe simetría en la distribución de presiones ($e/D \gg 1$) (Sumer and Fredose, 1997).

$$P = -\rho r_0^2 \int_0^{2\pi} \cos^2 \theta d\theta \quad (IV.18)$$

o

$$P = -\rho r_0^2 \pi \quad (IV.19)$$

en otras palabras, la fuerza requerida para acelerar al cilindro con una aceleración a en un fluido estático debe ser dada por:

$$F_m = ma + \rho r_0^2 \pi a \quad (IV.20)$$

Factorizando de la ecuación IV.20 la aceleración a , se obtiene:

$$F_m = (m + \rho r_0^2 \pi) a \quad (IV.21)$$

Ahora si se igualan las ecuaciones IV.13 y IV.21, se tiene

$$(m + m') a = (m + \rho r_0^2 \pi) a \quad (IV.22)$$

y por lo tanto, la masa hidrodinámica de un cilindro circular será expresada por la ecuación:

$$m' = \rho r_0^2 \pi \quad (IV.23)$$

Tradicionalmente la ecuación anterior se escribe de la siguiente forma:

$$m' = \rho C_m A \quad (IV.24)$$

$$A = \pi r_0^2$$

Donde C_m es el Coeficiente de masa hidrodinámica.

Cuando el cilindro es colocado cerca de una pared, la masa hidrodinámica obviamente es influenciada por la proximidad de ésta. Muchos investigadores han estudiado este problema, Yamamoto en 1974 desarrolló una solución utilizando la teoría del potencial de flujo, y observó que el coeficiente C_m decrece asintóticamente desde 2.29 hasta 1, cuanto el espacio entre el cilindro y la pared se incrementa (citado por Sumer and Fredose, 1997).

IV.3.2. FUERZA DE FROUDE-KRYLOV.

Como se mostró en la sección previa, cuando un cuerpo es desplazado con una aceleración a en aguas tranquilas o quietas, se presentará una fuerza sobre el cuerpo llamada fuerza de masa hidrodinámica. Esta fuerza es causada por la aceleración del flujo cercano al cuerpo. En caso de que el cuerpo se mantenga estacionario y el agua se mueva con una aceleración, entonces existirán dos efectos: el primero debido a que el agua tiene una aceleración en las inmediaciones cercanas al cuerpo, de la misma manera que en el análisis anterior la fuerza por masa hidrodinámica estará presente y el segundo efecto será el movimiento acelerado del fluido en la región de flujo exterior generando un gradiente de presión de acuerdo a la expresión siguiente (Sumer and Fredose, 1997):

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho \frac{dU}{dt} \quad (IV.25)$$

donde U es la velocidad lejos del cilindro. Este gradiente de presión producirá a su vez una fuerza adicional sobre el cilindro, la cual es denominada como fuerza de Froude - Krylov (Sumer and Fredose, 1997). La fuerza debida a este gradiente de presión puede ser calculada por la siguiente integración:

$$F_p = - \int_S p dS \quad (IV.26)$$

donde S es la superficie del cuerpo. Utilizando el teorema de Gauss la ecuación IV.26 puede ser escrita como la integración de un volumen

$$F_p = - \int_V \frac{\partial p}{\partial x} dV \quad (IV.27)$$

Dado que el gradiente de presiones es constante, de la ecuación IV.25 se tiene:

$$F_p = \rho V \dot{U} \quad (IV.28)$$

en la cual la aceleración \dot{U} puede ser determinada por la ecuación siguiente:

$$\dot{U} = \frac{dU}{dt} \quad (IV.29)$$

para un cilindro con sección transversal A , la fuerza por unidad de longitud F_p , será:

$$F_p = \rho A \dot{U} \quad (IV.30)$$

Ahora si se suma la fuerza de masa hidrodinámica y la fuerza de Froude-Krylov, se obtiene la siguiente ecuación:

$$F = \rho C_m A \dot{U} + \rho A \dot{U} \quad (IV.31)$$

que se puede escribir de la siguiente forma,

$$F = \rho (C_m + 1) A \dot{U} \quad (IV.32)$$

o

$$F = \rho C_M A \dot{U} \quad (IV.33)$$

si

$$C_M = (C_m + 1)$$

Se obtiene un nuevo coeficiente C_M llamado coeficiente de inercia.

De esta forma, un ducto expuesto a la aceleración de un fluido, experimenta una fuerza proporcional a la aceleración, esta fuerza se llama fuerza de inercia (Sumer and Fredose, 1997; Young Bai, 2001). La siguiente expresión muestra la componente transversal de la fuerza de inercia por unidad de longitud sobre una tubería.

$$F_1 = \frac{\pi}{4} \rho D^2 C_M \dot{U} \quad (IV.34)$$

$$C_M = (C_m + 1)$$

Donde:

C_M : coeficiente de inercia.

C_m : es el coeficiente de masa añadida o masa hidrodinámica.

\dot{U} : aceleración transversal de la partícula.

ρ : Densidad del agua del océano.

D : diámetro exterior de la tubería.

IV.3.3. ECUACIÓN DE MORISON.

La fuerza total ejercida por el flujo de agua a un ducto estático en el fondo del mar esta dado por la siguiente ecuación:

$$F = \frac{1}{2} \rho C_D D |U| U + \rho C_m A \dot{U} + \rho A \dot{U} \quad (IV.35)$$

$$F = \text{Arrastre} + \begin{matrix} \text{masa} \\ \text{Hidrodinámica} \end{matrix} + \begin{matrix} \text{Froude} \\ \text{Krylov} \end{matrix}$$

también puede escribirse de la siguiente forma:

$$F = \frac{1}{2} \rho C_D D |U| U + \rho C_M A \dot{U} \quad (IV.36)$$

es decir,

$$F = F_D + F_I \quad (IV.37)$$

Esta ecuación es conocida como Ecuación de Morison (Morison, O'Brien, Johnson and Schaaf, 1952).

FUERZA DE ARRASTRE VERSUS FUERZA DE INERCIA.

Existe un ángulo de fase de 90° de diferencia entre los valores máximos de la fuerza de arrastre y la fuerza de inercia, como consecuencia de que una depende de la velocidad y la otra de la aceleración del flujo, esto es esquemáticamente ilustrado en la figura IV.5 (Sumer and Fredose, 1997). Esta diferencia de fase debe ser tomada en cuenta si se tiene interés de determinar la fuerza horizontal total máxima.

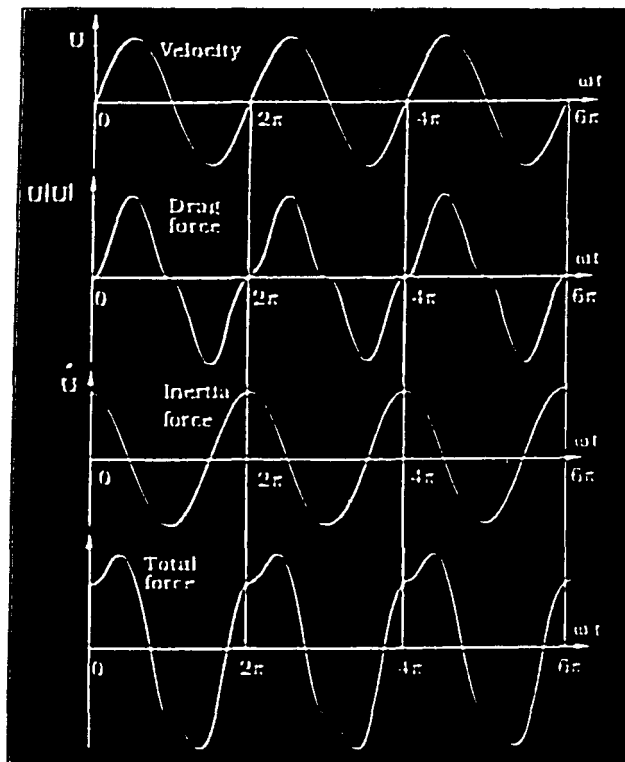


Figura IV.5: Diferencia entre los valores máximos de la fuerza de arrastre y la fuerza de inercia (Sumer and Fredose, 1997).

Por otro lado, la relación entre el máximo valor de las dos fuerzas puede ser escrita de la siguiente forma:

$$\frac{F_{I,\max}}{F_{D,\max}} = \frac{C_M \frac{1}{4} D^2 \omega U_m}{\frac{1}{2} C_D D U_m^2} \quad (\text{IV.38})$$

$$\frac{F_{I,\max}}{F_{D,\max}} = \pi^2 \frac{D}{U_m T} \frac{C_M}{C_D} \quad (\text{IV.39})$$

si se considera que el número de Keulegan - Carpenter (KC) esta dado por la ecuación siguiente:

$$KC = \frac{U_m T_w}{D} \quad (IV.40)$$

en la cual U_m es la velocidad máxima y T_w es el período de oscilación del flujo, entonces se tiene

$$\frac{F_{I,máx}}{F_{D,máx}} = \pi^2 \frac{1}{KC} \frac{C_M}{C_D} \quad (IV.41)$$

Por lo tanto, de la expresión anterior se puede determinar que para valores pequeños de números KC la fuerza de inercia es muy grande comparada con la fuerza de arrastre, y en tales casos el arrastre puede ser despreciable (Sumer and Fredose, 1997). Sin embargo, cuando el número de KC se incrementa, la separación del flujo comienza a ocurrir incrementándose el arrastre de manera importante. Como una guía se pueden considerar los rangos de la siguiente tabla (Sumer and Fredose, 1997).

Fuerza dominante	Rango de número de KC
Inercia	$0 < KC < 20 - 30$
Arrastre	$KC > 20 - 30$

Tabla IV.1: Rangos del número de KC para los que dominan las fuerzas de arrastre y de Inercia (Sumer and Fredose, 1997).

IV.4. FUERZA HIDRODINÁMICA DE LEVANTE.

En el capítulo anterior se mencionó la importancia de la distribución de presiones alrededor de un cilindro colocado en el fondo del océano. Debido a que el flujo alrededor del cilindro no es simétrico la distribución de presiones alrededor de éste se altera y la fuerza de levante siempre será diferente de cero (Sumer and Fredose, 1997), además la distribución de presiones esta en función de la velocidad del flujo alrededor de la tubería. Para determinar esta fuerza se utiliza la ecuación IV.7, que es la ecuación para determinar la fuerza total sobre un ducto y que involucra la fuerza cortante (entre el fluido y la tubería) y la fuerza de presión. De la misma manera que se determinó la fuerza horizontal para corriente constante se puede determinar la componente vertical, de este modo, se tiene (Sumer and Fredose, 1997):

$$\frac{F_v}{\frac{1}{2}\rho DU^2} = \int_0^{2\pi} \left[\frac{p - p_0}{\rho U^2} \cos \phi + \frac{\tau_0}{\rho U^2} \operatorname{sen} \phi \right] d\phi \quad (\text{IV.42})$$

Si se considera (Sumer and Fredose, 1997):

$$C_L = \int_0^{2\pi} \left[\frac{p - p_0}{\rho U^2} \cos \phi + \frac{\tau_0}{\rho U^2} \operatorname{sen} \phi \right] d\phi \quad (\text{IV.43})$$

entonces

$$\frac{F_v}{\frac{1}{2}\rho DU^2} = C_L \quad (\text{IV.44})$$

La componente vertical F_v de la fuerza total F_T se le llama fuerza de Levante y esta dada por la siguiente ecuación (Sumer and Fredose, 1997; Young Bai, 2001):

$$F_v = \frac{1}{2} \rho C_L DU^2 \quad (\text{IV.45})$$

donde:

C_L = Coeficiente de levante.

U = velocidad horizontal de la partícula de agua.

ρ = Densidad del agua del océano.

D = Diámetro exterior de la tubería.

La fuerza total en la dirección vertical F_v para el caso de corriente constante es igual a la fuerza de levante F_L . La velocidad del flujo se escribe de la forma U^2 debido a que la dirección de la velocidad no es relevante la fuerza de levante se considera ascendente (Sumer and Fredose, 1997).

Para el caso de flujo oscilatorio no existen otras fuerzas ya que en esta dirección no se presentan las fuerzas de masa hidrodinámica ni mucho menos la fuerza de Froude - Krylov, por lo tanto la fuerza vertical será igual a la fuerza de levante tanto para flujo de corriente constante como para flujo oscilatorio (Sumer and Fredose, 1997).

$$F_v = F_L \quad (\text{IV.46})$$

$$F_L = \frac{1}{2} \rho C_L DU^2 \quad (\text{IV.47})$$

Cuando un cilindro es expuesto a un flujo oscilatorio, éste puede sufrir una fuerza de levante. Esta fuerza oscilará en una frecuencia natural diferente a la frecuencia natural de oscilación del flujo (Sumer and Fredose, 1997). El tiempo de variación de la fuerza es directamente proporcional al movimiento de vórtices alrededor del cilindro.

Si el flujo alrededor del cilindro no logra separarse de las paredes del cilindro (números de KC muy pequeños), entonces el levante no se presentará. En la figura IV.6, se ilustra la aparición y subsecuentemente el desarrollo de la fuerza de levante a medida que se incrementa el número de KC desde cero.

También se muestra que la aparición de la fuerza de levante se da cuando el número de KC llega a 4, es decir aparece cuando se presentan los vórtices, y ésta fuerza llega a establecerse para valores de KC de 6-7 que es cuando se presentan los vórtices regulares.

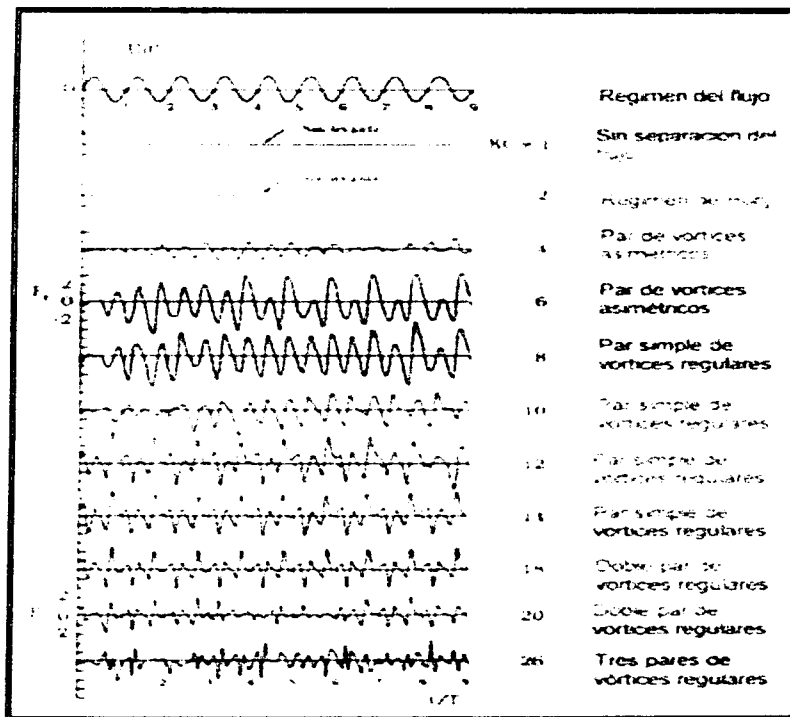


Figura IV.6: Aparición y desarrollo de la fuerza de levante a medida que se incrementa el número de KC desde cero (Sumer and Fredose, 1997).

IV.5. COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS

Muchos han sido los trabajos de investigación dedicados a determinar los coeficientes hidrodinámicos de las fuerzas generadas por la acción del oleaje, entre ellos destacan las investigaciones hechas por Keulegan y Carpenter (1958), quienes dedicaron su trabajo al análisis del comportamiento del flujo en condiciones oscilatorias alrededor de cilindros. Sus trabajos han sido la base de muchos estudios al respecto; Sarpkaya (1976), Yamamoto (1979) y Miller, Maull (1978), Maull y Norman (1979) Chakrabarti (1985), Berman (1985), Sumer (1997), entre otros.

Cada coeficiente tiene la función de mantener la proporcionalidad entre la fuerza y los demás parámetros; diámetro de la tubería, viscosidad del agua y velocidad y aceleración de la partícula de agua; para diferentes condiciones del medio ambiente. Dada esta proporcionalidad, el comportamiento de los coeficientes representa el comportamiento de la fuerza bajo diferentes condiciones de flujo (Aguilar, 2000).

De las ecuaciones para evaluar las fuerzas hidrodinámicas, se puede ver que tanto la velocidad y la aceleración como la densidad y el diámetro de la tubería son datos conocidos, no así los coeficientes, estos pueden ser determinados experimentalmente o bien usando aproximaciones por mínimos cuadrados y por transformación de Fourier.

La primera evaluación sistemática de los coeficientes usando una serie de Fourier fue hecha por Keulegan y Carpenter (1958), para valores de R_o relativamente bajos y sin considerar la fuerza debida a la difusión de vórtices, fuerza de sustentación. Keulegan y Carpenter expresaron las fuerzas en términos de una serie de Fourier, sumando éstas para hacer una función armónica $\theta = 2\pi t/T$. Suponiendo que el oleaje es un movimiento sinusoidal, los coeficientes, a partir de Fourier, están dados por (Sarpkaya y Rajabi, 1980; Sarpkaya, 1976):

$$C_D = -\frac{3}{4} \int_0^{2\pi} \frac{F \cos \theta}{\rho D U_m^2} d\theta \quad (IV.48)$$

$$C_M = \frac{2U_m T}{\pi^3 D} \int_0^{2\pi} \frac{F \sin \theta}{\rho D U_m^2} d\theta \quad (IV.49)$$

En flujo periódico puede utilizarse el método de mínimos cuadrados para determinar los coeficientes hidrodinámicos. La idea principal del método es que el C_D y C_M sean determinados de tal manera que la diferencia entre los valores medidos y los valores determinados por la ecuación de Morison sea mínima. Para flujo senoidal, el método de mínimos cuadrados define a los coeficientes con la siguientes expresiones por (Sarpkaya y Rajabi, 1980; Sarpkaya, 1976):

$$C_D = \frac{8}{3\pi} \frac{1}{\rho D U_m^2} \int_0^{2\pi} [F_m \cos(\omega t)] d(\omega t) \quad (IV.50)$$

$$C_M = -\frac{2U_m T}{\pi^3 D} \frac{1}{\rho D U_m^2} \int_0^{2\pi} [F_m \sin(\omega t)] d(\omega t) \quad (IV.51)$$

A partir de las ecuaciones IV.11, IV.34 y IV.47 se calculan las fuerzas hidrodinámicas

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D D |U| U$$

$$F_I = \frac{\pi}{4} \rho D^2 C_M \dot{U}$$

$$F_L = \frac{1}{2} \rho C_L D U^2$$

se pueden determinar por medio de un despeje de valores las ecuaciones para el cálculo de los coeficientes hidrodinámicos. De la siguiente forma :

$$C_D = \frac{F_D}{\frac{1}{2} \rho D |U| U} \quad (IV.52)$$

$$C_M = \frac{F_I}{\frac{\pi}{4} \rho D^2 \dot{U}} \quad (IV.53)$$

$$C_L = \frac{F_L}{\frac{1}{2} \rho D U^2} \quad (IV.54)$$

IV.5.1. PARÁMETROS DE LOS QUE DEPENDEN LOS COEFICIENTES DE ARRASTRE, DE INERCIA Y DE LEVANTE.

En general, los coeficientes de arrastre, inercia y de levante están dados por (Sarpkaya, 1976):

$$C_D = f\left(R_e, KC, \alpha, \frac{e}{D}, \frac{k}{D}, \frac{A_z}{D}\right) \quad (IV.55)$$

$$C_M = f\left(R_e, KC, \alpha, \frac{e}{D}, \frac{A_z}{D}\right) \quad (IV.56)$$

$$C_L = f\left(R_e, KC, \alpha, \frac{e}{D}, \frac{k}{D}, \frac{A_z}{D}\right) \quad (IV.57)$$

IV.5.1.1. INFLUENCIA DEL NÚMERO DE REYNOLDS (R_e) SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS.

La magnitud y comportamiento de las fuerzas hidrodinámicas depende de las condiciones de flujo reinantes en el medio. A partir del número de Reynolds R_e , se puede describir la naturaleza del flujo alrededor de la tubería. El número de R_e es directamente proporcional a los cambios de la velocidad de flujo, de esta forma se relaciona con la fuerza de inercia, en el numerador se consideran las fuerzas cortantes viscosas o fuerza de arrastre.

El número de Reynolds (R_e) indica el régimen del flujo (laminar, transición o turbulento) se define como (Sumer and Fredose, 1997):

$$R_e = \frac{UL}{\nu} \quad (IV.58)$$

donde:

U = velocidad de flujo.

L = Longitud característica (para tuberías es el diámetro).

ν = viscosidad cinemática.

Para números de R_e menores a 5×10^5 se forma una capa delgada que cubre la tubería, denominada capa límite (ver figura IV.7) (Sumer and Fredose, 1997). La figura presenta una extensión relativamente pequeña comparada con el diámetro de la tubería. Cuando el número R_e es grande se forma una región de difusión de vórtices en la parte posterior de la tubería, dichos vórtices se extienden a distancias comparables con el diámetro de la tubería y aumentan gradualmente con la turbulencia (ver figuras III.7 y III.8, en las páginas 41 y 42, respectivamente) (Sumer and Fredose, 1997).

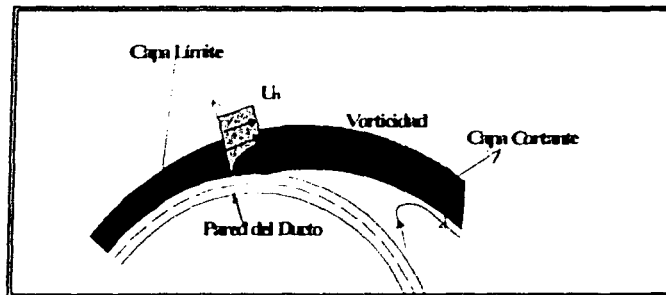


Figura IV.7: Capa límite en una tubería (Sumer and Fredose, 1997).

IV.5.1.2. INFLUENCIA DEL NÚMERO DE KEULEGAN - CARPENTER (KC) SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS.

Cuando una ducto está expuesto a corrientes estables o constantes las fuerzas hidrodinámicas dependen básicamente del número Re , sin embargo, cuando el ducto está expuesto a la acción del oleaje, en este caso también depende del número de Keulegan - Carpenter o parámetro del período (KC). Este número adimensional nos da información sobre cómo se presenta la separación del flujo alrededor de los cilindros en un ambiente de flujo oscilatorio en el plano y está dado por la ecuación IV.40:

$$KC = \frac{U_m T_w}{D}$$

Físicamente el número KC es la relación que existe entre la distancia horizontal recorrida por la partícula de agua con el diámetro del cilindro. Para números de KC pequeños implica que el movimiento orbital de la partícula de agua es pequeño comparado con el diámetro de la tubería, mientras, para números de KC grandes significa que la partícula de agua viaja en orbitas relativamente mayores al diámetro de la tubería, en este caso la capa límite rompe y se presenta el fenómeno de difusión de vórtices (Aguilar, 2000).

IV.5.1.3. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO CON LA RELACIÓN DE CORRIENTE DE FLUJO (α).

La relación de corriente del flujo puede ser aplicada para clasificar el régimen del flujo (Young Bai, 2001).

$$\alpha = \frac{U_c}{U_c + U_w} \quad (IV.59)$$

donde:

U_c = velocidad típica de la corriente normal al tubo.

U_w = velocidad de la ola significativa, normal al tubo, dado por cada estado de mar (H_s , T_p , θ_w).

Para $\alpha = 0$ flujo oscilatorio puro, debido a oleaje; $\alpha = 1$ flujo de corriente constante puro.

IV.5.1.4. EFECTOS DE PROXIMIDAD (e/D) SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS.

La presencia de una frontera cercana a la tubería (efectos de proximidad) produce un efecto sobre el coeficiente de masa. La adición de masa o masa hidrodinámica aumentará a medida que el tubo se aproxime a una frontera sólida, la siguiente expresión es una aproximación de este efecto (Young Bai, 2001).

$$C_m = 1 + \frac{1}{10\left(\frac{e}{D}\right) + 1} \quad (IV.60)$$

donde :

e/D es la relación de espacio entre la tubería y el fondo.

El periodo natural de oscilación de la tubería aumenta a medida que se incrementa la adición de masa. El coeficiente de levante disminuye para valores de $e/D > 0.1$ (Sumer and Fredose, 1997).

IV.5.1.5. EFECTO DEL NÚMERO DE ASPEREZAS (k/D) DEL DUCTO SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS.

El número de aspereza (k/D) tiene una gran influencia sobre la separación del flujo y por lo tanto también sobre los coeficientes de arrastre y de masa (k = característica de la sección transversal dimensión de la rugosidad sobre la superficie del cuerpo) Sarpkaya, 1976).

IV.5.1.6. EFECTO DE LAS OSCILACIONES SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS (A_z/D).

Existe una conexión entre las vibraciones inducidas por vórtices (VIV) y la fuerza de arrastre. Una primera aproximación, puede ser obtenida por medio de la siguiente ecuación (Young Bai, 2001):

$$C_D/C_{D0} = 1 + 2\left(\frac{A_z}{D}\right) \quad (IV.59)$$

donde:

C_D = coeficiente de arrastre con VIV.

C_{D0} = coeficiente de arrastre sin VIV.

A_z = amplitud de la vibración del cruce de corrientes

Esta fórmula puede ser interpretada como una área proyectada aparente $D+2A_z$, debido a las oscilaciones del cilindro (Young Bai, 2001).

Con respecto al coeficiente de levante, anteriormente se mencionó la estrecha relación que existe entre la aparición de vórtices y el levante del ducto.

En el capítulo VI se muestran los resultados de varias investigaciones realizadas para determinar las relaciones de estos parámetros con los coeficientes hidrodinámicos.

IV.5.2. COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS RECOMENDADOS POR DIFERENTES CÓDIGOS.

IV.5.2.1. DET NORSKE VERITAS (DNV) 1976, 1986 Y 1996.

El Det Norske Veritas es una institución de origen danés que actualmente tiene oficinas alrededor del mundo y emite reglas para el diseño de tuberías submarinas. La primera edición de estas reglas fue emitida en 1976 (DNV'76) y se basa en un diseño estático (DNV, 1976), la cual contempla los siguientes coeficientes hidrodinámicos:

Coeficiente.		Valor
Arrastre	(C_D)	0.70
Inercia	(C_M)	3.29
Levante	(C_L)	0.90

Tabla IV.2: Coeficientes hidrodinámicos recomendados por DNV'76.

En las siguientes publicaciones el DNV recomienda coeficientes más grandes que derivan en recubrimientos o espesores de lastre más gruesos, lo cual la industria no ha aceptado (DNV, 1986; DNV, 1996).

IV.5.2.2. AMERICAN GAS ASSOCIATION (AGA).

La AGA es una empresa de los Estados Unidos (USA) que tiene oficinas en los principales países productores de hidrocarburos y que ha desarrollado una guía de diseño y un software para el diseño de líneas submarinas (AGA, 1993). Uno de sus principales mercados es Latinoamérica, siendo Brasil y México sus principales clientes. En

el caso de México, aunque no es el único software que se conoce si es en el que actualmente se han basado los diseños y las evaluaciones de líneas submarinas, incluso las normas mexicana sugieren el uso de éste (NRF-013, 2001). El software del AGA es una verdadera caja negra en cuanto a la determinación de coeficientes hidrodinámicos. En el Apéndice C se determinaron los coeficientes hidrodinámicos que utilizó el software del AGA para calcular las fuerzas hidrodinámicas de una evaluación realizada a dos tramos de la línea submarina llamada Anillo de Bombeo Neumático instalada en la Sonda de Campeche (en base a los datos de los Apéndice A y B). Los coeficientes que resultaron son siempre mayores a los mostrados en la tabla IV.2. Cabe señalar que anteriormente las líneas submarinas en México se diseñaban con el DNV'76.

IV.5.2.3. COEFICIENTES DETERMINADOS PARA DISEÑAR ALGUNAS LÍNEAS SUBMARINAS EN EL GOLFO DE ARABIA.

El Instituto Danés de Hidráulica y la empresa Arabian American Oil Co., realizaron gráficas para determinar los coeficientes hidrodinámicos que se deberían utilizar en tubería instaladas en el Golfo de Arabia (colocadas sobre el fondo marino, totalmente expuestas) (Bryndum, Jacobsen and Brand, 1983). Las gráficas están en función del número de Carpenter - Keulegan y se muestran en la figuras IV.8.

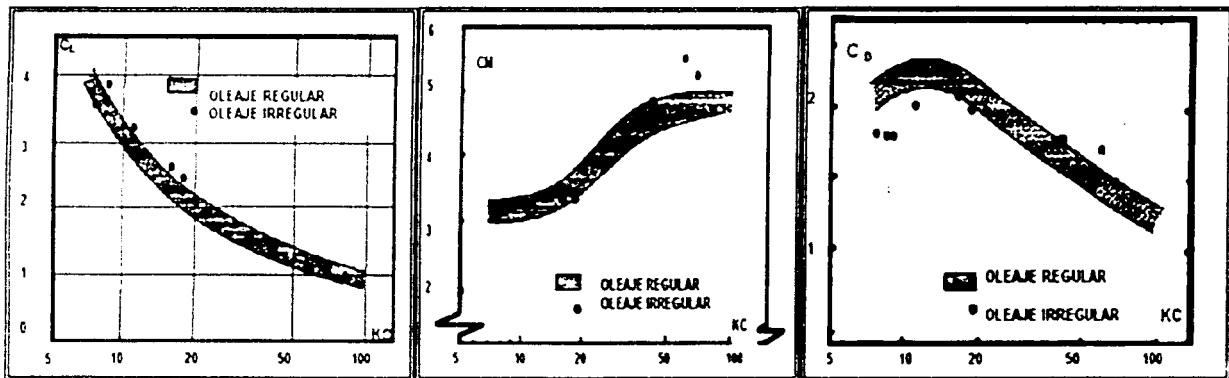


Figura IV.8: Coeficientes hidrodinámicos que se utilizaron en el Golfo de Arabia en el diseño de una línea submarina en 1983 (Bryndum, Jacobsen and Brand, 1983).

IV.6. CONCLUSIONES.

Para el diseño de ductos submarinos se deben considerar los efectos de interacción entre:

- El agua y el ducto.
- El suelo y el ducto.
- El oleaje y el suelo.

Una tubería sujeta a flujo constante experimentará una fuerza horizontal llamada fuerza hidrodinámica de arrastre y otra vertical llamada fuerza hidrodinámica de levante, ambas son directamente proporcionales a la velocidad del flujo.

Una tubería sujeta a flujo oscilatorio o inducido por oleaje, estará expuesta a las fuerzas hidrodinámicas de levante y arrastre, sin embargo a la fuerza de arrastre se le suman la fuerza por masa añadida y la fuerza de Froude - Krylov, que son directamente proporcionales a la aceleración de las partículas del flujo. Estas dos últimas componen la fuerza hidrodinámica llamada fuerza de inercia.

La ecuación de la fuerza total en la dirección paralela al flujo se conoce como ecuación de Morison. Esta ecuación es la suma de las fuerzas hidrodinámicas de arrastre y de inercia. La fuerza máxima en la dirección paralela al flujo no es la suma de las fuerzas máximas de arrastre e inercia, debido a que los valores máximos de ambas fuerzas tiene una diferencia de fase de 90° , este fenómeno se origina como consecuencia de que la fuerza de arrastre y la fuerza de inercia son directamente proporcionales a la velocidad y la aceleración. Esto implica que cuando la fuerza de arrastre es máxima (velocidad máxima) la fuerza de inercia es cero (aceleración igual a cero).

Para números de KC pequeños, la fuerza de inercia es más grande que la fuerza de arrastre, y para números de KC grandes es la fuerza de arrastre la que domina sobre la fuerza de inercia.

El flujo de la corriente es paralelo al fondo marino y por tal motivo no tiene componente ascendente, además para el caso de flujo oscilatorio no se considera movimiento en la dirección vertical por lo que la fuerza de arrastre es nula. Es por estas razones que en la dirección vertical la fuerza total es igual a la fuerza de levante, tanto para flujo constante como para flujo oscilatorio.

La fuerza de levante esta íntimamente relacionada a la aparición de estelas o vórtices detrás de la tubería y a la cercanía de una frontera sólida (fondo marino), debido a que ambos fenómenos afectan la distribución de presiones alrededor de la tubería.

Las ecuaciones que definen las fuerzas hidrodinámicas están en función de coeficientes que se encargan de mantener la proporcionalidad entre la fuerza y los

demás parámetros de los que dependen éstas; diámetro de la tubería, viscosidad del agua, velocidad y aceleración de la partícula de agua; para diferentes condiciones de medio ambiente. En otras palabras se encargan de disminuir la diferencia entre valores reales y los estimados.

Los métodos más comunes para estimar la magnitud de los coeficientes hidrodinámicos son el método de mínimos cuadrados y utilizando transformaciones de Fourier.

Los principales parámetros de los que dependen los coeficientes hidrodinámicos son:

- Número de Reynolds R_e
- Numero de Keulegan - Carpenter KC.
- Relación de proximidad de una frontera sólida.
- Relación de rugosidad.
- Efecto de las oscilaciones.

Los coeficientes hidrodinámicos que se utilizaron en México (DNV) y los que actualmente se utilizan (AGA'93), han sido determinados en condiciones diferentes a las que se presentan en las aguas territoriales mexicanas, además de que las tuberías poseen otras características, lo que representa gran incertidumbre y provoca el uso de coeficientes de seguridad que elevan los costos de construcción.

Al igual que en el caso de las líneas diseñadas en el Golfo de Arabia y que muestran una diferencia en los coeficientes utilizados por DNV y AGA es necesario determinar los coeficientes hidrodinámicos propios para la Sonda de Campeche. De esta forma se eliminaría el incremento en los factores de seguridad producto de las incertidumbres que causan el uso de un software que utiliza coeficientes que no fueron determinados para las condiciones que prevalecen en la Sonda de Campeche

CAPÍTULO V.

CARACTERIZACIÓN DE LAS CONDICIONES HIDRODINÁMICAS EN LA SONDA DE CAMPECHE.

V.1. CARACTERIZACIÓN DEL PELIGRO METOCÉANICO.

Las instalaciones marinas de PEMEX en la Sonda de Campeche se encuentran inmersas en una de las zonas ciclógenas de mayor intensidad en el mundo. En la zona ciclógena del Atlántico Norte, se generan los huracanes de mayor intensidad que han afectado el territorio nacional. La temporada de huracanes se presenta de los meses de Mayo a Noviembre. El gran recorrido que tienen estos meteoros en aguas del Atlántico Norte, permite que estos fenómenos se intensifiquen al recibir el suministro energético de las aguas cálidas del Caribe y Golfo de México, lo que permite que en la gran mayoría de los casos estos meteoros logren cruzar la Península de Yucatán (Ortega, 1999).

Inmediatamente después del término de la temporada de huracanes inicia la temporada de ciclones extratropicales, o para ser más precisos se presentan casi al término de la temporada de huracanes. Se conocen también con el nombre de Nortes y se generan al inicio de la temporada invernal, cuando el gradiente de temperatura del mar casi ha desaparecido y existe un equilibrio entre la temperatura del mar y la del aire; por esta razón las corrientes de aire polar pueden llegar a alcanzar latitudes muy próximas a los trópicos, precipitándose en esta zona en forma de lluvia al entrar en contacto con la parte continental o con climas más cálidos. Tanto los ciclones tropicales como extratropicales generan condiciones extremas de viento, oleaje, lluvia, mareas y corrientes, representando una seria amenaza para las instalaciones marinas y para las operaciones normales de PEMEX en la Bahía de Campeche (Soriano, 1999).

V.2. CARACTERIZACIÓN DE LA SONDA DE CAMPECHE ANTES DEL HURACÁN ROXANNE.

Existen numerosas variables de las que depende el diseño de estructuras marinas, sin embargo, no todas tienen la misma importancia sobre éste. Así por ejemplo, la temperatura, presión barométrica, la humedad del ambiente y la salinidad del agua se pueden medir con facilidad, pero sólo tienen una influencia secundaria o indirecta. En otros casos, las características de las variables son perfectamente predecibles (IMP, 1983). Tal es el caso de la marea, la cual es un fenómeno periódico que tiene rangos de variación muy definidos. En cuanto a las corrientes marinas se puede decir que tienen una variación estacional, de modo que sus características básicas se pueden determinar haciendo relativamente pocas mediciones durante un año a diferentes profundidades. En cambio, el viento es uno de los fenómenos de mayor variabilidad y de mayor

influencia en el diseño de estructuras marinas. Sus características son muy complejas, por lo que para su determinación se requieren estudios prolongados y cuidadosos (IMP, 1983).

Con la finalidad de caracterizar la Sonda de Campeche se iniciaron algunas mediciones y estudios oceanográficos y meteorológicos el 23 de abril de 1980. El equipo de medición únicamente se colocó en la plataforma Nohoch A. Este estudio fue muy puntual y aunque se realizaron mediciones, también se utilizaron datos existentes de otras campañas de mediciones, obteniéndose los siguientes resultados. (IMP, 1983):

1) Se determinó que en la Sonda de Campeche las condiciones oceanográficas no eran muy severas. En más de 100 años de estadísticas, no se tenían antecedentes de algún huracán que hubiera atravesado el área, debido a que los huracanes se dirigían a las costas de los Estados Unidos, afectando únicamente en algunas ocasiones la región Sur de Tuxpan (región Norte para PEMEX). En este estudio se consideró que la altura de ola difícilmente podría rebasar los 6 m de altura (basándose en mediciones); en uno de tantos registros de oleaje se obtuvo para condiciones de Norte una altura de ola significativa de 2.08 metros y el período significativo de 8.02 segundos. Además se determinó que era casi imposible que las olas rebasaran los 9 m para un período de retorno de 100 años. Las condiciones más severas eran ocasionadas por los Nortes en los meses de Octubre a Enero, pero se aclaró que estos fenómenos no eran comparables en intensidad a los de un huracán bien desarrollado (que aún no se presentaba).

2) Para el estudio de los vientos no se efectuaron mediciones permanentes debido a que se consideró que se disponía de un gran número de datos de campañas anteriores (Cruz-Orozco y Ley Fou, 1976 - 1979), aunque eran de la Isla de Carmen. De estos estudios se obtuvieron los siguientes datos:

- Vientos dominantes del Norte y Este-Sureste.
- Los períodos de máxima actividad eran de Octubre a Febrero
- Velocidad media de 8 km/h con una velocidad máxima registrada de 60 km/h.

Sin embargo como en la plataforma de Nohoch A no se registraron vientos superiores a 75 km/h, entonces se consideró que para períodos de retorno largos (100 años) era poco probable que la velocidad sostenida del viento fuera mayor a 150 km/h, y que las ráfagas alcanzarán los 225 km/h.

3) La marea en la Sonda de Campeche es generada por tres causas principales:

- a) La acción directa de las fuerzas gravitatorias sobre el área.
- b) La interacción del Golfo con la pulsación periférica del Océano Atlántico y el Mar Caribe.
- c) La acción de las tormentas del Golfo, principalmente de los Nortes.

Las dos primeras son periódicas y constituyen la marea astronómica, mientras que la tercera es de carácter aleatorio.

El Instituto de Geofísica de la UNAM realizó mediciones en Ciudad del Carmen y en Campeche obteniendo los resultados siguientes:

Concepto	Cd. del Carmen	Campeche.
Amplitud media [m]	0.45	0.80
Valores máximos en la variación del nivel (cresta a valle) [m]	0.80	1.30

Tabla V.1: Marea en el área de las costas de Campeche y específicamente en Cd. del Carmen (IMP, 1983).

En el área de plataformas la variación del nivel del agua es menor que la que se presenta en la costa, siendo 0.70 m un valor extremo razonable para la marea astronómica. El valor de la marea de tormenta en esta área fue de 1 m (ocasionada por los Nortes). Por lo tanto el valor extremo de marea en el área de plataformas era de 1.70 m.

4) En la Sonda de Campeche se observó que las corrientes marinas eran muy variables. Sin embargo, se determinó que la magnitud de las corrientes en el Golfo no era muy grande. En el área de la Sonda de Campeche se consideró que la magnitud máxima de las corrientes no alcanzaba 0.5 m/s (1 nudo).

En este estudio se recomendó una altura de ola de diseño de 10 a 12 metros (IMP, 1983).

V.3. PASO DEL HURACÁN ROXANNE POR LA SONDA DE CAMPECHE.

Las primeras instalaciones marinas fueron diseñadas de acuerdo a las recomendaciones del American Petroleum Institute (API) utilizando la información meteorológica y oceanográfica (metoceanica) obtenida de métodos basados en los trabajos de Bretschneider (Bretschneider, 1972; Glenn, 1977). El paso del huracán Roxanne por el área de plataformas marinas de la Sonda de Campeche entre el 12 y el 17 de Octubre del 1995, generó condiciones oceanográficas y meteorológicas extraordinarias debido principalmente al tiempo de permanencia del meteoro en la Bahía de Campeche. Este hecho generó velocidades de viento sostenido de hasta 140 km/h, altas mareas asociadas y alturas de ola que lograron alcanzar los accesorios y tuberías localizados bajo las cubiertas en la elevación ± 15.850 m. Se presentaron algunos daños en plataformas y ductos. Asimismo, se presentaron desplazamientos y rupturas en algunas tuberías submarinas (capítulo III, sección III.7.6.) ductos ascendentes y tuberías en cubierta. Dado que no se habían colocado sistemas de medición científica en la Bahía

de Campeche durante el huracán Roxanne, se realizó un estudio de hindcast (Oceanweather, 1996a) actualizado con el objeto de ayudar a identificar las fuerzas responsables del daño a las plataformas y líneas submarinas (Oceanweather 1996b).

Después del paso del huracán Roxanne, PEMEX Exploración Producción (PEP) estableció un programa emergente de inspección y rehabilitación de plataformas y ductos con la finalidad de restablecer lo antes posible la producción (capítulo III, sección III.7.6.). Se consideró necesario entonces actualizar la información meteoceánica (Soriano, Ramos, et al, 1998) y efectuar una evaluación detallada con el fin de determinar el nivel de integridad estructural y estimar la confiabilidad de las instalaciones (Ortega, 1999).

En el proceso de evaluación se realizaron análisis detallados al nivel de resistencia última en algunas de las instalaciones seleccionadas. Los resultados se compararon principalmente con las especificaciones de la Sección 17 del API RP Edición 20 para las costas de California, criterio adoptado para el desarrollo del proyecto de evaluación en virtud de que no existía uno propio para la Sonda de Campeche.

Hacia el final del proyecto de evaluación, los resultados en los análisis de plataformas y ductos determinaron que muchas de las instalaciones según el criterio adoptado (API) no se encontraban en buenas condiciones o no podrían seguir operando (Ortega, 1999). En contraste con la evaluación, muchas de las instalaciones no habían sufrido daños considerables y existía discrepancia entre el estado real y la evaluación. Entonces se consideró necesario realizar un estudio de riesgo con el propósito de establecer un criterio propio para evaluación y diseño de estas estructuras en la Sonda de Campeche. Dicho estudio tomó en cuenta las características propias de las instalaciones de PEMEX en la Sonda de Campeche tales como: condiciones ambientales máximas esperadas tomadas de estudios oceanográficos del sitio, tipos de estructuras empleadas, niveles de producción, filosofía de operación, características de diseño, información de inspección y mantenimiento, tipo de suelo, impacto económico y la magnitud del daño causado por la falla potencial. El resultado fue la edición del Criterio Transitorio tanto para plataformas fijas como para el diseño y evaluación de ductos en la Sonda de Campeche. Cabe señalar que este Criterio Transitorio para Líneas submarinas que posteriormente parte de él se convertiría en norma de referencia PEMEX, se fundamenta y complementa con normas de organismos extranjeros como el API, ASME, DNV y AGA.

V.4. MODELOS HINDCAST

V.4.1. MODELACIÓN MATEMÁTICA

Actualmente, diferentes organismos e instituciones en el mundo realizan estudios destinados a pronosticar los efectos que causan los huracanes y nortes, con tal propósito se han desarrollado modelos matemáticos para la simulación de estos meteoros (Soriano, 1999). Mediante estos modelos de simulación histórica de tormenta (hindcast) se

pretende obtener mapas de valores máximos probables de los principales efectos de estas tormentas, en función de periodos de retorno usuales para el diseño de estructuras y que faciliten la planeación de las actividades económicas de las entidades costeras.

El desarrollo de los modelos hindcast se tomó como una alternativa ante la escasez (o en ocasiones completa ausencia) de mediciones de los parámetros meteorológicos y oceanográficos que se emplean para el diseño de las instalaciones costeras, ya sea en cuanto a duración (años) de los registros, densidad espacial de los puntos de medición, así como la continuidad, calidad y/o confiabilidad de las mediciones existentes. Las causas antes mencionadas, provocan que un estudio estadístico directo tradicional no pueda llevarse a cabo.

En la actualidad se cuenta con información de las trayectorias de los ciclones tropicales que han ocurrido en el Océano Atlántico desde 1886 a la fecha, sin embargo, la calidad y duración de estos, se ha incrementado últimamente al contar con la ayuda de aviones, radares, barcos y satélites equipados con sistemas de medición meteorológica. Toda esta información permite realizar y calibrar los estudios de reproducción histórica de tormentas (hindcast) que permiten obtener los parámetros meteorológicos y oceanográficos que se emplearán para obtener las recomendaciones para el diseño de las instalaciones costeras y/o marinas.

V.4.2. MODELOS DE REPRODUCCIÓN HISTÓRICA (HINDCAST).

Las primeras instalaciones marinas en México fueron diseñadas utilizando información meteorológica y oceanográfica obtenida a partir de modelos de hindcast, estos modelos partían de métodos empíricos y semi-empíricos basados principalmente en los trabajos de Bretschneider (Bretschneider, 1972). Estos modelos se basan en ecuaciones simplistas que describen el comportamiento del oleaje inducido por huracanes y fueron obtenidos de la observación de un número limitado de estos eventos en las condiciones locales de un área específica. La formulación fue posteriormente adaptada mediante factores de corrección para su utilización en otras latitudes.

Con el avance de la tecnología, esta formulación dio paso a modelos numéricos más complejos calibrados a partir de programas extensivos de mediciones en varias partes del mundo. En 1993, PEMEX realizó un estudio de reproducción histórica de tormentas para la Sonda de Campeche utilizando un modelo propuesto por Cardone y Pierson (1976) y Reece y Cardone (1982). Esta metodología esta basada en un modelo numérico de primera generación conocido como ODGP-2 (por sus siglas en inglés Ocean Data Gathering Program (ODGP)). El origen de este programa data de 1968, cuando ocho compañías (Shell, Amoco, Chevron, Esso, Mobil, Gulf, Texaco y la CAGG Marine Region) iniciaron un programa de recolección de datos oceanográficos y meteorológicos en las costas del norte del Golfo de México, en aguas territoriales de EUA. Una vez que se contó con registros de las condiciones ambientales, se procedió a implementar un modelo numérico general que representara las condiciones propias del sitio específico (Haring, 1978). El modelo ODGP-2 está planteado en función del intercambio de energía entre el

fluido y la atmósfera. Considera condiciones de frontera, efectos de propagación de las olas, refracción y fricción de fondo. Este modelo, a diferencia del propuesto por Bretshneider, requiere de calibraciones locales para obtener datos más realistas de las condiciones dominantes en un sitio específico. Mientras que los resultados del estudio de reproducción histórica que aplica la modelación propuesta por Bretshneider representan un conocimiento más empírico, los resultados del estudio aplicando el modelo ODGP representan un conocimiento más científico (Soriano, 1999).

En junio de 1993, PEMEX inició un programa de mediciones con el fin de validar el nuevo estudio a través de la recopilación de datos meteorológicos y oceanográficos en dos sitios (con profundidades de 150 y 300 metros). El programa continuó durante más de un año y terminó en 1995. Este programa fue diseñado para recolectar mediciones de los vientos superficiales, marea, niveles del mar, corrientes a tres profundidades distintas y temperatura en la superficie. El programa de medición estaba en operación durante el paso del huracán Gert en septiembre de 1993, lo que representó una oportunidad única para validar los resultados de los modelos aplicados. Como resultado se encontró gran similitud entre los resultados del modelo ODGP-2 y las mediciones in situ. Sin embargo, esta tormenta fue demasiado débil para considerarse representativa de los valores extremos de diseño. Además, estas mediciones in situ cubrieron un lapso de tiempo muy breve para considerarse representativas de las condiciones normales, las cuales son importantes, por ejemplo, para el diseño por fatiga (Soriano, 1999).

En octubre de 1995, la costa sureste del Golfo de México fue azotada por el huracán Roxanne. Esta tormenta es considerada como la más severa de este siglo en la zona de plataformas (Cardone y Ramos, 1998) y estuvo muy cerca de las intensidades de la tormenta de diseño de las instalaciones marinas. Roxanne vagó por la parte Sur del Golfo de México durante varios días causando gran destrucción a lo largo de la costa de México y daños de relativa importancia a la infraestructura marina de PEMEX (Cardone y Ramos 1998).

Los daños provocados por el huracán Roxanne en su paso por la Sonda de Campeche generaron la necesidad de revisar las intensidades de diseño y generar las recomendaciones apropiadas para evaluar la integridad estructural de las instalaciones existentes. Los criterios obtenidos (IMP, 1997; IMP, 1998) fueron basados en la filosofía moderna de administración de riesgo (Bea, 1997; Bea, 1998), a partir del establecimiento de probabilidades de falla aceptables y factores de seguridad donde los sesgos e incertidumbres de cada parte del proceso de análisis son considerados de manera explícita.

La revisión de las intensidades de diseño se llevó a cabo realizando la actualización del estudio de 1993 (Oceanweather, 1993) para incluir la modelación histórica de Roxanne y de algunas otras tormentas recientes. El resultado final (Oceanweather, 1996) fue una población estadística constituida por 22 tormentas invierno que se registraron entre 1956 y 1992, cubriendo un intervalo de 36 años (Soriano, 1999). Además, esta población incluye los 47 principales huracanes que afectaron la porción sur del Golfo de México entre 1931

y 1996 (66 años). Algunos de los huracanes incluidos en la modelación (adicionalmente a Roxanne) son: Charlie (1951), Inez (1966), Brenda (1973) y Gilbert (1988).

Los parámetros característicos de cada tormenta fueron obtenidos para los puntos discretos de una malla que cubre la totalidad del Golfo de México y archivados para un área que cubre la extensión de las aguas territoriales. Los puntos discretos están espaciados a cada 12 millas náuticas (Soriano, 1999).

V.5. PARÁMETROS OCEANOGRÁFICOS QUE CONSIDERA EL CRITERIO TRANSITORIO DE 1997 Y LA NORMA NRF-013-PEMEX-2001 PARA EL DISEÑO Y LA EVALUACIÓN DE DUCTOS EN LA SONDA DE CAMPECHE.

La información meteorológica y oceanográfica que se utiliza para el diseño y evaluación de ductos en la Sonda de Campeche como ya se mencionó anteriormente fue generada con modelos numéricos de reproducción de tormentas por Oceanweather (Soriano, 1999). Posteriormente, la información obtenida fue procesada estadísticamente para encontrar los parámetros (velocidad de corriente y alturas y períodos de oleaje) que definen los máximos estados de mar para diferentes períodos de retorno.

V.5.1. OLAJE.

V.5.1.1. MAGNITUD DEL OLAJE.

La altura de ola para el diseño y evaluación (período de retorno $T_r = 100$ años) de líneas submarinas en la Sonda de Campeche está indicada de forma gráfica en el Apéndice A de la norma NRF-013-PEMEX-2001. Esta gráfica se presenta a continuación en la figura V.1, en donde en el eje horizontal se indica la profundidad y en el vertical la altura de ola, tanto significativa como máxima.

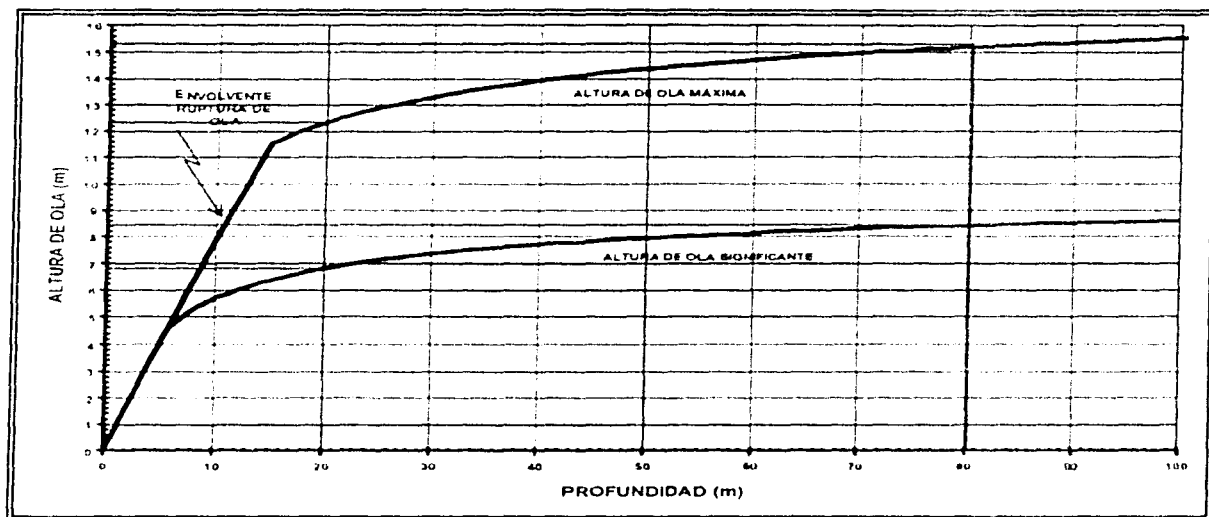


Figura V.1: Altura de ola máxima y significativa para la Sonda de Campeche y Litoral Tabasco ($T_r = 100$ años) (NRF-013, 2001).

De la figura se puede observar que la altura de ola máxima aumenta a medida que aumenta la profundidad, sin embargo, la gráfica llega hasta el valor de 100 m de profundidad al cual le corresponde un valor aproximado de altura de ola de 15.5 metros. A manera de comparación para el diseño de plataformas marinas (100 años), la altura de diseño es fija y le corresponde el valor de 16.7 metros, y es independiente de la profundidad, aunque actualmente los campos no se encuentran en aguas profundas.

V.5.1.2. PERÍODO DE LA OLA.

El período pico de la ola siempre se considerará igual a 12.30 segundos para toda la Sonda de Campeche (NRF-013, 2001).

V.5.1.3. DIRECCIÓN DEL OLEAJE.

Este punto es de gran importancia ya que la fuerza disminuirá si el oleaje no es perpendicular al ducto. Para la determinación de la dirección de la ola, se tendrá en cuenta la ubicación de la tubería de acuerdo a su localización (NRF-013, 2001). El paralelo con latitud $N19^{\circ}19'$ divide la Sonda de Campeche en dos zonas, 1 y 2 (Ver figura V.2) (NRF-013, 2001).

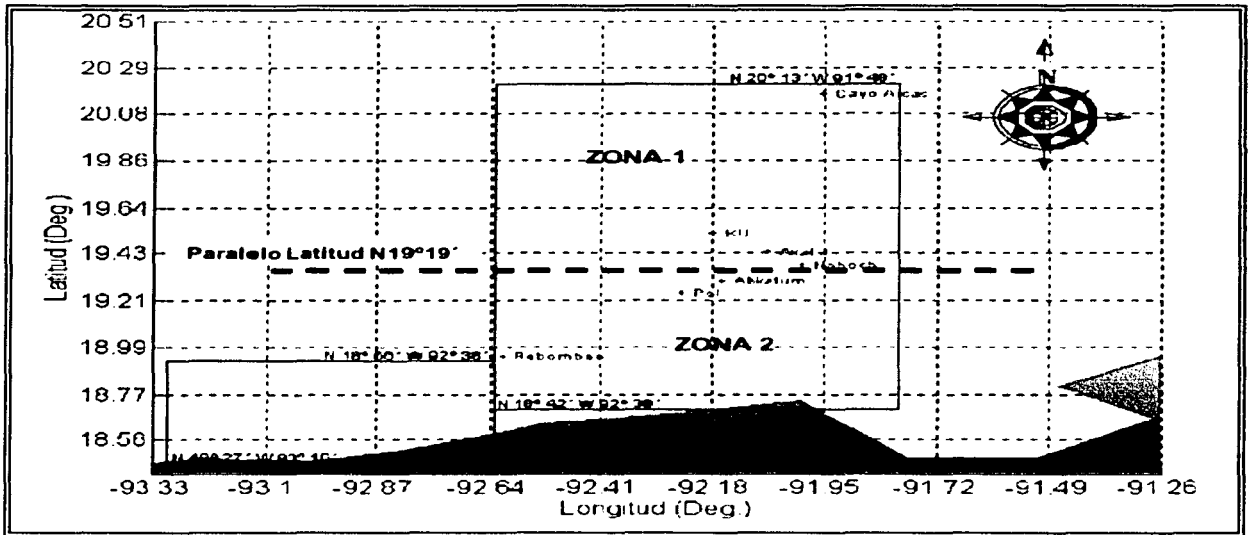


Figura V.2: Zonas que se deben considerar para determinar la dirección del oleaje y la corriente en la Sonda de Campeche (NRF-013, 2001).

Para realizar el análisis de estabilidad hidrodinámica, se debe considerar el ángulo de incidencia del oleaje con la línea submarina de la siguiente manera (NRF-013, 2001; Horillo y Villalba, 1998):

ZONA 1 DE LA SONDA DE CAMPECHE.

Para el análisis de estabilidad hidrodinámica, la dirección de ola debe considerarse en dos direcciones siendo las más probables: de WNW a ESE y de NE a SW (sentido en que viaja la ola) (NRF-013, 2001). Se tomará la condición más desfavorable (Ver figura V.3).

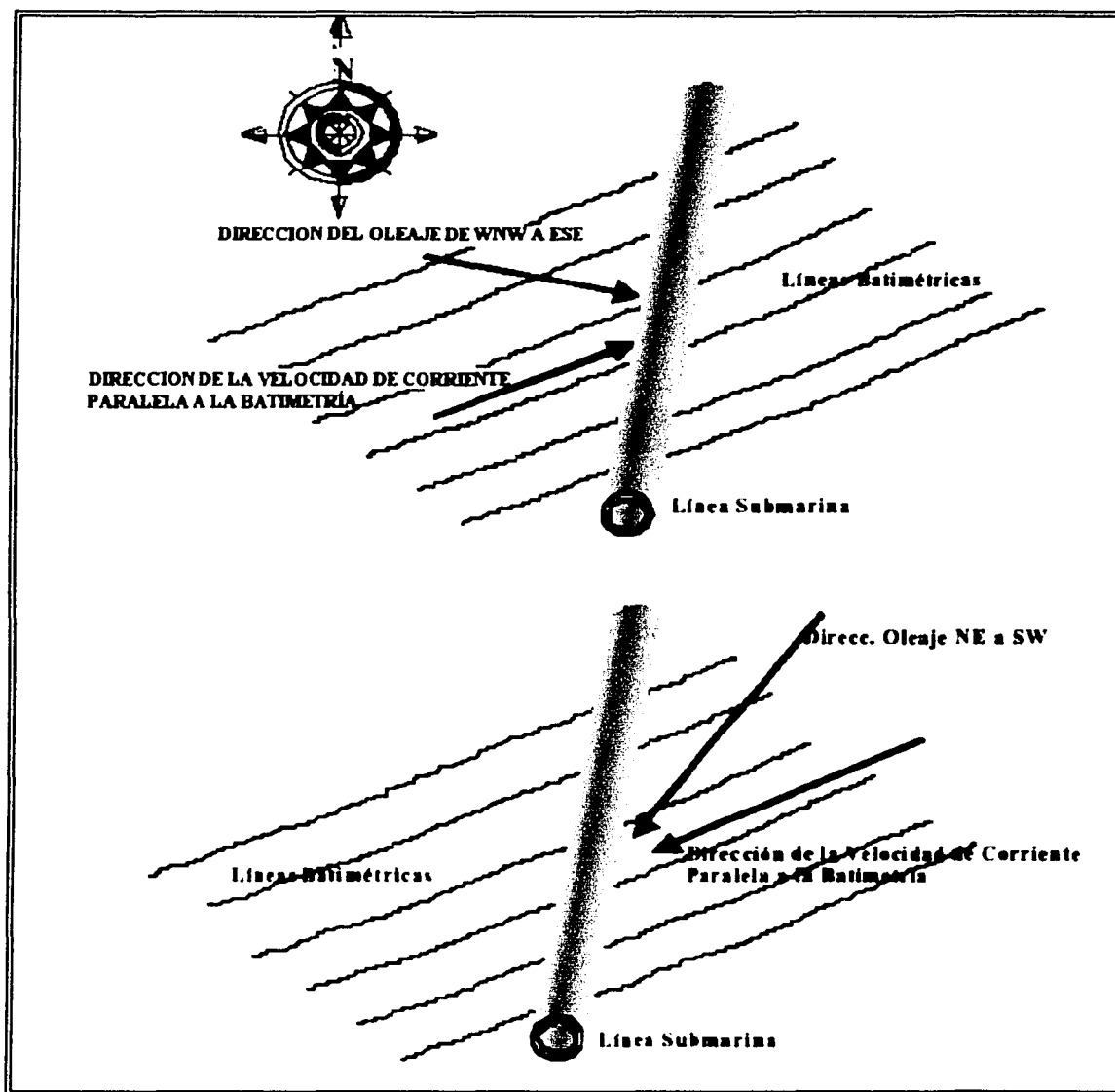


Figura V.3: Zonificación de parámetros oceanográficos para la Sonda de Campeche (NRF-013, 2001).

ZONA 2 DE LA SONDA DE CAMPECHE Y LITORAL TABASCO.

El frente del oleaje debe considerarse con la dirección de ola más probable: de NNW a SSE (sentido en que viaja) (NRF-013, 2001).

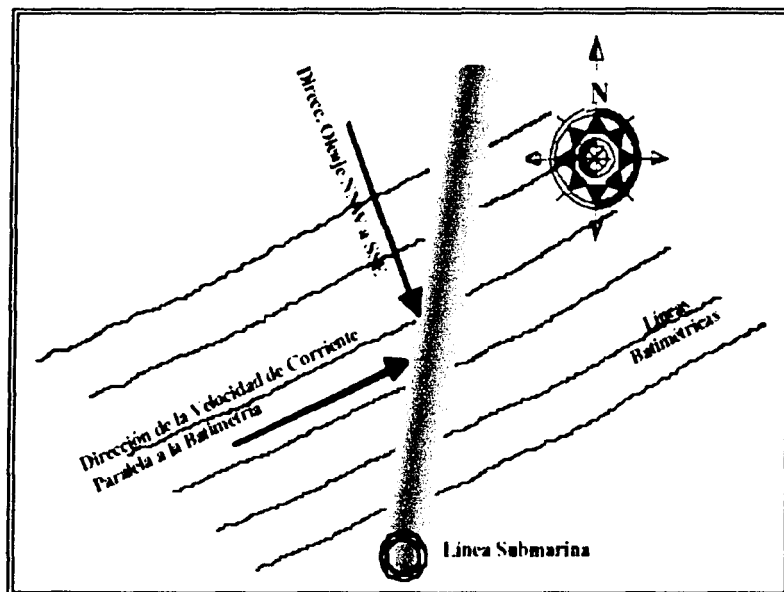


Figura V.4: Dirección del oleaje y la corriente en la zona 2 de la Sonda de Campeche (NRF-013, 2001).

V.5.2. CORRIENTE.

V.5.2.1. MAGNITUD DE LA CORRIENTE.

La velocidad de corriente para el diseño y evaluación de líneas submarinas (período de retorno = 100 años) en la Sonda de Campeche está indicada de forma gráfica en el Apéndice A de la norma NRF-013-PEMEX-2001. Esta gráfica se presenta a continuación en la figura V.5, en donde en el eje horizontal se indica la profundidad y en el vertical la velocidad de corriente en cm/s, para tres porcentajes de profundidad, sin embargo para diseño se considera velocidad al 95 % de profundidad.

De la figura V.5 se puede observar que la velocidad de corriente al 95 % de profundidad disminuye a medida que aumenta la profundidad. El valor máximo de la velocidad de corriente se presenta para profundidades menores a 13 m con un valor de 1.2 m/s.

V.5.2.2. DIRECCIÓN DE LA VELOCIDAD DE CORRIENTE.

La dirección de la velocidad de corriente se considera paralela a la batimetría para las zonas 1 y 2 en la Sonda de Campeche (NRF-013, 2001).

Con estas consideraciones se obtienen las componentes del oleaje y velocidad de corriente que inciden perpendicularmente sobre el ducto.

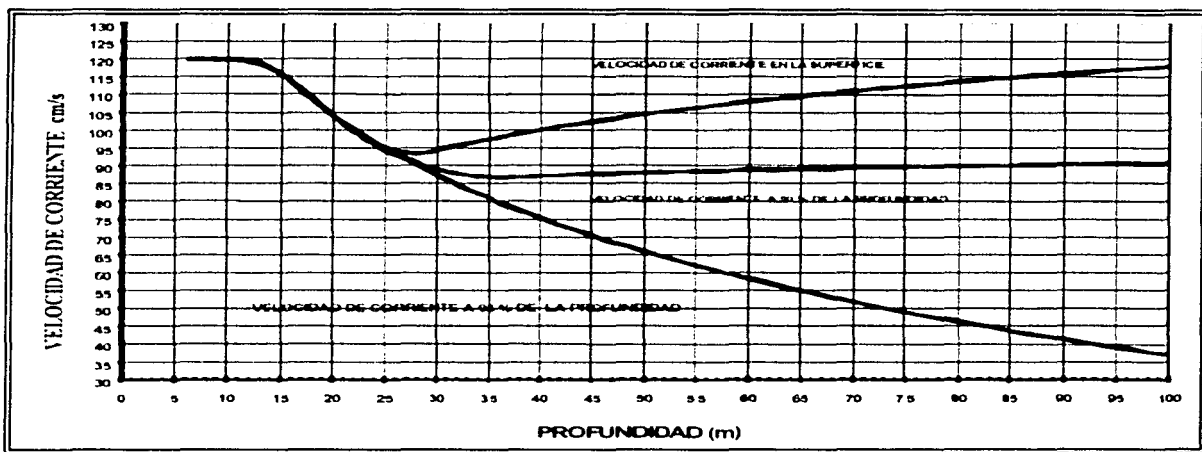


Figura V.5: Velocidades de corriente en la superficie, a 50 % y 95 % de profundidad para la Sonda de Campeche y Litoral Tabasco ($T_r = 100$ años).

V.5.3. BATIMETRÍA DE LA SONDA DE CAMPECHE.

La batimetría se considerará uniforme y regular en toda la Sonda de (NRF-013, 2001), en la figura V.6 se muestra un plano de la batimetría en la Sonda de Campeche con variaciones de 5 metros en la profundidad.

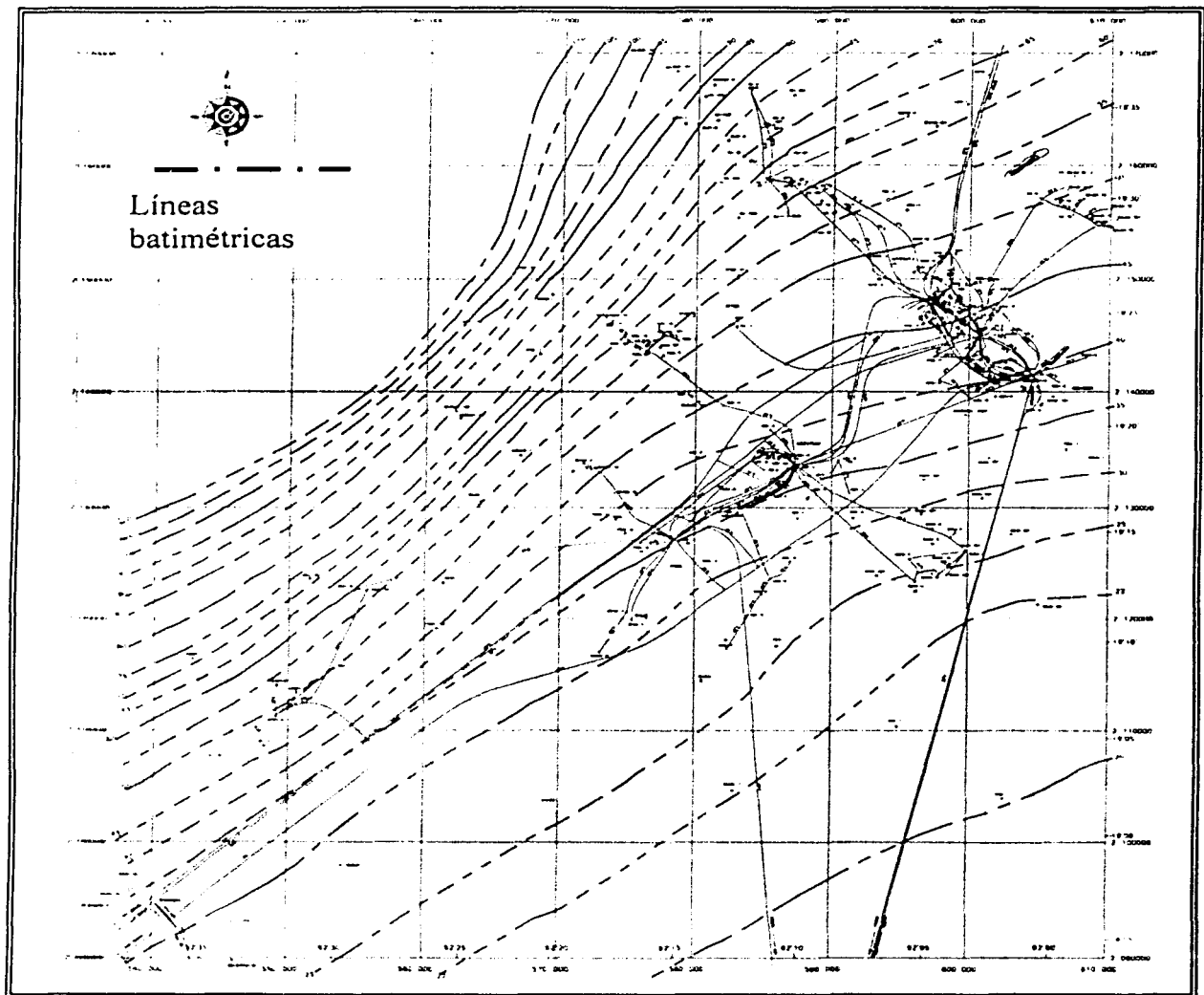


Figura V.6: Batimetría de la Sonda de Campeche, a 5 metros de profundidad.

V.5.4. MAREAS.

La marea en la Sonda de Campeche está caracterizada en los distintos complejos o campos como se muestra en la siguiente tabla (NRF-003, 2002):

Campo	NAK-1	OCH	ABKATU N, CHUC B, POOL	CAAN	KU, IXTAL-1	AKAL, BALAM, EK, BATAB, IXTOC, TARATUN ICH DL-2	NOHOC H-A	NIX-1
Profundidad	m 24-31	60	32-39	24-26	63-77	44-52	38-40	33
Marea astronómica	m 0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76
Marea de Tormenta	m 1.21	1.06	1.25	1.72	1.01	1.04	1.26	1.01
Total	m 1.97	1.82	2.01	2.48	1.77	1.8	2.02	1.77

Tabla V.2: Marea en la Sonda de Campeche (NRF-003, 2002).

De la tabla anterior se aprecia una marea total máxima de 2.48 m para el campo de CAAN y un total mínimo de 1.77 m para KU y NIX-1.

La figura V.7 indica las diferentes regiones mareográficas en el Golfo de México y Mar Caribe, así como los tipos de mareas en cada puerto, indicando el puerto de Cd. Del Carmen Campeche (DGON, 2002). Dichas regiones mareográficas fueron determinadas de acuerdo con la amplitud de la marea, por ello, los gráficos mostrados para cada estación corresponden a promedios mensuales del periodo de observación (DGON, 2002).

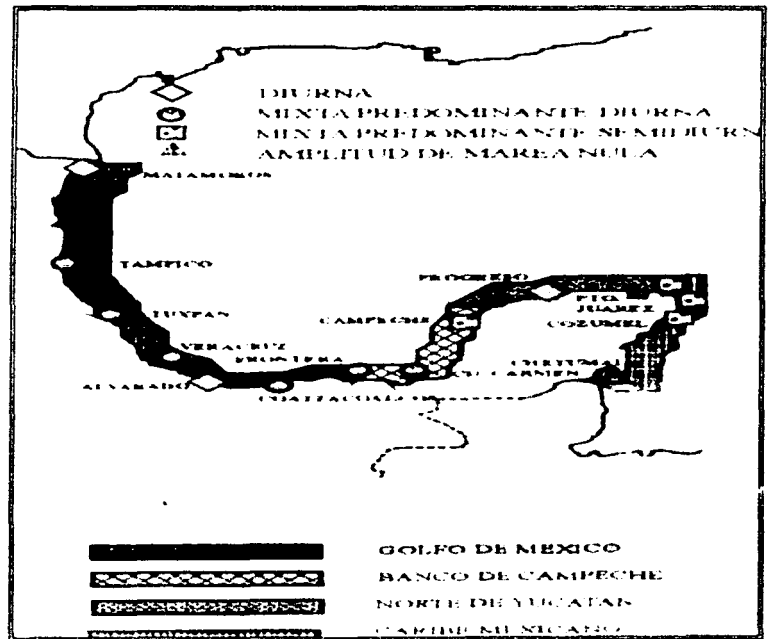


Figura V.7: Tipos de mareas y Regiones mareográficas del Golfo de México y Mar Caribe (DGON, 2002)

V.6. CONCLUSIONES

La Sonda de Campeche se encuentra en la zona ciclógena del Atlántico Norte, una de las de mayor intensidad en el mundo. La temporada de huracanes en la Sonda de Campeche se presenta de los meses de Mayo a Noviembre, e inmediatamente después continúa la temporada de ciclones extratropicales, comúnmente llamados Nortes. Es por tal motivo que la Sonda de Campeche se encuentra dentro de una zona de alto peligro oceanográfico.

Históricamente en la Sonda de Campeche son mayores en número los Nortes, sin embargo, éstos no se comparan en intensidad con las condiciones que genera un huracán. Ambos fenómenos generan condiciones extremas de vientos, oleaje, lluvia, corrientes y mareas.

En la caracterización metocénica se pueden identificar dos tipos de variables: predecibles (tal es el caso de la marea) y las de gran variabilidad (vientos corrientes y oleaje, siendo este último el más variable).

La caracterización de la Sonda de Campeche ha sido realizada basándose en modelos de Hindcast con períodos de medición escasos y relativamente cortos. Se han realizado campañas de mediciones a cargo de diferentes instituciones, sin embargo, la información se limita a aguas costeras (por ejemplo a la Bahía de Campeche). El período de las mediciones es otro de los inconvenientes de los estudios hasta ahora realizados, ya que hasta hoy no se realizan campañas de medición permanente o con períodos de más de 3 años. Actualmente la mayoría de la información metocénica es adquirida de organismos internacionales como Oceanwather.

La carencia de parámetros oceanográficos provenientes de mediciones reales en la Sonda de Campeche es un problema que implica incertidumbres en el diseño de estructuras costa afuera reflejadas en altos costos (estructura superdiseñadas) o altos riesgos (estructuras subdiseñadas).

V.7. RECOMENDACIONES

La caracterización oceanográfica de la Sonda de Campeche antes y después del huracán Roxanne ha sido realizada a través de modelos de reproducción histórica de eventos extraordinarios (hindcast), que han ido evolucionando al transcurrir los años. México no se ha quedado atrás en el uso de estos modelos, sin embargo, estos necesitan ser calibrados, debido a que han sido elaborados para diferentes condiciones de mar. Por ejemplo los EUA han realizado investigaciones para las condiciones metocénicas que imperan en el norte del Golfo de México, es decir, en sus aguas federales, condiciones que son distintas a las que prevalecen por ejemplo en la Sonda de Campeche y el Litoral de Tabasco.

Las incertidumbres de diseño que hasta ahora se tienen en todas las estructuras marítimas del país, hacen imprescindible la implementación de campañas de medición de condiciones metoceánicas en aguas federales mexicanas, con la finalidad de realizar una mejor calibración de los modelos utilizados e iniciar la elaboración de una base de datos propios para México. Aunado a lo anterior se puede sumar que son muy escasos los datos de parámetros en condiciones extremas.

Las mediciones permanentes y de períodos largos in situ de los parámetros metoceánicos son muy escasas en los países subdesarrollados debidos a la inversión económica que ello implica. Por otro lado en países como México, que cuenta con gran inversión en infraestructura costa afuera es de vital importancia, que se implementen programas de esta naturaleza.

CAPÍTULO VI.

ESTABLECIMIENTO DE UN MODELO CONCEPTUAL DE FUERZAS HIDRODINÁMICAS SOBRE LOS DUCTOS SUBMARINOS EN LA SONDA DE CAMPECHE.

VI.1 ANÁLISIS DE LAS VARIABLES QUE INTERVIENEN EN LA DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS HIDRODINÁMICAS.

VI.1.1. ANÁLISIS DEL NÚMERO DE KEULEGAN - CARPENTER (KC).

Cuando el ducto está expuesto a la acción del oleaje, el número de Keulegan – Carpenter o parámetro del período (KC) se utiliza para describir el comportamiento de los coeficientes hidrodinámicos (Aguilar, 2000). Este número adimensional describe como se presenta la separación del flujo alrededor de los cilindros en un ambiente de flujo oscilatorio en el plano (Young Bai, 2001).

Basándose en los resultados de investigación recopilados y analizados en el transcurso de este trabajo, nos ha parecido interesante proponer formulaciones semi – empíricas concernientes al cálculo de los coeficientes hidrodinámicos de diseño de ductos. Sabiendo que el número de Keulegan – Carpenter es un factor determinante de los valores de los coeficientes hidrodinámicos, los resultados analizados en este estudio (proveniente de trabajos experimentales y numéricos realizados por diversos científicos y centros de investigación) se han agrupado en tres gráficas. Las figuras VI.1, VI.3 y VI.5 corresponden a los resultados de C_D , C_M y C_L respectivamente, en función del parámetro del período KC.

VI.1.1.1. COMPORTAMIENTO DEL COEFICIENTE DE ARRASTRE C_D EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE KEULEGAN – CARPENTER (KC).

La tabla VI.1 presenta los trabajos de investigación analizados en el transcurso de este estudio, cada uno de ellos se analizó con características muy particulares, sin embargo todos presentan como punto común, la relación que existe entre el coeficiente de Keulegan – Carpenter (KC) y el coeficiente de arrastre C_D para tuberías. Esto nos permitió agrupar los resultados y proponer una ecuación general que relacione al número de Keulegan – Carpenter (KC) con el coeficiente de arrastre C_D .

La figura VI.1 presenta las curvas de resultados correspondientes a cada una de las investigaciones analizadas, estas curvas presentan una discrepancia en cuanto a valores numéricos, sin embargo, puede apreciarse un comportamiento similar en cada una de ellas a partir de un KC igual a 5. Para un intervalo de KC entre 5 y 15, el C_D aumenta,

mientras que para valores de números de Keulegan - Carpenter, $KC > 15$, el valor de C_D decrece.

A pesar de que las curvas no coinciden en valor numérico, el coeficiente de arrastre se encuentra en un rango de 0.6 a 1.2, rango en el que se encuentra el valor de C_D utilizado para análisis estático ($C_D = 0.7$). Para valores del número de Keulegan - Carpenter entre 15 y 100 el coeficiente de arrastre C_D disminuye desde $C_D = 1.6$ hasta $C_D = 0.9$ (en este intervalo el C_D es siempre mayor al valor asociado para análisis estático de 0.7, ver figura VI.1). La diferencia numérica puede ser el resultado de los diferentes parámetros (por ejemplo, efecto de proximidad, rugosidad) que cada investigador consideró en su trabajo y a los que dio mayor importancia.

INVESTIGADOR	AÑO	CONDICIONES DE PRUEBA	TIPO DE PRUEBAS
M.B. BRYNDUM, JACOBSEN AND TSAHALIS	1992	Oleaje regular	Carriage Technique
M.B. BRYNDUM, JACOBSEN AND TSAHALIS	1992	Oleaje irregular	Carriage Technique
LONGORIAN ET AL.	1991	Flujo oscilatorio regular	Túnel de agua
LONGORIAN ET AL.	1991	Flujo oscilatorio irregular	Túnel de agua
JUSTESEN b	1989	Oleaje regular Tubo liso	
JUSTESEN c	1989	Oleaje regular Tubo rugoso	
M.B. BRYNDUM, VAGNER JACOBSEN AND C. BONDE	1989	Oleaje irregular	Modelo especial para medir desplazamientos.
M.B. BRYNDUM, VAGNER JACOBSEN AND J. FREDSOE	1984	Flujo oscilatorio regular	Canal de Oleaje. Condiciones reales de un estado de mar llevadas a un laboratorio. Se utilizó la velocidad de corriente no perturbada
M.B. BRYNDUM AND VAGNER JACOBSEN, L.P. BRAND	1983	Flujo oscilatorio regular	Canal de Oleaje (carriage technique). Condiciones reales de un estado de mar llevadas a un laboratorio. Además se realizaron mediciones escala 1:1

Tabla VI.1: Condiciones y tipos de pruebas realizadas por diferentes investigadores e institutos para determinar gráficas C_D versus KC .

VI.1.2. ANÁLISIS DEL NÚMERO DE REYNOLDS (Re).

En términos generales el coeficiente de arrastre disminuye cuando se incrementa el número de Reynolds Re , tanto en flujo oscilatorio como en flujo constante hasta que se presenta el fenómeno de crisis de arrastre. La crisis de arrastre es una caída en el valor del coeficiente de arrastre, siendo de manera brusca en flujo constante y de forma menos brusca en flujo oscilatorio. Después de alcanzar este estado el coeficiente de arrastre se mantiene constante en un rango de Reynolds que depende del tipo de flujo y de otros factores (por ejemplo de la rugosidad del ducto o los efectos de proximidad). El coeficiente de levante se comporta de manera inversa al coeficiente de arrastre, ver figura VI.7.

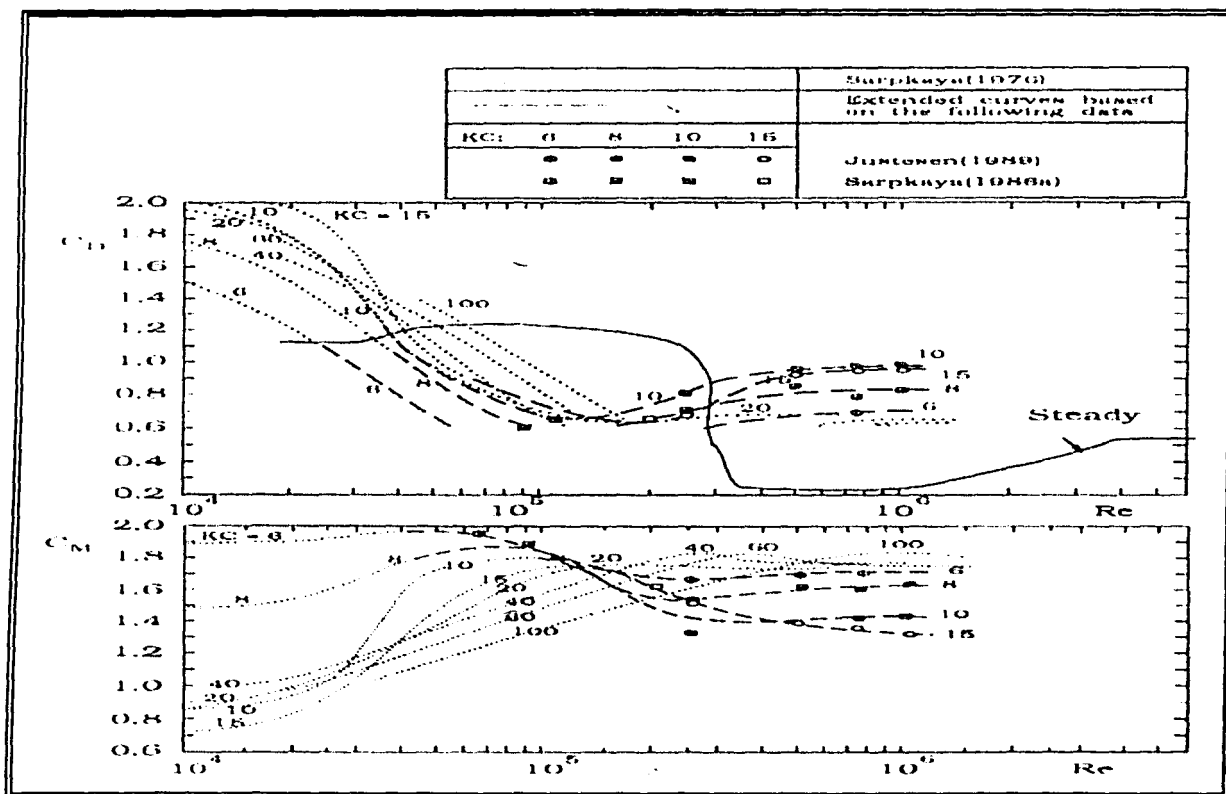


Figura VI.7: Coeficientes de arrastre e inercia para un cilindro liso. Flujo constante (Schewe, 1983) y flujo oscilatorio (Sarpkaya 1976^a, Sarpkaya 1986^a, Justesen 1989).

El coeficiente de levante C_L disminuye drásticamente cuando se incrementa el número de Reynolds para valores de $3 \times 10^4 < Re < 4.5 \times 10^4$, hasta alcanzar los valores mínimos a partir de Re de 10^5 , donde se comporta de forma casi constante tanto para flujo constante como para flujo oscilatorio. La razón de la disminución de C_L puede deberse a que en este intervalo de Re la capa límite en ambos lados de la tubería presenta régimen de flujo turbulento en el punto de separación, dando como resultado, que la separación de la capa límite ocurra en un punto cuyo ángulo de separación es muy grande, lo que significa que los vórtices están mucho más juntos uno de otro e interactúan con mayor rapidez (Sumer and Fredose, 1997).

VI.1.3. ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE PROXIMIDAD (e/D).

La presencia de una frontera cercana a la tubería (efectos de proximidad) produce un efecto sobre los coeficientes hidrodinámicos, sin embargo, se han realizado bastantes investigaciones con diversos enfoques y se han presentado los resultados de diferentes formas (Sarpkaya, 1977).

Cuando el coeficiente de arrastre se expresa en función del Re y se varía la relación de proximidad e/D se tiene que el número de Keulegan – Carpenter no tiene gran influencia en la variación del comportamiento de los coeficientes (Sarpkaya, 1977). Para valores de relación de proximidad $e/D > 0.2$ el coeficiente de arrastre es casi constante para un valor de Re y diferentes relaciones de e/D (se tiene el mismo efecto en los coeficientes de inercia y de levante). Por otra parte, para valores $e/D < 0.2$, el coeficiente de arrastre aumenta considerablemente con respecto a un mismo valor de Re , y el coeficiente de inercia disminuye. La relación entre el coeficiente de arrastre e inercia es inversa.

En lo que se refiere al coeficiente de levante para Re mayores a 10^5 , éste sufre un incremento considerable de $e/D = 0.2$ a $e/D = 0.1$ (Sarpkaya, 1977). Es decir a medida que el ducto se encuentra más próximo al fondo mayor será el coeficiente de levante, acelerándose el incremento a partir de valores de $e/D = 0.2$. (aumenta la asimetría de la

El mismo efecto se observa cuando los coeficientes se encuentran en función del número de Keulegan – Carpenter, sin embargo el efecto de proximidad se hace más notorio a partir de $e/D = 0.1$ (Sarpkaya, 1977).

VI.1.4. ANÁLISIS DEL NÚMERO DE ASPEREZAS DEL DUCTO (k/D).

El número de aspereza (k/D) tiene una gran influencia sobre la separación del flujo y por lo tanto también sobre los coeficientes de arrastre y de inercia (k = característica de la sección transversal, dimensión de la rugosidad sobre la superficie del cuerpo) (Young Bai, 2001).

El coeficiente de arrastre se incrementa sustancialmente cuando la superficie del cilindro cambia de lisa a rugosa (Beattie, Brown, and Webb, 1971; Helfinstine and Shupe, 1972).

El coeficiente de inercia no cambia significativamente con el cambio en la rugosidad del ducto para e/D igual a 1, pero para $e/D = 0.05$ se incrementa marcadamente cuando se cambia la superficie de lisa a rugosa (Beattie, Brown, and Webb, 1971; Helfinstine and Shupe, 1972). En el caso del coeficiente de levante la rugosidad no causa cambios significativos.

Las afirmaciones anteriores son tomadas de Sumer (Sumer and Fredose, 1997) y han sido coherentes con los estudios de Sarpkaya y Rajabi (Sarpkaya y Rajabi, 1980).

VI.1.5. ANÁLISIS DEL EFECTO DE LAS OSCILACIONES SOBRE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS (A_z/D).

Con respecto al coeficiente de levante, anteriormente se mencionó la estrecha relación que existe entre la aparición de vórtices y el levante del ducto (Sumer and Fredose, 1997), sin embargo queda fuera del alcance de este trabajo el efecto de las oscilaciones sobre los coeficientes.

VI.2. DISEÑO ACTUAL DE LÍNEAS SUBMARINAS EN MÉXICO.

Las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre las tuberías submarinas son generadas por el oleaje y las corrientes (tormenta, marea, densidad, geostrófica, y de retorno). En tuberías mal diseñadas, las fuerzas hidrodinámicas causan movimientos excesivos que pueden dañar la tubería, sus recubrimientos, y hasta estructuras adyacentes. Para prevenir ésto, las tuberías marinas son estabilizadas, usualmente aplicando un lastre de concreto alrededor del tubo.

Alrededor del mundo, desde hace más de 40 años, se han realizado investigaciones para determinar un criterio adecuado en el diseño y la evaluación de líneas submarinas sujetas a fuerzas hidrodinámicas. La American Gas Association (AGA) y el Det Norske Veritas (DNV), industrias americana y danesas respectivamente cuentan con desarrollos importantes en la industria del petróleo y poseen desde hace varios años guías de diseño. Mientras que en las normas DnV'76 aun se considera un diseño basado en cargas estáticas (DNV, 1976), las guías del AGA'93 consideran tres niveles de diseño (AGA, 1993); estático, semidinámico y dinámico. La más reciente publicación del DnV considera ciertos valores que no son aceptados por la industria ya que sugiere el uso de fuerzas mayores que repercuten en recubrimientos con espesores más grandes. Es claro que las normas del AGA presentan un gran avance en el diseño de líneas submarinas, respaldado por más de 30 años de investigaciones, que culminaron con la realización de un software para el cálculo de la estabilidad hidrodinámica de los ductos submarinos, siendo este software el que actualmente se utiliza en México para el diseño de líneas.

Este software de diseño considera (AGA, 1993):

- Un diseño completo del estado de mar en lugar de una onda simple.
- Fuerzas hidrodinámicas que describen no solamente las fuerzas máximas sino la variación de estas con la variación del temporal.
- Interacción realista entre el suelo y la tubería incluyendo dos aspectos del suelo: friccionante y no friccionante. Además de considerar el hundimiento o proceso de autoenterrado de la tubería a consecuencia de la historia de cargas (cargas hidrodinámicas de carácter cíclico).

El software del AGA ha incorporado estos aspectos, sin embargo no considera el caso en que la tubería en lugar de autoenterrarse quede expuesta, tampoco considera el análisis de tramos horizontales apoyados únicamente en los extremos.

VI.2.1. EL MANUAL DEL AGA.

El manual de la AGA para el diseño de líneas submarinas se encuentra dividido en 6 secciones (AGA, 1993):

- La primera sección corresponde a la introducción.
- La sección 2 incluye un punto de vista general del diseño de tuberías submarinas y describe la secuencia de diseño.
- La sección 3 detalla las consideraciones hidrográficas asociadas al diseño de estabilidad e incluye una discusión de los mecanismos que generan el oleaje y las corrientes
- La sección 4 presenta las consideraciones geotécnicas asociadas al diseño de tuberías submarinas. Muestra los métodos de estudios geofísicos así como los equipos, tipos de rasgos geológicos encontrados Costa Afuera, mediciones geotécnicas y la determinación de las propiedades del suelo (estabilidad vertical asociada a la flotación de la tubería en el suelo marino, resistencia lateral debida a cargas estáticas, y enterramiento de la tubería).
- La sección 5 describe el procedimiento de diseño y el uso del software de análisis de estabilidad. Una discusión de las condiciones de diseño, selección del criterio de estabilidad, análisis de consideraciones, parámetros geotécnicos e hidrográficos es incluida en esta sección.
- La sección 6 es un apartado para condiciones de diseño que se tienen que realizar por separado ya que no son incluidas en el software, como son etapa de instalación.

Este software de diseño considera (AGA, 1993):

- Un diseño completo del estado de mar en lugar de una onda simple.
- Fuerzas hidrodinámicas que describen no solamente las fuerzas máximas sino la variación de estas con la variación del temporal.
- Interacción realista entre el suelo y la tubería incluyendo dos aspectos del suelo; friccionante y no friccionante. Además de considerar el hundimiento o proceso de autoenterrado de la tubería a consecuencia de la historia de cargas (cargas hidrodinámicas de carácter cíclico).

El software del AGA ha incorporado estos aspectos, sin embargo no considera el caso en que la tubería en lugar de autoenterrarse quede expuesta, tampoco considera el análisis de tramos horizontales apoyados únicamente en los extremos.

VI.2.1. EL MANUAL DEL AGA.

El manual de la AGA para el diseño de líneas submarinas se encuentra dividido en 6 secciones (AGA, 1993):

- La primera sección corresponde a la introducción.
- La sección 2 incluye un punto de vista general del diseño de tuberías submarinas y describe la secuencia de diseño.
- La sección 3 detalla las consideraciones hidrográficas asociadas al diseño de estabilidad e incluye una discusión de los mecanismos que generan el oleaje y las corrientes
- La sección 4 presenta las consideraciones geotécnicas asociadas al diseño de tuberías submarinas. Muestra los métodos de estudios geofísicos así como los equipos, tipos de rasgos geológicos encontrados Costa Afuera, mediciones geotécnicas y la determinación de las propiedades del suelo (estabilidad vertical asociada a la flotación de la tubería en el suelo marino, resistencia lateral debida a cargas estáticas, y enterramiento de la tubería).
- La sección 5 describe el procedimiento de diseño y el uso del software de análisis de estabilidad. Una discusión de las condiciones de diseño, selección del criterio de estabilidad, análisis de consideraciones, parámetros geotécnicos e hidrográficos es incluida en esta sección.
- La sección 6 es un apartado para condiciones de diseño que se tienen que realizar por separado ya que no son incluidas en el software, como son etapa de instalación,

aproximación de la tubería a la costa, formación de vórtices, cruce de tuberías, así como el transporte de sedimentos.

VI.2.2. NIVELES DE DISEÑO DE AGA

El manual de AGA considera en el diseño de estabilidad tres niveles, descritos en la sección 5 del manual (AGA, 1993), a continuación se describe brevemente en que consiste cada nivel.

VI.2.2.1. NIVEL 1 DE ESTABILIDAD (LEVEL 1 STABILITY) – LISTAB.

El análisis que se realiza en LISTAB es un análisis de estabilidad estático, basado en la teoría de oleaje de Airy. La fuerza máxima del suelo se determina usando un factor de fricción y/o una fuerza de cohesión que se desarrollará en el área de contacto del suelo y la tubería.

La entrada de datos a LISTAB incluye:

- Propiedades de la tubería.
- Parámetros ambientales.
- Características del suelo.
- Coeficientes hidrodinámicos de fuerza.

La salida de datos incluye:

- Peso de la tubería.
- Gravedad específica.
- Factor de seguridad contra movimientos laterales y verticales.

El archivo LEVEL1.EXE es usado para iniciar el análisis con el software LISTAB. Si ya existe un archivo de datos de entrada, éste puede ser ingresado de la siguiente forma:

C:\AGA\L1>LEVEL1_nombre del archivo.

Después de haber creado el archivo de entrada o llamarlo (ejecutar un archivo existente), el programa comenzará a correr pulsando la tecla <F1>. El programa presentará una pantalla en la que pide el nombre del archivo de datos de entrada de la nueva corrida y el nombre del archivo de salida o de resultados. El primer nombre no requiere una extensión en particular, sin embargo, el segundo archivo debe tener una extensión .OUT; por ejemplo si se desea que el archivo de salida se llame EX_L1-1 el nombre completo será EX_L1-1.OUT. La siguiente figura muestra un diagrama de flujo para este nivel.

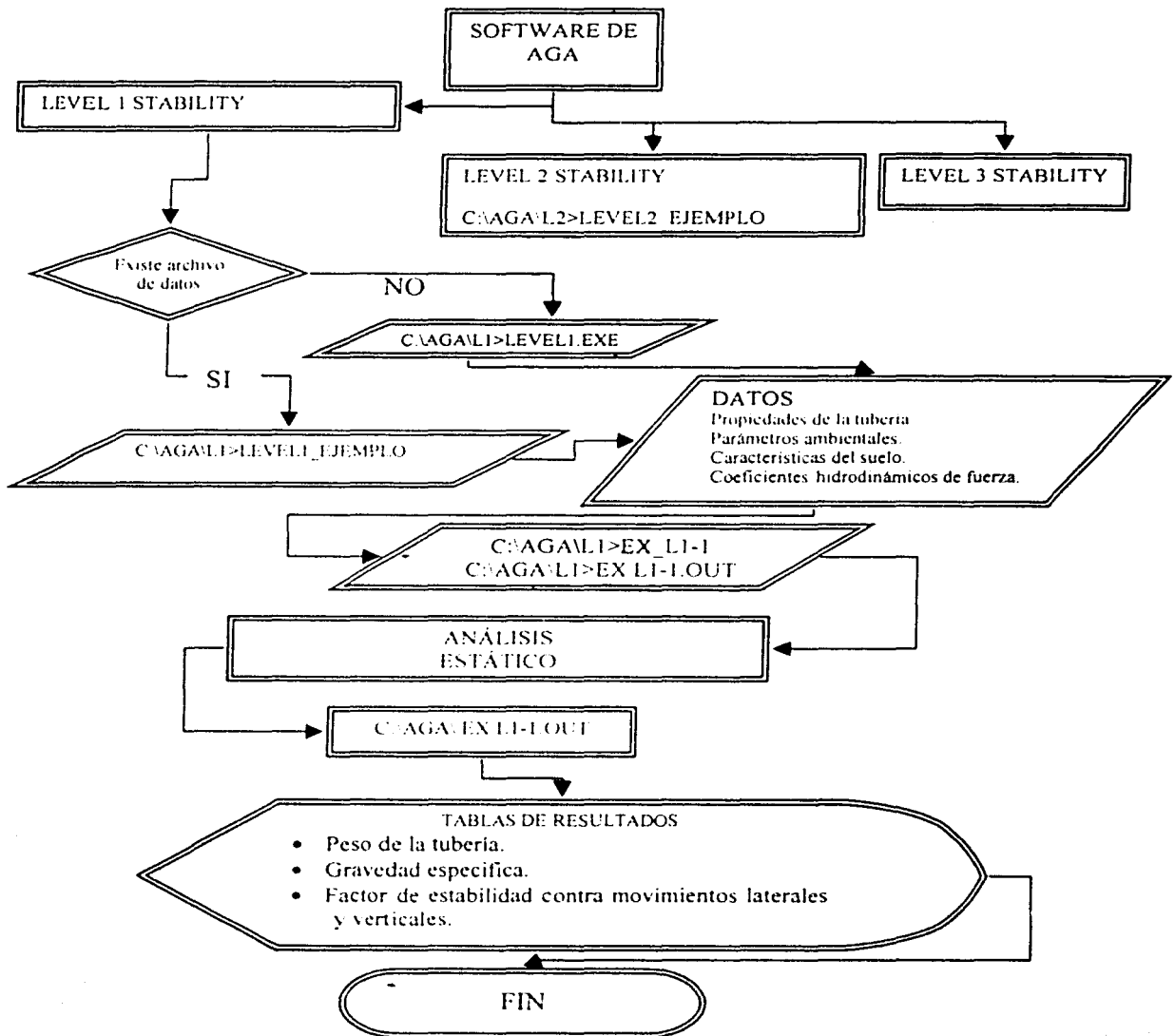


Figura VI.8: Diagrama de flujo del programa AGA LISTAB.

VI.2.2.2. NIVEL 2 DE ESTABILIDAD (LEVEL 2 STABILITY) – L2STAB.

El análisis que realiza este nivel es un análisis de estabilidad cuasiestático y fue diseñado con avances en la interacción suelo y estructura, además de que reduce el tiempo que requiere un análisis de estabilidad de nivel 3 (El tiempo necesario para realizar un análisis en nivel 2 es aproximadamente de 2 minutos en una microcomputadora, comparado con 4 horas que requiere un análisis en nivel 3) (AGA, 1993).

Descripción paso a paso del análisis L2STAB (AGA, 1993).

1. Basado en los datos de entrada, el programa calcula los valores de altura de ola de diseño de una función de densidad espectral.

La función de densidad espectral de la ola es entonces transformada a una función de densidad espectral de velocidad en el fondo. La velocidad significativa del fondo se calcula integrando el área bajo el espectro de velocidad en el fondo. El pico de la frecuencia de la velocidad de fondo es también determinado.

2. El programa calcula las 200 olas más grandes en el período en que se forma una tormenta de 4 horas que generan las fuerzas hidrodinámicas máximas y mínimas paralelas al fondo (al inicio de la tormenta la altura de ola es igual a cero y se incrementa linealmente hasta llegar a 4 horas). Las 200 olas son caracterizadas en 5 diferentes alturas de olas y asociadas a 5 velocidades de corriente.

3. El programa calcula las 50 olas más grandes en un período de 3 horas de estado de mar completamente desarrollado (después del período formación de 4 horas) que generan las fuerzas hidrodinámicas máximas y mínimas paralelas al fondo y las caracteriza en 4 diferentes alturas de ola asociadas a 4 velocidades de corriente.

4. Basados en las fuerzas hidrodinámicas para 4 horas el programa realiza el cálculo de enterramiento durante ese período, debido a pequeñas oscilaciones obtenidas de las 200 olas. Estas oscilaciones son producidas por las 200 olas pero limitadas a 0.07 veces el diámetro de la tubería.

5. Basados en las fuerzas hidrodinámicas para 3 horas el programa realiza el cálculo de enterramiento durante ese período, debido a pequeñas oscilaciones obtenidas de las 50 olas. Estas oscilaciones son producidas por las 50 olas pero limitadas a 0.07 veces el diámetro de la tubería.

6. Las fuerzas hidrodinámicas para un ciclo completo de oleaje es calculado para 4 olas principales (obtenidas de un análisis estadístico) que inducen velocidades en el fondo, en un estado de mar de diseño de 3 horas; estas velocidades en el fondo inducidas por oleaje son las 135 olas más grandes experimentadas durante el evento de diseño y han sido seleccionadas para sensibilizar al diseñador del grado de estabilidad de la tubería.

Cada velocidad de análisis estadístico tiene la probabilidad de que algunas olas del evento de diseño las excedan.

7. Utilizando la resistencia del suelo obtenida de los pasos 4 y 5 y las fuerzas hidrodinámicas calculadas en el paso 6, el factor mínimo de estabilidad contra el deslizamiento lateral es calculado para la tubería enterrada al final de la generación de la tormenta de 4 horas y al final de las 3 horas adicionales.

El factor de seguridad es calculado en intervalos de 1° al paso de las olas hasta cubrir los 360° del ciclo donde:

$$F.S. = \frac{\mu(W_s + F_L(t)) + F_r}{F_D(t) + F_I(t)} \quad (VI.1)$$

El mínimo F.S. de cada una de las olas o velocidades estadísticas de fondo tanto para 4 horas como para 3 horas es colocado en el archivo de salida, asumiendo las dos resistencias del suelo calculadas en los pasos 4 y 5.

El archivo LEVEL2.EXE se utiliza para iniciar el análisis con el software L2STAB. Si ya existe un archivo de datos de entrada, este puede ser ingresado de la siguiente forma:

C:\AGA\L2>LEVEL2_nombre del archivo.

Después de haber creado el archivo de entrada o llamarlo (ejecutar un archivo existente), el programa comenzará a correr pulsando la tecla <F1>. El programa presentará una pantalla en la que pide el nombre del archivo de datos de entrada de la nueva corrida y el nombre del archivo de salida o de resultados. El primer nombre no requiere una extensión en particular, sin embargo, el segundo archivo debe tener una extensión .OUT; por ejemplo si se desea que el archivo de salida se llame EX_L2-1 el nombre completo será EX_L2-1.OUT.

La siguiente figura muestra un diagrama de flujo del programa L2STAB. La figura VI.10 hace algunas aclaraciones del diagrama de flujo de la figura VI.9.

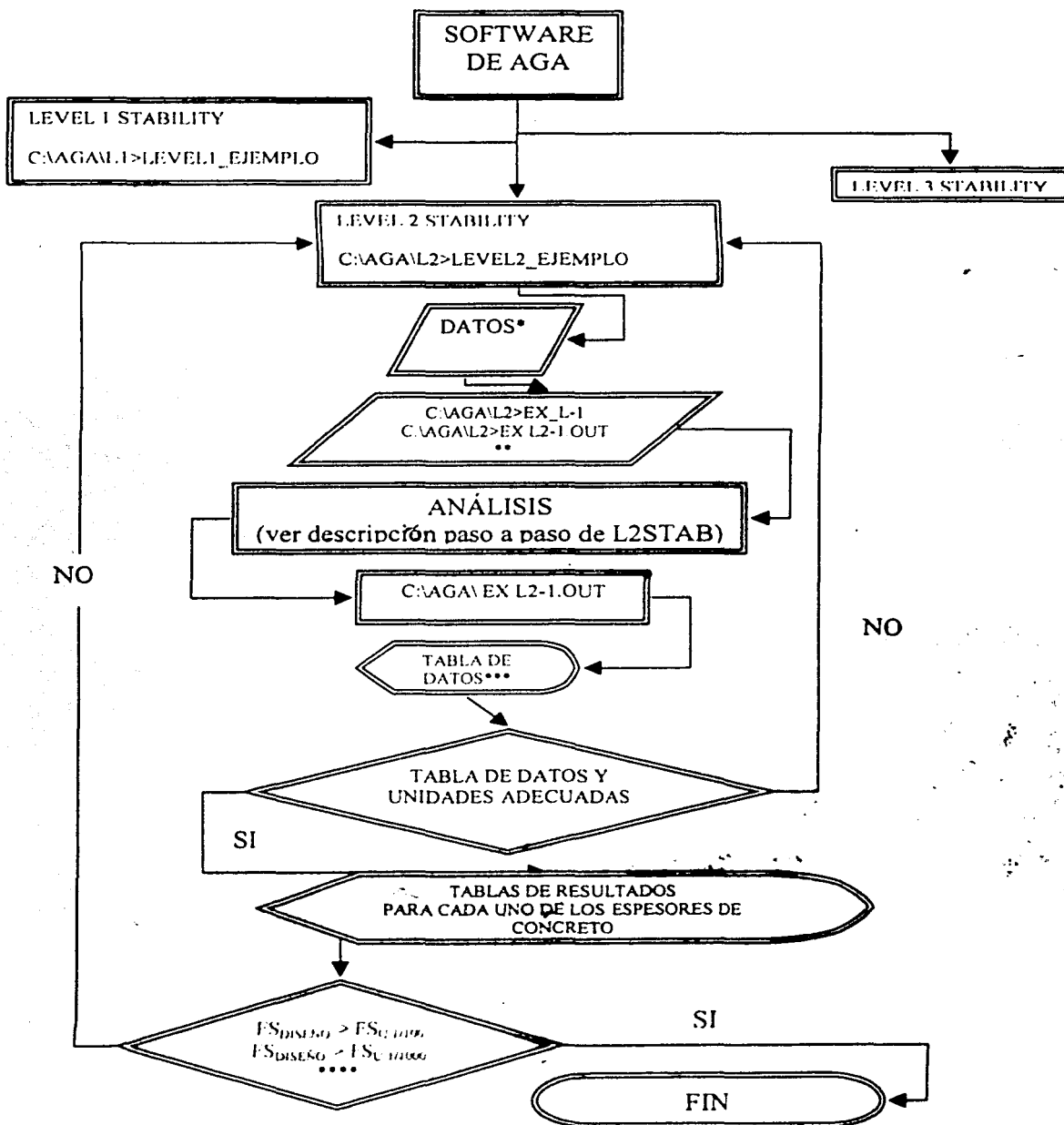


Figura VI.9: Diagrama de flujo para el programa AGA L2STAB.

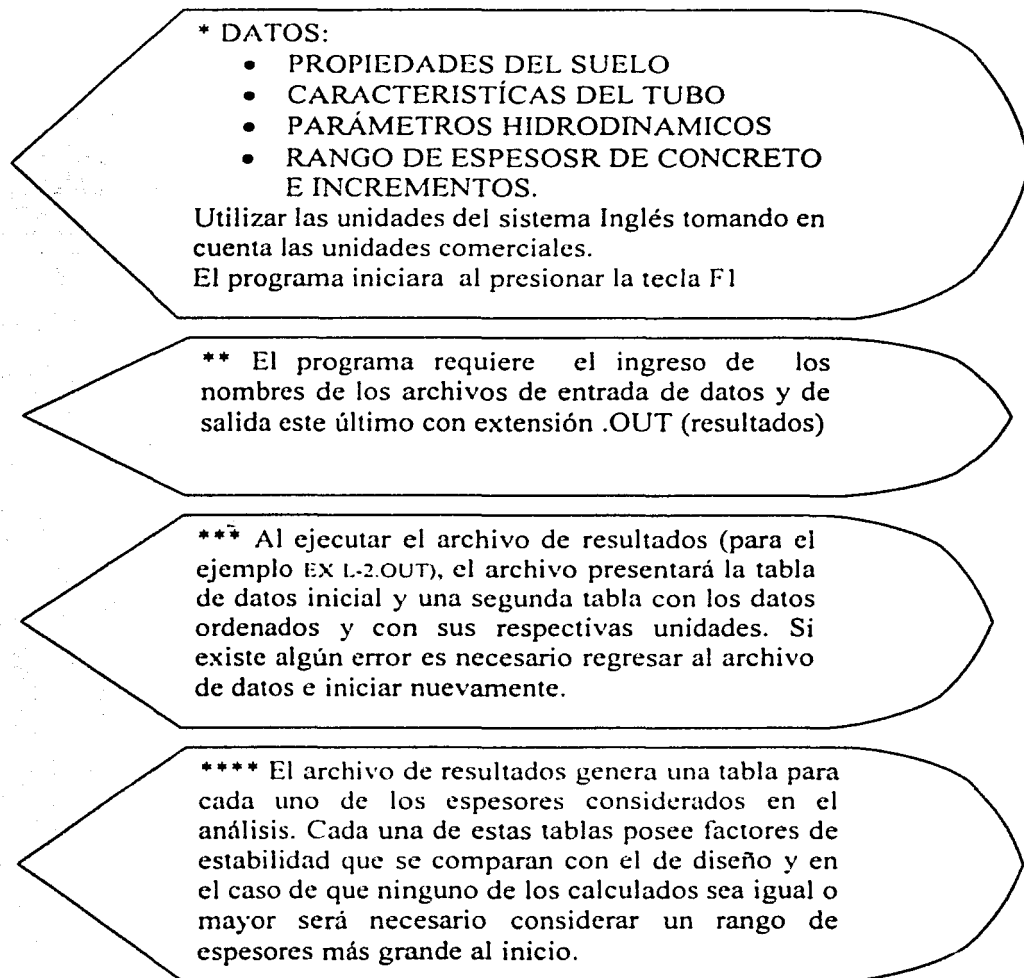


Figura VI.10: Complemento del diagrama de flujo del programa AGA L2STAB.

VI.2.2.3. NIVEL 3 DE ESTABILIDAD (LEVEL 3 STABILITY) – L3STAB.

El análisis utiliza un modelo dinámico en dos dimensiones para el cálculo de esfuerzos y deformaciones horizontales durante las condiciones de tormenta (AGA, 1993).

Una historia en el tiempo de las velocidades de corriente en el fondo y la cinemática de la ola es simulada por el programa para modelar el comportamiento de la tubería en un estado de mar irregular. El modelo considera los efectos de restricciones tales como raisers y puntos anclados. Este nivel se subdivide en otros tres, los cuales se complementan unos a otros (ver figura VI.11).

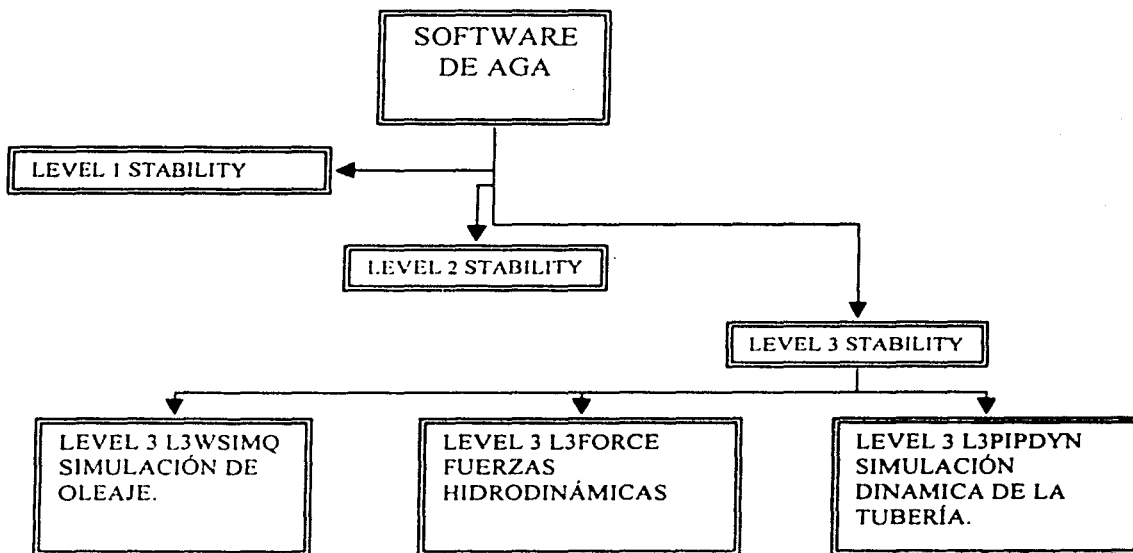


Figura VI.11: Diagrama del programa AGA L3STAB .

A continuación se describe brevemente el uso del software en el nivel 2, debido a que es el nivel que utiliza el IMP y PEMEX en el diseño de ductos submarinos.

VI.3. SOFTWARE DE AGA PARA EL DISEÑO Y LA EVALUACIÓN DE DUCTOS SUBMARINOS.

VI.3.1. INGRESO DE DATOS.

En general el ingreso de datos es muy sencillo, salvo algunos inconvenientes tales como el manejo de unidades o el problema al sustituir datos (las columnas de la tabla se desajustan y si no se encuentran perfectamente alineadas el programa no se ejecuta correctamente). Al ingresar al programa la pantalla muestra una tabla con 6 renglones principales.

- Renglón 1: propiedades del suelo:
 - Tipo (grava [1], arcilla [2]).
 - Propiedades (Densidad relativa o resistencia al esfuerzo cortante no drenado según sea el caso).
 - Condición de Enterramiento. Si en esta opción se coloca un cero el programa calculará el autoenterramiento, de no ser así cualquier valor mayor a cero se considerará fijo y el programa considerará ese valor como la profundidad límite de autoenterrado.
 - Condiciones de enterramiento dentro de una zanja.
- Renglón 2: características del tubo:
 - Diámetro exterior.
 - Espesor del tubo y densidad del producto.
 - Espesor del recubrimiento anticorrosivo y rugosidad del tubo.
 - Densidad del recubrimiento anticorrosivo.
 - Densidad del recubrimiento de concreto.
 - Densidad de la junta constructiva.
 - Longitud de la junta.
- Renglón 3: parámetros hidrodinámicos:
 - Tirante de agua.
 - Velocidad de corriente.
 - Capa límite.
 - Opción para utilizar Capa Límite.
 - Opción para presentar los datos de salida.
- Renglón 4: parámetros del espectro de oleaje.
 - Altura de ola.
 - Período pico.

- Espectro.
 - Dirección del oleaje, considerando una desviación posible.
- Renglón 5: determina la opción a utilizar, dos direcciones de oleaje.
 - Renglón 6: determina el intervalo del espesor de concreto y su incremento.

El inconveniente de esta tabla es que únicamente para el cuarto renglón se especifican las unidades. Para los demás datos no se especifican unidades, debido a que se infiere el uso de unidades comerciales de uso común en el sistema inglés.

VI.3.2. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.

Una vez que el programa termina su análisis, los resultados son almacenados en un archivo ejecutable. Este archivo de resultados muestra en un principio una tabla con todos los datos de entrada y sus respectivas unidades. El programa presenta los resultados de la evaluación en una tabla para cada uno de los espesores de concreto evaluados.

El programa evalúa la estabilidad del ducto en dos intervalos. El primer intervalo abarca desde que inicia la tormenta hasta que se establece completamente y considera un tiempo de cuatro horas. En este primer período, el programa considera que el ducto se autoentierra como resultado de la interacción entre el ducto, oleaje y el suelo para lo cual determina el número de olas que causan el fenómeno. El segundo período considera una tormenta adicional de tres horas con todas las condiciones perfectamente establecidas, el ducto continua autoenterrándose pero en menor escala.

Cada una de las tablas de resultados presenta datos de enterrado, resistencia del suelo, velocidades estadísticas en el fondo: $U_{\text{significante}}$, $U_{1/10}$, $U_{1/100}$ y $U_{1/1000}$ (considerando por separado la tormenta de 4 horas y la adicional de 3 horas) (Hale and Lammert and Jacob, 1989). También presenta los cálculos de la amplitud de velocidad, número de Keulegan - Carpenter KC, ángulo de fase theta, velocidad y aceleración de las partículas, fuerzas hidrodinámicas de arrastre, levante e inercia y factor de seguridad horizontal en el ángulo de fase theta. El factor de estabilidad (F.E.) seleccionado del Criterio Transitorio (IMP, 1998) o de la norma PEMEX (NRF-013, 2001), se debe de comparar con los factores de seguridad obtenidos para las siguientes velocidades de corriente de fondo inducidas por el oleaje producto del análisis realizado:

- a) Una velocidad de corriente de fondo $U_{1/100}$ igual a 1.66 veces la velocidad de corriente de fondo asociada a la altura de ola significativa, para un período de 4 horas de desarrollo de tormenta
- b) Una velocidad de corriente de fondo $U_{1/1000}$ igual a 1.86 veces la velocidad de corriente de fondo asociada a la altura de ola significativa, para un período de 3 horas de tormenta completamente desarrollada.

El menor de los dos factores de estabilidad calculados debe ser mayor o igual al factor de estabilidad indicado en la tabla 6.3 del criterio Transitorio para la evaluación y diseño de las líneas submarinas en la Sonda de Campeche (IMP, 1998), según el tipo de fluido y la categorización por seguridad y servicio (CCS).

VI.4. APLICACIÓN DEL SOFTWARE DE AGA PARA LA EVALUACIÓN DE LÍNEAS SUBMARINAS.

Los siguientes cálculos son parte de la evaluación realizada al Anillo de Bombeo Neumático ubicado en la Sonda de Campeche, ver figura VI.12.

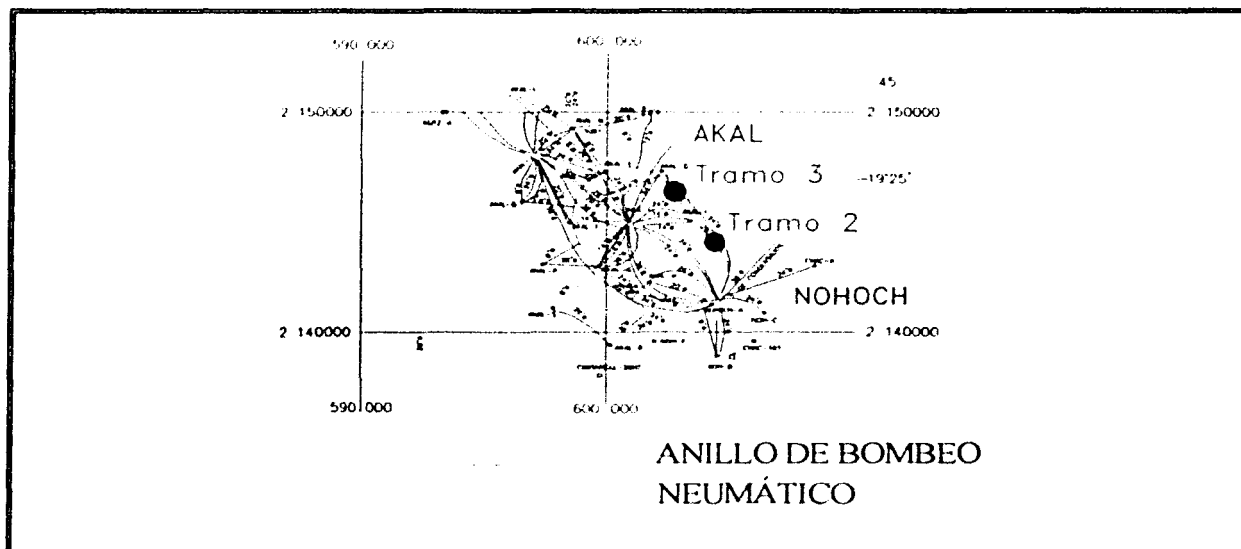


Figura VI.12: Localización del Anillo de Bombeo Neumático en la Sonda de Campeche.

VI.4.1. ANÁLISIS DEL TRAMO 2 DEL ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO LOCALIZADO EN LAS COORDENADAS (605°054,2'142'576) Y (605°045,2'142'435), DE LONGITUD 142 m, A UNA PROFUNDIDAD PROMEDIO DE 39.3 m (129 ft), CON UN CSS MODERADA.

Un levantamiento batimétrico determinó que el tramo de ducto se encontraba enterrado desde un 70 % a un 10 % de su diámetro. Las condiciones de enterramiento a lo largo su longitud se presentan de manera general en la siguiente tabla:

	Coordenadas		Condición de enterramiento. Diámetro del Ducto expuesto al %	Longitud	
	X	Y		Tramo m	Total m
Tramo 1	605'054	2'142'576	70		
			60		
			50		
Tramo 2	605'052	2'142'514	20	16	142
			10		
			30		
Tramo 3	605'045	2'142'435	30		
			45		
			50		
			50		
			65		
			70		

Tabla VI.7: Condiciones aproximadas de enterramiento de acuerdo a una inspección.

La tabla anterior muestra tres tramos del ducto limitados por las coordenadas (X, Y). El tramo central presentaba tres condiciones de enterramiento, en general, este tramo se consideró crítico ya que el ducto se encontraba enterrado menos del 50 % de su diámetro tal como se observa en la tabla.

VI.4.1.1 EVALUACIÓN HIDRODINÁMICA.

DETERMINACIÓN DEL OLEAJE Y LA CORRIENTE (MAGNITUD Y DIRECCIÓN).

Oleaje.

La altura de ola significativa obtenida de la figura V.1 (Pág. 126), es función de la profundidad, de este modo, con la profundidad de 39.32 m (129 ft), se obtiene una altura de ola H_s de 6.7 m (ver figura VI.13). El período de la ola para la Sonda de Campeche siempre se considera 12.30 s.

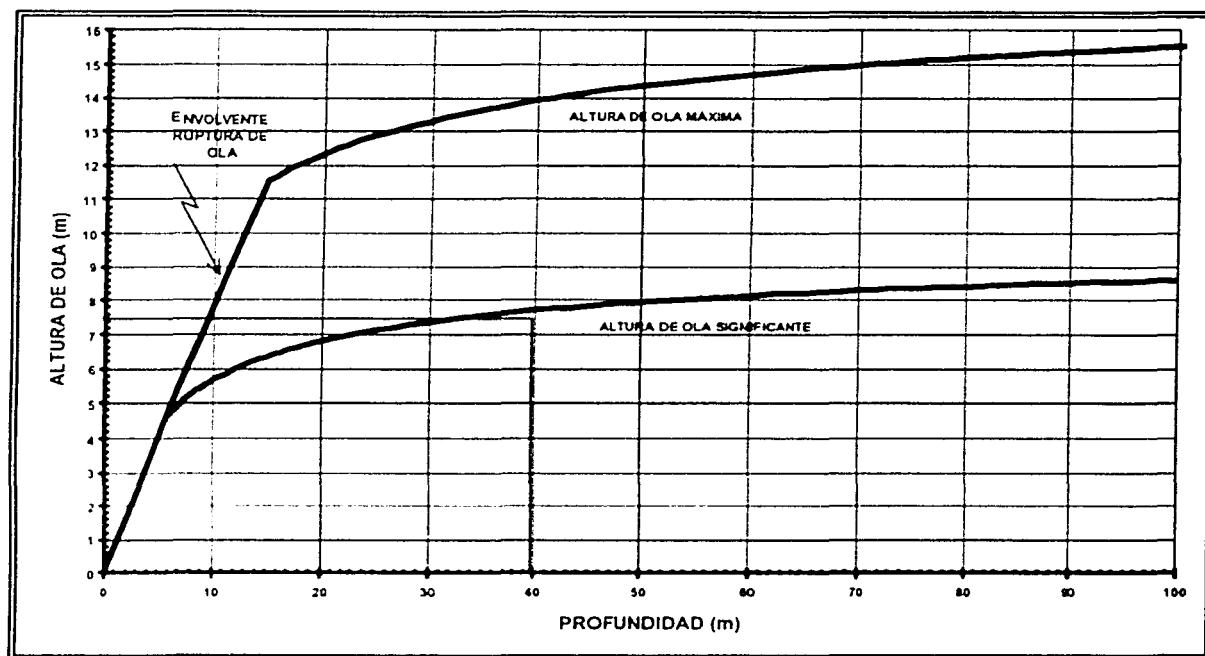


Figura VI.13: Altura de ola máxima y significativa para la Sonda de Campeche y Litoral Tabasco ($T_r = 100$ años) (NRF-013, 2001).

El ducto se localiza en la zona 1 de la Sonda de Campeche, por lo tanto la dirección de la ola debe considerarse en dos direcciones siendo las más probables: de WNW a ESE y de NE a SW (sentido en que viaja la ola) (NRF-013, 2001). La dirección del oleaje con respecto al ducto es de 49° y 64° , ver figura VI.14.

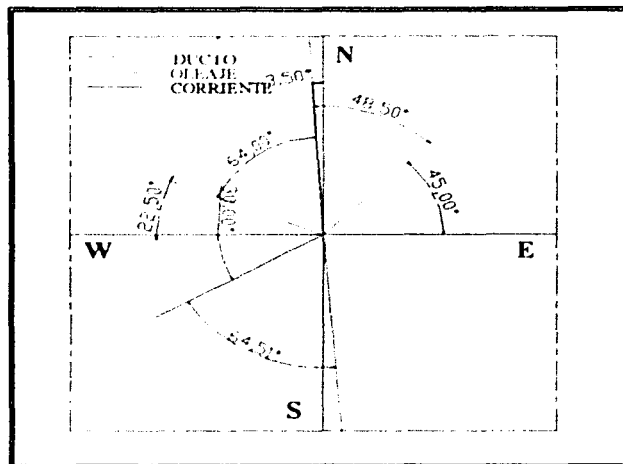


Figura VI.14: Ángulos de ataque del oleaje y la corriente con respecto al ducto.

Corriente.

La velocidad de corriente se obtiene de la figura V.5 (Pág. 130), ver figura VI.15. La velocidad que debe considerarse es la correspondiente al 95 % de la profundidad. La gráfica también esta en función de la profundidad, de este modo con la profundidad de

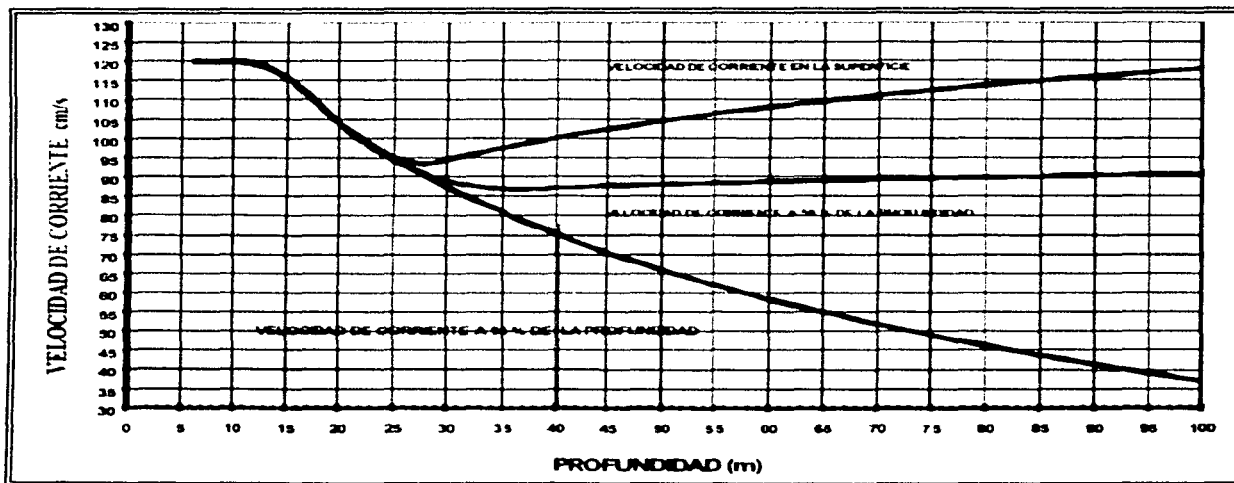


Figura VI.15: Velocidades de corriente en la superficie, a 50 % y 95 % de profundidad para la Sonda de Campeche y Litoral Tabasco (Tr = 100 años) (NRF-013, 2001).

39.32 m, (129 ft) se obtiene una velocidad, $U_{95\%}$ de 76 cm/s. De la figura VI.14 se observa un ángulo de ataque de 64° , este se determina basándose en la batimetría de la zona, recordando que la corriente en la Sonda de Campeche siempre se considera paralela a las líneas batimétricas (NRF-013, 2001).

Para el caso del ángulo de ataque del oleaje, el programa hace la descomposición de fuerzas de manera automática, sin embargo, no considera el ángulo de la corriente, es decir, asume que el valor de la corriente es el valor perpendicular al ducto. Por tal motivo, es necesario hacer la descomposición de la corriente para obtener el valor de la componente perpendicular al ducto. De esta forma el valor real de la corriente será de 0.54 m/s es decir 1.77 ft/s. Los datos son resumidos en la siguiente tabla y se presentan en las unidades que utiliza el programa:

Concepto	Magnitud	Dirección	Periodo
Altura de Ola	25.21 ft	64°	12.30 segundos
		49°	
Velocidad de Corriente	1.77 ft/s	90°	

Tabla VI.8: Datos obtenidos de las normas.

DATOS PARA EL PROGRAMA AGA-LEVEL-2 (L2STAB)

Los datos que se ingresan al programa AGA-level-2 deberán estar en Sistema Inglés, en las unidades comerciales comúnmente utilizadas (por tal motivo las unidades no se presentan en sistema internacional). Por ejemplo los espesores y diámetros en pulgadas, tirantes de agua y longitudes en pies, velocidades ft/s.

Suelo.

Se trata de un ducto colocado en una arcilla con resistencia de 110 lb/ft², y se considera la condición más crítica, es decir el ducto se encuentra totalmente expuesto. Al considerar nulo el enterramiento el programa calculará el autoenterrado, pero también puede fijarse un valor que el programa considera como final y de esta forma el programa no calcula el autoenterrado.

Tubería.

Tubería de acero con diámetro exterior de 20", un espesor de $\frac{1}{2}$ " con un recubrimiento anticorrosivo de espesor 0.075", con una rugosidad definida en el programa igual a 2 y una densidad de la capa anticorrosiva de 120 lb/ft³ y además de una gravedad específica del producto de 0.0511. El recubrimiento de concreto tiene una densidad de 160 lb/ft³ y la unión de campo tiene una longitud de 15' y una densidad de 8 lb/ft³.

Hidrodinámica.

El tirante de agua es de 129 ft, considerando la capa límite (se recomienda que sea del 10% de tirante) y una velocidad de corriente perpendicular al ducto de 1.77 ft/s.

Parámetros del espectro de oleaje.

Se tiene una altura de ola de 25.21 ft con un período pico de 12.30 s, una dirección de 49° y con una variación de 30° (esta opción es muy importante, ya que el programa considera que el ángulo de ataque de la ola varía $49^\circ \pm 15^\circ$, es decir considera que la dirección varía en el intervalo 64° a 34° y en los resultados considera la dirección más desfavorable).

Espesor de Concreto.

El intervalo considerado para el espesor de concreto es desde 2" a 3" con un incremento de $\frac{1}{4}$ ". Se recomienda 2" de espesor de recubrimiento de concreto para iniciar el cálculo de estabilidad de un ducto submarino, sin embargo, en este caso se trata de una evaluación y se debe iniciar con el valor real del recubrimiento, para este análisis ambos coinciden. El valor máximo se deja a criterio del diseñador, ya que puede optar por traducir un espesor muy grande en otra alternativa como podría ser el uso de colchacreto, método empleado cuando la tubería ya esta instalada y no es posible colocar el nuevo espesor que se requiere para estabilizar la línea después de la evaluación.

Los datos de la evaluación se muestran en la tabla VI.9, en ella se muestra el programa para ingresar los datos para un nivel 2 de diseño (AGA-Level-2).

SOIL	SOILTYPE	Dr or Su	EMBEDMNT	RIMBED	RLMBED	RITRCH	RLTRCH
	>>>2<<<<	110.0	0	0.65	0.5	1.0	1.0
PIPE	OD	WT	TCC	DCC	DCON	DFIELD	CUTBAK
	20.00,	0.500	0.075	120.0	160.0	8.00	15.0
	THETA	SGPROD	ROUGHNES				
	0.0	0.0511	>>>2<<<<				
HYDRO	IPARM	W.D.	CURRENT	B. LAYER	USE B.L.	IOUT	
	>>>0<<<<	129	1.77	6.45	>>>1<<<<	>>0<<	
WAVE	WAVE	PEAK	SPECTRAL	DIRECTIONALITY			
SPECTRUM	HEIGHT	PERIOD	PEAKEDNESS	DIRECTION	SPREADING S.D.		
PARAMETERS	(FT)	(SEC)	RLAMDA	(DEG)	(DEG)		
	25.21	12.3	1.0	49.0	30.0		
[-MODAL WAVE SPREADING ==>0<== INPUT A 1 TO USE BI-MODAL SPREADING							
IF BI-MODAL SPREADING IS USED INPUT; SECONDARY DIRECTION ==> 90.00<==							
SECONDARY SPREADING ==> 30.00<==							
MIXING CONSTANT =====> 0.50<==							
CONCR	TP	TL	TI				
	2.0	3.0	0.25				

Tabla VI.9: Tabla de ingreso de datos para el software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2).

Una vez que se han ingresado los datos en la tabla anterior el programa comienza a ejecutarse. Al terminar la ejecución del programa, se tiene que llamar el archivo de resultados (varía según el indicador usado en la tabla de datos de entrada). Si en el renglón de HYDRO en la tabla de entrada (ver tabla VI.9) en la celda con título IOOUT se coloca 0, se genera un archivo en el cual se muestra toda la información de la evaluación. Al abrir este archivo se muestran varias tablas. La primera tabla contiene todos los datos de entrada, mostrando los valores que se ingresaron al inicio pero con sus respectivas unidades. La tabla se divide en cuatro partes: propiedades de la tubería, propiedades del suelo, propiedades del espectro de oleaje y espectro usado para el cálculo, ver tabla VI.10.

• AGA LEVEL 2 STABILITY ANALYSIS ***110 psf Su CLAY *** TR:100 años
 • 93-Diente 09 enterrado, 20°

PIPELINE PROPERTIES					
PIPE OUTSIDE DIAMETER	=	20.000 INCHES	PIPE WALL THICKNESS	=	0.500 INCHES
CORROSION COATING THICKNESS	=	0.07500 INCHES	CORROSION COATING DENSITY	=	120.0 LBS/FT**3
CONCRETE DENSITY	=	160.0 LBS/FT**3	FIELD JOINT DENSITY	=	8.0 LBS/FT**3
FIELD JOINT CUTBACK	=	15.000 INCHES	TAPER ANGLE	=	0.0 DEGREES
SPECIFIC GRAVITY OF PRODUCT	=	0.051	PIPE ROUGHNESS	=	2
SOIL PROPERTIES - CLAY SOIL					
SOIL COHESION	=	110.0 LBS/FT**2			
FRICTION FACTOR	=	0.2			
WAVE SPECTRAL PROPERTIES					
SIG. WAVE HEIGHT	=	25.21 FEET	PEAK PERIOD	=	12.30 SECONDS
WATER DEPTH	=	129.0 FEET	WAVELENGTH	=	1.000
WAVE ANGLE OF ATTACK	=	49.0 DEGREES	WAVE SPREADING S.D.	=	10.0
BOTTOM CURRENT NORMAL TO P.L.	=	1.770 FEET/SECOND			
BOTT. BOUN. LAYER FOR CURR.	=	6.450 FEET			
CALCULATED BOTTOM SPECTRA USED					
SIG. BOTTOM VELOCITY	=	2.489 FT/SEC.	ZERO CROSSING PERIOD	=	11.927 SECONDS

Tabla VI.10: Tabla de datos que presenta el AGA nivel 2 (AGA-Level-2), para un nivel de estabilidad de 2".

Esta tabla es muy importante porque permite verificar los datos y muestra las unidades de cada uno de los parámetros. Si se comete algún error al ingresar los datos en las unidades correctas, se tiene que correr nuevamente el programa.

La tabla VI.11 muestra los resultados de la evaluación considerando el primer espesor de concreto, es decir, un espesor de concreto de 2".

LEVEL 2 PIPELINE STABILITY - RESULTS																																																												
CONCRETE THICKNESS, IN = 2.00																																																												
SUBMERGED WEIGHT, LB/FT = 56.31																																																												
SPECIFIC GRAVITY = 1.28																																																												
<table border="0" style="width:100%"> <tr> <td style="width:50%">EMBEDMENT</td> <td style="width:10%">AFTER</td> <td style="width:10%">AFTER</td> <td colspan="9"></td> </tr> <tr> <td>& SOIL</td> <td>4 HR</td> <td>3 HR</td> <td colspan="9"></td> </tr> <tr> <td>RESISTANCE</td> <td>STORM</td> <td>STORM</td> <td colspan="9"></td> </tr> <tr> <td></td> <td>BUILDUP</td> <td></td> <td colspan="9"></td> </tr> </table>													EMBEDMENT	AFTER	AFTER										& SOIL	4 HR	3 HR										RESISTANCE	STORM	STORM											BUILDUP										
EMBEDMENT	AFTER	AFTER																																																										
& SOIL	4 HR	3 HR																																																										
RESISTANCE	STORM	STORM																																																										
	BUILDUP																																																											

NO. OF WAVES ADDING EMBED. = 200 50																																																												
PREDICTED EMBEDMENT, IN = 2.8 3.0																																																												
PASSIVE SOIL RESISTANCE, LB/FT = 48.5 54.2																																																												
MAX. FRICTION (NO LIFT), LB/FT = 11.3 11.3																																																												
MAX. TOTAL SOIL FORCE																																																												
(NO LIFT), LB/FT = 59.7 65.5																																																												
NOTES:																																																												
1. P. RESIST. (NO EMBED), LB/FT = 18.2																																																												
2. INITIAL EMBEDMENT, IN = 0.4																																																												
3. MAX. EMBEDMENT ALLOWED, IN = 6.6																																																												

STATISTIC	VELOCITY	EULERIAN	PH. ANGLE	PART.	PART.	DRAG	LIFT	INER.	NORIS.	VER. SAFETY FACT.																																																		
BOTTOM	AMPLITUDE	CARPENTER	THETA	VELOC.	ACCEL.	FORCE	FORCE	FORCE	S. FACTOR																																																			
VELOCITY	(FT/SEC)	/ALPHA	(DEG.)	(FT/SEC)	(FPS/SEC)	(LB/FT)	(LB/FT)	(LB/FT)	AT THETA	AT THETA	MINIMUM																																																	

STABILITY AT END OF 4 HR STORM BUILDUP																																																												
U(SIG.1)	2.49	15./0.52	29.	3.5	0.64	28.6	56.7	12.2	1.19	0.99	0.91																																																	
U(1/10)	3.16	19./0.41	38.	3.8	1.03	32.7	72.5	19.6	0.93	0.78	0.70																																																	
U(1/100)	4.13	24./0.31	45.	4.2	1.54	43.4	81.4	29.4	0.67	0.69	0.63																																																	
U(1/1000)	4.63	27./0.28	46.	4.5	1.75	51.4	81.9	33.6	0.57	0.69	0.60																																																	
POTENTIAL FOR STABILITY AT END OF ADDITIONAL 3 HR STORM																																																												
U(SIG.1)	2.49	15./0.52	30.	3.4	0.66	27.9	56.7	12.4	1.36	0.99	0.92																																																	
U(1/10)	3.16	19./0.41	38.	3.8	1.03	32.4	71.6	19.5	1.08	0.79	0.71																																																	
U(1/100)	4.13	24./0.31	45.	4.2	1.54	43.0	80.5	29.2	0.75	0.70	0.66																																																	
U(1/1000)	4.63	27./0.28	46.	4.5	1.75	51.0	80.9	33.3	0.64	0.70	0.61																																																	

Tabla VI.11: Resultados del análisis de estabilidad del software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2).

La tabla VI.11 se divide en tres partes. La primera parte muestra el espesor de concreto considerado en el análisis, el peso sumergido en lb/ft, y la gravedad específica.

La segunda parte de la tabla presenta las condiciones en que se realizó el análisis, considerando las dos tormentas (4 horas de formación, 3 horas adicionales). En esta parte de la tabla se muestra el número de olas consideradas para cada una de las tormentas, el autoenterrado para la tormenta de 4 horas y el autoenterrado total en pulgadas (considerando las 7 horas), la resistencia pasiva del suelo en lb/ft, la fuerza máxima de fricción sin levante en lb/ft y la fuerza total máxima del suelo sin levante en lb/ft.

Esta segunda parte de la tabla muestra tres indicaciones importantes:

1. La resistencia pasiva sin considerar el autoenterrado.
2. Enterrado inicial.
3. Enterramiento máximo permitido.

La tercera parte de la tabla es la más importante ya que aquí se presentan los factores de seguridad producto del análisis. Los factores obtenidos deben compararse con los factores de estabilidad de la norma NRF-013-PEMEX-2001 si se trata de un diseño (NRF-013, 2001) para el caso de la evaluación de una línea, se comparan con los presentados en el del Criterio Transitorio (para el diseño de líneas submarinas) (IMP, 1998).

Después de haber comparado los factores de estabilidad, se estableció que el ducto era inestable con un recubrimiento de concreto de 2". El ducto será estable hasta que los factores de seguridad sean mayores que los que establecen las normas antes mencionadas. El programa calculó las evaluaciones desde 2" hasta 3" con un incremento de ¼", la tabla VI.12 muestra los factores de resistencia obtenidos en el análisis (la corrida completa del programa para el rango de espesor de concreto de 2 a 3 pulgadas con incrementos de ¼ de pulgada se encuentra en el Apéndice A) y los valores que establecen las normas, como se observa en la tabla, la tubería será estable con un recubrimiento de concreto de 2.75" o 3" de espesor en caso de que el ducto esté totalmente expuesto al inicio de la tormenta.

En la tabla VI.12, se observa que para un espesor de lastre de 2.75" los factores aun son menores, sin embargo existen demasiadas incertidumbres en la evaluación (parámetros metocénicos, suelo, entre otros) que la selección es irrelevante desde el punto de vista matemático. Pero desde un punto de vista económico un espesor de $\pm 1/4$ " de recubrimiento de concreto a lo largo de más de 20 metros deja de serlo, repercutiendo en el costo del proyecto.

FACTOR DE ESTABILIDAD.	ESPESOR DE CONCRETO (PULGADAS)					
	Diseño*	2	2.25	2.5	2.75	3
(FE) U 1/100	0.9	0.67	0.78	0.82	0.87	0.9
(FE) U 1/1000	0.9	0.64	0.80	0.91	1.02	1.11
Condición		Inestable	Inestable	Inestable	Inestable	Estable

Tabla VI.12: Factores de Estabilidad obtenidos de la evaluación para diferentes espesores de concreto.

* Los factores de estabilidad fueron tomados del Criterio Transitorio (IMP, 1998).

El recubrimiento de concreto lleva una malla de acero que podría quedar expuesta si éste es muy delgado. En el caso de espesores de concreto muy gruesos pueden tener problemas de fracturas y desprendimientos al momento del transporte o de la instalación de la línea.

El análisis presentado es la evaluación de una línea existente por lo que se inició el cálculo con el espesor real para estimar la situación del ducto. Los análisis revelaron que el ducto era inestable, por lo que se determinó el espesor necesario para lograr la estabilidad del ducto. El análisis determinó que 2.75" o 3" de espesor de concreto mantienen estable a la tubería, esto se traduce en un espesor adicional al existente de alrededor de 1".

Como el ducto se encuentra instalado es imposible desde el punto de vista económico agregar el recubrimiento adicional como tal, entonces el siguiente paso es determinar el peso equivalente en colchacretos a un recubrimiento de 1" para un diámetro de tubería de 20" más 2" del recubrimiento existente, es decir, se determinará el número de colchacretos que se necesitan por metro para una tubería de 22" de diámetro con un 1" de espesor de recubrimiento. Otra solución posible es enterrar la tubería hasta que ésta sea estable, generalmente se necesita más del 50 % de su diámetro. A continuación se muestra como se estabilizó el segmento central de longitud igual a 16 m del tramo 2 (142 m) basándose en colchacretos.

ESTABILIZACIÓN BASÁNDOSE EN COLCHACRETOS.

Para el tramo 2 del Anillo de Bombeo Neumático que presentaba problemas de estabilidad se sugirió una reparación basándose en colchacretos. A continuación se presenta la secuencia para determinar el número de colchacretos requeridos:

- 1) Características del tramo a reparar.

Anillo de Bombeo Neumático			
Tramo	Diámetro [in]	Longitud a estabilizar [m]	Longitud a estabilizar [ft]
2	20.00	16.00	52.49

Tabla VI.13: Características del tramo a reparar.

2) El análisis L2STAB realizado al anillo de bombeo neumático determinó que en el tramo 2 se requería un espesor de lastre de 3", por lo tanto para estabilizar la línea se requería de un recubrimiento adicional de 1".

Espesor de concreto [in]		
Para que la línea sea estable	Original	Adicional
3.00	2.00	1.00

Tabla VI.14: Espesores en pulgadas.

3) De la tabla de resultados que generó el programa L2STAB se obtuvieron los pesos sumergidos para 3" y 2" en lb/ft y mediante una sustracción, se determinó el peso sumergido adicional requerido para estabilizar la línea.

Peso sumergido [lb/ft]		
Con recubrimiento estable	Con recubrimiento original	Requerido
103.67	56.31	47.36

Tabla VI.15: Peso sumergido de la tubería en libras por pie.

4) Multiplicando la longitud del tramo a estabilizar por los pesos sumergidos se obtiene el peso sumergido en lb y se compara con el peso sumergido de un colchacreto.

Peso sumergido [lb]			
Con recubrimiento estable	Con recubrimiento original	Requerido	Colchacreto
5441.99	2955.91	2486.09	6000

Tabla VI.16: Peso sumergido de la tubería en libras incluyendo el peso sumergido de un colchacreto.

5) Basándose en la geometría del colchacreto se determina colocar uno a cada 8 m.

VI.4.2. ANÁLISIS DEL TRAMO 3 DEL ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO LOCALIZADO EN LAS COORDENADAS (603'504,2'145'063) Y (603'555,2'144'966), DE LONGITUD 110 m, A UNA PROFUNDIDAD PROMEDIO DE 41.45 m (136 ft). CON UN CSS MODERADA.

Un levantamiento batimétrico determinó que el tramo de ducto se encontraba enterrado desde un 85 % a un 10 % de su diámetro. Las condiciones de enterramiento a lo largo su longitud se presentan de manera general en la siguiente tabla:

	Coordenadas		Condición de enterramiento. Diámetro del ducto expuesto al %	Longitud	
	X	Y		m	m
Tramo 1	603'504	2'145'063	85 30		
	603'522	2'145'025			
Tramo 2	603'532	2'145'008	30 10	19.72	
Tramo 3	603'545	2'144'982	10 10 30	29	
Tramo 4	603'555	2'144'966	30 50 60		110

Tabla VI.17: Condiciones aproximadas de enterramiento de acuerdo a una inspección.

VI.4.2.1 EVALUACIÓN HIDRODINÁMICA.

DETERMINACIÓN DEL OLEAJE Y LA CORRIENTE (MAGNITUD Y DIRECCIÓN).

Oleaje

La altura de ola significativa se obtiene de la figura A-7 del Apéndice A de la NRF-013-PEMEX-2001 (ver figura V.1. Pág. 126), ésta en función de la profundidad, de este modo con una profundidad de 41.45 m (136 ft) se obtiene una altura de ola H_s , de 7.8 m (ver figura VI.16). El período de la ola para la Sonda de Campeche se considera igual a 12.30 s (NRF-013. 2001).

El ducto se localiza en la zona 1 de la Sonda de Campeche, por lo tanto la dirección de ola tiene una alta probabilidad de presentarse en las direcciones WNW a ESE y NE a

SW (sentido en que viaja la ola) (NRF-013, 2001). La dirección del oleaje con respecto al ducto es de aproximadamente 40° y 74° , ver figura VI.16.

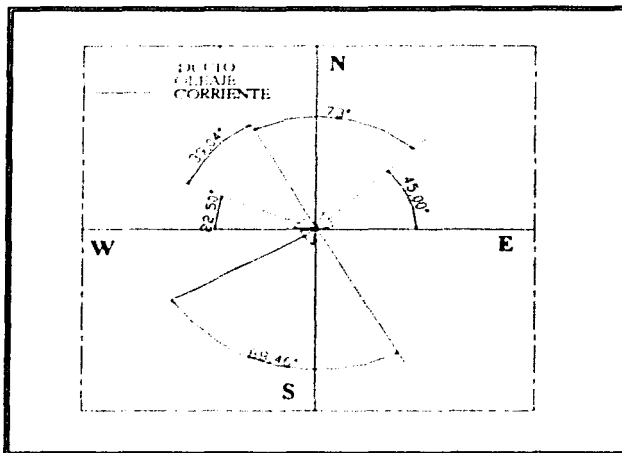


Figura VI.16: Ángulos de ataque del oleaje y la corriente con respecto al ducto.

Corriente.

La velocidad de corriente se obtiene de la figura V.5 (Pág. 130). La velocidad que debe considerarse es la correspondiente al 95 % de la profundidad. La gráfica también está en función de la profundidad, de este modo, con la profundidad de 33.53 m (110 ft) se obtiene una velocidad $U_{95\%}$ de 74 cm/s. y de la figura VI.16 se observa que tiene un ángulo de ataque prácticamente igual a 90° , con base a la batimetría.

Los datos son resumidos en la siguiente tabla y se presentan en las unidades que utiliza el programa:

Concepto	Magnitud	Dirección	Período
Altura de Ola	25.59 ft	40°	12.30 segundos
		74°	
Velocidad de Corriente	2.43 ft/s	90°	

Tabla VI.18: Datos obtenidos de las normas.

DATOS PARA EL PROGRAMA AGA-LEVEL-2 (L2STAB)

Debido a que se trata del mismo ducto, las propiedades de éste no cambian, sin embargo, los valores que cambian son la localización del tramo y con ello la profundidad, lo que deriva en otras magnitudes de altura de ola y velocidad de

corriente. El análisis se realizó para un intervalo de espesores de concreto de 2" a 2.8" con incrementos de 0.2".

Una vez comparados los factores de estabilidad se establece que el ducto es inestable con un recubrimiento de concreto de 2", ver apéndice B. El programa calculó las evaluaciones desde 2" hasta 2.8" con un incremento de 0.2", la tabla VI.14 muestra los factores de resistencia obtenidos en el análisis (la corrida completa del programa para el rango de espesor de concreto de 2 a 2.8 pulgadas con incrementos de 0.20 pulgadas se encuentra en el Apéndice B) y los valores que establecen las normas. En la tabla VI.19 se observa que la tubería será estable con un recubrimiento de concreto de 2.6" o 2.8" de espesor en caso de que el ducto este totalmente expuesto al inicio de la tormenta.

FACTOR DE RESISTENCIA.	ESPESOR DE CONCRETO (PULGADAS)					
	Diseño*	2	2.2	2.4	2.6	2.8
(FE)						
(FE) $U 1/100$	0.9	0.56	0.67	0.80	0.89	0.95
(FE) $U 1/1000$	0.9	0.55	0.68	0.82	0.94	1.04
Condición		Inestable	Inestable	Inestable	Inestable	Estable

Tabla VI.19: Factores de Estabilidad obtenidos de la evaluación para diferentes espesores de concreto.

* Los factores de estabilidad fueron tomados del Criterio Transitorio (IMP, 1998)

Como el ducto se encuentra instalado, es imposible desde el punto de vista económico agregar el recubrimiento adicional como tal, entonces el siguiente paso es determinar el peso equivalente en colchacretos para un recubrimiento de 0.8" en una tubería de 20" de diámetro más 2" del recubrimiento existente, es decir, se determinará el número de colchacretos que se necesitan por metro para una tubería de 22" de diámetro con un recubrimiento de 0.8" de espesor. A continuación se muestra la estabilización del segmento central de 49 m del tramo 3 (110 m) basándose en colchacretos.

ESTABILIZACIÓN BASÁNDOSE EN COLCHACRETOS.

El tramo 3 del anillo de bombeo neumático que presentaba problemas de estabilidad fue reparado basándose en colchacretos. A continuación se presenta la secuencia para determinar el número de colchacretos requeridos:

- 1) Características del tramo a reparar.

Anillo de Bombeo Neumático			
Tramo	Diámetro [in]	Longitud a estabilizar [m]	Longitud a estabilizar [ft]
3	20.00	49.00	160.76

Tabla VI.20: Características del tramo a reparar.

2) El análisis L2STAB realizado al anillo de bombeo neumático determinó que en el tramo 2 se requería un espesor de lastre de 2.80", por lo tanto para estabilizar la línea se requería de un recubrimiento adicional de 0.80".

Espesor de concreto [in]		
Para que la línea sea estable	Original	Adicional
2.80	2.00	0.80

Tabla VI.21: Espesores en pulgadas.

3) De la tabla de resultados que generó el programa L2STAB se obtuvieron los pesos sumergidos para 2.80" y 2" en lb/ft y mediante una sustracción, se determinó el peso sumergido adicional requerido para estabilizar la línea.

Peso sumergido [lb/ft]		
Con recubrimiento estable	Con recubrimiento original	Requerido
93.97	56.31	37.66

Tabla VI.22: Peso sumergido de la tubería en libras por pie.

4) Multiplicando la longitud del tramo a estabilizar por los pesos sumergidos se obtiene el peso sumergido en lb y se compara con el peso sumergido de un colchaceto.

Peso sumergido [lb]			
Con recubrimiento estable	Con recubrimiento original	Requerido	Colchaceto
15106.73	9052.46	6054.27	6000

Tabla VI.23: Peso sumergido de la tubería en libras incluyendo el peso sumergido de un colchaceto.

5) Basándose en la geometría del colchaceto se determina colocar uno a cada 24.5 m.

VI.5. RESULTADOS.

Del análisis de estabilidad realizado al Anillo de Bombeo Neumático (ver localización en la figura VI.12), se determinaron los coeficientes hidrodinámicos utilizando los datos de los apéndices A y B (el cálculo de los coeficientes se encuentra en el apéndice C), y se representó la gráfica de la figura VI.17. En la figura VI.17 también se incluyen las curvas de ajustes que describen las ecuaciones VI.2, VI.3 y VI.4 para los distintos coeficientes hidrodinámicos.

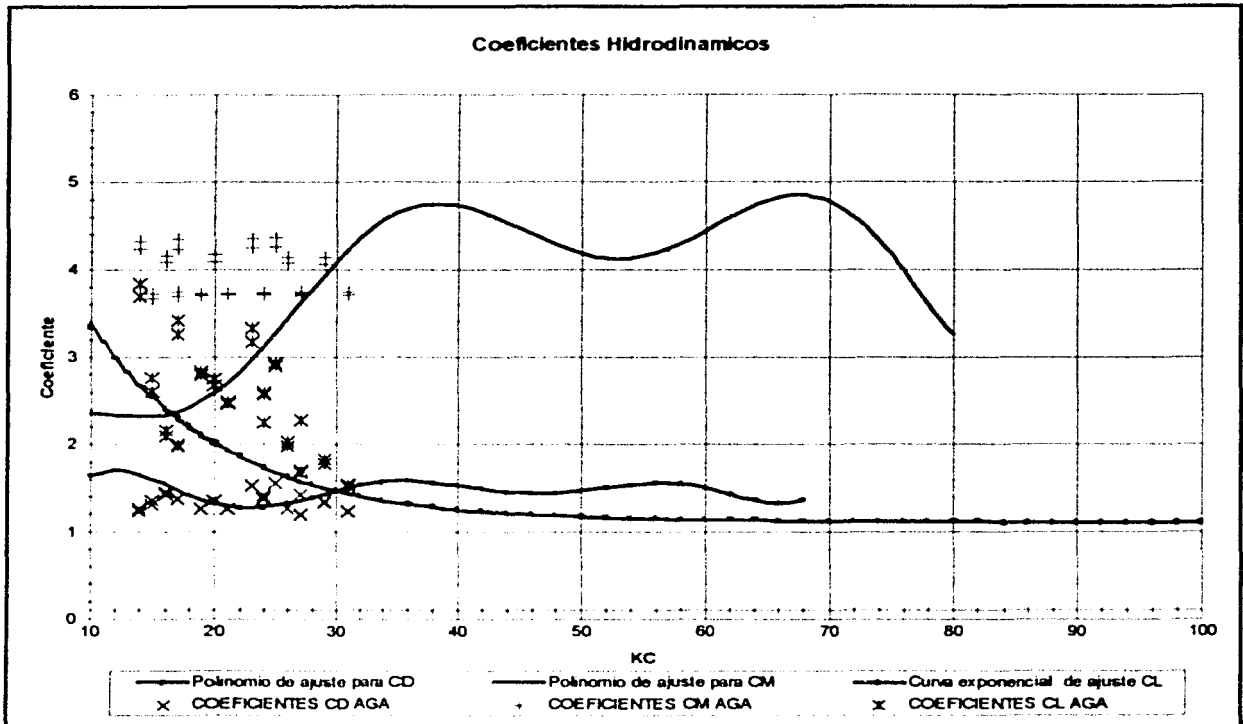


Figura VI.17: Curvas de ajuste de los coeficientes hidrodinámicos y coeficientes utilizados por el AGA en el programa L2STAB correspondientes al ejemplo de aplicación de este capítulo.

Coeficiente	Curva de ajuste
ARRASTRE	<p>Utilizando los números de Keulegan - Carpenter de la Sonda de Campeche obtenidos de los apéndices A y B y sus respectivos coeficientes de arrastre calculados en el apéndice C se representó la gráfica en la figura VI.17 en donde se trazó el polinomio de noveno grado que se obtuvo del ajuste en las secciones anteriores. Se observa que el polinomio y los coeficientes del AGA muestran gran similitud en los valores, y de esta manera puede determinarse que el polinomio representa una buena aproximación en la determinación del coeficiente de arrastre.</p>
INERCIA	<p>La figura VI.17 muestra de igual manera que en el caso del coeficiente de arrastre, la representación gráfica entre los números de Keulegan - Carpenter y sus respectivos coeficientes de inercia, tanto el trazo del polinomio de ajuste como los generados por el programa L2STAB al analizar la estabilidad del ejemplo de las secciones anteriores. En la figura VI.17 se observa que los puntos que corresponden a los valores de los coeficientes para la Sonda de Campeche según el análisis L2STAB del AGA se encuentran por encima de la curva correspondiente al polinomio de ajuste para los coeficientes de inercia determinado en este trabajo.</p>
LEVANTE	<p>Los valores del coeficiente de levante determinados por el análisis del AGA al igual que con el coeficiente de inercia se encuentran dispersos de los valores correspondientes al polinomio de ajuste. Sin embargo, el polinomio en cierta forma presenta el comportamiento de los coeficientes determinados por L2STAB del AGA. Este comportamiento se refiere a que el C_L decrece cuando el número de Keulegan - Carpenter aumenta, ver figura VI.17.</p>

Tabla VI.24: Comentarios sobre el comportamiento de las curvas de ajuste.

Se puede observar que para cualquier valor del número de Keulegan - Carpenter KC entre 10 y 80, los coeficientes hidrodinámicos son mayores a 1. Por otra parte, para valores del número de Keulegan - Carpenter KC entre 30 y 70 se puede decir que el coeficiente de inercia C_M tiene un valor central de 4.5 y varía entre 4.5 ± 1 , y para el caso del coeficiente de arrastre C_D un valor central de 1.4 con una variación más pequeña de 1.4 ± 0.2 , es decir, el coeficiente de inercia es más sensible que el coeficiente de arrastre cuando varía el número de Keulegan - Carpenter.

Coeficiente hidrodinámico	Arrastre	Inercia	Levante
Diseño* Estático	0.70	3.29	0.90
AGA**	1.29 – 1.56	3.71 – 4.43	1.52 – 3.37
Curva de Ajuste***	1.20 -1.80	2.30 – 4.90	1.05 – 3.40

Tabla VI.25: Comparación de coeficientes hidrodinámicos.

* Coeficientes sugeridos por el reglamento DNV'76.

** Coeficientes determinados después de analizar la estabilidad hidrodinámica de un ducto de 22" de diámetro exterior (diámetro nominal más lastre de concreto) colocado en la Sonda de Campeche.

*** Los valores obtenidos de los polinomios de ajuste y del análisis al anillo de bombeo neumático, en todo momento son mayores a los valores utilizados en el análisis de estabilidad estáticos ($C_D = 0.7$, $C_M = 3.9$ y $C_L = 0.9$), tal como se observa en la tabla VI.25.

VI.6. CONCLUSIONES

Las formulaciones semi – empíricas propuestas en este trabajo, no deben ser consideradas como una regla del arte en materia de diseño de ductos. Éstas tienen como única ambición la de proporcionar una orientación en vista de la elaboración de un método más preciso para el cálculo de los coeficientes hidrodinámicos.

Estas curvas de coeficientes hidrodinámicos pueden utilizarse para obtener una aproximación inicial, sin olvidar los rangos sugeridos para su aplicación.

El mejor ajuste se muestra entre la curva del coeficiente de arrastre y los coeficientes producto del análisis de estabilidad en la Sonda de Campeche.

El programa del AGA es una herramienta muy poderosa para diseño y evaluación de los ductos submarinos, además de que esta respaldada por más de 30 años de investigaciones, pero es una caja negra la cual no es posible modificar. El hecho de que se desconozca el detalle del cálculo de las fuerzas y la forma en la cual el programa considera cada uno de los datos, limita los diseños y las evaluaciones de ductos submarinos en la Sonda de Campeche, lo que lleva a la aplicación de coeficientes de seguridad que elevan los costos.

Aunado a este hecho, existe otra fuente de incertidumbre que se debe al hecho de que muchos factores fueron determinados para las condiciones propias de las aguas federales de los Estados Unidos (por ejemplo los espectros de oleaje, condiciones del suelo marino) y que no es posible modificarlos. Es evidente que la extrapolación de parámetros ocasiona incertidumbre sobre los diseños y la evaluación de ductos submarinos.

En un análisis a detalle de la forma y los parámetros que se utilizan para determinar la estabilidad de los ductos submarinos se observó que se tienen grandes incertidumbres. Desde la caracterización de los datos metocénicos que son producto de la extrapolación debido a la escasez de mediciones reales y de gran duración, hasta la determinación de las características del espectro de oleaje utilizado (espectros determinados para las condiciones de las aguas federales de los Estados Unidos).

Entre los inconvenientes en el uso del software del AGA existe cierta confusión al ingresar los datos, ya que el criterio y las normas de diseño utilizadas en México se encuentran en el sistema internacional de unidades SI y los datos deben ingresarse en el sistema Inglés de Unidades. A pesar de que México es uno de los principales clientes del AGA, este organismo no ha adaptado su software a las normas mexicanas. Después de realizar este trabajo de investigación, se llegó a la conclusión final de que México debe reforzar la investigación en esta área del conocimiento, tanto para lograr una mayor seguridad en los ductos marinos, como para abatir costos de construcción, mantenimiento y reparación, que repercutan en beneficio para el país.

CAPÍTULO VII.

CONCLUSIONES GENERALES.

VII. 1. CONCLUSIONES

Este trabajo de investigación se llevó a cabo con el fin de mejorar los conocimientos sobre el comportamiento y diseño de ductos marinos en la Sonda de Campeche.

El oleaje, las corrientes y las mareas son los principales fenómenos hidrodinámicos que generan las fuerzas actuantes sobre los ductos marinos.

Conocer las condiciones en que un ducto es colocado (método) y depositado (condición de enterramiento) en el fondo del océano es primordial para iniciar un estudio de estabilidad a largo plazo.

Las vibraciones en un ducto marino son producto de la separación del flujo que pasa alrededor de éste. Cuando el flujo se separa forma estelas o vórtices detrás del ducto que a su vez provocan un aumento en la frecuencia y/o en la amplitud de su vibración natural. La separación del flujo varía en función del número de Reynolds. Las vibraciones del ducto se incrementan a medida que se incrementa la relación e/D , como consecuencia de la modificación del patrón de vórtices. Las vibraciones en un ducto aumentan considerablemente cuando $e/D > 0.3$.

La fuerza de levante sobre el ducto decrece a medida que disminuye el espacio entre el suelo marino y éste, pero aumenta a medida que se incrementa la velocidad debido a que la distribución de presiones es función de e/D y también lo es del cuadrado de la velocidad del flujo. Para valores de $e/D > 1$ la fuerza de levante sobre el ducto será función exclusivamente de la velocidad de la corriente.

La distribución de presiones alrededor de un ducto determinará la fuerza de arrastre sobre éste, para fines prácticos, la fuerza de arrastre se considera igual a la fuerza de presión (la fuerza cortante se desprecia).

La ruptura de ductos está relacionada con varios fenómenos, de los que destacan los que se presentan en condiciones de tormenta.

La conclusión principal de los reportes de ductos bajo condiciones extremas analizadas en este trabajo es que las fuerzas hidrodinámicas se ven incrementadas drásticamente en condiciones extraordinarias de tormenta provocando cuantiosos daños en las instalaciones costa afuera.

Todos los casos analizados reportan que en los ductos submarinos se presentaron los fenómenos siguientes: desplazamientos (levantado y arrastre), ruptura y socavación debajo de las líneas, producto de las fuerzas hidrodinámicas generadas por los diferentes huracanes y en otros casos las corrientes y oleajes de los huracanes incrementaron diversos fenómenos que causaron daños como la erosión o el azolve y el deslizamiento de lodos.

Es importante señalar que las fallas que sufre una tubería submarina son numerosas y que no todas están involucradas con condiciones extremas. Sin embargo, al presentarse estas condiciones indudablemente el patrón de fallas aumenta de manera drástica, traduciéndose en pérdidas económicas al invertir en inspecciones y reparaciones, sin embargo, las mayores pérdidas son por producción diferida de hidrocarburos. Por tales motivos podemos afirmar que las condiciones extremas son una agravante en el patrón de fallas en instalaciones costa afuera.

Las formulaciones semi - empíricas propuestas en este trabajo, no deben ser consideradas como una regla del arte en materia de diseño de ductos. Éstas tienen como única ambición la de proporcionar una orientación en vista de la elaboración de un método más preciso para el cálculo de los coeficientes hidrodinámicos.

El programa del AGA es una herramienta muy poderosa para diseño y evaluación de los ductos submarinos, además de que esta respaldada por más de 30 años de investigaciones, pero es una caja negra la cual no es posible modificar. El hecho de que se desconozca el detalle del cálculo de las fuerzas y la forma en la cual el programa considera cada uno de los datos, limita los diseños y las evaluaciones de ductos submarinos en la Sonda de Campeche, lo que lleva a la aplicación de coeficientes de seguridad que elevan los costos.

Aunado a este hecho, existe otra fuente de incertidumbre que se debe al hecho de que muchos factores fueron determinados para las condiciones propias de las aguas federales de los Estados Unidos (por ejemplo los espectros de oleaje, condiciones del suelo marino) y que no es posible modificarlos. Es evidente que la extrapolación de parámetros ocasiona incertidumbre sobre los diseños y la evaluación de ductos submarinos.

En un análisis a detalle de la forma y los parámetros que se utilizan para determinar la estabilidad de los ductos submarinos se observó que se tienen grandes incertidumbres. Desde la caracterización de los datos metocénicos que son producto de la extrapolación debido a la escasez de mediciones reales y de gran duración, hasta la determinación de las características del espectro de oleaje utilizado (espectros determinados para las condiciones de las aguas federales de los Estados Unidos).

Entre los inconvenientes en el uso del software del AGA existe cierta confusión al ingresar los datos, ya que el criterio y las normas de diseño utilizadas en México se

encuentran en el sistema internacional de unidades SI y los datos deben ingresarse en el sistema Inglés de Unidades. A pesar de que México es uno de los principales clientes del AGA, este organismo no ha adaptado su software a las normas mexicanas.

Después de realizar este trabajo de investigación, se llegó a la conclusión final de que México debe reforzar la investigación en esta área del conocimiento, tanto para lograr una mayor seguridad en los ductos marinos, como para abatir costos de construcción, mantenimiento y reparación, que repercutan en beneficio para el país.

VII.2. RECOMENDACIONES.

Los Estados Unidos de Norteamérica cuenta con una base de datos de fallas de sus instalaciones en aguas Federales desde hace más de 30 años la cual ha servido para realizar los estándares y normas que actualmente rigen sus diseños. Esta información es registrada y administrada por un organismo independiente a las compañías petroleras lo que hace de esta información una fuente veraz.

En México, las operaciones costa afuera comenzaron el siglo pasado a finales de la década de los setenta, sin embargo, aun no se cuenta con una base de datos en donde se registren las fallas ocurridas en las instalaciones de PEMEX, mucho menos se cuenta con una base de datos en donde se agrupe el resultado de las inspecciones realizadas después de presentarse condiciones extraordinarias.

Es indispensable que PEMEX inicie la recopilación de información para formar una base de datos que agrupe los resultados de las evaluaciones e inspecciones realizadas a las instalaciones costa afuera en las aguas federales mexicanas, con el objetivo de facilitar el manejo de la información. El IMP sería el organismo gubernamental apropiado para realizar esta tarea ya que cuenta con la infraestructura, los recursos humanos necesarios y mucha información al respecto, además de que es una entidad independiente de PEMEX.

La caracterización oceanográfica de la Sonda de Campeche antes y después del huracán Roxanne ha sido realizada a través de modelos de reproducción histórica de eventos extraordinarios (hindcast), que han ido evolucionando al transcurrir los años. México no se ha quedado atrás en el uso de estos modelos, sin embargo, estos necesitan ser calibrados, debido a que han sido elaborados para diferentes condiciones de mar. Por ejemplo los EUA han realizado investigaciones para las condiciones metoceánicas que imperan en el norte del Golfo de México, es decir, en sus aguas federales, condiciones que son distintas a las que prevalecen por ejemplo en la Sonda de Campeche y el Litoral de Tabasco.

Las incertidumbres de diseño que hasta ahora se tienen en todas las estructuras marítimas del país, hacen imprescindible la implementación de campañas de medición de condiciones metoceánicas en aguas federales mexicanas, con la finalidad de realizar

una mejor calibración de los modelos utilizados e iniciar la elaboración de una base de datos propios para México. Aunado a lo anterior se puede sumar que son muy escasos los datos de parámetros en condiciones extremas.

Las mediciones permanentes y de períodos largos in situ de los parámetros metocéanicos son muy escasas en los países subdesarrollados debidos a la inversión económica que ello implica. Por otro lado en países como México, que cuenta con gran inversión en infraestructura costa afuera es de vital importancia, que se implementen programas de esta naturaleza.

VII.3. APORTACIONES

El análisis de los distintos reportes evidenció la falta de una base de datos sobre la historia de las instalaciones costa afuera en el Golfo de México.

Se realizó una investigación alrededor de los coeficientes hidrodinámicos que fueron determinados por investigadores en distintas partes del mundo y con diferentes condiciones de prueba o análisis numérico para los cuales se construyeron curvas de ajuste que sirven como una primera aproximación para determinar éstos.

Al colocar en una sola gráfica los valores de los coeficientes en función de un parámetro característico como lo es el número de Keulegan - Carpenter sirvió para determinar un patrón en el comportamiento de los coeficientes que servirá como bases en futuras líneas de investigación.

OTRAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

El desarrollo de un software para estimar coeficientes propios para la Sonda de Campeche.

Desarrollo de un programa para la prevención y toma de decisiones en caso de un derrame de hidrocarburos en el mar. Esto es posible si se conoce el comportamiento del oleaje y corrientes.

Determinar el espectro del oleaje para la Sonda de Campeche ya que hasta hoy se desconoce.

Estudiar el perfil de velocidades en el fondo del mar en aguas territoriales.

Estudiar las fuerzas hidrodinámicas en aguas profundas.

REFERENCIAS.

- Dirección General de Oceanografía Naval, 2002. *Tablas numéricas de predicción de mareas 2002, Golfo de México y Mar Caribe*. Secretaría de Marina, 234 p.
- NRF-003-PEMEX-2002, 2002. Norma de Referencia Mexicana. *Diseño y evaluación de plataformas marinas fijas en la Sonda de Campeche*. 58 p.
- NRF-002-PEMEX-2001, 2001. Norma de Referencia Mexicana. *Tubería de acero para recolección y transporte de hidrocarburos no amargos*. 19 p.
- Young Bai, 2001. *Pipeline and Risers*. Elsevier Ocean Engineering Book Series, Volume 3, Editorial Elsevier, USA, 498 p.
- NRF-013-PEMEX-2001, 2001. Norma de Referencia Mexicana. *Evaluación de líneas submarinas en el Golfo de México*. 35 p.
- Y. Goda, 2000. *Random Seas and Design of Maritime Structures*. Advanced series on Ocean Engineering Volume 15, Chapters II, VIII and IX, Editorial World Scientific, 433 p
- Ben C. Gerwick, Jr, 2000. *Construction of Marine and Offshore structures*. Second Edition. Chapters IV and XV, Editorial CRC Press LLC. USA, 657 p.
- NRF-001-PEMEX-2000, 2000. Norma de Referencia Mexicana. *Tubería de acero para recolección y transporte de hidrocarburos amargo*. 31 p.
- B Aguilar López, G. Posada Venegas y R. Casarín Silva, 2000. *Nota técnica sobre la evaluación de coeficientes hidrodinámicos para la estabilidad de tuberías submarinas*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- PEMEX Exploración Y Producción, 1999. *Las reservas de hidrocarburos de México*. Petróleos Mexicanos, Volumen 1, 193 p.
- J. A. Soriano Martínez, 1999. *Caracterización de peligros oceanográficos y meteorológicos*. Primer curso de aplicación del Criterio Transitorio: Plataformas fijas. Instituto Mexicano del Petróleo, División de Plataformas Marinas.
- Roberto Ortega Ramírez, 1999. *Antecedentes*. Primer curso de aplicación del Criterio Transitorio: Plataformas fijas. Instituto Mexicano del Petróleo, División de Plataformas Marinas.
- Robert G. Dean and Robert A Dalrymple, 1998. *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*. Advances Series on Ocean Engineering, Volume 2, Chapters VIII, Editorial

World Scientific, 353 p.

- Juan J. Horrillo y Rita Villalba L. 1998. *Estabilidad Hidrodinámica*. Estudios especiales, Instituto Mexicano del Petróleo, 13 p.
- V. Cardone y R. Ramos, 1998. *Wave, wind and current characteristics of the Bay of Campeche*. 8697 Offshore Technology Conference.
- J. A. Soriano y R. J. Ramos, et al, 1998. *Condiciones meteorológicas y oceanográficas para el diseño de plataformas y líneas submarinas en la Sonda de Campeche*. Instituto Mexicano del Petróleo, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, Nuevo León, México.
- R. G. Bea R. Ramos, O. Valle, V. Valdés y R. Maya, 1998a. *Risk Assessment & Management Based Hurricane Wave Criteria for Design and Requalification of Platforms in the Bay of Campeche*. Offshore Technology Conference
- R. G. Bea R. Ramos, O. Valle, V. Valdés y R. Maya, 1998b. *Risk Based Hurricane and Earthquake Criteria for Design and Requalification of Platforms in the Bay of Campeche, Mexico*. Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Lisbon, Portugal.
- Instituto Mexicano del Petróleo, 1998. *Criterio Transitorio para el diseño y la evaluación de líneas submarinas en la Sonda de Campeche*. Segunda Edición.
- Instituto Mexicano del Petróleo, 1997. *Criterio Transitorio para el diseño y la evaluación de líneas submarinas en la Sonda de Campeche*. Primera Edición.
- B. Mutlu Sumer and Jorgen Fredose, 1997. *Hydrodynamics Around Cylindrical Structures*. Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 12, Editorial World Scientific, 530 p.
- R. G. Bea, 1997. *Risk based oceanographic criteria for design and requalification of platforms in the Bay of Campeche*. Reporte para PEP / IMP, Marzo.
- R. G. Bea, 1997. *Risk based oceanographic and earthquake criteria for design and requalification of platforms in the Bay of Campeche*. Ocean Engineering Services, Report to Petróleos Mexicanos, Instituto Mexicano del Petróleo and Brown and Root International Inc.
- Brown & Root Internacional, 1996. *Servicios de evaluaciones costa afuera de la región Marina Suroeste contrato No. H0STRM010596*, volumen II. Evaluación de ductos submarinos y ductos ascendentes.
- J. Ray McDermott Engineering - New Orleans, 1996. *Evaluación de ductos marinos y*

ductos ascendentes región marina Noreste. Proyecto No. 69845/69843.

- Oceanweather Inc., 1996a. *Update of Meteorological and Oceanographic Hindcast Data and Normals and Extremes Bay of Campeche*. Final report to Brown and Root and PEMEX Exploración y Producción.
 - Oceanweather Inc., 1996b. *Hurricane Roxanne / 1996 Hindcast Study*. Final report to Brown and Root and PEMEX Exploración y Producción.
 - Det Norske Veritas, 1996. *Rules for Submarine Pipelines Systems*. Hovik, Norway.
 - J. Ian Collins, 1995. *Damage to Unburied Flowlines in the Gulf of Mexico During Hurricane Andrew*. Coastal & Marine Technology, Inc. 7859 Offshore Technology Conference.
 - Michael Krogh, 1995. *A Decade of Inspection Finding Compared with Design Aspects of Two North Sea Pipelines*. Damage to Underwater Pipelines, International Workshop, 78 – 97 p.
 - Howard Wright, 1995. *Hurricane Andrew Assessment - Safety & Pollution Control Devices*. Damage to Underwater Pipelines, International Workshop, 98 – 109 p.
 - Reporte técnico, 1995. *Evaluaciones de las líneas instaladas en la Sonda de Campeche después del huracán Roxanne*. Gerencia de Ingeniería del Instituto Mexicano del Petróleo.
 - Jay Mandke, 1995. *Pipeline Failures Data for Hurricane Andrew*. Damage to Underwater Pipelines, International Workshop, 110 – 120 p.
 - American Gas Association, 1993. *Submarine Pipelines on – Bottom Stability*.
 - Oceanweather Inc., 1993. *Las condiciones meteorológicas y Oceanográficas normales y extremas de la parte Oriental de la Bahía de Campeche*. Final report to Fugro McClelland and PEMEX Exploración y Producción.
 - R. G. Longorian, J. J. Bearman, And R. W. Miksad, 1991. *An experimental investigation of forces induced on cylinder by random oscillatory flow*. J. Offshore Mechanics and Arctic Engineering, 113, 275 - 285 p.
 - A. Anatürk, 1991. *An experimental investigation to measure hydrodynamic forces at small amplitudes and high frequencies*. Applied Ocean Research, 13, 200 - 208 p.
- Ma. C. García Govea, 1990. *Solución lineal al problema de la propagación de una onda solitaria a través de una estructura sumergible permeable*, tesis de Maestría, Instituto Politécnico Nacional de México, 174 p.

- B. L. Jensen, B. M. Sumer, H. R. Jensen and J. Fredose, 1990. *Flow around and forces on a pipeline near scoured bed in steady current*. Trans. Of the ASME, J. Offshore Mech. and Arctic Engrg., 112, 206 - 213 p.
 - D.W. Allen, W.F. Lammert and J.R. Hale, 1989. *Submarine Pipeline On-Bottom Stability: Recent AGA Research*. Shell Development Co. and Brown & Root U.S.A. Inc. 6055 Offshore Technology Conference.
 - J.R. Hale and W.F. Lammert and V. Jacob, 1989. *Improved Basis for Static Stability Analysis and Design of Marine Pipelines*. Brown & Root U.S.A. Inc., Danish Hydraulic Inst. 6059 Offshore Technology Conference.
 - J.R. Hale, W.F. Lammert and V. Jacob, 1989. *Improved Basis for Static Stability Analysis and Design of Marine Pipelines*. Brown & Root U.S.A. Inc., Danish Hydraulic Inst. 6059 Offshore Technology Conference.
 - V. Jacobsen, M.B. Bryndum, and C. Bonde, 1989. *Fluid Loads on Pipelines: Sheltered or Sliding*. Danish. Hydraulic Inst. 6056 Offshore Technology Conference.
 - B. M. Sumer, J. Fredose, H. Gravesen and R. Bruschi, 1989. *Response of marine pipelines in scour trenches*. Journal Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 115 (4), 477 - 496 p.
 - M. B. Bryndum, C. Bonde, L. W. Smith, F. Tura and M. Montesi, 1989. *Long free spans exposed to current and waves: Model test*. 6153 Offshore Technology Conference.
 - P. Jestesen, 1989. *Hydrodynamic forces on large cylinder in oscillatory flow*. Journal Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 115 (4) 449 - 514 p.
 - B. M. Sumer, Y. Mao and I. Fredose, 1988. *Interaction between vibration pipe and erodible bed*. Journal Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 114 (1), 81 - 92 p.
 - Ø. Kristiansen, 1988. *Current induced vibrations and scour of pipelines on a sandy bottom*. Thesis presented to the University of Trondheim, Trondheim, Norway.
 - Armando Frías Valdés y Gonzalo Moreno Cervantes, 1986. *Ingeniería de costas*. Capítulo III, Editorial Limusa, 333 p.
 - T. Sarpkaya, 1986a. *Forces on circular cylinder in viscous oscillatory flow at low Keulegan - Carpenter number*. Journal Fluid Mechanics, 165, 61 - 71 p.
- Bearman, P. W., Downie, M. J., Graham, J. M. R. And Obasaju, E. D., 1985. *Forces on cylinders in viscous oscillatory flow at low Keulegan - Carpenter numbers*. Journal Fluid Mechanics, 154, 337 - 356 p.

- S. K. Chakrabarti, 1985. *Recent advances in high - frequency waves forces on fixed structures*. Journal Resources Technology, September, 107, 315 - 328 p.
- Shore Protection Manual, 1984. *Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers*. Coastal Engineering Research Center. Fourth Edition, Second Printing, Chapters II, 1 - 148 y III, 1- 143 p.
- V. Jacobsen, M.B. Bryndum and J. Fredsoe. 1984. *Determination of Flow Kinematics Close to Marine Pipelines and Their Use in Stability Calculations*. Danish Hydraulic Inst., Technical U. of Denmark. 4833 Offshore Technology Conference.
- Instituto Mexicano del Petróleo, 1983. *Estudios oceanográficos y meteorológicos en la Sonda de Campeche*. Subdirección de tecnología de explotación, división de estudios especiales, 49 p.
- G. Schewe, 1983. *On the forces fluctuations acting on a circular in cross-flow from subcritical up to transcritical Reynolds numbers*. Journals Fluid Mechanics, 133, 265 - 286 p.
- M.B. Bryndum and Vagner Jacobsen and L. Brand, 1983. *Hydrodynamic Forces from Wave and Current Loads on Marine Pipeline*. Danish Hydraulic Inst, Arabian American Oil Co. 4454 Offshore Technology Conference.
- Allan M. Reece and Vincent J. Cardone, 1982. *Test of Wave Hindcast Model Results Against Measurements During Four Different Meteorological Systems*. Shell Development Co., Oceanweather Inc. 4323 Offshore Technology Conference.
- W.J. Graff, 1981. *Introduction to Offshore Structures. Design, fabrication and installation*. Chapter II, Editorial Gulf Publishing Company, 375 p.
- H. Mousselli, 1981. *Offshore Pipelines Design, Analysis, and Methods*. Chapters I, IV and V, Editorial PennWell Books, USA, 193 p.
- Det Norske Veritas, 1981. *Rules for Submarine Pipelines Systems*. Hovik, Norway.
- J. C. Sánchez Linares, 1980. *Curso de Hidráulica Marítima impartido en el IMP. Teorías de oleaje*, 21 p.
- Turgut Sarpkaya and Farhad Rajabi, 1980. *Hydrodynamic Drag on Bottom-Mounted Smooth and Rough Cylinders in Periodic Flow*. Naval Postgraduate School. 3761 Offshore Technology Conference.
- R. Cruz - Orozco y F. Ley lou, 1979. *Resumen de las condiciones Meteorológicas registradas en la estación de investigaciones Marinas EL Carmen, durante el año de 1979*. Anales del Instituto de Geofísica, U. N. A. M., Vol. 25, 39 - 48 p.

-
- PEMEX, 1979a. *La Ruta del Petróleo. La Sonda de Campeche: En busca de la riqueza petrolera*. Nosotros los Petroleros, Octubre, 15 - 21 p.
 - PEMEX, 1979b. *La Ruta del Petróleo. La Exploración Petrolera en México*. Nosotros los Petroleros, Noviembre, 15 - 18 p.
 - Maull, D. J. and Norman, S. G., 1979. *A horizontal circular cylinder under waves*. Proc. Symp. On Mechanics of Wave - Induced Forces on Cylinders. Bristol, ed. T. L. Shaw, Pitman, 359 - 378 p.
 - T. Yamamoto and B. W. Wilson, 1979. *Waves Forces on Cylinders near Plane Boundaries*. Journal Waterways, Ports, Coastal Ocean Div., ASCE, Vol. 105 No. WW1.
 - Haring y Heideman, 1978. *Gulf of Mexico Rare Wave Return Periods*. 3230 Offshore Technology Conference.
 - R. Cruz - Orozco y F. Ley lou, 1978. *Resumen de las condiciones Meteorológicas registradas en la estación de investigaciones Marinas EL Carmen, durante el año de 1978*. Anales del Instituto de Geofísica, U. N. A. M., Vol. 25, 29 - 38 p.
 - Maull, D. J. And Milliner, M. C., 1978. *Sinusoidal flow past a circular cylinder*. Coastal Engineering, 2, 149 - 168 p.
 - R. Cruz - Orozco y F. Ley lou, 1977. *Resumen de las condiciones Meteorológicas registradas en la estación de investigaciones Marinas EL Carmen, durante el año de 1977*. Anales del Instituto de Geofísica, U. N. A. M., Vol. 25, 19 - 28 p.
 - A. H. Glenn 1977. *Normal wave conditions and persistence of storm waves, Gulf of Campeche Offshore Tabasco*.
 - Turgut Sarpkaya, 1977. *In-Line And Transverse Forces On Cylinders Near A Wall In Oscillatory*. Naval Postgraduate School Flow at High Reynolds's Numbers. 2898 Offshore Technology Conference.
 - Karel Karal, 1977. *Lateral-Stability of Submarine Pipelines*. River and Harbour Laboratory at the Norwegian Institute of Technology. 2967 Offshore Technology Conference.
 - R. Cruz - Orozco y F. Ley lou, 1976. *Resumen de las condiciones Meteorológicas registradas en la estación de investigaciones Marinas EL Carmen, durante el año de 1976*. Anales del Instituto de Geofísica, U. N. A. M., Vol. 25, 9 - 18 p.
 - Rafael Centeno y Pablo E. Torres, 1976. *Efectúan estudios marinos de alta resolución acústica*. Petróleo internacional, Noviembre, 46 p.

-
- Turgut Sarpkaya, 1976. *In-Line and Transverse Forces on Cylinders in Oscillatory Flow Reynolds Numbers*. Naval Postgraduate School. 2533 Offshore Technology Conference.
 - Turgut Sarpkaya, 1976. *Vortex Shedding and Resistance in Harmonic Flow about Smooth and Rough Circular Cylinders at High Reynolds Numbers*. Rep. NPS-59SL76021, U.S. Naval Postgraduate School.
 - Det Norske Veritas, 1976. *Rules for Submarine Pipelines Systems*. Hovik, Norway.
 - John H. Nath, Tokud Yamamoto, and James C. Wright, 1976. *Wave Forces on Pipes Near the Ocean Bottom*. Oregon State U. 2496 Offshore Technology Conference.
 - Robert A. Grace and Steven A. Nicinski, 1976. *Wave Force Coefficients from Pipeline Research in the Ocean*. U. of Hawaii. 2676 Offshore Technology Conference.
 - V. Cardone y Pierson, 1976. *Hindcasting the directional spectra of Hurricane - Generated waves*. Journal of Petroleum Technology, April.
 - Yamamoto, T. And Nath, J.H., 1976. *High Reynolds number oscillating flow by cylinder*. Proc. 15th International Conference on Coastal Engineering, III, 2321 - 2340 p.
 - S. K. Chakrabarti, W. A. Tam and A. L. Wolbert, 1975. *Wave Forces on a Randomly Oriented Tube*. Chicago Bridge & Ir Company. 2190 Offshore Technology Conference.
 - T. Yamamoto, J. H. Nath and L. S. Slotta, 1974. *Waves forces on cilindrs near plane boundary*. Journal Waterway, Port. , Coastal Ocean Engineering Div, ASCE, 100, 345 - 360 p.
 - R. Sylvester, 1974. *Generation, Propagation and Influence of Waves*. Engineering Coastal. Volume 1, Chapters II -IV, Editorial Elsevier, 457 p.
 - Charles L. Bretschneider, 1972. *A Non-Dimensional Stationary Hurricane Wave Model*. U. of Hawaii. 1517 Offshore Technology Conference.
 - Robert A. Helfinstine and John W. Shupe, 1972. *Lift and Drag on a Model Offshore Pipeline*. The U. of Texas at Austin, U. S. Air Force. 1568 Offshore Technology Conference.
 - J. E. Brantly, 1971. *History of Oil Well Drilling*. Editorial Gulf Publishing Company, 1525 p.
 - J.F. Beattie, L. P. Brown, and B. Webb, 1971. *Lift and Drag Forces on a Submerged Circular Cylinder*. U. of Tulsa, Cities Service Oil Co., Williams Brothers Engineering Co. 1358 Offshore Technology Conference.
 - James F. Wilson, Duke U. and Hartley M. Caldwell, 1970. *Force and Stability Measurements on Models of Submerged Pipelines*. USAF. 1224 Offshore Technology Conference.

- E. Achenbach, 1968. *Distribution of local pressure and skin friction around a circular cylinder in cross - flow up to $Re = 5 \times 10^5$* . Journal Fluid Mech., 34 (4), 625 - 639 p.
- R. G. Dean, 1965. *Stream Fuction Representation of Nonlinear Ocean Waves*. Journal Geophys. Res., Volume 70, No. 18.V
- Randolph Blumberg, 1964. *Hurricane Winds, Waves and Currents Test*. Pipeline Industry, June - November.
- Joe L. Kreig, 1963. *Corrosion Report: Good Engineering Practice Best Protection for Offshore Lines*. Pipe Line Industry, March, 43 - 49 p.
- L. M. Milne - Thomson, 1962. *Theoretical Hydrodynamics*. Macmillan.
- M. S. Longuet - Higgins and R. W. Stewart, 1961. *The changes in amplitude of short gravity waves*. Journal Geophy. Res. 2688 - 2694 p.
- G. H. Keulegan and L. H. Carpenter 1958. *Forces in Cylinders and Plates in an Oscillating Fluid*. Journal of research of the National Bureau of Standards. Vol. 60, 5, 423 - 440 p.
- H. Drescher, 1956. *Messung der auf querangeströmte Zylinder ausgeübten zeitlich veränderten Drücke*. Z. F. Flugwiss. 4 (112), 17 - 21 p.
- M. S. Longuet - Higgins, 1952. *On the statical Distribution of Wave Heights of Sea Waves*. Journal Mar. Res., 11, 245 - 266 p.
- J. R. Morison, M. P. O'Brien, J. W. Johnson, and S. A. Schaaf, 1952. *The Forces Exerted by Surface Waves on Piles*. Petroleum Trans., AIME, Vol. 189.
- F. Homann, 1936. *Einfluss grosser Zähigkeit bei Strömung um Zylinder*. Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesen. 1 - 10 p.
- API 5L Specification for Line Pipe. Forty-Second Edition.

APENDICE A

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON EL PROGRAMA DEL AGA L2STAB DEL TRAMO DE TUBERÍA NÚMERO 2 DEL ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO.

LEVEL 2 PIPELINE STABILITY - RESULTS																												
CONCRETE THICKNESS, IN = 2.25																												
SUBMERGED WEIGHT, LB/FT = 67.02																												
SPECIFIC GRAVITY = 1.32																												
<table border="0"> <tr> <td></td> <td>EMBEDMENT</td> <td>AFTER</td> <td>AFTER</td> </tr> <tr> <td></td> <td>& SOIL</td> <td>4 HR</td> <td>ADD.</td> </tr> <tr> <td></td> <td>RESISTANCE</td> <td>STORM</td> <td>3 HR</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>BUILDUP</td> <td>STORM</td> </tr> </table>														EMBEDMENT	AFTER	AFTER		& SOIL	4 HR	ADD.		RESISTANCE	STORM	3 HR			BUILDUP	STORM
	EMBEDMENT	AFTER	AFTER																									
	& SOIL	4 HR	ADD.																									
	RESISTANCE	STORM	3 HR																									
		BUILDUP	STORM																									
NO. OF WAVES ADDING EMBED. = 200 50																												
PREDICTED EMBEDMENT, IN = 3.0 3.4																												
PASSIVE SOIL RESISTANCE, LB/FT = 58.2 68.7																												
MAX. FRICTION (NO LIFT), LB/FT = 13.6 13.6																												
MAX. TOTAL SOIL FORCE																												
(NO LIFT), LB/FT = 71.8 82.3																												
NOTES:																												
1. P. RESIST. (NO EMBED), LB/FT = 21.1																												
2. INITIAL EMBEDMENT, IN = 0.5																												
3. MAX. EMBEDMENT ALLOWED, IN = 7.5																												

STATISTIC	VELOCITY	[KULEGAN	[PH. ANGLE	PART.	PART.	DRAG	LIFT	EMER.	EMERIS.	VEL. SAFETY FACT.																		
BOTTOM	AMPLITUDE	CARPENTER	THETA	VELOC.	ACCEL.	FORCE	FORCE	FORCE	S. FACTOR	-----																		
VELOCITY	[FT/SEC	/ALPHA	(DEG.)	[FT/SEC	[FPS/SEC]	(LB/FT)	(LB/FT)	(LB/FT)	[AT THETA	[AT THETA	MINIMUM																	

STABILITY AT END OF 4 HR STORM BUILDUP																												
U(SIG.)	2.49	14./0.52	34.	3.4	0.73	26.3	61.3	14.5	1.46	1.11	1.07																	
U(1/10)	3.16	18./0.41	38.	3.8	1.03	33.5	75.6	20.3	1.08	0.90	0.82																	
U(1/100)	4.13	24./0.31	45.	4.2	1.54	44.3	85.1	30.5	0.78	0.80	0.73																	
U(1/1000)	4.63	27./0.28	46.	4.5	1.75	52.5	86.7	34.8	0.67	0.78	0.69																	
POTENTIAL FOR STABILITY AT END OF ADDITIONAL 3 HR STORM																												
U(SIG.)	2.49	14./0.52	33.	3.4	0.71	26.4	59.7	14.0	1.74	1.14	1.09																	
U(1/10)	3.16	18./0.41	38.	3.8	1.03	33.0	74.2	20.1	1.29	0.91	0.83																	
U(1/100)	4.13	24./0.31	45.	4.2	1.54	43.7	83.6	30.1	0.93	0.81	0.75																	
U(1/1000)	4.63	27./0.28	46.	4.5	1.75	51.9	85.1	34.4	0.80	0.80	0.70																	

Tabla A.1: Resultados del análisis de estabilidad del software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2), para un recubrimiento de 2.25 pulgadas.

LEVEL 2 PIPELINE STABILITY - RESULTS																								
CONCRETE THICKNESS, IN = 2.50																								
SUBMERGED WEIGHT, LB/FT = 79.56																								
SPECIFIC GRAVITY = 1.36																								
<table border="0" style="width:100%"> <tr> <td style="width:50%">EMBEDMENT</td> <td style="width:25%">AFTER</td> <td style="width:25%">AFTER</td> </tr> <tr> <td>4 SOIL</td> <td>4 HR</td> <td>4 HR</td> </tr> <tr> <td>RESISTANCE</td> <td>STORM</td> <td>STORM</td> </tr> <tr> <td></td> <td>BUILDUP</td> <td>STORM</td> </tr> </table>													EMBEDMENT	AFTER	AFTER	4 SOIL	4 HR	4 HR	RESISTANCE	STORM	STORM		BUILDUP	STORM
EMBEDMENT	AFTER	AFTER																						
4 SOIL	4 HR	4 HR																						
RESISTANCE	STORM	STORM																						
	BUILDUP	STORM																						

NO. OF WAVES ADDING EMBED. = 200 90																								
PREDICTED EMBEDMENT, IN = 3.0 3.6																								
PASSIVE SOIL RESISTANCE, LB/FT = 63.5 80.5																								
MAX. FRICTION (NO LIFT), LB/FT = 15.9 15.9																								
MAX. TOTAL SOIL FORCE																								
(NO LIFT), LB/FT = 79.5 96.4																								
NOTES:																								
1. P. RESIST. (NO EMBED), LB/FT = 23.9																								
2. INITIAL EMBEDMENT, IN = 0.6																								
3. MAX. EMBEDMENT ALLOWED, IN = 0.3																								

STATISTIC	VELOCITY	KUULEGAN	PH. ANGLE	PART.	PART.	DRAG	LIFT	INER.	HORIZ.	VER.	SAFETY FACT.													
BOTTOM	AMPLITUDE	CARPENTER	THETA	VELOC.	ACCEL.	FORCE	FORCE	FORCE	S. FACTOR	-----														
VELOCITY	(FT/SEC)	/ALPHA	(DEG.)	(FT/SEC)	(FPS/SEC)	(LB/FT)	(LB/FT)	(LB/FT)	AT THETA	AT THETA	MINIMUM													

STABILITY AT END OF 4 HR STORM BUILDUP																								
U151G	2.49	14./0.52	36.	3.3	0.77	25.2	64.5	19.9	1.62	1.23	1.21													
U1111G	3.16	18./0.41	30.	3.8	1.03	34.4	79.4	21.2	1.14	1.00	0.92													
U1111GG	4.13	24./0.31	45.	4.2	1.54	45.5	89.4	31.3	0.82	0.89	0.83													
U1111GGG	4.43	26./0.28	46.	4.5	1.75	53.9	92.2	36.2	0.71	0.86	0.76													
POTENTIAL FOR STABILITY AT END OF ADDITIONAL 3 HR STORM																								
U151G	2.49	14./0.52	35.	3.3	0.75	25.2	62.4	19.3	2.08	1.28	1.24													
U1111G	3.16	18./0.41	40.	3.7	1.07	32.7	79.0	21.7	1.48	1.01	0.95													
U1111GG	4.13	24./0.31	45.	4.2	1.54	44.7	87.0	31.2	1.06	0.91	0.85													
U1111GGG	4.63	26./0.28	46.	4.5	1.75	52.9	88.7	38.6	0.91	0.89	0.79													

Tabla A.2: Resultados del análisis de estabilidad del software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2), para un recubrimiento de 2.5 pulgadas.

LEVEL 2 PIPELINE STABILITY - RESULTS

CONCRETE THICKNESS, IN = 2.75
 SUBMERGED WEIGHT, LB/FT = 91.55
 SPECIFIC GRAVITY = 1.40

EMBEDMENT & SOIL RESISTANCE	AFTER	
	4 HR STORM BUILDUP	AFTER ADD. 3 HR STORM
NO. OF WAVES ADDING EMBED.	= 150	50
PREDICTED EMBEDMENT, IN	= 3.1	3.0
PASSIVE SOIL RESISTANCE, LB/FT	= 69.7	52.6
MAX. FRICTION (NO LIFT), LB/FT	= 18.3	18.3
MAX. TOTAL SOIL FORCE (NO LIFT), LB/FT	= 88.0	111.0

NOTES:
 1. P. RESIST. (NO EMBED), LB/FT = 26.3
 2. INITIAL EMBEDMENT, IN = 0.7
 3. MAX. EMBEDMENT ALLOWED, IN = 9.2

STATISTIC	VELOCITY BOTTOM VELOCITY	[KUELEGAN [AMPLITUDE [(FT/SEC)	[CARPENTER [/ALPHA	[PR. ANGLE [THETA [(DEG.)	[PART. VELOC. [(FT/SEC)	[PART. ACCEL. [(FPS/SEC)	[DRAG FORCE [(LB/FT)	[LIFT FORCE [(LB/FT)	[INER. FORCE [(LB/FT)	[HOBIS. S. FACTOR [AT THETA	[VEL. SAFETY FACT. [AT THETA	[MINIMUM
STABILITY AT END OF 4 HR STORM BUILDUP												
U(SIG.)	2.49	14./0.52	37.	3.3	0.79	24.4	67.0	16.9	1.89	1.37	1.35	
U(1/10)	3.16	18./0.41	40.	3.7	1.07	24.1	84.0	23.0	1.24	1.08	1.03	
U(1/100)	4.13	23./0.31	45.	4.2	1.54	46.6	93.3	33.0	0.87	0.98	0.92	
U(1/1000)	4.63	26./0.28	46.	4.5	1.75	55.2	97.8	37.7	0.75	0.94	0.84	
POTENTIAL FOR STABILITY AT END OF ADDITIONAL 3 HR STORM												
U(SIG.)	2.49	14./0.52	37.	3.3	0.79	23.9	66.8	16.6	2.42	1.41	1.39	
U(1/10)	3.16	18./0.41	39.	3.8	1.05	33.9	83.3	22.0	1.49	1.13	1.06	
U(1/100)	4.13	23./0.31	47.	4.1	1.59	44.4	91.6	33.4	1.19	1.00	0.95	
U(1/1000)	4.63	26./0.28	46.	4.5	1.78	84.0	94.3	36.8	1.02	0.97	0.87	

Tabla A.3: Resultados del análisis de estabilidad del software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2), para un recubrimiento de 2.75 pulgadas.

LEVEL 2 PIPELINE STABILITY - RESULTS												
CONCRETE THICKNESS, IN = 3.00												
SUBMERGED WEIGHT, LB/FT = 103.77												
SPECIFIC GRAVITY = 1.43												
EMBEDMENT & SOIL RESISTANCE		AFTER 4 HR STORM BUILDUP		AFTER ADD. 3 HR STORM								

NO. OF WAVES ADDING EMBED.		= 150		50								
PREDICTED EMBEDMENT, IN		= 3.1		4.0								
PASSIVE SOIL RESISTANCE, LB/FT		= 73.4		103.0								
MAX. FRICTION (NO LIFT), LB/FT		= 20.8		20.8								
MAX. TOTAL SOIL FORCE (NO LIFT), LB/FT		= 94.1		123.7								
NOTES:												
1. P. RESIST. (NO EMBED), LB/FT		= 28.7										
2. INITIAL EMBEDMENT, IN		= 0.7										
3. MAX. EMBEDMENT ALLOWED, IN		= 9.9										

STATISTIC	VELOCITY	KURLEGAN	PH. ANGLE	PART.	PART.	DRAG	LIFT	INER.	HORIS.	VER.	SAFETY FACT.	
BOTTOM	AMPLITUDE	CARPENTER	THETA	VELOC.	ACCEL.	FORCE	FORCE	FORCE	S. FACTOR	AT THETA	AT THETA	MINIMUM
VELOCITY	(FT/SEC)	/ALPHA	(DEG.)	(FT/SEC)	(FPS/SEC)	(LB/FT)	(LB/FT)	(LB/FT)	AT THETA	AT THETA	MINIMUM	

STABILITY AT END OF 4 HR STORM BUILDUP												
U(SIG.)	2.49	14./0.52	39.	3.2	0.83	23.1	69.9	18.4	1.93	1.48	1.48	
U(1/10)	3.16	17./0.41	39.	3.8	1.05	35.6	87.9	23.4	1.30	1.18	1.12	
U(1/100)	4.13	23./0.32	48.	4.1	1.62	45.9	99.5	36.1	0.90	1.04	1.00	
U(1/1000)	4.63	25./0.28	47.	4.3	1.78	55.9	104.1	39.8	0.77	1.00	0.91	
POTENTIAL FOR STABILITY AT END OF ADDITIONAL 3 HR STORM												
U(SIG.)	2.49	14./0.52	39.	3.2	0.83	22.5	67.2	18.0	2.73	1.55	1.54	
U(1/10)	3.16	17./0.41	38.	3.8	1.03	35.2	83.7	22.3	1.86	1.24	1.17	
U(1/100)	4.13	23./0.32	47.	4.1	1.59	48.4	94.9	34.6	1.31	1.09	1.05	
U(1/1000)	4.63	25./0.28	48.	4.4	1.81	53.7	101.0	39.4	1.13	1.03	0.95	

Tabla A.4: Resultados del análisis de estabilidad del software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2), para un recubrimiento de 3 pulgadas.

APENDICE B

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON EL PROGRAMA DEL AGA L2STAB DEL TRAMO DE TUBERÍA NÚMERO 3 DEL ANILLO DE BOMBEO NEUMÁTICO.


```

TITLE Estabilidad Hidrodinamica
AGA LEVEL 2 STABILITY ANALYSIS ***110 pef Su CLAY *** TR:100 años
93-3ented 0% enterrado, 20°

| SOIL | SOILTYPE | Dr or Su | EMBEDDPT | RINSED | RLANED | RITRCH | RLTRCH |
| >>>2<<<< | 110.0 | 0 | 0.65 | 0.5 | 1.0 | 1.0 |

| PIPE | OD | WT | TCC | DCC | DCON | DFIELD | CUTRCH |
| 20.00 | 0.500 | 0.075 | 120.0 | 160.0 | 0.00 | 18.0 |
| THETA | SGPROD | ROUGHNES |
| 0.0 | 0.0511 | >>>2<<<< |

| HYDRO | IPARM | W.D. | CURRENT | B. LAYER | USE B.L. | ICUT |
| >>>0<<<< | 136 | 2.63 | 6.8 | >>>1<<<< | >>0<< |

| WAVE | WAVE | PEAK | SPECTRAL | DIRECTIONALITY | |
| SPECTRUM | HEIGHT | PERIOD | PEAKNESS | DIRECTION | SPREADING S.D. |
| PARAMETERS | (FT) | (SEC) | ELANDA | (DBG) | (DBG) |
| 25.59 | 12.3 | 1.0 | 74.0 | 30.0 |

| BI-MODAL WAVE SPREADING ==>0<== INPUT A 1 TO USE BI-MODAL SPREADING |
| IF BI-MODAL SPREADING IS USED INPUT; SECONDARY DIRECTION ==> 90.00<== |
| SECONDARY SPREADING ==> 30.00<== |
| MIXING CONSTANT =====> 0.50<== |

| CONCR | TF | TL | TI |
| 2.0 | 3.8 | 0.2 |
    
```

Tabla B.1: Tabla de ingreso de datos para el software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2).

PIPELINE PROPERTIES					
PIPE OUTSIDE DIAMETER	=	20.000 INCHES	PIPE WALL THICKNESS	=	0.500 INCHES
CORROSION COATING THICKNESS	=	0.07500 INCHES	CORROSION COATING DENSITY	=	120.0 LBS/FT**3
CONCRETE DENSITY	=	160.0 LBS/FT**3	FIELD JOINT DENSITY	=	8.0 LBS/FT**3
FIELD JOINT CUTBACK	=	15.000 INCHES	TAPER ANGLE	=	0.0 DEGREES
SPECIFIC GRAVITY OF PRODUCT	=	0.051	PIPE ROUGHNESS	=	2
SOIL PROPERTIES - CLAY SOIL					
SOIL COHESION	=	110.0 LBS/FT**2			
FRICITION FACTOR	=	0.2			
WAVE SPECTRAL PROPERTIES					
SIG. WAVE HEIGHT	=	35.59 FEET	PEAK PERIOD	=	12.30 SECONDS
WATER DEPTH	=	136.0 FEET	LANDA	=	1.000
WAVE ANGLE OF ATTACK	=	74.0 DEGREES	WAVE SPREADING S.D.	=	30.0
BOTTOM CURRENT NORMAL TO P.L.	=	2.430 FEET/SECOND			
BOTT. BOUN. LAYER FOR CURR.	=	6.800 FEET			
CALCULATED BOTTOM SPECTRA USED					
SIG. BOTTOM VELOCITY	=	2.768 FT/SEC.	ZERO CROSSING PERIOD	=	12.020 SECONDS

Tabla B.2: Tabla de datos que presenta el AGA nivel 2 (AGA-Level-2).

LEVEL 2 PIPELINE STABILITY - RESULTS

CONCRETE THICKNESS, IN = 2.00
 SUBMERGED WEIGHT, LB/FT = 56.31
 SPECIFIC GRAVITY = 1.28

EMBEDMENT & SOIL RESISTANCE	AFTER	AFTER
	4 HR STORM	ADD. 3 HR STORM
MO. OF WAVES ADDING EMBED.	= 200	50
PREDICTED EMBEDMENT, IN	= 2.8	3.0
PASSIVE SOIL RESISTANCE, LB/FT	= 49.1	54.7
MAX. FRICTION (NO LIFT), LB/FT	= 11.3	11.3
MAX. TOTAL SOIL FORCE (NO LIFT), LB/FT	= 60.4	66.0

- NOTES:
1. P. RESIST. (NO EMBED), LB/FT = 18.2
 2. INITIAL EMBEDMENT, IN = 0.4
 3. MAX. EMBEDMENT ALLOWED, IN = 6.6

STATISTIC	VELOCITY	KUHLERMAN	PH. ANGLE	PART.	PART.	DRAG	LIFT	EMBED.	SOILS.	VER. SAFETY	FACT.
BOTTOM	AMPLITUDE	CARPENTER	THETA	VELOC.	ACCEL.	FORCE	FORCE	FORCE	S. FACTOR	-----	
VELOCITY	(FT/SEC)	/ALPHA	(DEG.)	(FT/SEC)	(PPS/SEC)	(LB/FT)	(LB/FT)	(LB/FT)	(AT THETA)	(AT THETA)	MINIMUM

STABILITY AT END OF 4 HR STORM BUILDUP

U(SIG.)	2.77	17./0.63	35.	4.0	0.83	39.3	57.0	15.9	0.89	0.99	0.89
U(1/10)	3.52	21./0.90	36.	4.6	1.08	47.6	93.6	20.6	0.72	0.60	0.56
U(1/100)	4.60	27./0.38	41.	5.2	1.58	57.7	81.8	20.1	0.56	0.69	0.61
U(1/1000)	5.15	31./0.34	45.	5.4	1.90	64.4	79.9	26.4	0.49	0.70	0.55

POTENTIAL FOR STABILITY AT END OF ADDITIONAL 3 HR STORM

U(SIG.)	2.77	17./0.63	35.	4.0	0.83	39.0	56.4	15.7	1.00	1.00	0.90
U(1/10)	3.52	21./0.90	36.	4.6	1.08	47.3	92.5	20.5	0.81	0.61	0.57
U(1/100)	4.60	27./0.38	41.	5.2	1.58	57.2	80.8	20.9	0.63	0.70	0.61
U(1/1000)	5.15	31./0.34	45.	5.4	1.90	63.9	79.0	26.1	0.55	0.71	0.55

Tabla B.3: Resultados del análisis de estabilidad del software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2), para un recubrimiento de 2 pulgadas.

LEVEL 2 PIPELINE STABILITY - RESULTS

CONCRETE THICKNESS, IN = 3.30
 SUBMERGED WEIGHT, LB/FT = 45.30
 SPECIFIC GRAVITY = 1.31

EMBEDMENT & SOIL RESISTANCE	AFTER	AFTER
	4 HR STORM BUILDUP	ADD. 3 HR STORM
NO. OF WAVES ADDING EMBED.	153	58
PREDICTED EMBEDMENT, IN	3.1	3.6
PASSIVE SOIL RESISTANCE, LB/FT	60.3	60.8
MAX. FRICTION (NO LIFT), LB/FT	13.1	13.1
MAX. TOTAL SOIL FORCE (NO LIFT), LB/FT	73.4	81.9

NOTES:
 1. P. RESIST. (NO EMBED), LB/FT = 20.8
 2. INITIAL EMBEDMENT, IN = 0.8
 3. MAX. EMBEDMENT ALLOWED, IN = 7.3

STATISTIC	VELOCITY	KUELBOGAN	PH. ANGLE	PART.	PART.	DRAO	LIFT	INER.	HOBIS.	VER. SAFETY FACT.	
BOTTOM	AMPLITUDE	CARPENTER	THETA	VELOC.	ACCEL.	FORCE	FORCE	FORCE	S. FACTOR		
VELOCITY	(FT/SEC)	/ALPHA	(DEG.)	(FT/SEC)	(FPS/SEC)	(LB/FT)	(LB/FT)	(LB/FT)	AT THETA	AT THETA	MINIMUM
STABILITY AT END OF 4 HR STORM BUILDUP											
U(SIG.)	2.77	16./0.63	37.	4.0	0.87	38.9	88.6	17.1	1.10	1.12	1.01
U(1/10)	3.52	21./0.90	36.	4.6	1.08	48.3	96.2	21.2	0.87	0.68	0.64
U(1/100)	4.60	27./0.38	41.	5.2	1.88	88.4	84.8	30.9	0.67	0.77	0.69
U(1/1000)	5.15	30./0.34	48.	5.4	1.90	68.1	80.6	37.3	0.89	0.81	0.83
POTENTIAL FOR STABILITY AT END OF ADDITIONAL 3 HR STORM											
U(SIG.)	2.77	16./0.63	37.	4.0	0.87	38.8	87.8	16.9	1.37	1.13	1.03
U(1/10)	3.52	21./0.90	36.	4.6	1.08	47.8	94.8	21.0	1.00	0.69	0.65
U(1/100)	4.60	27./0.38	41.	5.2	1.88	87.8	83.6	30.6	0.78	0.78	0.71
U(1/1000)	5.15	30./0.34	48.	5.4	1.90	64.8	79.4	28.9	0.68	0.82	0.64

Tabla B.4: Resultados del análisis de estabilidad del software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2), para un recubrimiento de 2.20 pulgadas.

LEVEL 2 PIPELINE STABILITY - RESULTS											
CONCRETE THICKNESS, IN = 2.40											
SUBMERGED WEIGHT, LB/FT = 74.84											
SPECIFIC GRAVITY = 1.34											
EMBEDMENT & SOIL RESISTANCE			AFTER 4 HR STORM BUILDUP		AFTER ADD. 3 HR STORM						

NO. OF WAVES ADDING EMBED. = 150 50											
PREDICTED EMBEDMENT, IN = 3.4 3.0											
PASSIVE SOIL RESISTANCE, LB/FT = 72.6 84.4											
MAX. FRICTION (NO LIFT), LB/FT = 15.0 18.0											
MAX. TOTAL SOIL FORCE (NO LIFT), LB/FT = 87.5 99.3											
NOTES:											
1. P. RESIST. (NO EMBED), LB/FT = 22.7											
2. INITIAL EMBEDMENT, IN = 0.6											
3. MAX. EMBEDMENT ALLOWED, IN = 8.0											

STATISTIC	VELOCITY	KUULEGAN	PH. ANGLE	PART.	PART.	DRAO	LIFT	INER.	MORIX.	VER.	SAFETY FACT.
BOTTOM	AMPLITUDE	CARPENTER	THETA	VELOC.	ACCEL.	FORCE	FORCE	FORCE	S. FACTOR	-----	
VELOCITY	(FT/SEC)	/ALPHA	(DEG.)	(FT/SEC)	(FPS/SEC)	(LB/FT)	(LB/FT)	(LB/FT)	AT THETA	AT THETA	MINIMUM

STABILITY AT END OF 4 HR STORM BUILDUP											
U(SIG.)	2.77	16./0.63	36.	4.0	0.85	39.8	59.0	17.1	1.33	1.27	1.13
U(1/10)	3.52	20./0.50	36.	4.6	1.08	49.0	98.8	21.7	1.03	0.76	0.71
U(1/100)	4.60	27./0.38	41.	5.2	1.58	59.2	87.9	31.6	0.89	0.85	0.76
U(1/1000)	5.15	30./0.34	45.	5.4	1.90	65.9	82.6	38.2	0.70	0.91	0.71
POTENTIAL FOR STABILITY AT END OF ADDITIONAL 3 HR STORM											
U(SIG.)	2.77	16./0.63	36.	4.0	0.85	39.4	58.0	16.9	1.36	1.33	1.16
U(1/10)	3.52	20./0.50	36.	4.6	1.08	48.4	97.0	21.6	1.21	0.77	0.72
U(1/100)	4.60	27./0.38	41.	5.2	1.58	58.3	86.3	31.3	0.94	0.87	0.78
U(1/1000)	5.15	30./0.34	45.	5.4	1.90	68.1	81.1	37.7	0.82	0.92	0.73

Tabla B.5: Resultados del análisis de estabilidad del software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2), para un recubrimiento de 2.40 pulgadas.

LEVEL 2 PIPELINE STABILITY - RESULTS

CONCRETE THICKNESS, IN = 2.80
 SUBMERGED WEIGHT, LB/FT = 93.97
 SPECIFIC GRAVITY = 1.43

		AFTER	AFTER
		4 HR	ADD.
EMBEDMENT		STORM	3 HR
& SOIL		BUILDUP	STORM
RESISTANCE			

NO. OF WAVES ADDING EMBED.	=	150	50
PREDICTED EMBEDMENT, IN	=	3.7	4.3
PASSIVE SOIL RESISTANCE, LB/FT	=	89.8	110.2
MAX. FRICTION (NO LIFT), LB/FT	=	18.8	18.8
MAX. TOTAL SOIL FORCE (NO LIFT), LB/FT	=	108.6	129.0

NOTES:
 1. P. RESIST. (NO EMBED), LB/FT = 26.8
 2. INITIAL EMBEDMENT, IN = 0.7
 3. MAX. EMBEDMENT ALLOWED, IN = 9.3

STATISTIC	VELOCITY	KUELEGAN	PH. ANGLE	PART.	PART.	DRAG	LIFT	INER.	BOLIE.	VER. SAFETY FAC.
BOTTOM	AMPLITUDE	CARPENTER	THETA	VELOC.	ACCEL.	FORCE	FORCE	FORCE	S. FACTOR	
VELOCITY	(FT/SEC)	/ALPHA	(DEG.)	(FT/SEC)	(FPS/SEC)	(LB/FT)	(LB/FT)	(LB/FT)	(AT THETA)	(AT THETA)
										MINIMUM
STABILITY AT END OF 4 HR STORM BUILDUP										
UISIG.)	2.77	16./0.64	36.	4.0	0.85	41.2	61.4	18.1	1.63	1.53
U(1/10)	3.52	20./0.50	35.	4.6	1.05	51.3	103.4	22.4	1.21	0.91
U(1/100)	4.60	26./0.38	41.	5.2	1.58	61.3	95.4	33.5	0.95	0.88
U(1/1000)	5.15	29./0.34	46.	5.3	1.94	67.6	91.4	41.1	0.83	1.03
POTENTIAL FOR STABILITY AT END OF ADDITIONAL 3 HR STORM										
UISIG.)	2.77	16./0.64	36.	4.0	0.85	40.8	59.8	17.8	2.02	1.57
U(1/10)	3.52	20./0.50	35.	4.6	1.05	50.6	100.7	23.0	1.52	0.93
U(1/100)	4.60	26./0.38	43.	5.1	1.44	58.9	93.8	34.2	1.18	1.00
U(1/1000)	5.15	29./0.34	46.	5.3	1.94	66.5	89.0	48.0	1.04	1.06

Tabla B.6: Resultados del análisis de estabilidad del software de AGA nivel 2 (AGA-Level-2), para un recubrimiento de 2.80 pulgadas.

APENDICE C

DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS QUE UTILIZA EL
AMERICAN GAS ASSOCIATION.

Procedimientos.

Se determinaron los coeficientes hidrodinámicos de levante, arrastre e inercia, mediante la ecuación de Morison.

Para determinar los coeficientes a través de la fórmula de Morison, se necesitan los siguientes datos:

- Densidad del agua de mar.
- Diámetro exterior de la tubería.
- Velocidad de las partícula.
- Aceleración de la partícula.
- Fuerzas hidrodinámicas.

Las fuerzas hidrodinámicas, aceleración y velocidad de las partículas se obtiene de las tablas de resultados del análisis de estabilidad que se realizó en el capítulo VI de este trabajo y que se encuentran en los apéndices A y B.

De los apéndices A y B también se sustrajo el número de Carpenter - Keulegan, correspondientes a cada coeficiente hidrodinámico.

DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS QUE UTILIZA EL AGA.

$$C_D = \frac{F_D}{\frac{1}{2} \rho U^2 A} \quad C_M = \frac{F_M}{\frac{\pi}{4} \rho U^2 D^2} \quad C_L = \frac{F_L}{\frac{1}{2} \rho U^2 A}$$

TRAMO 2 ABN CON ESPESOR DE LASTRE DE CONCRETO DE 2 PULGADAS

KC	U	U ²	D	F _D	C _D	F _L	C _L
	m/s	(m/s) ²	in	lb/ft		lb/ft	
15	3.5	12.25	22	28.6	1.3	56.7	2.6
19	3.8	14.44	22	32.7	1.3	72.5	2.8
24	4.2	17.64	22	43.4	1.4	81.4	2.6
27	4.5	20.25	22	51.4	1.4	81.9	2.3
15	3.4	11.56	22	27.9	1.4	56.7	2.8
19	3.8	14.44	22	32.4	1.3	71.6	2.8
24	4.2	17.64	22	43	1.4	80.5	2.6
24	4.5	20.25	22	51	1.4	80.9	2.2

KC	U*	D	D ²	F _M	C _M
	m/s ²	in	in ²	lb/ft	
15	0.64	22	484	12.2	3.72
19	1.03	22	484	19.6	3.72
24	1.54	22	484	29.4	3.73
27	1.75	22	484	33.6	3.75
15	0.66	22	484	12.4	3.67
19	1.03	22	484	19.5	3.70
24	1.54	22	484	29.2	3.70
24	1.75	22	484	33.3	3.72

Tabla C.1: Cálculo de los coeficientes hidrodinámicos del AGA para el análisis de estabilidad realizado al tramo 2 del Anillo de Bombeo Neumático.

DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS QUE UTILIZA EL AGA.

TRAMO 2 ABN CON ESPESOR DE LASTRE DE CONCRETO DE 3 PULGADAS

KC	U m/s	U ² (m/s) ²	D in ²	F _D lb/ft	C _D	F _L lb/ft	C _L
14	3.2	10.24	22	23.1	1.27	69.90	3.84
17	3.8	14.44	22	35.6	1.39	87.90	3.42
23	4.1	16.81	22	45.9	1.54	99.50	3.33
25	4.5	20.25	22	55.9	1.55	104.10	2.89
14	3.2	10.24	22	22.5	1.24	67.20	3.69
17	3.8	14.44	22	35.2	1.37	83.70	3.26
23	4.1	16.81	22	45.4	1.52	94.90	3.18
25	4.4	19.36	22	53.7	1.56	101.00	2.93

KC	U* m/s ²	D in	D ² in ²	F _M lb/ft	C _M
14	0.83	22	484	18.4	4.33
17	1.05	22	484	23.4	4.35
23	1.62	22	484	36.1	4.35
25	1.78	22	484	39.8	4.37
14	0.83	22	484	18	4.24
17	1.03	22	484	22.3	4.23
23	1.59	22	484	34.6	4.25
25	1.81	22	484	39.4	4.25

Tabla C.2: Cálculo de los coeficientes hidrodinámicos del AGA para el análisis de estabilidad realizado al tramo 2 del Anillo de Bombeo Neumático.

DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS QUE UTILIZA EL AGA.

TRAMO 3 ABN CON ESPESOR DE LASTRE DE 2 PULGADAS
CONCRETO DE

KC	U	U ²	D	F _D	C _D	F _L	C _L
	m/s	(m/s) ²	in ²	lb/ft		lb/ft	
17	4	16	22	39.3	1.38	57.00	2.00
21	4.6	21.16	22	47.6	1.27	93.60	2.49
27	5.2	27.04	22	57.7	1.20	81.80	1.70
31	5.4	29.16	22	64.4	1.24	79.90	1.54
17	4	16	22	39	1.37	56.40	1.98
21	4.6	21.16	22	47.3	1.26	92.50	2.46
27	5.2	27.04	22	57.2	1.19	80.80	1.68
31	5.4	29.16	22	63.9	1.23	79.00	1.52

KC	U*	D	D ²	F _M	C _M
	m/s ²	in	in ²	lb/ft	
17	0.83	22	484	15.9	3.74
21	1.08	22	484	20.6	3.73
27	1.58	22	484	30.1	3.72
31	1.9	22	484	36.4	3.74
17	0.83	22	484	15.7	3.69
21	1.08	22	484	20.5	3.71
27	1.58	22	484	29.9	3.70
31	1.9	22	484	36.1	3.71

Tabla C.3: Cálculo de los coeficientes hidrodinámicos del AGA para el análisis de estabilidad realizado al tramo 3 del Anillo de Bombeo Neumático.

DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES HIDRODINÁMICOS QUE UTILIZA EL AGA.

TRAMO 3 ABN CON ESPESOR DE LASTRE DE 2.80 PULGADAS
CONCRETO DE

KC	U	U ²	D	F _D	C _D	F _L	C _L
	m/s	(m/s) ²	in ²	lb/ft		lb/ft	
16	4	16	22	41.2	1.45	61.40	2.16
20	4.6	21.16	22	51.5	1.37	103.40	2.75
26	5.2	27.04	22	61.3	1.27	95.40	1.98
29	5.3	28.09	22	67.6	1.35	91.40	1.83
16	4	16	22	40.5	1.42	59.80	2.10
20	4.6	21.16	22	50.6	1.34	100.70	2.68
26	5.1	26.01	22	58.9	1.27	93.80	2.03
29	5.3	28.09	22	66.5	1.33	89.00	1.78

KC	U*	D	D ²	F _M	C _M
	m/s ²	in	in ²	lb/ft	
16	0.85	22	484	18.1	4.16
20	1.05	22	484	22.4	4.17
26	1.58	22	484	33.5	4.14
29	1.94	22	484	41.1	4.14
16	0.85	22	484	17.8	4.09
20	1.05	22	484	22	4.09
26	1.64	22	484	34.2	4.07
29	1.94	22	484	40.4	4.07

Tabla C.4: Cálculo de los coeficientes hidrodinámicos del AGA para el análisis de estabilidad realizado al tramo 3 del Anillo de Bombeo Neumático.