17

Sistemas Estructurales:
Plataformas petrolíferas

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 17

SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.1: Plataformas petrolíferas: Introducción general 1

1 INTRODUCCIÓN 4
2 PLATAFORMAS PETROLÍFERAS 6
2.1 Introducción a los tipos básicos 6
2.2 Entorno 6
2.3 Construcción 7
2.4 Reglamentos 7
2.5 Certificación e inspección de garantía 7
3 EXPLOTACIÓN DE UN YACIMIENTO DE PETRÓLEO/GAS MEDIANTE PLATAFORMAS 8
3.1 Introducción 8
3.2 Plataforma cimentada sobre jacket para aguas poco profundas 8
3.3 Plataforma cimentada sobre estructura de hormigón 9
4 JACKETS Y CIMENTACIÓN SOBRE PILOTES 10
4.1 Introducción 10
4.2 Cimentación sobre pilotes 10
4.3 Resistencia de apoyo de los pilotes 11
4.4 Protección frente a la corrosión 11
5 MÓDULOS SUPERIORES 12
5.1 Introducción 12
5.2 Módulos superiores cimentados sobre jackets 12
5.2.1 Conceptos 12

5.2.2 Diseño estructural para los módulos integrados 12
5.2.3 Diseño estructural para los módulos superiores fundados sobre jacket 13
5.3 Diseño para los módulos superiores cimentados sobre estructura de hormigón 13
6 EQUIPOS Y MÓDULOS DE VIVIENDA 14
7 CONSTRUCCIÓN 15
7.1 Introducción 15
7.2 Construcción de jackets, módulos, instalaciones y equipos 15
7.2.1 Jackets instaladas con grúa 15
7.2.2 Jackets instaladas mediante lanzamiento 15
7.2.3 Módulos, instalaciones y equipos sobre estructura de hormigón (EBG) 15
7.2.4 Módulos de jackets 16
7.3 Levantamientos en alta mar 16
7.3.1 Buque grúa 17
7.3.2 Disposición de las eslingas, eslingas y grilletes 17
7.4 Transporte marítimo y sujeción durante el mismo 18
7.5 Izado a bordo 19
7.5.1 Introducción 19
7.5.2 Deslizamiento 19
7.5.3 Plataformas remolque 19
7.5.4 Cabrias en A o grúas tipo Manitowoc 20
7.6 Desmontaje de plataformas en desuso 20
8 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 21
8.1 Introducción 21
8.2 Fase en la obra 21
8.3 Fase de construcción 21
9 ASPECTOS DE COSTES 22
9.1 Introducción 22
9.2 Inversión de Capital (CAPEX) 22
9.3 Gastos de explotación (OPEX) 22
10 EXPLOTACIONES EN AGUAS PROFUNDAS 23
11 RESUMEN FINAL 24

12 GLOSARIO DE TÉRMINOS 24
13 BIBLIOGRAFÍA 25
14 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 25

Lección 17.2: Cargas I: Introducción y cargas de entorno 27

1 INTRODUCCIÓN 30
2 CARGAS DEL ENTORNO 31
2.1 Cargas del viento 31
2.2 Cargas oscilantes 32
2.2.1 Teorías de ondas 32
2.2.2 Estadística de la ola 35
2.2.3 Fuerzas del oleaje sobre los elementos de construcción 36
2.3 Las cargas de las corrientes 39
2.4 Cargas de los seísmos 39
2.5 Cargas de hielo y nieve 41
2.6 Cargas debidas a las variaciones de la temperatura 41
2.7 Desarrollo de la vida marina 41
2.8 Mareas 42
2.9 Movimiento del lecho marino 42
3 RESUMEN FINAL 43
4 BIBLIOGRAFÍA 43

Lección 17.3: Cargas II: Otras cargas 45

1 CARGAS PERMANENTES (PROPIAS) 48
2 CARGAS OPERATIVAS (DINÁMICAS) 49
3 CARGAS PRODUCIDAS DURANTE LA FABRICACIÓN Y EL MONTAJE 51
3.1 Fuerzas verticales ascendentes 51
3.2 Fuerzas de izado 53
3.3 Fuerzas del transporte 53
3.4 Fuerzas de lanzamiento y de posicionamiento en vertical 55

4 CARGAS ACCIDENTALES 57
5 COMBINACIONES DE CARGAS 58
6 RESUMEN FINAL 60
7 BIBLIOGRAFÍA 60
8 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 60

Lección 17.4: Análisis I 61

1 INTRODUCCIÓN 64
2 MODELO ANALÍTICO 65
2.1 Cálculo de vigas (Stick model) 65
2.1.1 Uniones 65
2.1.2 Elementos 65
2.2 Modelos de chapa 65
3 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN 66
3.1 Verificación de los reglamentos 66
3.2 Método de la tensión admisible 66
3.3 Método del estado límite 66
3.3.1 Coeficientes de ponderación 67
3.3.2 Coeficientes del material 68
3.3.3 Clasificación de las condiciones de diseño 68
4 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE LAS BARRAS 69
4.1 Magnitudes de los pilotes de la jacket 69
4.2 Magnitudes de las patas de la plataforma 69
4.3 Arriostramientos de la jacket 69
4.4 Arriostramiento del módulo 69
5 ANÁLISIS ESTÁTICO IN SITU 70
5.1 Modelo estructural 70
5.1.1 Modelo principal 70
5.1.2 Equipos accesorios 70
5.1.3 Modelo de la cimentación 70
5.2 Cargas 70
5.2.1 Cargas gravitatorias 70
5.2.2 Cargas del entorno 70
5.3 Combinaciones de cargas 71

6 ANÁLISIS DINÁMICO 72
6.1 Modelo dinámico 72
6.2 Ecuaciones de movimiento 72
6.2.1 Masa 72
6.2.2 Amortiguamiento 72
6.2.3 Rigidez 73
6.3 Frecuencias y perfiles del modo vibratorio libre 73
6.4 Método de superposición modal 73
6.4.1 Análisis del dominio de la frecuencia 74
6.4.2 Análisis espacio temporal 74
6.5 Métodos de integración directa 74
7 RESUMEN FINAL 76

Lección 17.5: Análisis II 77

1 ANÁLISIS DE FATIGA 80
1.1 Modelo de fatiga 80
1.1.1 Modelo estructural 80
1.1.2 Modelo de la carga hidrodinámica 80
1.1.3 Modelo de la tensión en los nudos 80
1.1.4 Modelo de los daños por fatiga 80
1.1.5 Expresión de forma cerrada 81
1.2 Análisis determinista 81
1.3 Análisis espectral 81
1.4 Fatiga debida al viento 82
1.4.1 Rachas de viento 82
1.4.2 Remolinos 82
2 CONDICIONES ANORMALES Y ACCIDENTALES 83
2.1 Análisis de seísmos 83
2.1.1 Modelo 83
2.1.2 Requisitos de ductilidad 83
2.1.3 Método de análisis 83
2.2 Impacto 83

2.2.1 Impacto de objeto caído/buque 84
2.2.2 Explosión e incendio 84
2.3 Colapso progresivo 84
3 EMBARQUE Y TRANSPORTE 85
3.1 Embarque 85
3.1.1 Deslizamiento 85
3.1.2 Izado a bordo mediante remolque 85
3.2 Transporte 85
3.2.1 Modelo de arquitectura naval 85
3.2.2 Modelo estructural 85
4 MONTAJE 86
4.1 Lanzamiento 86
4.1.1 Modelo de arquitectura naval 86
4.1.2 Modelo estructural 86
4.2 Posicionamiento en vertical 86
4.3 Amarre 86
4.4 Estabilidad sin el apoyo de los pilotes 86
4.5 Pilotaje 86
4.6 Levantamiento 87
4.6.1 Modelo 87
4.6.2 Coeficientes de diseño 87
4.6.2.1 Coeficiente de ponderación de cargas (CPC) 87
4.6.2.2 Coeficiente de amplificación dinámico (CAD) 87
4.6.2.3 Coeficiente del efecto de la inclinación 87
4.6.2.4 Coeficiente del efecto de la rotación de la barcaza (CER) 88
4.6.3 Coeficientes de consecuencias 88
5 ANÁLISIS Y DISEÑO LOCAL 89
5.1 Uniones pilote/camisa 89
5.2 Elementos situados en la zona de salpicaduras 89
5.3 Nudos reforzados 89
5.4 Equipos accesorios 89
5.4.1 Tubería de conducción de petróleo (raisers), caissons y tubos en J 89
5.4.2 Conductores o guías 89

5.5 Helipuerto 90
5.6 Elementos de las antorchas 90
6 RESUMEN FINAL 91
7 BIBLIOGRAFÍA 91

Lección 17.6: Cimentaciones 93

1 INTRODUCCIÓN 96
1.1 Clasificación de los suelos 96
1.2 Suelos granulares 96
1.3 Suelos cohesivos 96
1.4 Estratos formados por varias capas 96
2 DISEÑO 97
2.1 Cargas de diseño 97
2.1.1 Cargas gravitatorias 97
2.1.2 Cargas del entorno 97
2.1.3 Combinaciones de cargas 97
2.2 Resistencia axial estática del pilote 97
2.2.1 Fricción lateral a lo largo del cuerpo (fricción del cuerpo) 98
2.2.2 Esfuerzo en el apoyo 98
2.2.3 Penetración del pilote 98
2.3 Resistencia lateral del pilote 98
2.3.1 Curvas P-y 98
2.3.2 Análisis lateral del pilote 98
2.4 Hincamiento del pilote 98
2.4.1 Fórmulas empíricas 99
2.4.2 Ecuación de onda 99
3 DIFERENTES TIPOS DE PILOTE 100
3.1 Pilotes hincados 100
3.2 Pilotes insertados 100
3.3 Pilotes perforados y rellenados mediante inyección 101
3.4 Pilotes acampanados 101

4 FABRICACIÓN E INSTALACIÓN 102
4.1 Fabricación 102
4.2 Transporte 102
4.2.1 Transporte en barcaza 102
4.2.2 Modo de auto flotación 102
4.2.3 Transporte dentro de la jacket 102
4.3 Martinetes 102
4.3.1 Martinetes de vapor 102
4.3.2 Martinetes diesel 104
4.3.3 Martinetes hidráulicos 104
4.4 Instalación 104
4.4.1 Manejo y colocación de los pilotes 104
4.4.2 Uniones del pilote 104
4.4.3 Colocación del martinete 108
4.4.4 Hincamiento 109
4.5 Uniones pilote/jacket 109
4.5.1 Calzas soldadas 109
4.5.2 Sistema de bloqueo mecánico 109
4.5.3 Hormigonado 110
4.6 Control de calidad 110
4.7 Plan de emergencia 111
5 RESUMEN FINAL 114
6 BIBLIOGRAFÍA 114
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 114

Problema Resuelto 17.1: Cimentaciones 115

1 RESUMEN 119
2 HIPÓTESIS GENERALES 119
2.1 Perfil asumido de las curvas 121
2.2 Presión de sobrecarga 122
3 MODELO (véase también la figura 1) 122
3.1 Tamaño del pilote 122

3.2 Características del sustrato 122
3.2.1 Capa de arcilla blanda 122
3.2.2 Capa de arcilla dura 122
3.2.3 Capa de arena 122
3.3 Cargas sobre el pilote en el nivel del lodo 122
4 CAPA DE ARCILLA BLANDA 124
4.1 Curvas P-Y 124
4.1.1 Expresiones generales 124
4.1.2 Curva p-y típica 125
4.2 Curvas t-z 126
4.2.1 Expresiones generales 126
4.2.2 Curva t-z típica 127
4.3 Curvas de la interacción suelo/pilote 128
5 CAPA DE ARCILLA DURA 129
5.1 Curvas P-Y 129
5.1.1 Expresiones generales 129
5.1.2 Curva p-y típica 130
5.2 Curvas t-z 131
5.2.1 Expresiones generales 131
5.2.2 Curva t-z típica 131
5.3 Curvas de la interacción suelo/pilote 131
6 CAPA DE ARENA 132
6.1 Curvas P-Y 132
6.1.1 Expresiones generales 133
6.1.2 Curva p-y típica 133
6.2 Curvas t-z 134
6.2.1 Expresiones generales 134
6.2.2 Curva t-z típica 134
6.3 Curvas de la interacción suelo/pilote 135
6.4 Resistencia de la punta 135
7 DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS EN EL PILOTE 138
7.1 Modelo viga-pilar utilizando ecuaciones diferenciales 138
7.1.1 Comportamiento axial 138
7.1.2 Comportamiento lateral 138

7.2 Modelo viga-pilar utilizando el procedimiento de la diferencia finita 139
7.3 Resultados del cálculo de la diferencia finita 140
7.3.1 Comportamiento axial 140
7.3.2 Comportamiento lateral 141
7.3.3 Acción combinada (efecto de segundo orden) 141
8 BIBLIOGRAFÍA 143

Lección 17.7: Uniones tubulares en estructuras petrolíferas 145

1 INTRODUCCIÓN 148
2 DEFINICIONES 149
2.1 Definiciones geométricas 149
2.2 Índices geométricos 150
3 CLASIFICACIÓN 151
3.1 Uniones en T y en Y 151
3.2 Uniones en X 151
3.3 Uniones en N y en K 151
3.4 Uniones en KT 152
3.5 Limitaciones 152
3.6 Cómo clasificar una unión 152
4 SEPARACIÓN Y SOLAPE 153
4.1 Definiciones 153
4.2 Limitaciones 153
4.3 Uniones multiplanares 153
5 DISPOSICIÓN DE LAS UNIONES 154
6 RESISTENCIA ESTÁTICA 155
6.1 Cargas tenidas en consideración 155
6.2 Esfuerzo cortante de perforación 155
6.2.1 Esfuerzo cortante de perforación actuante 155
6.2.2 Esfuerzo cortante de perforación admisible 155
6.2.3 El método API 156
6.3 Uniones de solapamiento 157

6.4 Uniones reforzadas 158
6.4.1 Definición 158
6.4.2 Rigidización circular 158
7 CONCENTRACIÓN DE TENSIONES 159
7.1 Coeficiente de la concentración de tensiones 159
7.2 Ecuación de Kellog 159
7.3 Fórmulas paramétricas 159
7.3.1 Ecuaciones de Kuang para uniones en T/Y [4] 160
7.3.2 Ecuaciones de Kuang para uniones en K [4] 160
7.3.3 Ecuaciones de Kuang para uniones en KT [4] 160
8 ANÁLISIS DE FATIGA 161
8.1 Rango de tensión nominal 161
8.1.1 Histograma de la ola 161
8.1.2 Carreras de tensión nominales 161
8.2 Carreras de tensión del punto crítico 161
8.3 Curvas S-N 162
8.4 Índice de los daños de fatiga acumulativos 162
9 RESUMEN FINAL 163
10 BIBLIOGRAFÍA 163

Problema Resuelto 17.2: Uniones 165

1 RESUMEN 168
2 DESCRIPCCIÓN GEOMÉTRICA 169
3 TERMINOLOGÍA 170
4 CARGAS 171
5 CÁLCULO DEL CIZALLAMIENTO DE PUNZONAMIENTO 172
5.1 Tensión tangencial de perforación actuante 172
5.2 Tensión tangencial de punzonamiento admisible 173
5.2.1 Definición y cálculos numéricos de Q_t 173
5.2.2 Definición y cálculos numéricos de Q_q 174
5.2.3 Cálculos de v_{pa} 176
5.3 Combinación de todos los datos 177
6 DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA 179

7 CARRERA DE LA TENSIÓN NOMINAL 181
8 COEFICIENTE DE CONCENTRACIÓN DE TENSIONES (CCT) 182
9 SÍNTESIS DE CARGA 185

Lección 17.8: Fabricación 187

1 INTRODUCCIÓN 190
1.1 Fases de construcción 190
1.2 Filosofía de la construcción 190
2 INGENIERÍA DE LA EJECUCIÓN 193
3 FABRICACIÓN 196
3.1 Procesos de fabricación 196
3.2 Fabricación de los nudos 198
3.3 Subconjuntos de la jacket 199
3.4 Control dimensional 199
4 MONTAJE Y ELEVACIÓN DE LA JACKET 201
4.1 Montaje de la jacket 201
4.2 Elevación de la jacket 202
5 RESUMEN FINAL 206
6 BIBLIOGRAFÍA 206
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 206
APÉNDICE 1 207

Lección 17.9: Instalación 211

1 INTRODUCCIÓN 214
1.1 Fases del proyecto 214
1.2 Filosofía de la construcción 214
1.3 Programación de la instalación 216
2 IZADO A BORDO Y AMARRE MARÍTIMO 218
3 TRANSPORTE MARÍTIMO 221
4 INSTALACIÓN EN EL EMPLAZAMIENTO MARINO 223
4.1 Retirada de la jacket de la barcaza 223

4.1.1 Lanzamiento 223
4.1.2 Levantamiento 224
4.2 Posicionamiento en vertical y colocación sobre el lecho marino de la jacket 225
4.2.1 Posicionamiento en vertical mediante control del lastrado e inundación 225
4.2.2 Posicionamiento en vertical mediante la utilización de buque grúa 227
4.3 Estabilidad sobre el lecho marino 229
5 RESUMEN FINAL 231
6 BIBLIOGRAFÍA 231
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 231

Lección 17.10: Superestructuras I 233

1 INTRODUCCIÓN 236
2 ASPECTOS BÁSICOS DEL DISEÑO 238
2.1 Espacio y elevaciones 238
2.2 Requisitos de la distribución 238
2.3 Cargas 239
2.4 Control de interconexiones 240
2.5 Ingeniería de pesaje 240
3 SISTEMAS ESTRUCTURALES 242
3.1 Selección del módulo para las estructuras principales soportadas en jackets 242
3.2 Selección de los módulos sobre estructuras de hormigón (EBG) 242
3.3 Tipos de piso 243
3.4 Tipos de paneles de piso para pisos con aceros convencionales 244
3.5 Estabilización del piso 244
4 DISEÑO DE LA CUBIERTA 245
4.1 Introducción 245
4.2 Chapa del piso 245
4.3 Trancaniles 246

4.4 Baos de cubierta 246
4.5 Arriostramiento horizontal 248
5 RESUMEN FINAL 250
6 BIBLIOGRAFÍA 250
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 250

Lección 17.11: Superestruturas II 251

1 INTRODUCCIÓN 254
2 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL 255
2.1 Introducción 255
2.2 Diseño del pórtico de la estructura principal 255
2.3 Diseño de las vigas de celosía de la estructura principales 256
2.4 Diseño de los cerramientos resistentes de las estructuras principales 257
2.5 Paredes sin carga 258
2.6 Soportes de las grúas 258
3 ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS DEL MÓDULO 260
3.1 Introducción 260
3.2 Diseño de las vigas compuestas 260
3.3 Resistencia de las uniones 260
3.4 Puntos para el levantamiento 261
3.5 Diseño del piso 261
3.6 Soportes para los módulos 262
4 CONSTRUCCIÓN 263
4.1 Introducción 263
4.2 Fabricación 262
4.2.1 Operaciones 263
4.2.2 Aspectos del diseño 263
4.3 Pesaje 263
4.4 Embarque 263
4.4.1 Operaciones 263
4.4.2 Aspectos del diseño para el embarque 264

4.5 Transporte marítimo y sujeción durante el mismo 265
4.5.1 Operaciones 262
4.5.2 Aspectos del diseño del transporte marítimo y del amarre durante el mismo 266
4.6 Montaje 266
4.6.1 Operaciones 266
4.6.2 Aspectos del diseño del montaje mediante levantamiento .. 267
4.7 Conexión 268
4.8 Puesta en servicio 268
4.9 Inspección, mantenimiento y reparaciones (IMR) 268
4.10 Retirada 269
5 RESUMEN FINAL 270
6 BIBLIOGRAFÍA 270

Lección 17.12: Uniones en estructuras de cubierta de plataformas petrolíferas 271

1 INTRODUCCIÓN 274
2 UNIONES EN LOS MÓDULOS DE LAS CUBIERTAS DE LAS PLATAFORMAS PETROLÍFERAS 275
3 UNIONES ENTRE TRANCANILES Y VIGAS 276
4 UNIONES ENTRE LOS BAOS PRINCIPALES E INTERMEDIOS 278
5 UNIONES DEL BAO AL PILAR DE CUBIERTA 280
6 UNIONES ENTRE BAOS Y PILARES 283
7 UNIONES DE LAS VIGAS DE CELOSÍA 284
8 UNIONES ESPECIALES 287
9 RESUMEN FINAL 289
10 BIBLIOGRAFÍA 289
11 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 290

Problema Resuelto 17.3: Unión del Bao al pilar de suelo 291

1 RESUMEN 294
2 EJEMPLO DE PROYECTO: UNIÓN DEL BAO AL PILAR DE SUELO 295

2.1 Unión del Bao rigidizado al pilar de suelo 296
2.2 Unión del Bao no rigidizado al pilar de suelo 298
2.3 Comparación de las uniones de los Baos rigidizados y no rigidizados al pilar de suelo 300
DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS 301

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.1: Plataformas Petrolíferas: Introducción General

OBJETIVOS/CONTENIDO

Identificar el vocabulario básico, introducir los conceptos principales para las estructuras de las plataformas petrolíferas y explicar el origen de los requisitos básicos para el diseño.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

RESUMEN

La lección comienza con una presentación de la importancia de la explotación de hidrocarburos mediante plataformas petrolíferas, las etapas básicas en el proceso de explotación (desde la exploración sísmica hasta la retirada de plataformas) y la introducción de conceptos estructurales importantes (plataformas sobre estructura metálica jacket, sobre estructura vertical de hormigón E.V.H., plataformas semisumergibles, flotante). Se identifican los reglamentos principales.

En el caso de los conceptos de plataformas fijas (jacket y E.V.H.), se explican brevemente las diferentes fases de ejecución: diseño, trabajo de taller y montaje. Se presta una atención especial a algunos principios del diseño del suelo superior.

Se presenta una introducción básica a aspectos de costes.

Finalmente, se introducen términos mediante un glosario.

1. INTRODUCCIÓN

Las plataformas petrolíferas se construyen con el objeto de extraer petróleo y gas. La contribución que representó la producción de crudo de las plataformas petrolíferas durante el año 1988 al consumo mundial de energía supuso un 9% y se calcula que será del 24% en al año 2000.

La inversión (CAPEX) necesaria actualmente para la producción de un barril de petróleo al día ($/B/D), así como los costes de producción (OPEX) por barril se muestran en la tabla que se ofrece a continuación.

En 1988 la producción mundial de petróleo fue de 63 millones de barriles al día. Estas cifras indican claramente el desafío al que se enfrenta el proyectista: es necesaria una mayor contribución de la explotación de las plataformas petrolíferas, una actividad intensiva de la mayor importancia.

La figura 1 muestra la distribución de los campos petrolíferos y de gas del Mar del Norte, una de las principales contribuciones a la producción mundial de hidrocarburos obtenidos mediante plataformas petrolíferas. También indica los campos en tierra situados en el Reino Unido, los Países Bajos y Alemania.

CONDICIÓN	CAPEX $/B/D	OPEX $/B
Convencional		
Media	4000 - 8000	5
Oriente Medio	500 - 3000	1
No OPEP	3000 - 12000	8
Plataformas petrolíferas		
Mar del Norte	10000 - 25000	5 - 10
Aguas profundas	15000 - 35000	10 - 15

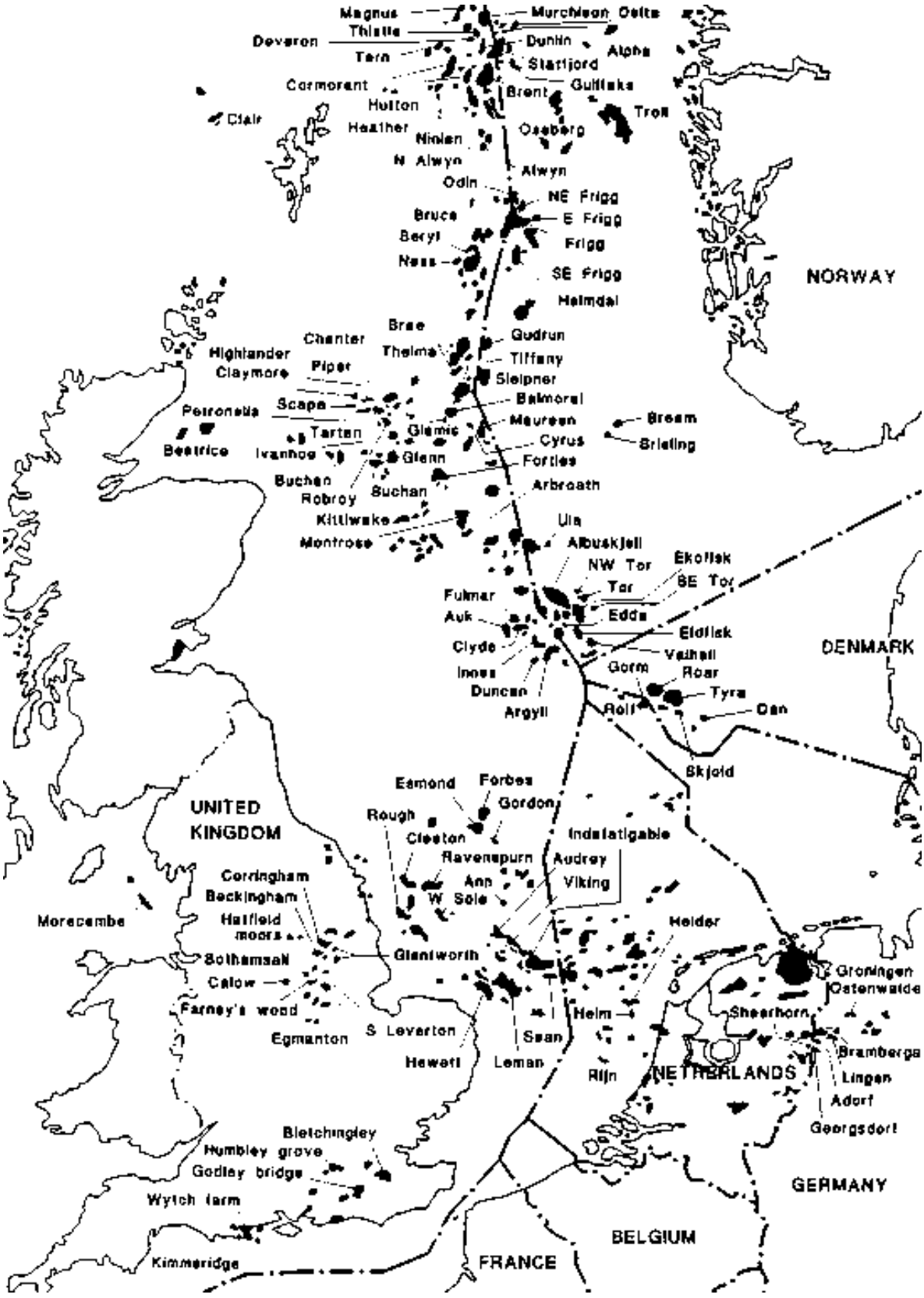


Figura 1 Campos petrolíferos y de gas del Mar del Norte (según el World Oil, Agosto de 1988)

2. PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

2.1 Introducción a los Tipos Básicos

La gran mayoría de las plataformas consisten en una torre sobre pilotes que sustenta los módulos (jacket), todo ello fabricado en acero (véase las diapositivas 1 y 2).



Diapositiva 1



Diapositiva 2

Un segundo tipo principal lo constituyen las estructuras de hormigón (véase la figura 2), que se utilizan en el Mar del Norte en los sectores noruego y británico.

Un tercer tipo lo constituyen las unidades de producción flotantes.

2.2 Entorno

El entorno de una plataforma petrolífera en alta mar puede caracterizarse por:

- profundidad del agua en el emplazamiento
- suelo, en el lecho marino y en el subsuelo
- velocidad del viento, temperatura del aire
- olas, fuerza de la marea y tormentas, corriente
- hielo (fijo, flotante, icebergs)
- seísmos (si fuera el caso)

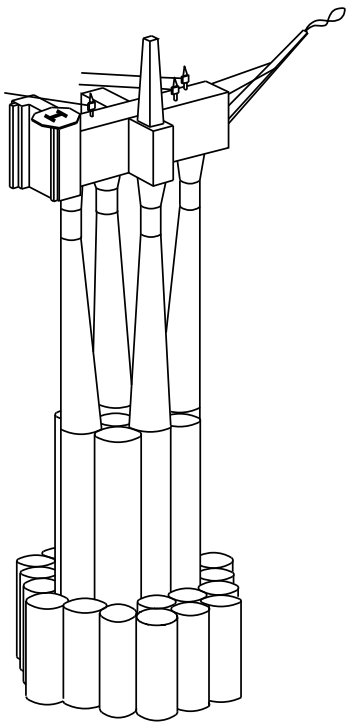


Figura 2 Plataforma con subestructura basada en la gravedad, construida para los yacimientos británicos y noruegos en el norte del Mar del Norte

La estructura del módulo superior debe mantenerse fuera del alcance de las crestas de las olas. El espacio libre u holgura entre la cresta de la ola y el módulo se fija normalmente en 1,50 m, pero debería aumentarse en caso de que el agotamiento de las reservas originara un asiento significativo.

2.3 Construcción

El entorno, así como aspectos financieros, exigen que gran parte de la construcción previa se efectúe en tierra. Es necesario realizar el diseño de manera que se limite al mínimo el trabajo en el mar. El coste global de una hora de trabajo de operario en el mar es aproximadamente cinco veces el de una hora de operario en tierra. El coste de los equipos de construcción necesarios para el manejo de cargas, así como los costes de logística, también son mucho más elevados en el mar.

Estos factores, combinados con la magnitud y el peso de las piezas, exigen que el proyectista se vea obligado a prestar una gran atención a todas las actividades de construcción entre el trabajo de taller y el montaje en el mar.

2.4 Reglamentos

El diseño estructural ha de cumplir ciertos reglamentos específicos para las estructuras de las plataformas petrolíferas. El reglamento estructural principal de ámbito mundial es el API-RP2A [1]. Las reglas de Lloyds [2], recientemente publicadas, y las reglas DnV [3] también son importantes.

Se han de cumplir los requisitos gubernamentales específicos, por ejemplo los contenidos en las reglas del Department of Energy (DoE), Norwegian Petroleum Direktorate (NPD). Para el diseño de detalles de la estructura del suelo superior se utiliza con frecuencia el reglamento AISC [4] y para las soldaduras se utiliza el reglamento AWS [5].

En el Reino Unido el accidente del Piper Alpha ha provocado la aparición de un nuevo enfoque para la regulación de las plataformas petrolíferas. La responsabilidad del control de la reglamentación se ha trasladado al Health and Safety Executive (HSE) y es el operador el que ha de presentar una evaluación formal de la seguridad en lugar de ajustarse a regulaciones detalladas.

2.5 Certificación e Inspección de Garantía

Las autoridades gubernamentales exigen que organismos reconocidos evalúen los aspectos de integridad estructural y emitan un certificado al efecto.

Los principales organismos de certificación son:

- Det norske Veritas (DnV)
- Lloyds Register of Shipping (LRS)
- American Bureau of Shipping (ABS)
- Bureau Veritas (BV)
- Germanischer Lloyd (GL)

Sus exigencias están a disposición del proyectista [2, 3, 6, 7, 8].

Las compañías de seguros que cubren el transporte y el montaje exigen que inspectores de las aseguradoras inspeccionen las estructuras antes de que se proceda a la aceptación. Los inspectores de las aseguradoras aplican las normas, si las hubiera, de manera confidencial.

3. EXPLOTACIÓN DE UN YACIMIENTO DE PETRO-LEO/GAS MEDIANTE PLATAFORMAS

3.1 Introducción

En [9] se resumen los diferentes requisitos de una plataforma petrolífera, así como las fases típicas para su explotación. Tras varias etapas iniciales entre las que se incluye el estudio sísmico del campo, se perforan uno o más pozos de exploración. Para esta labor se utilizan plataformas de perforación autoelevadoras en profundidades del agua de hasta 100-120 m; para aguas más profundas se utilizan equipos de perforación flotantes. Se estudian los resultados y se evalúan los aspectos económicos y los riesgos de los diferentes planes de explotación. Los factores que toman parte en la evaluación pueden incluir el número de pozos necesario, instalaciones de producción fijas o flotantes, el número de estas instalaciones y la descarga mediante oleoducto o petroleros.



Diapositiva 3

Tan pronto como se decide y aprueba la explotación, hay cuatro actividades técnicas principales, anteriores a la producción:

- ingeniería y diseño
- trabajo de fabricación y montaje de la instalación de producción
- perforación de los pozos de producción, que se prolonga durante 2-3 meses por pozo
- suministro del sistema de descarga (oleoductos, petroleros, etc.).

La interacción entre la perforación y la construcción se describe a continuación para dos conceptos típicos de plataforma fija.

3.2 Plataforma cimentada sobre jacket para aguas poco profundas

En primer lugar se instala la jacket. Luego se perforan los pozos utilizando una unidad de perforación autoelevadora emplazada en las proximidades que se extiende por encima de la jacket. La diapositiva 3 muestra una unidad de perforación autoelevadora con un equipo de perforación .(En este ejemplo se encuentra efectuando labores de perforación exploratoria y por lo tanto trabaja sola.)

El diseño y la construcción del módulo superior se efectúan paralelamente a la perforación, permitiendo que la producción se inicie poco después del montaje de la cubierta. Para la perforación de pozos adicionales, se llamará de nuevo a la unidad de perforación autoelevadora y se colocará sobre el área a perforar donde está emplazada la plataforma de producción.

Como alternativa a este concepto, a menudo se acomodan otros pozos en plataformas independientes, unidas por medio de un puente a la plataforma de producción (véase la diapositiva 1).

3.3 Plataforma cimentada sobre estructura de hormigón

Se perforan los pozos desde un equipo de perforación situado en la plataforma permanente (véase la diapositiva 2). La perforación se inicia una vez que la plataforma está construida y totalmente montada. De esta manera, la producción se inicia entre uno y dos años después del montaje de la plataforma.

Durante los últimos años se han utilizado pozos pre-perforados con el fin de permitir un inicio más temprano de la producción. En este caso, se ha de instalar la plataforma exactamente sobre los pozos pre-perforados.

4. JACKETS Y CIMENTACIÓN SOBRE PILOTES

4.1 Introducción

Las jackets, las estructuras tubulares ancladas con forma de torre, cumplen generalmente dos funciones:

- Proporcionan la estructura de apoyo para la instalación de producción (módulo), manteniéndola estable por encima de las olas.

- Soportan lateralmente y protegen los conductores del pozo de 26-30 pulgadas y el oleoducto ascendente.

Los métodos de montaje de la jacket y de los pilotes ejercen un profundo impacto sobre el diseño.

4.2 Cimentación sobre Pilotes

La cimentación de la jacket se lleva a cabo mediante pilotes tubulares de acero con el extremo abierto, de diámetros de hasta 2 m. Los pilotes se introducen en el lecho marino hasta una profundidad de 40-80 m y, en algunos casos, hasta 120 m.

Básicamente, existen tres tipos de disposición de pilotes/jacket (véase la figura 3):

Concepto de pilote a través de las patas, en el que se instala el pilote en las patas de las esquinas de la jacket.

Pilotes en zócalo a través de alojamientos para el pilote situados en la base de la jacket, en el que el pilote se instala en guías acopladas a los pilares de la jacket. Los pilotes en zócalo pueden colocarse formando agrupaciones alrededor de cada pilar de la jacket.

Pilotes en zócalo vertical que se instalan directamente en el alojamiento del pilote en la base de la jacket; se eliminan todas las demás guías. Esta disposición tiene como resultado un menor peso estructural y una mayor facilidad del hincamiento de los pilotes. En cambio, los pilotes inclinados agrandan la cimentación en su base, proporcionando de esta manera una estructura más fuerte.

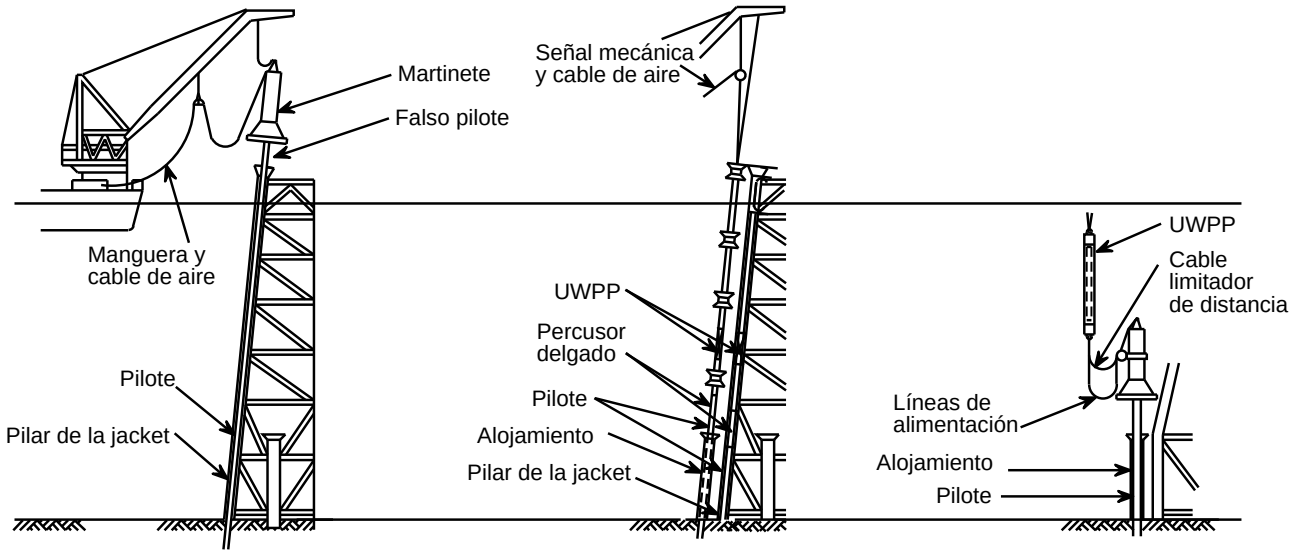


Figura 3 Tipos de cimentación para Jacket con técnicas de pilotaje convencionales y nuevas

4.3 Resistencia de apoyo de los Pilotes

La resistencia a la carga axial es necesaria tanto para el aplastamiento como para la tracción. El pilote acumula tanto rozamiento superficial como resistencia al aplastamiento.

La resistencia del pilote a la carga lateral es necesaria para la contención de las fuerzas horizontales. Estas fuerzas originan una flexión significativa del pilote cerca del lecho marino.

El número, disposición, diámetro y penetración de los pilotes dependen de las cargas del entorno y de las condiciones del módulo en el emplazamiento.

4.4 Protección frente a la corrosión

La forma más frecuente de protección frente a la corrosión de la parte desnuda sumergida de la jacket, así como de la parte superior de los pilotes introducidos en el lecho, es la protección catódica mediante ánodos de sacrificio. Un ánodo de sacrificio (aproximadamente 3 KN cada uno) consiste en una barra fundida de cinc/aluminio colocada alrededor de un tubo de acero y soldada a las estructuras. Normalmente, aproximadamente el 5% del peso de la jacket está en forma de ánodos.

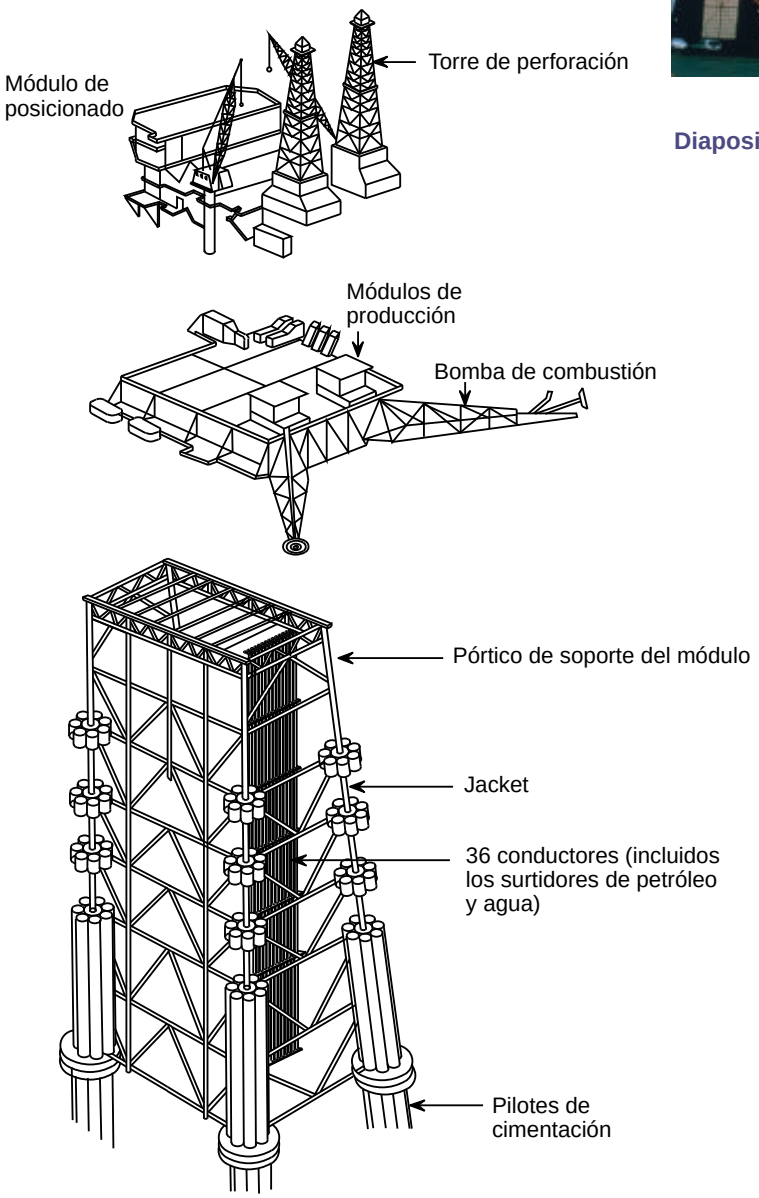
La estructura de acero en la zona de salpicaduras se protege normalmente mediante un sobre-espesor de 12 mm en cada elemento.

5. MÓDULOS SUPERIORES

5.1 Introducción

Las funciones principales de los módulos de una plataforma petrolífera son:

- control del pozo
- soporte para los equipos de los trabajos de complemento



Obsérvese el montaje de las vigas en la jacket y las guías de los pilotes convencionales

Figura 4 Jacket basada en una estructura superior modulada



Diapositiva 4

- separación del gas, petróleo y componentes no transportables del producto en bruto, por ejemplo agua, parafinas/ceras y arena
- soporte para las bombas/compresores necesarios para transportar el producto a tierra
- generación de energía
- alojamiento para el personal de operación y mantenimiento.

Básicamente hay dos tipos de estructuras para los módulos, el integrado y el modularizado, que se colocan bien sobre una jacket o sobre una estructura de apoyo de hormigón.

5.2 Módulos superiores cimentados sobre Jackets

5.2.1 Conceptos

Existen cuatro conceptos estructurales en la práctica, que se originan en las capacidades de carga de los buques grúa y de maniobras de carga o izado en los astilleros:

- el módulo integrado simple (hasta aproximadamente 100 MN)

- el módulo dividido en dos unidades de cuatro pilares
- el módulo integrado con módulo de vivienda
- la unidad modularizada consistente en una Estructura de Apoyo (EA) que soporta una serie de módulos.

La diapositiva 4 muestra el traslado de un módulo integrado (aunque no incluye el área habitable ni el helipuerto) desde las instalaciones de montaje.

5.2.2 Diseño Estructural para los Módulos Integrados

Para los módulos más pequeños, de hasta un peso aproximado de 100 MN la estructura de apoyo consiste en vigas de celosía o pórticos con supresión de diagonales.

Lo moderado de la carga vertical y del esfuerzo cortante por pilar permite que el módulo superior se apoye tan sólo sobre pilares verticales (patas del módulo), que llegan hasta la parte superior de los patas (situados a aproximadamente +4 m a +6 M.A.B (Marea Astronómica Baja).

5.2.3 Diseño Estructural para los Módulos Superiores Fundados sobre Jacket

Una unidad modularizada de importancia pesa de 200 a 400 MN. En este caso, el EA es una estructura tubular pesada (figura 4), con arriostramiento lateral que se extiende hasta la parte superior de la jacket.

5.3 Diseño para los módulos superiores cimentados sobre estructura de hormigón

El peso de los módulos que se han de apoyar sobre una estructura hormigonada (véase la figura 2) está comprendido en un campo de 200 MN hasta 500 MN.

La columna vertebral de la estructura consiste en un sistema de vigas tubulares fuertes con una altura de aproximadamente 10 m y una anchura de aproximadamente 12-15 m (véase la figura 5).

La estructura de apoyo de la unidad modularizada está conectada rígidamente al pilar de hormigón y actúa como una viga de apoyo para los módulos. A través de esta conexión se transmite la fatiga inducida por las olas en la estructura del módulo. Un reciente avance, previsto para la plataforma noruega Troll, consiste en proporcionar una conexión flexible entre el módulo y el pilar de hormigón, con lo que se elimina de esta forma la fatiga en el módulo [10].

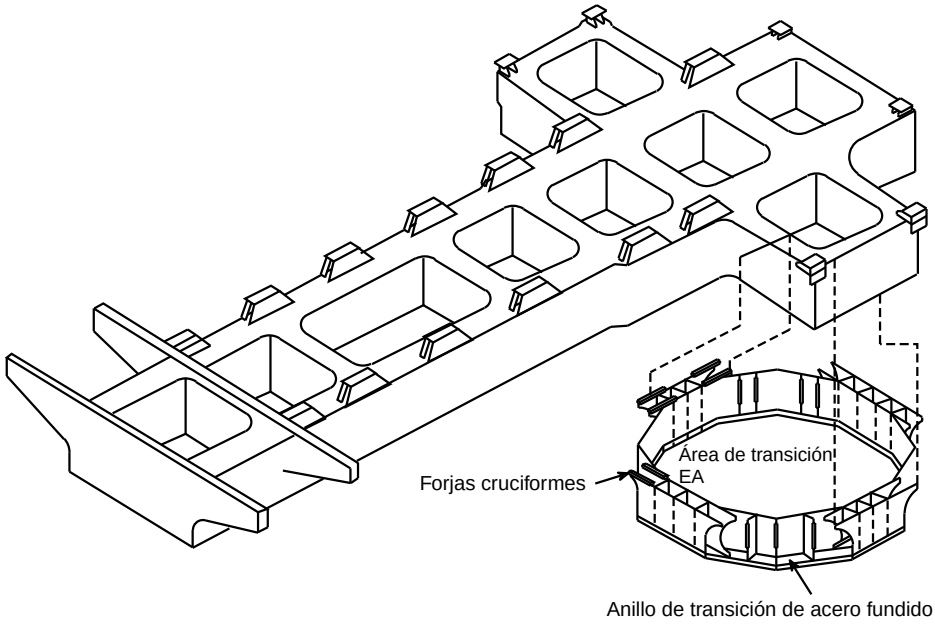


Figura 5 Estructura de soporte modulada para subestructuras basadas en la gravedad

6. EQUIPOS Y MÓDULOS DE VIVIENDA

Los módulos para el equipo (20-75 MN), tienen forma de cajas rectangulares provistas de uno o dos pisos intermedios.

Los suelos son de chapa de acero (de un grosor de 6, 8 o 10 mm) para el techo y el piso inferior y de enrejado para los pisos intermedios.

En los módulos habitables (5-25 MN) las ventanas son necesarias en todos los dormitorios y deben colocarse varias puertas en las paredes exteriores. Este requisito puede interferir gravemente con la disposición de las vigas de celosía. Los módulos son de chapa plana o rigidizada.

Pueden distinguirse tres tipos de conceptos estructurales, todos ellos evitando los pilares interiores:

- vigas de celosía convencionales en las paredes.
- paredes de chapa rigidizada (también llamada revestimiento resistente o tipo casa de cubierta).
- estructura de soporte fuerte (con arriostramiento anti viento en las paredes).



Diapositiva 5

7. CONSTRUCCIÓN

7.1 Introducción

El diseño de plataformas petrolíferas ha de considerar varias exigencias de la construcción relacionadas con:

1. fabricación
2. peso
3. embarque en la barcaza
4. transporte marítimo
5. montaje en el mar
6. montaje de módulos
7. uniones
8. puesta en servicio

Se debe disponer de una estrategia de construcción documentada durante todas las fases del diseño y debe efectuarse un seguimiento del desarrollo real del diseño, cotejándolo con la estrategia de construcción.

A continuación se ilustra la construcción mediante cuatro ejemplos.

7.2 Construcción de jackets, módulos, instalaciones y equipos

7.2.1 Jackets Instaladas con Grúa

Se construye la jacket en posición vertical (jackets más pequeñas) u horizontal (jackets más grandes) en un muelle del emplazamiento de fabricación.

Se iza y sujeta la jacket a bordo de una barcaza. En el emplazamiento de la plataforma, se fondea la barcaza junto a un buque grúa.

Se levanta la jacket de la barcaza, se coloca en posición vertical desde la horizontal en la que estaba y se coloca cuidadosamente sobre el lecho marino.

Tras colocar la jacket, se instalan los pilotes en sus alojamientos y se introducen en el lecho marino. La fijación de los pilotes a la jacket concluye el montaje.

7.2.2 Jackets Instaladas mediante Lanzamiento

Se construye la jacket en posición horizontal.

Para su izado a bordo de la barcaza de transporte, se coloca la jacket sobre rodillos que se deslizan sobre una vía recta de vigas metálicas y se la arrastra para subirla a la barcaza.

Una vez en el emplazamiento de la plataforma, se desliza la jacket fuera de la barcaza. Se sumerge profundamente en el agua y posteriormente adopta una posición flotante (véase la figura 6).

Se necesitan dos vigas de celosías verticales y paralelas fuertes en la estructura de la jacket, capaces de absorber las reacciones en el apoyo durante el lanzamiento. Con el fin de reducir las fuerzas y momentos en la jacket, se acoplan balancines a la popa de la barcaza.

La siguiente fase consiste en colocar la jacket en posición vertical por medio del llenado controlado de los tanques de flotabilidad y a continuación se coloca sobre el lecho marino. Las jackets con capacidad de colocarse por sí mismas en posición vertical lo hacen así tras el lanzamiento. El montaje se completa con el pilotaje y la fijación de los pilotes/jacket.

7.2.3 Módulos, instalaciones y equipos sobre estructura vertical de hormigón (E.V.H.)

Los módulos, instalaciones y equipos que componen una plataforma, se montan sobre una estructura de apoyo temporal sobre el mar y cercana a los astilleros. Después se la transporta en una barcaza de unas dimensiones tales que encaje entre las patas de la estructura de apoyo tem-

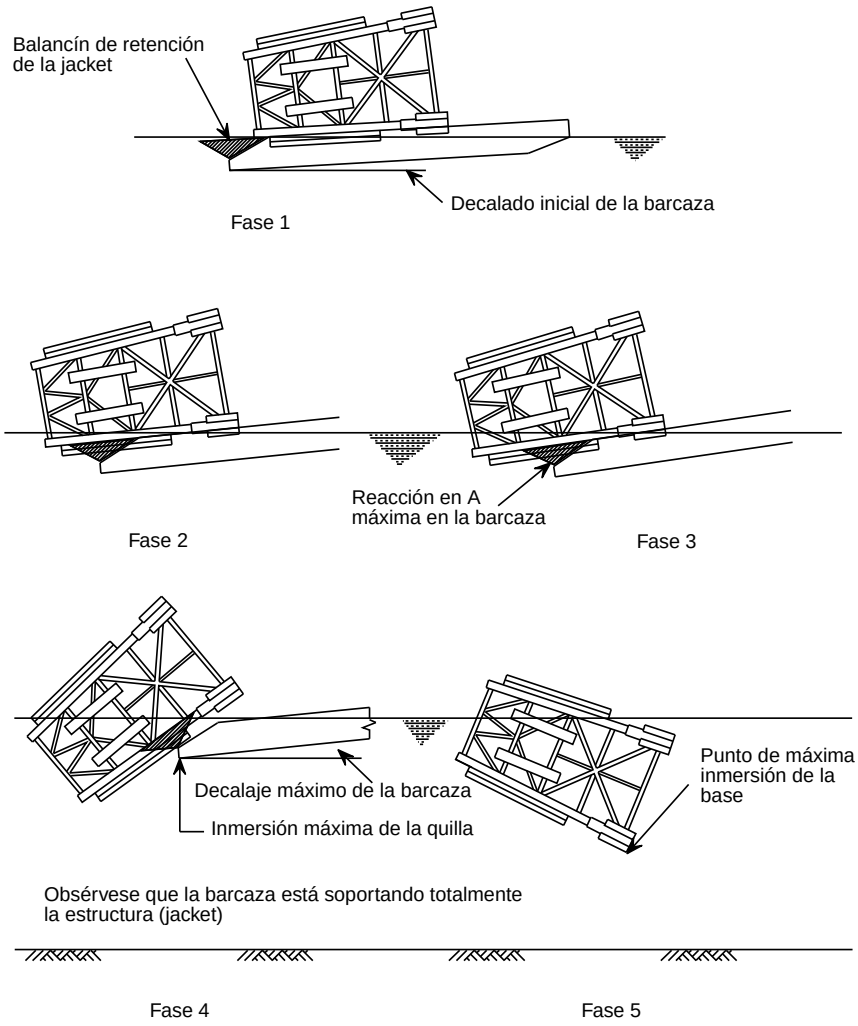


Figura 6 Lanzamiento de una jacket

poral y entre las patas de la E.V.H. A continuación se transporta la E.V.H., en un estado de flotación profunda, a un emplazamiento protegido, por ejemplo un fiordo noruego. Se coloca la barcaza entre los pilares y se descarga de lastre la E.V.H. para que se ajuste y soporte los módulos de la barcaza. Finalmente se remolca la E.V.H. flotante con los módulo hasta el emplazamiento en el mar y se coloca sobre el lecho marino.

7.2.4 Módulos de Jackets

En el caso de módulos de hasta aproximadamente 120 MN, es posible efectuar su montaje en un solo levantamiento. La diapositiva 6 muestra el montaje de un módulo de 60 MN realizado por grúas flotantes.

En el caso de la unidad modularizada, se ha de instalar en primer lugar la estructura de apoyo para los módulos, seguida inmediatamente por los módulos.

7.3 Levantamientos en alta mar

El levantamiento de cargas pesadas desde barcazas (diapositiva 6) constituye una de las actividades de construcción de gran importancia y espectacularidad y que requiere atención a la hora de desarrollar los conceptos. Para estas operaciones son necesarias las llamadas “ventanas meteorológicas”, es decir, los periodos de condiciones meteorológicas adecuadas.



Diapositiva 6

7.3.1 Buque Grúa

El levantamiento de cargas pesadas en el mar exige el uso de buques grúa especializados. La figura 7 ofrece información sobre un buque grúa típico con dos grúas. La tabla 1 (página 16) presenta una lista de algunos de los principales buques grúa.

7.3.2 Disposición de las Eslingas, Eslingas y Grilletes

Para el levantamiento se utilizan eslingas de acero en una disposición de cuatro cables que descansan directamente en el gancho de cuatro puntos del buque grúa (véase la figura 8). La eslinga más pesada disponible actualmente tiene un diámetro de aproximadamente 350 mm, una carga de rotura de aproximadamente 48 MN y una carga útil de seguridad (CUS) de 16 MN. Hay grilletes disponibles con una carga útil de seguridad de hasta 10 MN para conectar los cáncamos (padeyes) instalados en los pilares de los módulos. Debido al espacio necesario, la unión de más de un grillete al mismo pilar no resulta una opción muy atractiva. Así pues, cuando la carga de la eslinga supera los 10 MN, los muñones (trunnions) se convierten en una opción.

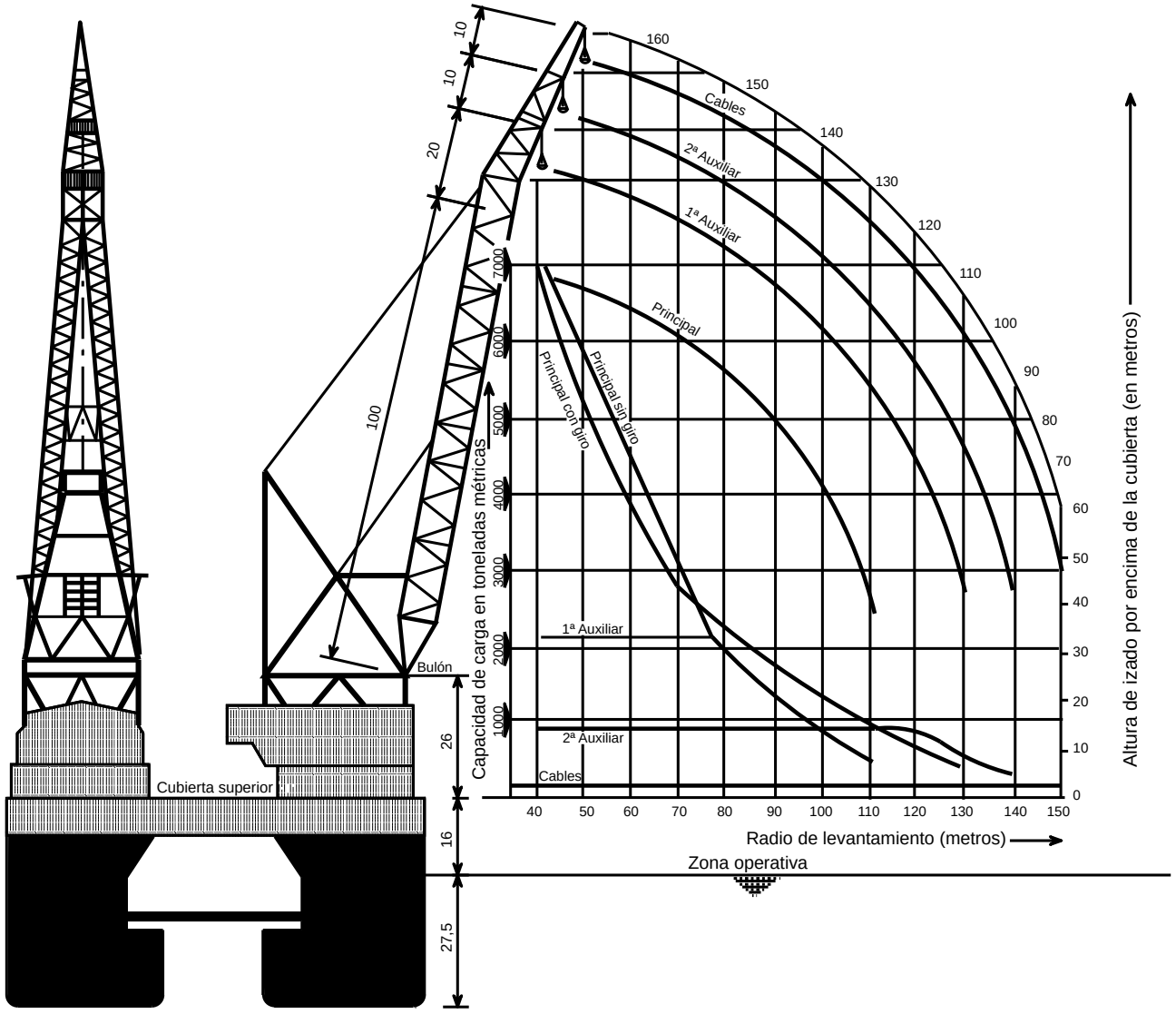


Figura 7 Diagrama de la capacidad de carga para un buque-grúa grande y doble

Operador	Nombre	Tipo	Modo	Capacidad de carga (toneladas)
Heerema	Thor	Monocasco	Fijo	2720
			Giratorio	1820
	Odín	Monocasco	Fijo	2720
			Giratorio	2450
	Hermod	Semisumergidas	Fijo	4536 + 3628 = 8164
			Giratorio	3630 + 2720 = 6350
	Balder	Semisumergidas	Fijo	3630 + 2720 = 6350
			Giratorio	3000 + 2000 = 5000
McDermott	DB50	Monocasco	Fijo	4000
			Giratorio	3800
	DB100	Semisumergida	Fijo	1820
			Giratorio	1450
	DB101	Semisumergida	Fijo	3600
			Giratorio	2450
	DB102	Semisumergidas	Giratorio	6000 + 6000 = 12000
Micoperi	M7000	Semisumergida	Giratorio	7000 + 7000 = 14000
ETPM	DLB1601	Monocasco	Giratorio	16000

Notas:

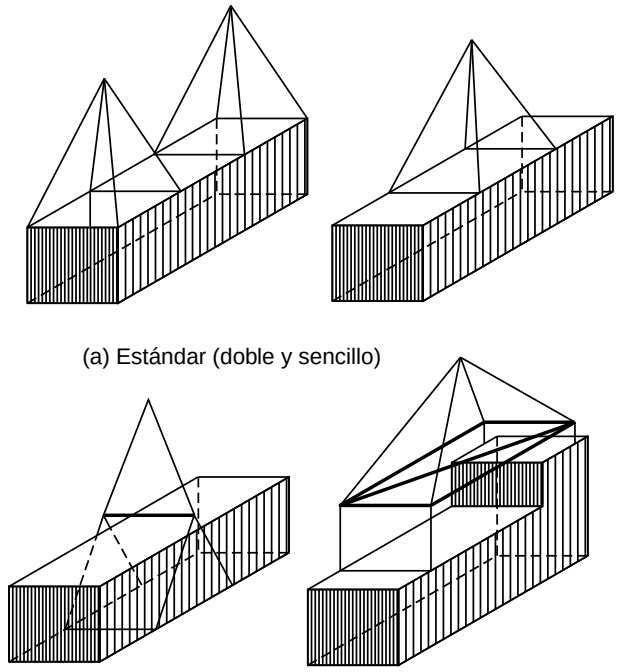
1. Capacidad de carga nominal en toneladas métricas.
2. Cuando los buques grúas están provistos de dos grúas, éstas se encuentran en la proa y popa del buque, aproximadamente a 60 m de distancia entre ejes.
3. Giratorio = Capacidad de carga con grúa totalmente giratoria.
   Fijo = Capacidad de carga con grúa fija.

Tabla 1 Buques grúa más importantes

7.4 Transporte Marítimo y Sujeción Durante el Mismo

El transporte se efectúa a bordo de una barcaza de cubierta plana o, si fuera posible, sobre la cubierta del buque grúa.

Es necesario sujetar el módulo a la barcaza (véase la figura 9) con el fin de que resista el movimiento de la barcaza en aguas embravecidas. El concepto de la sujeción durante la travesía lo determinan las posicio-



(a) Estándar (doble y sencillo)

(b) Con viga de reparto y puntos de elevación en la parte inferior del módulo

(c) Con estructura de distribución y puntos de elevación en la cubierta del módulo

Figura 8 Varias disposiciones de eslingas sobre cuatro puntos

nes de la estructura del módulo, así como los “puntos fuertes” de la barcaza.

7.5 Izado a Bordo

7.5.1 Introducción

Para el izado a bordo se aplican tres métodos básicos:

- deslizamiento
- plataformas remolque
- cabrias en A.

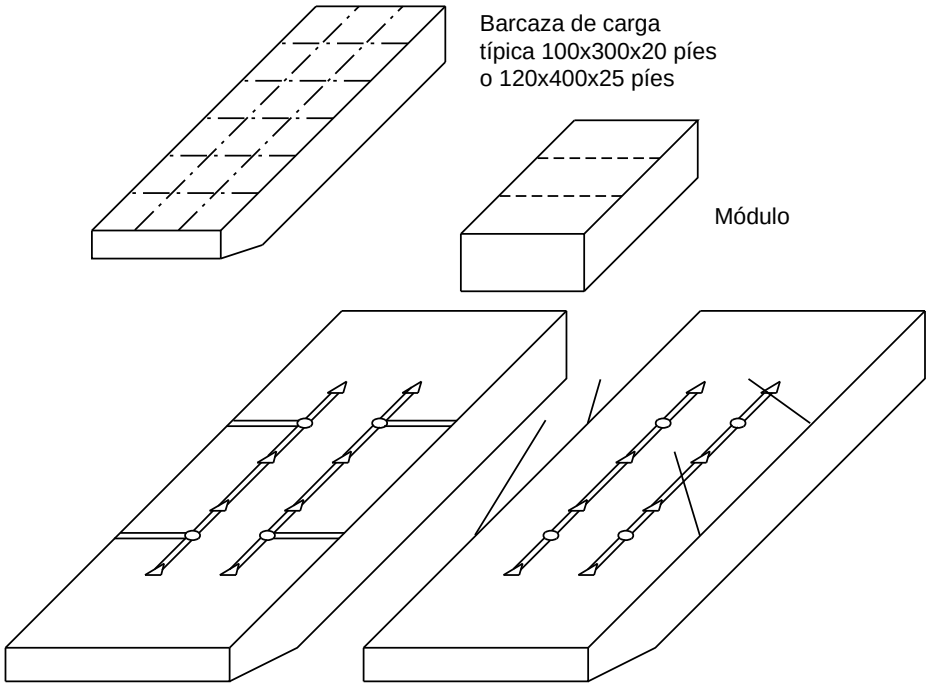
7.5.2 Deslizamiento

El deslizamiento es un método viable para elementos de cualquier peso. Este sistema consiste en una serie de vigas metálicas, que sirven de vía, sobre las cuales se dispone un grupo de patines, cada uno de ellos con una capacidad de carga de 6 MN. Cada patín está provisto de un gato hidráulico para el control de la reacción.

7.5.3 Plataformas Remolque

Es posible combinar unidades de remolque especializadas (véase la figura 10) con el fin de que se comporten como una sola unidad para cargas de hasta 60-75 MN. Las ruedas están suspendidas individualmente y los gatos integrados permiten el ajuste hasta 300 mm.

La capacidad de carga sobre el área de módulo proyectada varía desde aproximadamente 55 hasta 85 kN/milla cuadrada



(a) Sólo se fija la base

(b) Se fija la base y se usan abrazaderas

Figura 9 Conceptos de fijación en el mar

Es posible conducir las unidades en todas las direcciones, así como tomar curvas.

7.5.4 Cabrias en A o grúas tipo Manitowoc

El izado a bordo mediante cabrias en A o grúas tipo Manitowoc resulta atractiva en el caso de jackets pequeñas construidas en el muelle. Los módulos más pequeños (hasta 10-12 MN) pueden cargarse sobre la Jacket colocada previamente en la barcaza, permitiendo de esta manera la instalación del módulo y de la Jacket mediante un único levantamiento del buque grúa.

7.6 Desmontaje de Plataformas en desuso

Durante los últimos años, el desmontaje de plataformas en desuso se ha convertido en algo habitual. La manera de llevar a cabo esta operación depende en gran medida de las regulaciones de las autoridades locales. En la fase de diseño se deben considerar el proveer a la plataforma de lo necesario para su retirada.

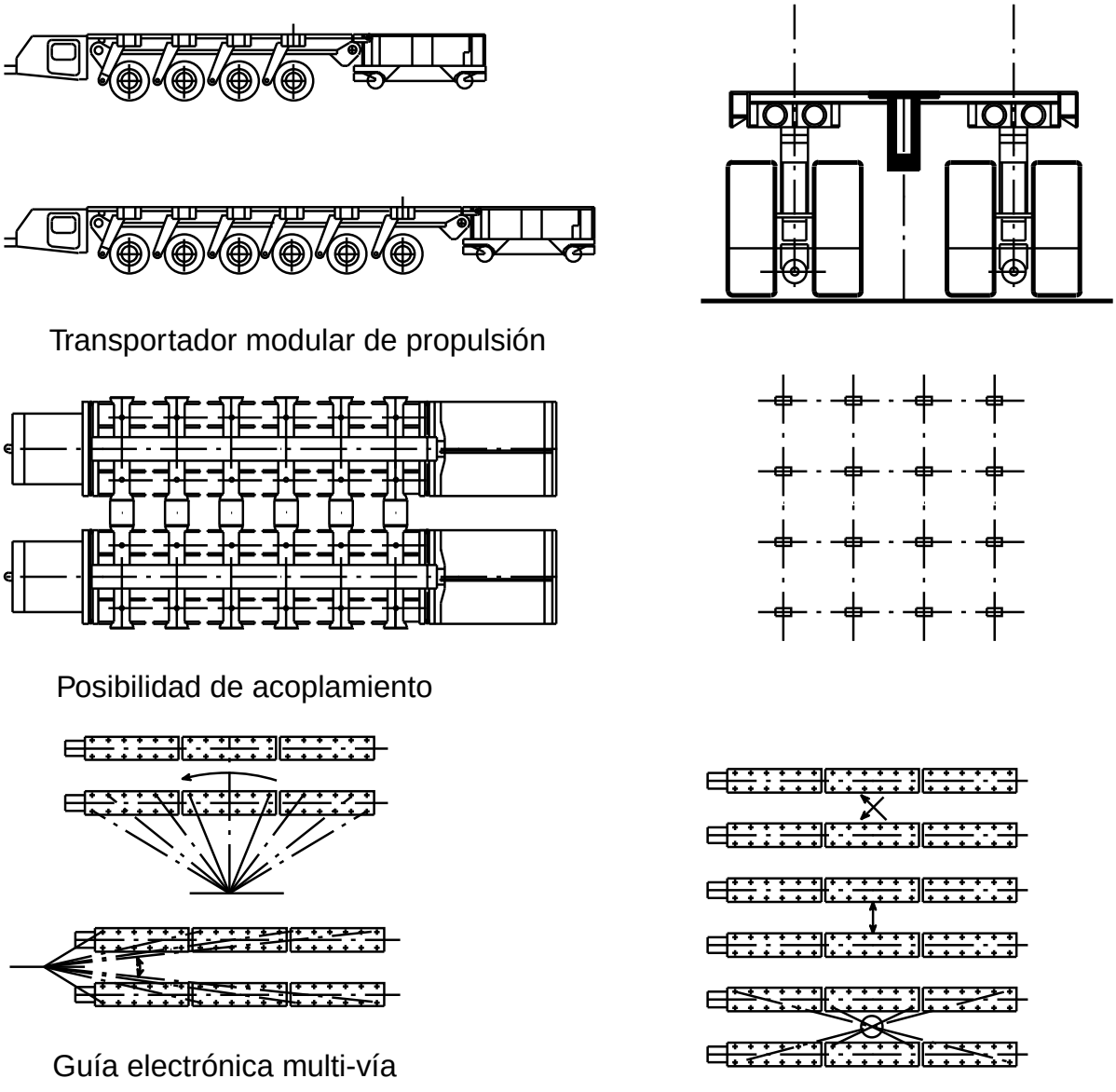


Figura 10 Trailer autopropulsado modular para el remolque de la plataforma

8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

8.1 Introducción

La mayor parte de los análisis estructurales se basan en la teoría lineal de la elasticidad para el comportamiento total del sistema. Se lleva a cabo el análisis dinámico para el comportamiento del sistema bajo el ataque de las olas si el período natural es superior a 3 segundos. Es posible que muchos elementos muestren un comportamiento dinámico local, por ejemplo cimentaciones de compresores, chimeneas de combustión, pedestales de grúa, elementos robustos de la jacket, conductores.

8.2 Fase en la Obra

Se llevan a cabo tres tipos de análisis:

- Estado de supervivencia, bajo el ataque de olas/corriente/viento con un período de recurrencia de 50 o 100 años.
- Estado operacional, bajo el ataque de olas/corriente/viento con un período de recurrencia de 1 a 5 años, en condiciones de pleno rendimiento.
- Evaluación de la fatiga.
- Accidental.

Todos estos análisis se efectúan sobre la estructura completa e intacta. Las evaluaciones de estructuras dañadas, por ejemplo a las que les falta un elemento y las evaluaciones de situaciones de colisión se llevan a cabo ocasionalmente.

8.3 Fase de Construcción

Las fases de construcción más importantes durante las que la integridad estructural puede verse amenazada son:

- Izado a bordo
- Transporte marítimo
- Puesta en posición vertical de las jackets
- Levantamiento.

9. ASPECTOS DE COSTES

9.1 Introducción

La viabilidad económica de un proyecto de plataformas petrolíferas depende de muchos aspectos: inversión de capital (CAPEX), carga fiscal, derechos, gastos de explotación (OPEX).

En una explotación típica de un campo mediante plataformas petrolíferas un tercio del CAPEX se dedica a la plataforma, un tercio a la perforación de pozos y un tercio a los oleoductos.

Normalmente los cálculos de costes se preparan haciendo uso de un enfoque determinista. Recientemente, en muchos proyectos de explotación se ha desarrollado el cálculo de costes utilizando un enfoque probabilístico.

El CAPEX de los módulos de una plataforma petrolífera instalada asciende a aproximadamente 20 EURO/kg.

9.2 Inversión de Capital (CAPEX)

Los principales elementos del CAPEX para una plataforma petrolífera son:

- gestión del proyecto y diseño
- compra de materiales y equipos
- fabricación
- transporte y montaje
- unión y puesta en servicio.

9.3 Gastos de Explotación (OPEX)

En el Mar del Norte, aproximadamente el 20 por ciento del OPEX es necesario para la inspección, mantenimiento y reparaciones (IMR) de las plataformas petrolíferas.

La cantidad que resulte necesario dedicar a IMR a lo largo de la vida del proyecto puede ascender a aproximadamente la mitad de la inversión original.

El IMR es el área en la que los ingenieros Mecánicos aportan su contribución al diseño, la selección de materiales, mejora en la protección frente a la corrosión, accesibilidad, provisiones básicas para el andamiaje, eliminación de accesorios en las jackets que pudieran suponer un peligro para los buzos, etc.

10. EXPLOTACIONES EN AGUAS PROFUNDAS

Las aguas profundas introducen una amplia gama de dificultades extra para el operador, la ingeniería y el constructor de plataformas petrolíferas.

Recientemente se han instalado plataformas fijas en aguas de 410 m de profundidad, concretamente la "Bullwinkle" desarrollada por Shell Oil para un emplazamiento en el Golfo de México. La jacket tenía un peso de casi 500 MN.

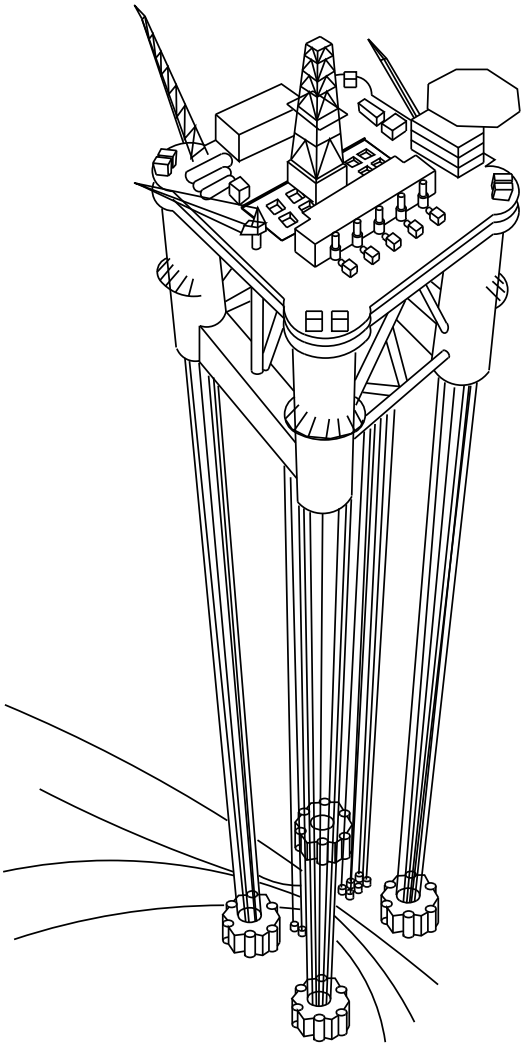


Figura 11 Plataforma de pilar de tracción

Actualmente la profundidad máxima del agua en emplazamientos de plataformas del Mar del Norte es de aproximadamente 220 m. La explotación del campo Troll, situado en aguas de una profundidad aproximada de 305 m está prevista para 1993.

Varias plataformas fijas (Cerveza, Cognac) están en funcionamiento en el Golfo de México y frente a las costas de California, en aguas de 250-350 m de profundidad. Exxon tiene torre para plataforma atirantada (Lena) en funcionamiento en aguas de 300 m de profundidad.

Una opción para emplazamientos de mayor profundidad consiste en la utilización de pozos con tuberías de descarga a una plataforma fija cercana (una distancia máxima aproximada de 10 km) situada en aguas de menor profundidad. Alternativamente pueden utilizarse pozos con oleoductos ascendentes flexibles hasta una unidad de producción flotante. En estos momentos, los pozos submarinos resultan viables para aguas de una profundidad de 300-900 m. Los pozos más profundos se han explotado frente a la costa de Brasil bajo condiciones meteorológicas moderadas.

Las plataformas atirantadas (TLP) parecen ser la unidad de producción en aguas profundas más prometedora (figura 11). Consiste en un pontón semisumergible, sujeto al lecho marino mediante amarres pretensionados verticales. La primera TLP fue la Hutton en el Mar del Norte y recientemente se instaló la TLP Jolliet en un emplazamiento del Golfo de México de 530 m de profundidad. También los campos noruegos Snorre y Heidrun se han explotado con TLP.

11. RESUMEN FINAL

- La lección comienza con la presentación de la importancia de la explotación de hidrocarburos mediante plataformas petrolíferas, las etapas básicas del proceso de desarrollo (desde la exploración sísmica a la retirada de plataformas) y la introducción de los conceptos estructurales principales (cimentada sobre jacket, cimentada sobre E.V.H., Plataforma sumergible, flotante).

- Se identifican los reglamentos y normas aplicables.

- En el caso de los conceptos de plataformas fijas (jacket y E.V.H.), se explican brevemente las diferentes fases de ejecución: diseño, fabricación y montaje. Se presta especial atención a los principios del diseño del módulo.

- Se presenta una introducción básica a aspectos de costes.

- Finalmente se introducen los términos en un glosario.

12. GLOSARIO DE TÉRMINOS

ESPACIO DE AIRE Espacio libre entre la cresta máxima de las olas y la parte inferior del módulo superior.

CONDUCTORES Los elementos tubulares que protegen la columna del taladro desde su parte superior hasta 40-100 m bajo el lecho marino. Tras la perforación protegen el revestimiento del pozo.

E.V.H. Estructura vertical de hormigón, que descansa sobre el lecho marino, estable gracias a su peso.

UNIONES (HOOK-UP) Unión de componentes y sistemas, tras el montaje de la plataforma petrolífera.

ENCAMISADO (JACKET)
Estructura tubular de apoyo de los módulos, situado en el agua y fundado sobre pilotes.

IZADO A BORDO La operación del traslado del objeto (módulo, jacket) desde el muelle hasta colocarlo sobre la barcaza de transporte.

MUÑONES (TRUNNIONS) Salientes tubulares de gran grosor que reciben directamente las eslingas y están soldados transversalmente a la estructura principal.

CÁNCAMOS Chapa de gran grosor con agujero que recibe el pasador del grillete, soldada a la estructura principal.

TUBERÍA DE CONDUCCIÓN La sección del oleoducto que asciende desde el nivel del lecho marino hasta el del módulo superior.

ANCLAJE MARÍTIMO La estructura utilizada para mantener el objeto conectado rígidamente a la barcaza durante el transporte.

GRILLETES Elemento conector (estribo y chaveta) entre eslingas y cáncamos.

ESLINGAS Cables provistos de ojales de empalme en ambos extremos, para el levantamiento en el mar, cuyo extremo superior descansa en el gancho de elevación.

BALANCÍN Estructura tubular utilizada en la operación de levantamiento.

BANCADA Estructura en el lecho marino para guiar los conductores antes del montaje de la jacket.

SUMIDEROS Tuberías verticales que se extienden desde la parte superior hasta 5-10 m por debajo del nivel del agua para la toma y descarga.

MÓDULOS SUPERIORES Módulo superior, la instalación de procesamiento compacta en el mar, con todos sus elementos auxiliares, emplazada por encima de las olas.

POSICIONAMIENTO EN VERTICAL Posicionamiento de la jacket en posición vertical, antes de colocarla sobre el lecho marino.

VENTANA METEOROLÓGICA Un período de condiciones meteorológicas buenas, definido en base a los límites operacionales para la operación de las plataformas petrolíferas marinas.

ÁREA DEL POZO Área situada en el módulo superior donde están emplazadas las cabezas de pozos, incluyendo las válvulas montadas sobre las mismas.

13. BIBLIOGRAFÍA

[1] API-RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms.

American Petroleum Institute 18th ed.1989.

El reglamento estructural para las plataformas petrolíferas, rige la mayor parte de las plataformas.

[2] LRS Code for offshore platforms.

Lloyds Register of Shipping. London (UK) 1988.

Regulaciones de una de las principales autoridades de certificación.

[3] DnV: Rules for the classification of fixed offshore installations.

Det Norske Veritas 1989.

Un importante conjunto de reglas.

[4] AISC: Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings.

American Institute of Steel Construction 1989.

Un reglamento estructural ampliamente utilizado para las cubiertas superiores.

[5] AWS D1.1-90: Structural Welding Code-Steel.

American Welding Society 1990.

El reglamento para las soldaduras estructurales en las plataformas petrolíferas.

[6] DnV/Marine Operations: Standard for insurance warranty surveys in marine operations.

Det norske Veritas June 1985.

Regulaciones de una de las principales autoridades de certificación.

[7] ABS: Rules for building and classing offshore installations, Part 1 Structures.

American Bureau of Shipping 1983.

Regulaciones de una de las principales autoridades de certificación.

[8] BV: Rules and regulations for the construction and classification of offshore platforms.

Bureau Veritas, Paris 1975.

Regulaciones de una de las principales autoridades de certificación.

[9] ANON: A primer of offshore operations.

Petex Publ. Austin U.S.A 2nd ed.1985.

Información fundamental acerca de los procesos de explotación de petróleo y gas mediante plataformas petrolíferas.

[10] AGJ Berkelder et al: Flexible deck joints.

ASME/OMAE-conference The Hague 1989 Vol.II pp. 753-760.

Presenta un interesante concepto nuevo en el diseño de EBG.

14. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. BS 6235: Code of practice for fixed offshore structures.

British Standards Institution 1982.

Un importante reglamento, principalmente para el sector de las plataformas petrolíferas británicas.

2. DoE Offshore installations: Guidance on design and construction, U.K. Department of Energy 1990.

Regulaciones británicas exclusivas para el sector de las plataformas petrolíferas británicas.

3. UEG: Design of tubular joints (3 volumes).

UEG Offshore Research Publ. U.R.33 1985.

Un importante libro teórico y práctico.

4. J. Wardenier: Hollow section joints.

Delft University Press 1981.

Una publicación teórica sobre el diseño tubular, incluyendo fórmulas de diseño prácticas.

5. ARSEM: Design guides for offshore structures welded tubular joints.

Edition Technip, Paris (France), 1987.

Un importante libro teórico y práctico.

6. D. Johnston: Field development options.

Oil & Gas Journal, May 5 1986, pp 132-142.

Una buena presentación de las opciones para la explotación.

7. G. I. Claum et al: Offshore Structures: Vol 1: Conceptual Design and Hydri-mechanics; Vol 2 - Strength and Safety for Structural design.

Springer Verlag, London 1992.

Una publicación fundamental sobre el comportamiento estructural.

8. W.J. Graff: Introduction to offshore structures.

Gulf Publishing Company, Houston 1981.

Una buena introducción general a las plataformas petrolíferas.

9. B.C. Gerwick: Construction of offshore structures.

John Wiley & Sons, New York 1986.

Una presentación actualizada del diseño y construcción de las plataformas petrolíferas.

10. T.A. Doody et al: Important considerations for successful fabrication of offshore structures.

OTC paper 5348, Houston 1986, pp 531-539.

Un valioso documento sobre aspectos de fabricación.

11. D.I. Karsan et al: An economic study on parameters influencing the cost of fixed platforms.

OTC paper 5301, Houston 1986, pp 79-93.

Una buena presentación de la evaluación del CAPEX para las plataformas petrolíferas.

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.2: Cargas I: Introducción y Cargas del Entorno

OBJETIVOS/CONTENIDO

Introducir los tipos de cargas para las que es necesario proyectar una plataforma petrolífera fija de acero. Hacer una breve presentación de las cargas generadas por factores del entorno.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Conocimientos básicos de análisis estructural para cargas estáticas y dinámicas.

RESUMEN

Se introducen las categorías de carga para las que es necesario proyectar una plataforma petrolífera de acero sobre pilotes y, a continuación, se presentan los diferentes tipos de cargas del entorno. Estas cargas incluyen: cargas generadas por el viento, olas, corrientes, hielo y nieve, temperatura, movimientos del lecho marino, desarrollo de la vida marina y mareas. Las cargas debidas al viento, olas y seísmos se discuten con mayor detalle junto con sus hipótesis para los diversos tipos de análisis. Se hacen frecuentes referencias a los reglamentos para la práctica recomendados por el American Petroleum Institute, Det Norske Veritas, British Standards Institution y el British Department of Energy, así como a las regulaciones relevantes del Norwegian Petroleum Directorate.

1. INTRODUCCIÓN

Las cargas para las que es necesario proyectar una plataforma petrolífera pueden clasificarse en las siguientes categorías:

1. Cargas permanentes (propias).
2. Cargas operacionales (dinámicas).
3. Cargas del entorno, incluyendo seísmos.
4. Cargas de construcción/montaje.
5. Cargas accidentales.

Mientras que el proyecto de los edificios en tierra está influido, normal y principalmente, por las cargas permanentes y operacionales, el proyecto de las plataformas petrolíferas está dominado por las cargas del entorno, especialmente las olas, y por las cargas surgidas durante las diversas etapas de la construcción y del montaje. Esta lección se ocupa de las cargas del entorno, mientras que las otras cargas se discuten en la lección 17.3.

En la ingeniería civil los seísmos se consideran normalmente cargas accidentales (véase Eurocódigo 8 [1]), pero en el caso de la ingeniería de las plataformas petrolíferas se tratan como si fueran cargas del entorno. Esta es también la práctica que se ha adoptado en las dos lecciones que se ocupan de las cargas, las lecciones 17.2 y 17.3.

2. CARGAS DEL ENTORNO

Las cargas del entorno son aquéllas causadas por fenómenos tales como viento, olas, corrientes, mareas, seísmos, temperatura, hielo, movimientos del lecho marino y desarrollo de la vida marina. Sus parámetros característicos, que definen los valores de las cargas proyectadas, se determinan en estudios especiales efectuados en base a los datos disponibles. De acuerdo con las regulaciones estadounidenses y noruegas (o con los reglamentos en práctica), el intervalo medio de repetición para el correspondiente caso proyectado debe ser de 100 años, mientras que según las reglas británicas debe ser de 50 años o mayor. Los detalles acerca de los criterios del cálculo, las hipótesis de simplificación, los datos necesarios, etc, pueden encontrarse en las regulaciones y códigos de práctica que se indican en [2]-[7].

2.1 Cargas del Viento

Las cargas del viento actúan sobre la porción de la plataforma situada por encima del nivel del agua, así como sobre otros equipamientos, alojamientos, grúas derrick, etc, situados sobre el módulo. Un parámetro importante relativo a los datos del viento es el intervalo de tiempo para el que se hace la media de las velocidades del viento. Para obtener la media de intervalos inferiores a un minuto, las velocidades del viento se clasifican como rachas. Cuando la media se efectúa para intervalos de un minuto o superiores, se clasifican como velocidades del viento sostenidas.

El perfil de la velocidad del viento puede tomarse de API-RP2A [2]:

$$V_h/V_H = (h/H)^{1/n} \qquad (1)$$

donde:

- V_h es la velocidad del viento a una altura h,
- V_H es la velocidad del viento a una altura de referencia H, normalmente situada a 10 m por encima del nivel medio del agua,
- 1/n oscila entre 1/13 y 1/7, dependiendo de las condiciones del mar, de la distancia a tierra y del intervalo de tiempo adoptado para obtener la media. Es aproximadamente igual a 1/13 en el caso de las rachas y de 1/8 para los vientos sostenidos en el mar abierto.

Es posible calcular la fuerza estática del viento F_w(N) que actúa perpendicularmente sobre un área expuesta A(m^2) a partir de la velocidad del viento V(m/s) de la siguiente manera:

$$F_w = (1/2)\, V^2\, C_s\, A \qquad (2)$$

donde:

- C_s es el coeficiente de forma (C_s = 1,5 para las vigas y los lados de edificios, C_s = 0,5 para secciones cilíndricas y C_s = 1,0 para el área total proyectada de la plataforma).

Es posible tener en cuenta, según el criterio del proyectista, los efectos del blindaje y de la solidez mediante la utilización de los coeficientes apropiados.

Para su combinación con las cargas de las olas, las reglas de DNV [4] y DOE-OG [7] recomiendan la más desfavorable de las dos cargas siguientes:

a. velocidades del viento sostenidas durante 1 minuto combinadas con oleaje extremo.
b. rachas de 3 segundos.

API-RP2A [2] distingue entre los efectos globales y locales de la carga del viento. Para el primero de estos casos, proporciona valores guía de las velocidades medias del viento, promedio de periodos de 1 hora, para su combinación con el oleaje y la corriente extremos. Para el segundo caso, proporciona valores extremos de las velocidades del viento para su utilización sin tener en cuenta las olas.

Generalmente las cargas del viento se consideran estáticas. No obstante, cuando el ratio de la altura con respecto a la dimensión menos horizontal del objeto expuesto al viento (o estructura) es superior a 5, es posible que este objeto (o estructura) sea sensible al viento. API-

RP2A exige que se tengan en cuenta los efectos dinámicos del viento en este caso y se deben investigar las cargas del viento cíclicas inducidas por la circulación debidas a la acción turbulenta.

2.2 Cargas Oscilantes

Normalmente las cargas oscilantes de una plataforma petrolífera son la más importante de todas las cargas del entorno para las que es necesario diseñar dicha estructura. Las fuerzas que actúan sobre la estructura están causadas por el movimiento del agua debido a las olas que se generan como resultado de la acción del viento sobre la superficie del mar. La determinación de estas fuerzas requiere la solución de dos problemas que, aunque independientes, están interrelacionados. El primero de ellos es el estado del mar calculado mediante una idealización del perfil de la superficie de las olas y de la cinemática de la ola mediante una adecuada teoría de ondas . El segundo consiste en el cálculo de las fuerzas del oleaje sobre los miembros individuales y sobre la totalidad de la estructura, en base a los movimientos de los fluidos.

Se utilizan dos conceptos de análisis diferentes:

- El concepto de diseño de ondas, en el que se define una onda regular de una cierta altura y período, se calculan las fuerzas debidas a esta onda utilizando una teoría de ondas de orden superior. Normalmente se escoge una onda de 100 años, es decir, la onda máxima con un período de retorno de 100 años. No se tiene en cuenta el comportamiento dinámico de la estructura. Este análisis estático resulta apropiado cuando los periodos de las olas dominantes están muy por encima del período de la estructura. Este es el caso de las olas extremas consecuencia de tormentas que actúan sobre las estructuras situadas en aguas poco profundas.

- Análisis estadístico en base al diagrama de dispersión de las ondas para el emplazamiento de la estructura. Se definen los espectros apropiados de las ondas con el fin de efectuar el análisis en el dominio de la frecuencia. Mediante la utilización de los métodos estadísticos, la fuerza máxima más probable durante la vida de la estructura se calcula utilizando la teoría lineal de ondas. Es necesario escoger el análisis estadístico con el objeto de analizar la resistencia a la fatiga y el comportamiento dinámico de la estructura.

2.2.1 Teorías de Ondas

Las teorías de la onda describen la cinemática de las olas de agua en base a la teoría potencial. Sirven, en particular, para calcular las velocidades y aceleraciones de las partículas y la presión dinámica como funciones de la elevación de la superficie de las olas. Se parte de la hipótesis de que las olas son de cresta larga, es decir, que pueden describirse mediante un campo de flujo bidimensional y se caracterizan por los siguientes parámetros: altura de la olas (H), período (T) y profundidad del agua (d), tal y como se muestra en la figura 1.

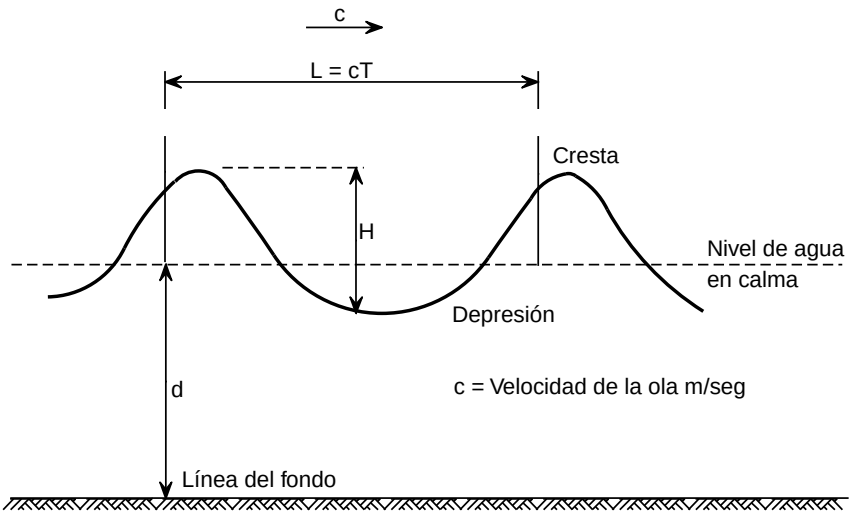


Figura 1 Símbolos de la ola

Existen diferentes teorías de diversa complejidad, desarro-

Fase $\theta = kx\ \omega t$	Aguas profundas	Profundidad finita del agua
Profundidad relativa del agua $\frac{d}{L}$	$\frac{d}{L} \geq 0{,}5$	$\frac{d}{L} < 0{,}5$
Potencial de la velocidad θ	$\frac{\zeta_a g}{\omega} e^{kz} \operatorname{sen} \theta$	$\frac{\zeta_a g}{\omega} \frac{\cosh k(z+d)}{\cosh kd} \operatorname{sen} \theta$
Elevación de la superficie ζ	$\zeta_a \cos \theta$	$\zeta_a \cos \theta$
Presión dinámica $P_{dyn} = -\rho \frac{\partial \Phi}{\partial t}$	$\rho g \zeta_a e^{kz} \cos \theta$	$\rho g \zeta_a \frac{\cosh k(z+d)}{\cosh kd} \cos \theta$
Velocidades de las partículas del agua		
• horizontal $u = -\rho \frac{\partial \Phi}{\partial x}$	$\zeta_a\, \omega e^{kz} \cos \theta$	$\zeta_a \omega \frac{\cosh k(z+d)}{\operatorname{senh} kd} \cos \theta$
• vertical $w = \frac{\partial \Phi}{\partial z}$	$\zeta_a\, \omega e^{kz} \operatorname{sen} \theta$	$\zeta_a \omega \frac{\operatorname{senh} k(z+d)}{\operatorname{senh} kd} \operatorname{sen} \theta$
Aceleraciones de las partículas del agua		
• horizontal $\dot{u} = \frac{\partial u}{\partial t}$	$\zeta_a\, \omega 2\, e^{kz} \operatorname{sen} \theta$	$\zeta_a \omega^2 \frac{\cosh k(z+d)}{\operatorname{senh} kd} \operatorname{sen} \theta$
• vertical $\dot{w} = \frac{\partial w}{\partial t}$	$\zeta_a\, \omega e^{kz} \cos \theta$	$-\zeta_a \omega^2 \frac{\operatorname{senh} k(z+d)}{\operatorname{senh} kd} \cos \zeta$
Celeridad de la onda $c = \frac{\omega}{k} = \frac{L}{T}$	$c_o = \sqrt{\frac{g}{k_o}} = \frac{g}{w}$	$c = \sqrt{\frac{g}{d} \tanh kd}$
Velocidad de grupo $c_{gr} = \frac{d\omega}{dk}$	$c_{gr} = \frac{c_o}{2} \quad \frac{g}{2\omega}$	$cgr = \frac{c}{2}\left[1 + \frac{2kd}{\operatorname{senh} 2kd}\right]$
Frecuencia circular $\omega = \frac{2\pi}{T}$	$w = \sqrt{K_o g}$	$\omega = \sqrt{kg \tanh kd}$
Longitud de la onda $L = \frac{2\pi}{k}$	$L_o \frac{g}{2\pi} T^2$	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tan h \left(\frac{2\,\pi\, d}{L}\right)$
Número de la onda $k = \frac{2\pi}{L}$	$k_o \frac{\omega^2}{g}$	$kd \tanh kd = \frac{w^2}{g} d$

(continua en la página siguiente)

Tabla 1 Resultados de la Teoría Lineal de Airy [11]

(viene de la página anterior)

Desplazamientos de las partículas del agua • horizontal ξ • vertical ζ Trayectorias de las partículas	$-\zeta_a e^{kz} \operatorname{sen} \theta$ $\zeta_a e^{kz} \cos \theta$ Órbitas circulares	$-\zeta_a \frac{\cosh k(z+d)}{\operatorname{senh} kd} \operatorname{sen} \theta$ $\zeta_a \frac{\operatorname{senh} k(z+d)}{\operatorname{senh} kd} \cos \theta$ Órbitas elípticas
Donde $\zeta_a = \frac{1}{2}$ x longitud de onda $= \frac{H}{2}$		

Tabla 1 Resultados de la Teoría Lineal de Airy [11]

lladas en base a hipótesis de simplificación, que resultan apropiadas para los diferentes campos de los parámetros de la onda. Entre las teorías más extendidas se encuentran: la teoría lineal de Airy, la teoría del quinto orden de Stokes, la teoría de la onda solitaria, la teoría conoidal, la teoría de la función de flujo de Dean y la teoría numérica desarrollada por Chappelear. Para la selección de la teoría más apropiada puede consultarse el gráfico que se muestra en la figura 2. A manera de ejemplo, la tabla 1 presenta los resultados de la teoría lineal de ondas en el caso de condiciones de profundidad finita y de aguas profundas. Los recorridos correspondientes de las partículas se ilustra en las figuras 3 y 4. Obsérvese la fuerte influencia de la profundidad

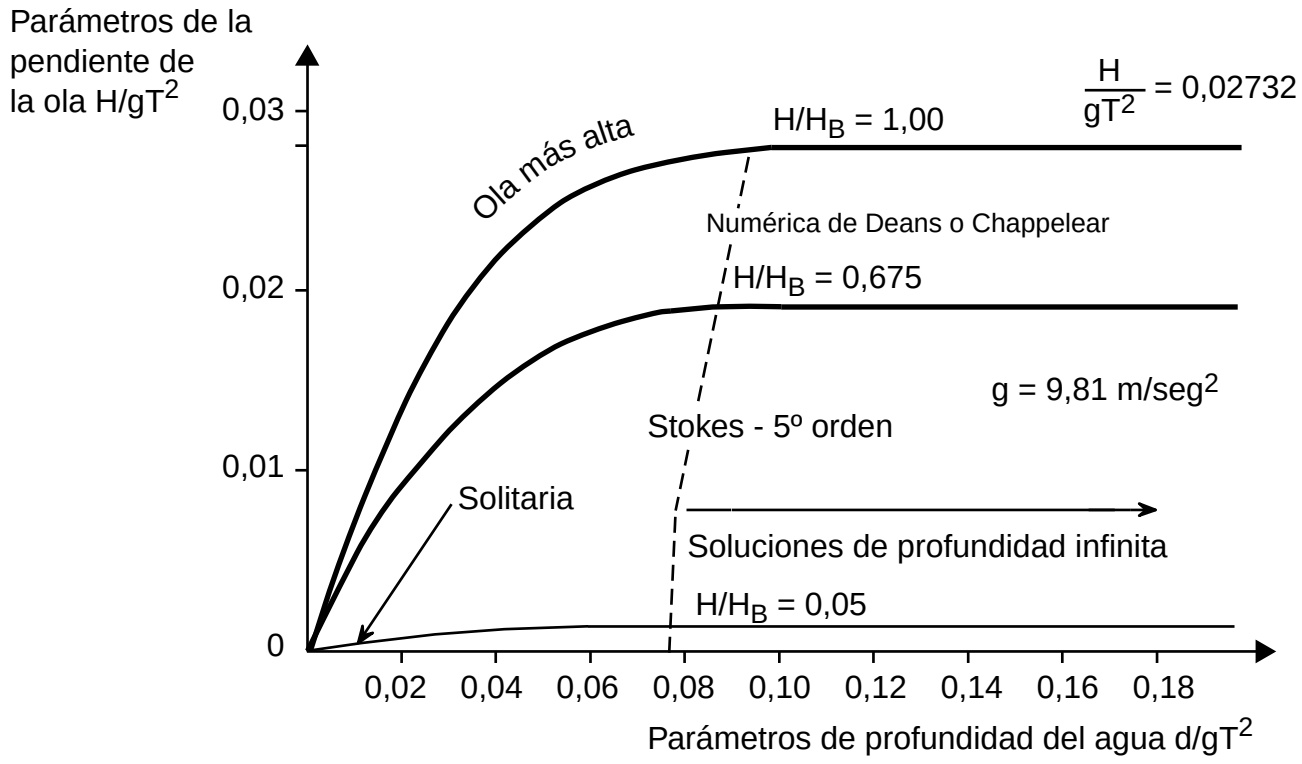


Figura 2 Gráfico para la selección de la teoría de la ola

Perfil de la ola $\varsigma = \varsigma_a \cos(kx - wt) = \varsigma_a \cos\theta$

Trayectorias de las partículas de agua: recorridos circulares (radio $\varsigma_a e^{kz}$)

Magnitud de la velocidad de la partícula $\varsigma_a \omega e^{kz}$

Magnitud de la aceleración de la partícula $\varsigma_a \omega^2 e^{kz}$

Cresta de la ola $p = \rho g \varsigma_a e^{kz} - \rho g z$ $\quad \omega = \frac{2\pi}{L}$ $\quad k = \frac{2\pi}{L}$ $\quad$ Depresión de la ola $p = -\rho g \varsigma_a e^{kz} - \rho g z$ $\quad$ Velocidad de propagación $c = \frac{gT}{2\pi} \Rightarrow$

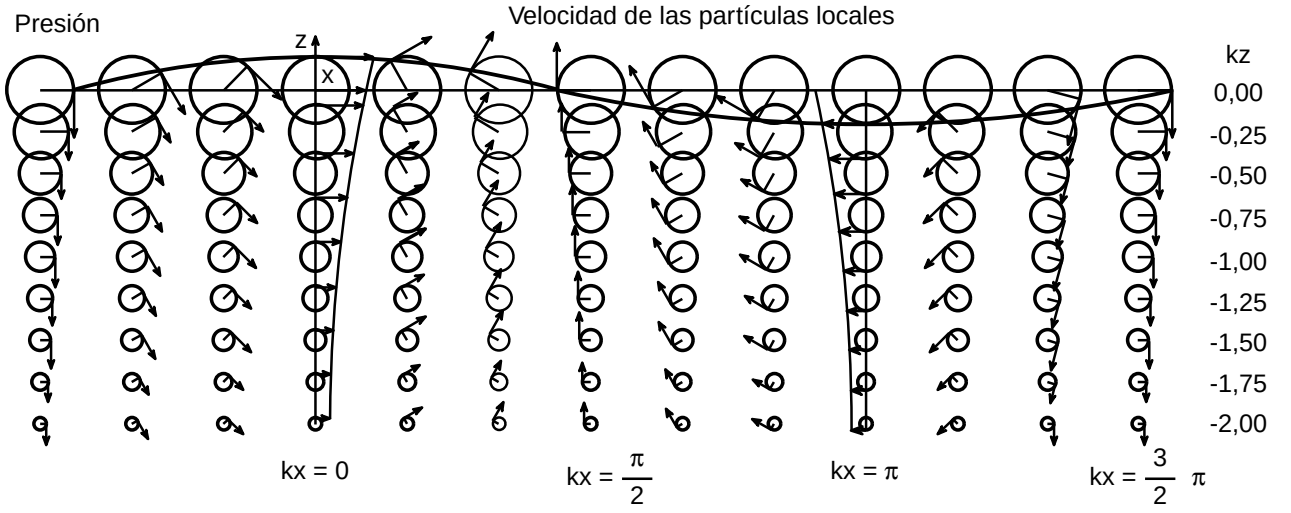


Figura 3 Recorridos de las partículas y dinámicas de la ola en aguas profundas según la teoría lineal

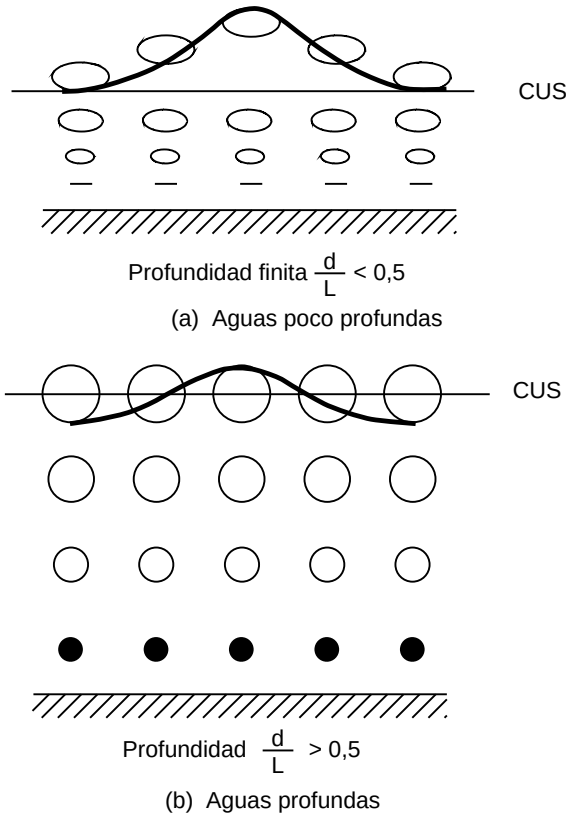


Figura 4 Comparación entre olas en aguas poco y muy profundas

del agua sobre la cinemática de la ola. Es posible encontrar resultados de las teorías de la onda de orden superior en la bibliografía, por ejemplo en [8].

2.2.2 Estadística de la Ola

En realidad las olas no se manifiestan como ondas regulares, sino como estados irregulares del mar. Esta aparición irregular se produce como resultado de la superposición lineal de un número infinito de ondas regulares con una frecuencia variable (figura 5). El mejor método para la descripción de un estado aleatorio del mar consiste en la utilización del espectro de la densidad de la energía de la ola S(ω), habitualmente denominado el espectro de la onda por motivos de simplicidad. Éste se formula como una función de la frecuencia de la onda circular ω utilizando los siguientes parámetros: la altura significativa de la ola H_s y el período medio de la ola (período cero-máximo) T_0. También es posible tener en cuenta, como un parámetro adicional, la amplitud del espectro.

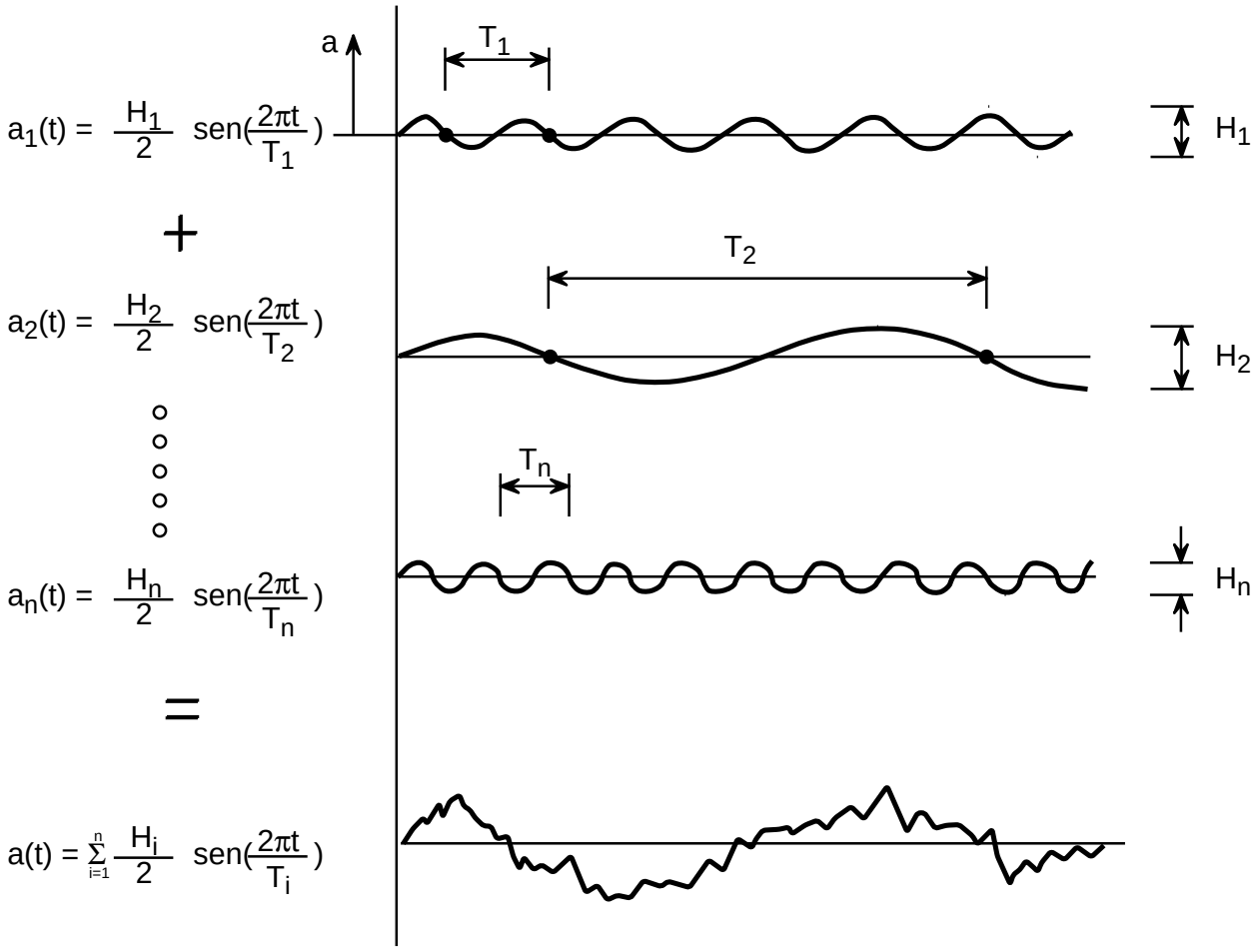


Figura 5 Análisis del oleaje aleatorio

La respuesta de la estructura, es decir, fuerzas, movimientos, etc, se calcula multiplicando el espectro de la energía de la onda por el cuadrado de una función de transferencia lineal. A partir del espectro de la respuesta resultante, es posible deducir fácilmente tanto la respuesta prevista significativa como la máxima en un intervalo de tiempo concreto.

En el caso de las estadísticas a largo plazo, es necesario un diagrama de la dispersión de la ola para el emplazamiento de la estructura. Éste puede obtenerse a partir de las medidas realizadas durante un largo período de tiempo o deducirse a partir de las observaciones meteorológicas en la región (el llamado método de la previsión retrospectiva).

El diagrama de dispersión contiene el cálculo de probabilidades combinado de la existencia de pares de periodos de la onda medios y alturas de la onda significativos. Para cada par de parámetros, el espectro de la onda se calcula en base a la fórmula normalizada, por ejemplo de Pierson-Moskowitz (figura 6), que finalmente proporciona el espectro de la respuesta deseado. Para los análisis de fatiga es posible derivar de esta manera el número total y la amplitud de los ciclos de carga durante la vida de la estructura. Para las estructuras que presentan una respuesta dinámica importante a la excitación de la onda, las fuerzas y movimientos máximos tendrán que calcularse mediante métodos estadísticos o mediante un análisis espacio temporal.

2.2.3 Fuerzas del Oleaje sobre los Elementos de Construcción

Las estructuras expuestas al oleaje experimentan fuerzas sustanciales mucho mayores

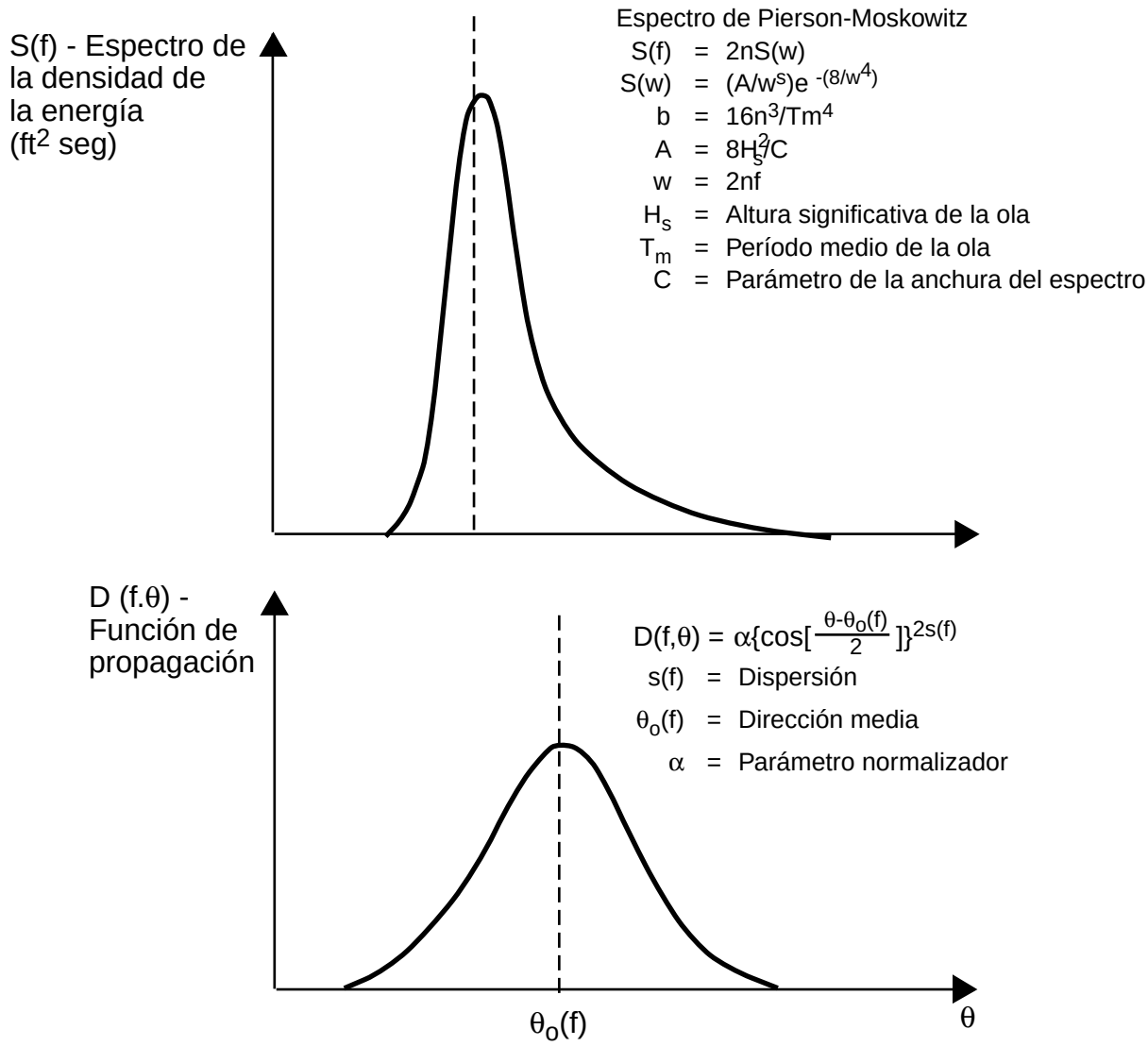


Figura 6 Descripción tipo del espectro de una ola direccional

que las cargas del viento. Estas fuerzas se producen como resultado de la presión dinámica y de los movimientos de las partículas del agua. Pueden distinguirse dos casos:

- Los cuerpos de gran volumen, denominados estructuras compactas hidrodinámicas influyen sobre el campo de las olas mediante la difracción y la reflexión. Para la determinación de las fuerzas que actúan sobre estos cuerpos es necesario efectuar costosos cálculos numéricos basados en la teoría de la difracción.

- Las estructuras ligeras o de menor volumen, hidrodinámicamente transparentes no ejercen una influencia significativa sobre el campo de la ola. Es posible calcular las fuerzas de manera directa mediante la ecuación de Morison. Como norma, la ecuación de Morison puede aplicarse cuando D/L ≤ 0,2, donde D es el diámetro del miembro y L es la longitud de la ola.

Normalmente, las jackets de acero de las plataformas petrolíferas pueden considerarse como hidrodinámicamente transparentes. Por lo tanto, es posible calcular las fuerzas del oleaje que actúan sobre los miembros sumergidos mediante la ecuación de Morison, que expresa la fuerza del oleaje como la suma de una fuerza de inercia pro-

porcional a la aceleración de las partículas y una fuerza de resistencia no lineal proporcional al cuadrado de la velocidad de las partículas:

$$F = C_M \frac{Q \pi D^2}{4} \dot{v} + C_D \frac{Q D}{2} v|v|$$

donde

F	es la fuerza del oleaje por longitud unitaria sobre un cilindro circular (N)
v, $\|v\|$	son la velocidad de las partículas del agua perpendiculares al cilindro, calculadas mediante la teoría de la onda seleccionada, en el eje del cilindro (m/s)
$\dot{v}$	son la aceleración de las partículas perpendiculares al cilindro, calculada mediante la teoría de la onda seleccionada, en el eje del cilindro (m^2/s^2)
Q	es la densidad del agua (kg/m^3)
D	es el diámetro del elemento, incluyendo el desarrollo de la vida marina sobre ella (m)

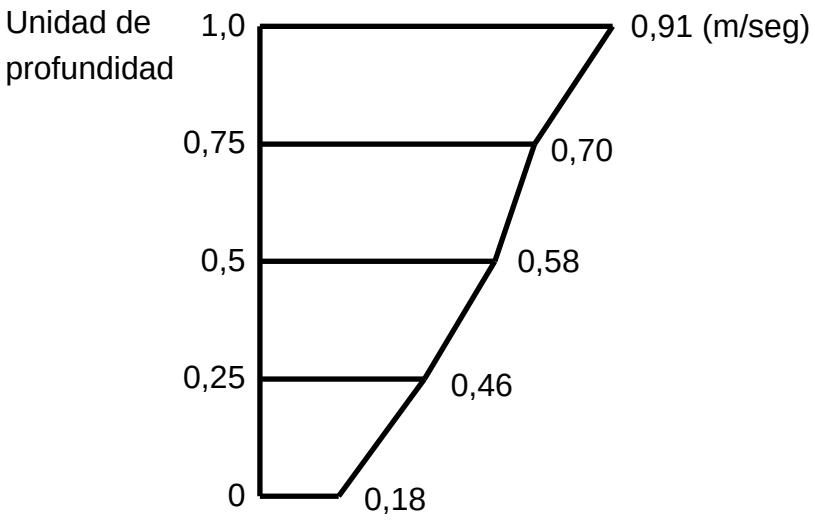


Figura 7 Perfil típico de una corriente de marea y viento en el Golfo de México

C_D, C_M	son los coeficientes de inercia y de la resistencia, respectivamente.

De esta forma, la ecuación es válida para cilindros tubulares fijos. Para el análisis de la respuesta del movimiento de una estructura es necesario modificar esta ecuación a fin de que tenga en cuenta el movimiento del cilindro. Los valores de C_D y C_M dependen de la teoría de la onda que se utilice, de la rugosidad de la superficie y de los parámetros del flujo. De acuerdo con API-RP2A, $C_D \cong 0,6$ a 1,2 y $C_M \cong 1,3$ a 2,0. En las reglas de DNV [4] es posible encontrar información adicional.

La fuerza del oleaje total sobre cada elemento se obtiene mediante la integración numérica a lo largo de la longitud del elemento. Las velocidades y aceleraciones del fluido en los puntos de integración se obtienen mediante la aplicación directa de la teoría de la onda seleccionada.

De acuerdo con la ecuación de Morison la fuerza de arrastre es no lineal. Esta formulación no lineal se utiliza en el concepto de la onda. No obstante, para la determinación de una función de transferencia necesaria para los cálculos del dominio de la frecuencia, es necesario linealizar la fuerza de arrastre de manera apropiada [8].

Además de las fuerzas proporcionadas por la ecuación de Morison, las fuerzas verticales F_D y las fuerzas estructurales debidas a golpes de mar F_S, que normalmente no se tienen en cuenta en los cálculos globales de la respuesta, pueden ser importantes para el diseño de los elemento estructurales. Para una sección de barra de longitud unitaria, estas fuerzas pueden calcularse de la siguiente manera:

$$F_L = (1/2)\, Q\, C_L\, Dv^2 \qquad (4)$$

$$F_S = (1/2)\, Q\, C_s\, Dv^2 \qquad (5)$$

donde C_L, C_S son los coeficientes de las fuerzas verticales ascenden-

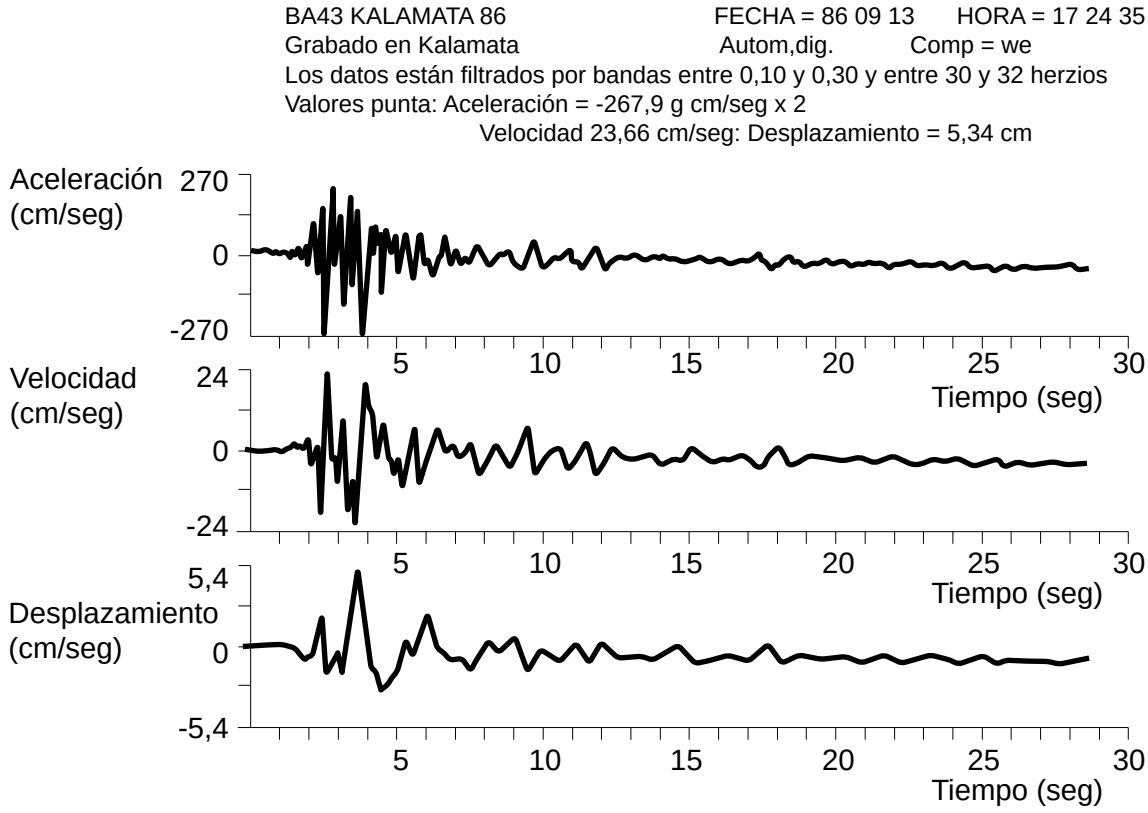


Figura 8 Aceleración y velocidad del suelo y curvas de desplazamiento de un terremoto en Grecia

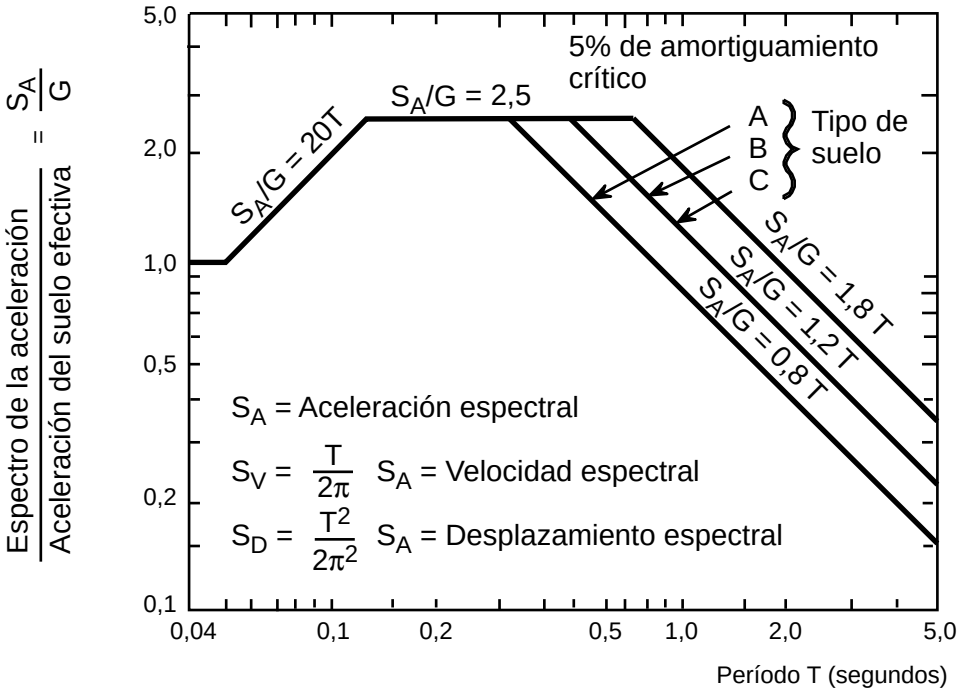
tes y de los esfuerzos estructurales debidos a los golpes de mar y el resto de los símbolos son tal y como se define en la ecuación de Morison. Las fuerzas verticales ascendentes son perpendiculares al eje del elemento y la velocidad del fluido v y la aceleración están relacionadas con la frecuencia de la caída del vórtice. Los esfuerzos estructurales debidos a golpes de mar que actúan sobre la parte inferior de los elementos horizontales situadas cerca del nivel medio del agua son impulsivos y casi verticales. Las fuerzas verticales ascendentes pueden calcularse adoptando $C_L \approx 1{,}3\ C_D$. Para las barras tubulares $C_s \approx \pi$.

2.3 Las Cargas de las Corrientes

Existen corrientes generadas por tormentas, circulación y mareas. La figura 7 muestra el perfil de una corriente de marea típica del Golfo de México. Cuando las mediciones de campo disponibles son insuficientes, las velocidades de la corriente pueden obtenerse a partir de varias fuentes, por ejemplo el Apéndice A de DNV [4]. En el diseño de las plataformas, los efectos de la corriente superimpuestos sobre el oleaje se tienen en cuenta añadiendo vectorialmente las velocidades del fluido correspondiente. Puesto que la fuerza de arrastre varía con el cuadrado de la velocidad, esta suma puede aumentar en gran medida las fuerzas que actúan sobre una plataforma. En el caso de los elementos estructurales ligeros, las cargas cíclicas inducidas por los vórtices también pueden ser importantes y deben examinarse.

2.4 Cargas de los Seísmos

Normalmente, las plataformas petrolíferas en regiones de actividad sísmica se proyectan para dos niveles de intensidad sísmica: el seísmo de nivel de resistencia y el de nivel de ductilidad. Para el seísmo de nivel de resistencia, definido como el que “no es razonablemente probable que sea superado durante la vida de la pla-



Tipo de suelo

A Roca - conglomerado cristalino o pizarra - como material que presenta en general velocidades de ondas de corte de 3000 píes/seg (914 m/s)

B Material de aluvión fuerte de poca profundidad como por ejemplo arenas, limo y arcillas rígidas con resistencias al corte predominantes de unos 1500 Psf (72 kPa), limitados a profundidades de menos de 200 píes aproximadamente (61 m), y que se encuentr an sobre materiales rocosos

C Capas profundas, resistentes a aluviones, de arenas, limos y arcillas rígidas con espesores predominantes de unos 200 píes (61m) y que están superpuestos a materiales rocosos

Figura 9 Espectros de la respuesta proyectada recomendados API RP2A

taforma" (intervalo medio de repetición ~ 200-500 años), la estructura se proyecta de manera que responda elásticamente. Para el seísmo de nivel de ductilidad, definido como "el seísmo máximo creíble" en el emplazamiento, la estructura se proyecta para una respuesta inelástica y de manera que disponga de la resistencia de reserva adecuada para evitar el colapso.

En el caso del diseño para el nivel de resistencia, es posible especificar la carga sísmica bien mediante series de acelerogramas (figura 8) o mediante los espectros de respuesta (figura 9). La utilización de los espectros presenta varias ventajas frente a las soluciones basadas en la evolución en función del tiempo (entrada de la aceleración base). Debido a esta razón, los espectros de respuesta constituyen el enfoque preferible para los cálculos del nivel de resistencia. Si la intensidad espectral, característica del riesgo sísmico en el emplazamiento, se denota mediante a_{max}, API-RP2A recomienda la utilización de a_{max} para las dos direcciones horizontales principales y 0,5 a_{max} para la dirección vertical. Las reglas de DNV, por otra parte, recomiendan a_{max} y 0,7 a_{max} para las dos direcciones horizontales (dos combinaciones diferentes) y 0,5 a_{max} para la vertical. El valor de a_{max} y, con frecuencia, los perfiles espectrales se determinan mediante estudios sismológicos específicos del emplazamiento.

Los cálculos para los seísmos de nivel de ductilidad exigen normalmente análisis inelásti-

cos y, por lo tanto, la especificación de la carga sísmica. Esta especificación se efectúa mediante acelerogramas de tres componentes, reales o artificiales, representativos de los movimientos extremos del suelo que podrían sacudir el emplazamiento de la plataforma. No obstante, también es posible establecer las características de este tipo de movimientos mediante los espectros de respuesta, que normalmente son el resultado de un estudio sismotectónico específico del emplazamiento. En las lecciones 21: Diseño Sísmico, se proporcionan más detalles relativos a los análisis sísmicos.

2.5 Cargas de Hielo y de Nieve

En las zonas árticas y subárticas, el hielo constituye un problema de primer orden para las plataformas petrolíferas. La formación y la expansión del hielo puede generar grandes presiones que ocasionan fuerzas tanto horizontales como verticales. Además, los grandes bloques de hielo arrastrados por las corrientes, vientos y oleaje a velocidades que pueden aproximarse a 0,5 o hasta 1,0 m/s pueden golpear la estructura y producir cargas debidas al efecto dinámico.

Como primera aproximación, las fuerzas horizontales del hielo, aplicadas estáticamente, pueden calcularse de la siguiente manera:

$$F_i = C_i f_c A \qquad (7)$$

donde:

- A es el área expuesta de la estructura
- f_c es la resistencia a la compresión del hielo
- C_i es el coeficiente que tiene en cuenta el perfil, el índice de la aplicación de la carga y otros factores, con valores habituales que oscilan entre 0,3 y 0,7.

Generalmente, los estudios detallados basados en mediciones de campo, ensayos de laboratorio y trabajos analíticos son necesarios para desarrollar fuerzas del hielo de cálculo fiables para un emplazamiento geográfico concreto.

Además de estas fuerzas, la formación de hielo y la acumulación de nieve aumentan las cargas por gravedad, y la acumulación de nieve aumenta las áreas expuestas a la acción del viento. En el Eurocódigo 1 [10] es posible encontrar información más detallada relativa a las cargas de nieve.

2.6 Cargas Debidas a las Variaciones de la Temperatura

Las plataformas petrolíferas pueden verse sometidas a gradientes de la temperatura que producen tensiones térmicas. Con el fin de tener en cuenta estas tensiones, es necesario calcular los valores extremos de las temperaturas del mar y del aire que es posible que se produzcan durante la vida de la estructura. En BS 6235 [6] se proporcionan datos relevantes para el Mar del Norte. Además de las fuentes del entorno, también existen factores humanos que pueden generar cargas térmicas, por ejemplo mediante el escape accidental de material criogénico, factores que es necesario considerar en el cálculo como cargas accidentales. También se debe considerar la temperatura del petróleo y del gas producidos.

2.7 Desarrollo de la Vida Marina

El desarrollo de la vida marina se acumula sobre los elementos sumergidos. Su efecto principal consiste en el aumento de las fuerzas del oleaje sobre los elementos mediante el incremento no sólo de áreas y volúmenes, sino también de la resistencia debido a la mayor rugosidad superficial. Además, incrementa la masa unitaria del elemento, lo cual produce unas cargas por gravedad más elevadas y unas frecuencias más reducidas. Dependiendo del emplazamiento geográfico, el espesor del desarrollo de la vida marina puede alcanzar 0,3 m o más. Este fenómeno se tiene en cuenta en el cálculo mediante los incrementos adecuados en el diá-

metro y en la masa de los elementos sumergidas.

2.8 Mareas

Las mareas afectan indirectamente a las cargas del oleaje y de las corrientes mediante la desviación del nivel de la superficie del mar. Las mareas se clasifican en: (a) mareas astronómicas, que se producen fundamentalmente como resultado de la atracción gravitatoria de la luna y del sol y (b) marejadas causadas por temporales, que son el resultado de la acción combinada del viento y de los diferenciales de la presión barométrica durante una tormenta. El efecto combinado de ambos tipos de marea se denomina la marea de temporal. En la figura 10 se muestran los niveles del agua dependientes de las mareas y las definiciones asociadas, según se utilizan en el diseño de las plataformas petrolíferas. El campo de la marea astronómica depende de la localización geográfica y de las fases de la luna. Su nivel máximo, las mareas vivas, se producen con el novilunio. El campo varía desde algunos centímetros a varios metros y puede obtenerse a partir de mapas especiales.

Las mareas de temporal dependen del período de retorno que se considere y su campo es del orden de 1,0 a 3,0 m. A la hora de diseñar una plataforma, el oleaje de temporal extremo se superpone sobre el nivel de las aguas en calma (véase la figura 10). En el caso del diseño relativo a los niveles de los desembarcaderos, defensas para las barcazas, límites superiores para el desarrollo de los organismos marinos, etc, se utilizan las desviaciones diarias de las mareas astronómicas.

2.9 Movimientos del Lecho Marino

El movimiento del lecho marino puede producirse como resultado de procesos geológicos activos, presiones producidas por los temporales, terremotos, reducción de la presión en las reservas de producción, etc. Las cargas generadas por este tipo de movimientos afectan no sólo al proyecto de los pilotes, sino también al de la jacket. Este tipo de fuerzas se determinan mediante investigaciones y estudios geotécnicos especiales.

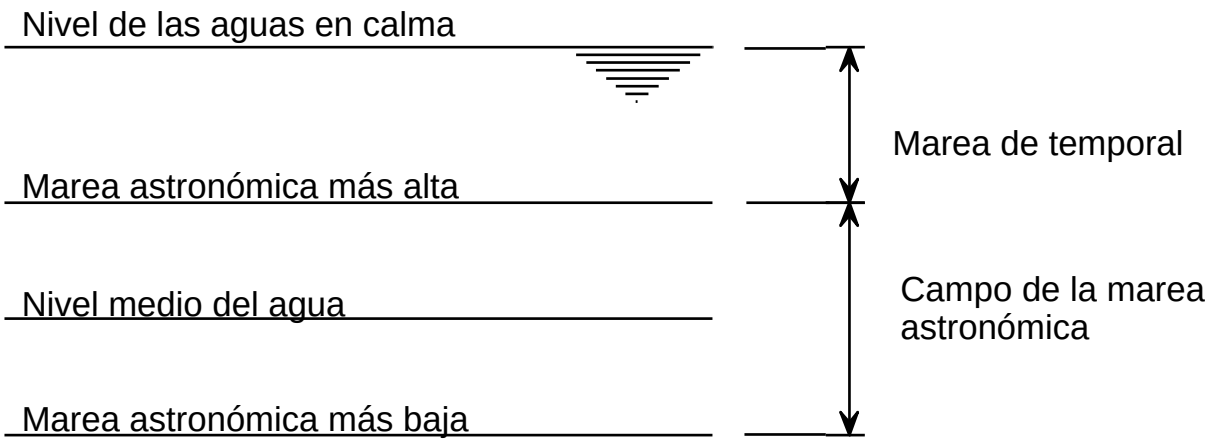


Figura 10 Nivel del agua según las mareas y las definiciones asociadas

3. RESUMEN FINAL

- En el entorno de una plataforma existe una importante categoría de cargas que gobiernan muchos aspectos del proyecto de las plataformas.

- Las principales cargas del entorno son debidas al viento, ondas, corrientes, seísmos, hielo y nieve, desviaciones de la temperatura, desarrollo de organismos marinos, mareas y movimientos del lecho marino.

- Algunas reglas de práctica ampliamente aceptadas, que se indican como [1]-[13], proporcionan valores guía para la mayor parte de las cargas del entorno.

- En el caso de las estructuras más importantes, la especificación de diseño de las cargas del entorno exige estudios específicos.

- Algunas cargas del entorno pueden ser extremadamente imprevisibles.

- La definición de ciertas cargas del entorno depende del tipo de análisis utilizado en el cálculo.

4. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 8: “Structures in Seismic Regions - Design”, CEN (en preparación).

[2] API-RP2A, “Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms”, American Petroleum Institute, Washington, D.C., 18th ed., 1989.

[3] OCS, “Requirements for Verifying the Structural Integrity of OCS Platforms”, United States Geologic Survey, National Centre, Reston, Virginia, 1980.

[4] DNV, “Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures”, Det Norske Veritas, Oslo, 1977 (con correcciones 1982).

[5] NPD, “Regulation for Structural Design of Load-bearing Structures Intended for Exploitation of Petroleum Resources”, Norwegian Petroleum Directorate, 1985.

[6] BS6235, “Code of Practice for Fixed Offshore Structures”, British Standards Institution, London, 1982.

[7] DOE-OG, “Offshore Installation: Guidance on Design and Construction”, U.K., Dept. of Energy, London 1985.

[8] Clauss, G. T. et al: “Offshore Structures, Vol 1 - Conceptual Design and Hydromechanics”, Springer, London 1992.

[9] Anagnostopoulos, S.A., “Dynamic Response of Offshore Structures to Extreme Waves including Fluid - Structure Interaction”, Engr. Structures, Vol. 4, pp. 179-185, 1982.

[10] Eurocode 1: “Basis of Design and Actions on Structures”, CEN (en preparación).

[11] Hsu, H.T., “Applied Offshore Structural Engineering”, Gulf Publishing Co., Houston, 1981.

[12] Graff, W.J., “Introduction to Offshore Structures”, Gulf Publishing Co., Houston, 1981.

[13] Gerwick, B.C. Jr., “Construction of Offshore Structures”, John Wiley, New York, 1986.

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.3: Cargas (II): Otras Cargas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Introducir y describir brevemente todas las cargas, excepto las cargas del entorno, así como las combinaciones de cargas para la que es necesario proyectar una plataforma petrolífera.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Unos conocimientos básicos del análisis estructural para las cargas estáticas y dinámicas.

RESUMEN

Se introducen las diversas categorías de cargas, excepto las del entorno, para las que es necesario proyectar una plataforma petrolífera fundada sobre pilotes. Estas categorías incluyen las cargas permanentes (propias), operativas (dinámicas), cargas generadas durante la fabricación y el montaje (debidas al levantamiento, izado, transporte, lanzamiento y posicionamiento en vertical) y cargas accidentales. Además, se ofrecen las diferentes combinaciones para todos los tipos de cargas, incluyendo las del entorno, según lo exijan (o sugieran) las normativas aplicables (o reglamentos de práctica).

Las categorías de cargas que se describen en esta lección son las siguientes:

1. Cargas permanentes (propias)
2. Cargas operativas (dinámicas)
3. Cargas durante la fabricación y el montaje
4. Cargas accidentales

Las categorías principales de las cargas del entorno no se incluyen. Estas cargas ya se discutieron en la lección 17.2.

1. CARGAS PERMANENTES (PROPIAS)

Las cargas permanentes incluyen las siguientes:

a. El peso de la estructura en el aire, incluyendo el peso de la lechada de cemento y del lastre, cuando éstos resulten necesarios.

b. El peso de los equipos, uniones o estructuras asociadas que estén montadas de manera permanente sobre la estructura.

c. Las fuerzas hidrostáticas que actúan sobre los elementos situados por debajo del nivel del agua. Estas fuerzas incluyen la flotabilidad y las presiones hidrostáticas.

Las elementos tubulares herméticos deben diseñarse para el caso más desfavorable, tanto inundadas como no inundadas.

2. CARGAS OPERATIVAS (DINÁMICAS)

Las cargas dinámicas surgen como resultado de las operaciones realizadas sobre la plataforma e incluyen el peso de todos los equipos y materiales no permanentes, así como las fuerzas generadas durante la operación de los equipos. Más concretamente, las cargas operativas incluyen las siguientes:

a. El peso de todos los equipos no permanentes (por ejemplo equipos de perforación, producción), instalaciones (por

Cargas que es necesario considerar (kN/m^2)	Para porciones de la estructura		Para la estructura en su totalidad
Zona considerada	Suelos y viguetas	Otros componentes	(3)
Zona del proceso (en las proximidades de pozos y aparatos a gran escala)	5 (1)	5 (1)	2.5
Zona de perforación	5 (1)	5 (1)	2.5
Pasarelas y plataformas de paso (excepto salidas de emergencia	3	2.5	1
Escaleras (excepto salidas de emergencia)	4	3	0
Techos de los módulos	2	1.5	1
Salidas de emergencia	5	5	0
ALMACENAMIENTO			
Zonas de almacenamiento – pesados	18	12	8 (2)
Zonas de almacenamiento – ligeros	9	6	4 (2)
Zona de entrega	10	10	5
Área de usos generales	6	4	3

(1) Acumulada con una carga concentrada igual al peso de la pieza más pesada que es probable que se retire, con un valor mínimo de 5 kN. Se asume que las cargas concentradas se están aplicando a una superficie de 0,3 × 0,3 m.

(2) Aplicadas sobre la totalidad de la superficie de la plataforma (incluyendo tráfico).

(3) Esta columna proporciona las cargas que es necesario tener en cuenta para el cálculo global de la estructura. Estos valores constituyen los datos de entrada para programas informatizados.

Tabla 1 Especificación de las cargas dinámicas mínima de diseño

ejemplo alojamientos, mobiliario, sistemas de apoyo para la vida en la plataforma, helipuerto, etc), materiales fungibles, líquidos, etc.

b. Las fuerzas generadas durante las operaciones de la plataforma como, por ejemplo, perforación, amarre de barcos, aterrizaje de helicópteros, operaciones de las grúas, etc.

Tanto el operario como los fabricantes de los equipos proporcionan los datos necesarios para el cálculo de todas las cargas operacionales. Es necesario que el ingeniero evalúe críticamente los datos. En la tabla 1 se proporciona un ejemplo del reglamento detallado de una carga dinámica, en la que los valores en la primera y segunda columna corresponden al diseño de las porciones de la estructura que resultan directamente afectadas por las cargas, y los valores reducidos de la última columna corresponden a la estructura en su totalidad. Cuando no se disponga de estos datos, en BS 6235 [1] se recomiendan los siguientes valores:

a. alojamientos de la tripulación y pasillos: $3,2\ KN/m^2$

b. áreas de trabajo: $8,5\ KN/m^2$

c. áreas de almacenamiento: $\gamma H\ KN/m^2$

donde

γ es el peso específico de los materiales almacenados, cuyo valor adoptado no debe ser inferior a $6,87\ KN/m^3$,

H es la altura de almacenamiento (m).

Con frecuencia, las fuerzas generadas durante el proceso de trabajo son de naturaleza dinámica o impulsiva y deben ser tratadas como tales. Por ejemplo, de acuerdo con las reglas de BS 6235, es necesario considerar dos tipos de aterrizaje de los helicópteros, los aterrizajes pesados y los de emergencia. En el primer caso, es necesario considerar la carga de impacto como 1,5 veces el peso máximo de despegue, mientras que en el segundo caso, este coeficiente se convierte en 2,5. Además, es necesario tener en cuenta una carga horizontal aplicada en los puntos de impacto cuyo valor se fija en la mitad de peso máximo de despegue. Normalmente, las cargas producto de la maquinaria rotativa, equipos de perforación, etc, pueden tratarse como fuerzas armónicas. Cuando se procede al amarre de barcos, las fuerzas proyectadas se calculan para el caso del barco mayor que es probable que se aproxime a velocidades operacionales. De acuerdo con BS 6235, el impacto mínimo que es necesario considerar es el de un buque de 2500 toneladas a 0,5 m/s.

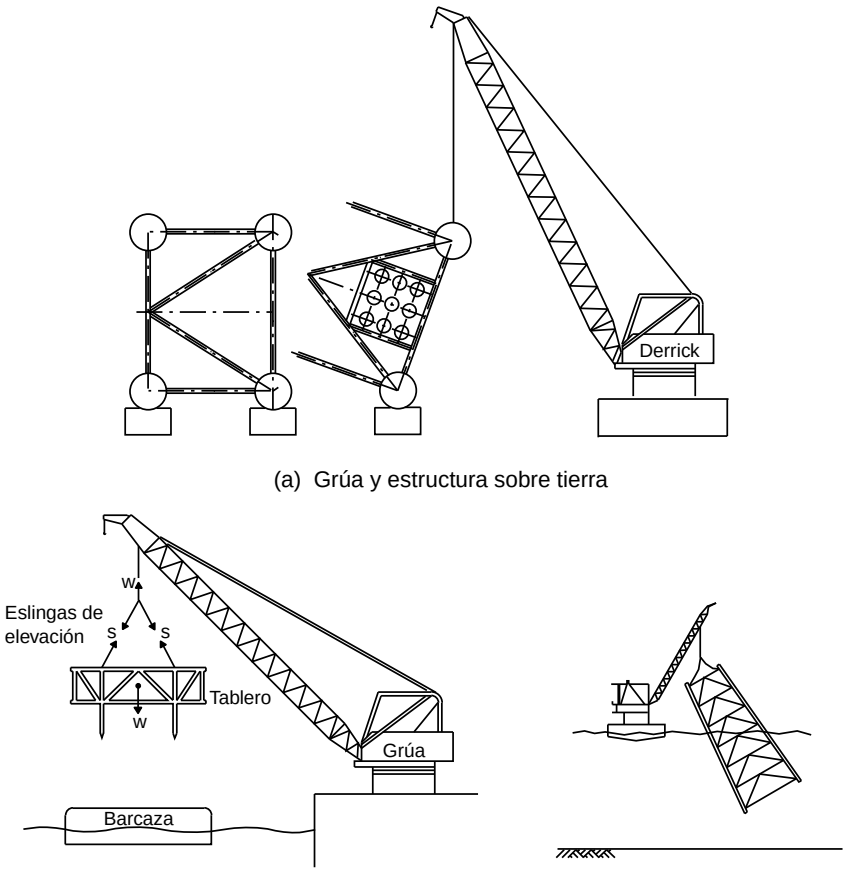
3. CARGAS PRODUCIDAS DURANTE LA FABRICACIÓN Y EL MONTAJE

Estas cargas son temporales y surgen durante la fabricación y el montaje de la plataforma o de sus componentes. Durante la fabricación, los levantamientos de diversos componentes estructurales generan fuerzas verticales ascendentes, mientras que durante la fase del montaje las fuerzas se generan durante el izado a bordo de la plataforma, el transporte al emplazamiento, el lanzamiento y el posicionamiento en vertical, así como durante los levantamientos relacionados con el montaje.

De acuerdo con las reglas de DNV [2], el período de retorno para el cálculo de las condiciones del entorno diseñadas para el montaje, y la fabricación, debe tener, normalmente, tres veces la duración de la fase correspondiente. Por otra parte, API-RP2A [3] deja la duración de este período de retorno a discreción del propietario, mientras que las reglas BS 6235 [1] recomiendan un intervalo de repetición mínimo de 10 años para las cargas del entorno calculadas asociadas al transporte de la estructura hasta el emplazamiento de la plataforma.

3.1 Fuerzas Verticales Ascendentes

Las fuerzas ascendentes son funciones del peso del componente estructural que se está levantando, del número y emplazamiento de los cáncamos de suspensión utilizados para el levantamiento, del ángulo entre cada eslinga y el eje vertical y de las condiciones bajo las que se efectúa el levantamiento (figura 1). Es necesario diseñar todas las elementos y uniones de un componente a ser izado según las fuerzas que se producen como resultado del equilibrio estático del peso levantado y de las tracciones de la eslinga. Además, API-RP2A recomienda que, con el fin de compensar cualquier movimiento lateral, los cáncamos de suspensión y las uniones a los elementos estructurales de apoyo se proyecten para la acción combinada de la carga estática de la eslinga y una fuerza horizontal igual al 5% de esta carga, aplicada perpendicularmente al cáncamo en el centro del agujero del perno. Todas estas fuerzas calculadas se aplican en forma de cargas estáticas cuando los levantamientos se llevan a cabo en el astillero de fabricación. No obstante, en caso de que la grúa derrick utilizada o la estructura que se ha de levantar se encuentren a bordo de un buque flotante, es necesario aplicar los



(a) Grúa y estructura sobre tierra

(b) Grúa en tierra, estructura sobre barcaza flotante

(c) Grúa y estructura en el mar

Figura 1 Levantamientos en condiciones diversas

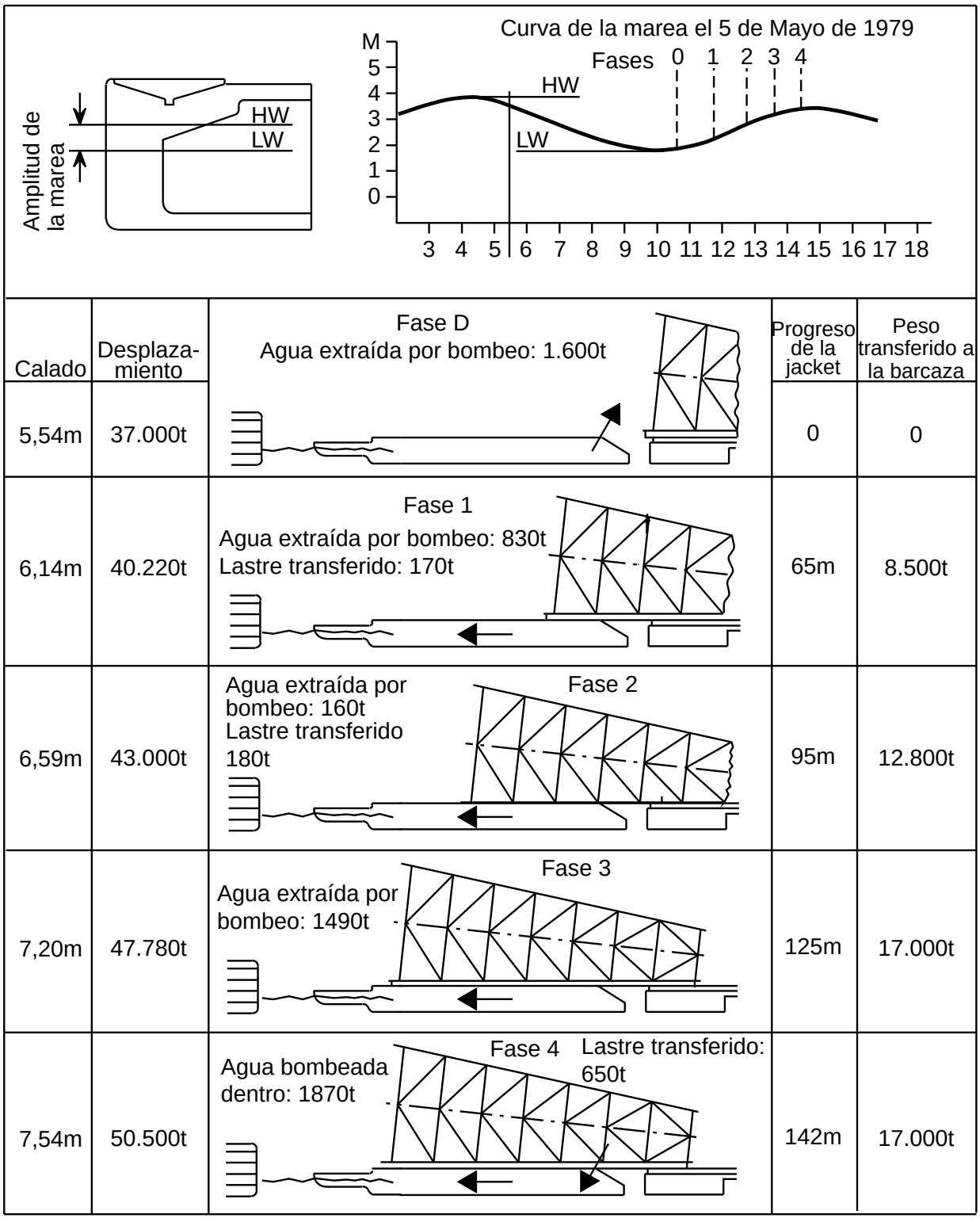


Figura 2 Varias fases de lanzamiento de la jacket por deslizamiento

coeficientes de la carga dinámica a las fuerzas ascendentes estáticas. Concretamente, para el caso de los levantamientos efectuados en el mar, API-RP2A recomienda dos valores mínimos de los coeficientes de la carga dinámica: 2,0 y 1,35. El primero es para el proceso del cálculo de los

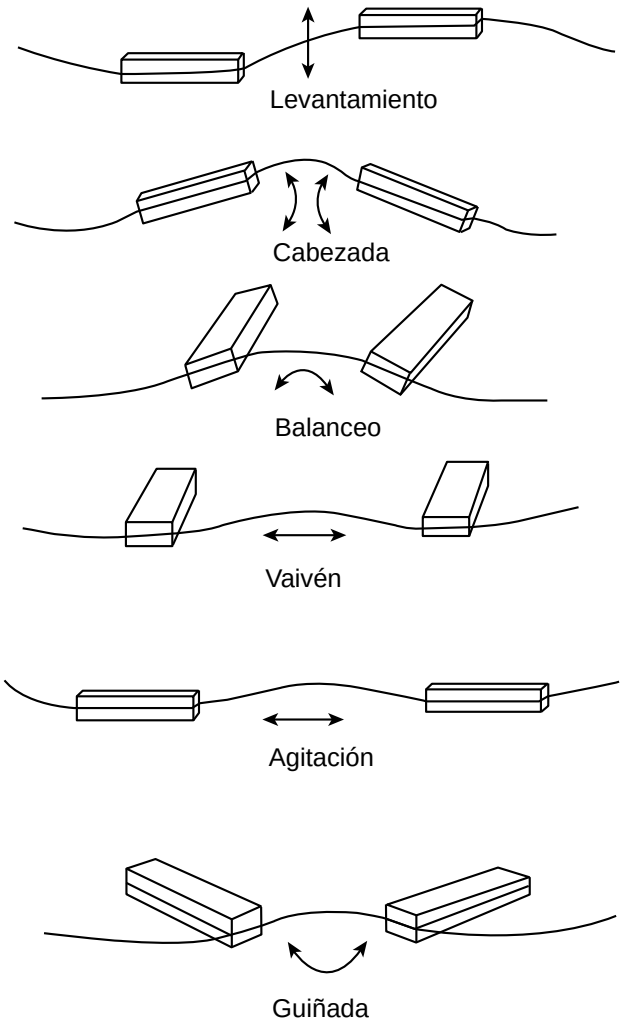


Figura 3 Tipos de movimiento de un objeto flotante

cáncamos, así como para todas las elementos y sus uniones de los extremos, de refuerzo de la unión a la que se une el cáncamo, mientras que el segundo es para todas las demás elementos que transmiten fuerzas ascendentes. Para el izado a bordo practicado en emplazamientos resguardados, los coeficientes de la carga mínimos correspondientes para ambos grupos de componentes estructurales se convierten, de acuerdo con API-RP2A, en 1,5 y 1,15 respectivamente.

3.2 Fuerzas de Izado

Se trata de las fuerzas generadas cuando la jacket se embarca a bordo de la barcaza desde el astillero de fabricación. Si el izado se efectúa mediante un levantamiento directo, entonces, a menos que la disposición para el levantamiento sea diferente a la utilizada para el montaje, no es necesario calcular las fuerzas ascendentes, puesto que el levantamiento en mar abierto crea unas condiciones de carga más intensas que requieren coeficientes de la carga dinámica más elevados. Si el embarque se efectúa mediante el deslizamiento de la estructura sobre la barcaza, es necesario tener en cuenta varias condiciones de carga estática, con la jacket apoyada lateralmente. Este tipo de condiciones de carga surgen como resultado de las diferentes posiciones de la jacket durante las fases del izado (tal y como se muestra en la figura 2) que son consecuencia del movimiento de la barcaza debido a las fluctuaciones de la marea, el tráfico marítimo o de la modificación del calado, así como también de posibles asentamientos del apoyo. Puesto que el movimiento de la jacket es lento, es posible considerar estáticas todas las condiciones de carga. Los valores típicos de los coeficientes de fricción para el cálculo de las fuerzas de deslizamiento son los siguientes:

- acero sobre acero sin lubricación. . . . 0,25
- acero con acero con lubricación 0,15
- acero sobre teflón 0,10
- teflón sobre teflón 0,08

3.3 Fuerzas del Transporte

Estas fuerzas se generan durante el transporte marítimo de los componentes de las plataformas (jacket, tablero) sobre barcazas o utilizando su propia flotabilidad. Estas fuerzas dependen del peso, de la geometría y de las condiciones de apoyo de la estructura (mediante barcaza o mediante flotabilidad) y también de las condiciones del entorno (oleaje, vientos y corrientes) que prevalecen durante el transporte. En la figura 3 se muestra un ejemplo de los tipos de movimiento que puede experimentar una estructura flotante. Con el fin de minimizar los

riesgos asociados y garantizar un trasporte seguro desde el astillero de fabricación hasta el emplazamiento de la plataforma, es importante planear cuidadosamente la operación teniendo en cuenta, de acuerdo con API-RP2A [3], lo siguiente:

1. Experiencia previa a lo largo de la ruta de remolque

2. Tiempo de exposición y fiabilidad de las "ventanas meteorológicas" previstas

3. Accesibilidad de puertos seguros

4. Patrón estacional del tiempo

5. Un período de retorno apropiado para la determinación de las condiciones de diseño del viento, oleaje y corrientes, teniendo en cuenta las características del remolcado tales como magnitud, estructura, sensibilidad y costes.

Las fuerzas del transporte se generan mediante el movimiento del remolque, es decir, de la estructura y de la barcaza sobre la que ésta se apoya. Estas fuerzas se determinan a partir de los vientos, el oleaje y las corrientes calculadas. Si la estructura es auto flotante, es posible calcular las cargas directamente. De acuerdo con API-RP2A [3], los análisis del remolcado deben basarse en los resultados de ensayos en dársena con modelos o en métodos analíticos apropiados y deben tener en cuenta las direcciones del viento y del oleaje paralelas, perpendiculares y a 45° al eje del remolque. Las cargas de inercia pueden calcularse en base a un análisis del cuerpo rígido del remolque mediante la combinación del balanceo y del cabeceo con los movimientos de viraje cuando la magnitud del remolque, la magnitud de las condiciones del mar y la experiencia hagan que estas hipótesis resulten razonables. En el caso de las condiciones del mar abierto, los siguientes valores pueden considerarse como valores calculados típicos:

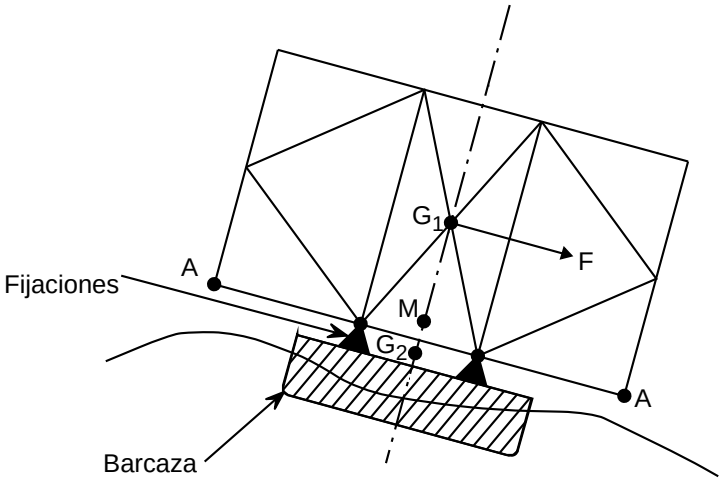
Balanceo de amplitud simple: 20°

Cabeceo de amplitud simple: 10°

Período del balanceo o cabeceo: 10 segundos

Aceleración del viraje: 0,2 g

Cuando se procede al transporte de una jacket de gran tamaño utilizando una barcaza, la estabilidad contra la zozobra constituye una consideración fundamental del diseño debido a la gran altura del centro de gravedad de la jacket. Además, puede ser necesario tener en cuenta la rigidez relativa de la jacket y de la barcaza, junto con las fuerzas de impacto del oleaje que podrían producirse durante un acusado movimiento de balanceo del remolque (figura 4) a la hora de efectuar los análisis estructurales para el proyecto de los tirantes de amarre y de los elementos de la jacket afectados por las cargas inducidas. También existen programas informáticos espe-



F = Componente de la gravedad más la inercia
G_1 = Centro de gravedad de la jacket
G_2 = Centro de la gravedad del remolque
M = Centro de gravedad del conjunto del remolque
A = Áreas de impacto potencial

Figura 4 Vista esquemática de una barcaza de lanzamiento y una jacket sometidas a movimiento

ciales disponibles para el cálculo de las cargas de transporte en el sistema estructura-barcaza, así como de las tensiones resultantes para todo tipo de condiciones del entorno específicas.

3.4 Fuerzas de Lanzamiento y de Posicionamiento en Vertical

Estas fuerzas se generan durante el lanzamiento de una jacket desde la barcaza al mar y durante el posicionamiento subsiguiente hasta alcanzar la posición vertical adecuada para descansar sobre el lecho marino. En la figura 5 se muestra una vista esquemática de estas operaciones. Una operación de lanzamiento-posicionamiento en vertical consta de cinco etapas:

a. La jacket se desliza sobre las vigas de deslizamiento

b. La jacket gira sobre los balancines

c. La jacket gira y se desliza de manera simultánea

d. La jacket se separa completamente y alcanza su posición de equilibrio en flotación

e. Se coloca la jacket en posición vertical mediante una combinación de llenado de agua controlado y levantamiento simultáneo utilizando una grúa derrick.

Es posible evaluar las cargas, tanto dinámicas como estáticas, inducidas durante cada una de estas etapas y la fuerza necesaria para poner la jacket en movimiento mediante los análisis apropiados, que también consideran la acción del viento, oleaje y corrientes previstos durante la operación.

Para iniciar el lanzamiento, es necesario lastrar la barcaza hasta que alcance un calado y un ángulo de asiento del casco apropiados y, a continuación, se debe tirar de la jacket hacia la popa mediante un cabestrante. El deslizamiento de la jacket comienza tan pronto como la fuerza que actúa hacia abajo (el componente gravitatorio y la tracción del cabestrante) sea superior a la fuerza de fricción. A medida que la jacket se desliza, su peso se apoya sobre los dos patas que son parte de las vigas de celosía del lanzamiento. Cuando comienza la rotación, la longitud del apoyo continua disminuyendo hasta alcanzar un mínimo, que es igual a la longitud de las vigas del balancín. Normalmente, es en este momento cuando se producen las fuerzas de lanzamiento más elevadas como reacción al peso de la jacket. Durante las etapas (d) y (e), se producen fuerzas hidrostáticas variables que es necesario tener en cuenta en todas los elementos afectados. Los cálculos de la flotabilidad

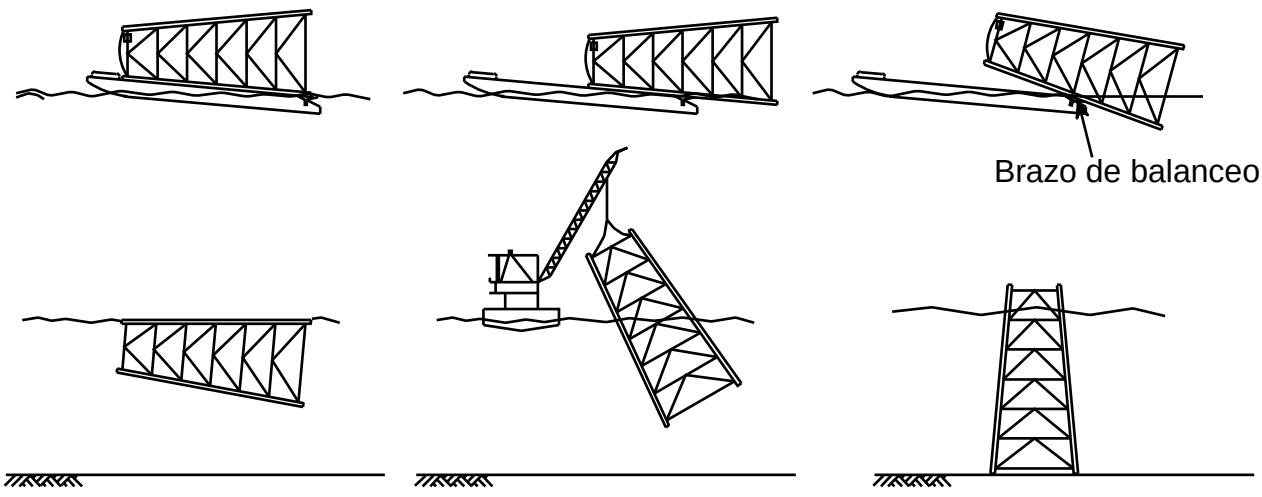


Figura 5 Secuencias de lanzamiento y posicionado de una jacket para plataforma petrolífera

son necesarios para cada una de las etapas de la operación con el fin de asegurar un movimiento controlado y estable. Existen programas informáticos disponibles para efectuar la determinación de las tensiones necesarias para el lanzamiento y posicionamiento en vertical y también para ilustrar gráficamente la operación en su totalidad.

4. CARGAS ACCIDENTALES

De acuerdo con las reglas de DNV [2], las cargas accidentales son cargas, definidas de manera insatisfactoria con respecto a la intensidad y a la frecuencia, que pueden producirse como resultado de circunstancias accidentales o excepcionales. Las cargas accidentales también se especifican como una categoría independiente en las regulaciones NPD [4], pero no en las reglas API-RP2A [3], BS 6235 [1] o DOE-OG [5]. Ejemplos de cargas accidentales lo constituyen las cargas debidas a la colisión con buques, incendios o explosiones, objetos caídos y llenado involuntario de los depósitos de flotabilidad. Normalmente se adoptan medidas especiales con el objeto de reducir el riesgo de las cargas accidentales. Por ejemplo, la protección frente a la caída de un objeto para las cabezas de pozos u otros equipos críticos puede obtenerse mediante cubiertas resistentes a los impactos diseñadas especialmente. De acuerdo con las regulaciones de NPD [4], es posible desestimar una carga accidental cuando su probabilidad anual de aparición es inferior a 10^{-4}. Este número se incluye como un cálculo de orden de magnitud y resulta extremadamente difícil de calcular. En el caso de las plataformas petrolíferas, los seísmos se consideran cargas del entorno.

5. COMBINACIONES DE CARGAS

Las combinaciones de cargas utilizadas para el diseño de plataformas petrolíferas fijas dependen del método de cálculo que se utilice, es decir, si se emplea el cálculo de la carga admisible o del estado límite. Las combinaciones de carga recomendadas para su utilización con los procedimientos de la tensión admisible son:

a. Cargas propias más cargas del entorno operativas más cargas dinámicas máximas, apropiadas para los procesos de trabajo normales de la plataforma.

b. Cargas propias más cargas del entorno operativas más cargas dinámicas mínimas, apropiadas para los procesos de trabajo normales de la plataforma.

c. Cargas propias más cargas del entorno extremas (previstas) más cargas dinámicas máximas, apropiadas para su combinación con condiciones extremas.

d. Cargas propias más cargas del entorno extremas (previstas) más cargas dinámicas mínimas, apropiadas para su combinación con condiciones extremas.

Además, las cargas del entorno, con la excepción de las cargas de los seísmos, deben combinarse de manera consistente con sus probabilidades combinadas de aparición durante el estado de carga en cuestión. Las cargas de los seísmos, si fueran aplicables, se han de imponer como una carga del entorno independiente, es decir, no se deben combinar con el oleaje, viento, etc. Las condiciones del entorno operativas se definen de manera que sean representativas de unas condiciones intensas, aunque no necesariamente limitadoras que, en caso de superarse, exigirían la suspensión de las operaciones de la plataforma.

Las reglas DNV [2] permiten el diseño de las cargas admisibles, pero recomiendan el método de cálculo del estado límite semiprobabilístico, que es también el que requieren las reglas NPD [4]. BS 6235 permite ambos métodos, pero las ecuaciones que facilita son para el método de la tensión admisible [1]. De acuerdo con las reglas de DNV y de NPD para el proyecto del estado límite, es necesario verificar cuatro estados límite:

1. Estado límite último

En el caso de este estado límite, deben utilizarse las dos combinaciones de carga siguientes:

Habitual: 1,3 P + 1,3 L + 1,0 D + 0,7 E, y

Extrema : 1,0 P + 1,0 L + 1,0 D + 1,3 E

donde P, L, D y E representan las cargas Permanente (propia), Operativas (dinámica), Deformación (por ejemplo la temperatura, asentamiento diferencial) y Del Entorno, respectivamente. Para un control adecuado de las cargas propias y dinámicas durante la fabricación y el montaje, el coeficiente de la carga de 1,3 puede reducirse a 1,2. Además, en el caso de estructuras sin tripulación durante condiciones de temporal y que no se utilizan para el almacenamiento de petróleo y de gas, el coeficiente de la carga de 1,3 para las cargas del entorno (con la excepción de los terremotos) puede reducirse a 1,15.

2. Estado del límite de fatiga
Todos los coeficientes de carga se fijan en 1,0.

3. Estado límite del Colapso Progresivo
Todos los coeficientes de carga se fijan en 1,0.

4. Estado límite de la utilidad
Todos los coeficientes de carga se fijan en 1,0.

Los llamados valores característicos de las cargas utilizadas en las combinaciones anteriores, así como los estados límites se resumen en la tabla 2, que se ha tomado de las reglas NPD.

TIPO DE CARGA	ESTADOS LÍMITE PARA LAS FASES TEMPORALES					ESTADOS LÍMITE PARA LAS OPERACIONES NORMALES				
	Utilidad	Fatiga	Límite	Colapso Progresivo		Utilidad	Fatiga	Límite	Colapso Progresivo	
				Efectos anormales	Estado de los daños				Efectos anormales	Estado de los daños
PROPIA	VALOR PREVISTO									
DINÁMICA	VALOR ESPECIFICADO									
DEFORMACIÓN	VALOR EXTREMO PREVISTO									
DEL ENTORNO	Dependiente de los requisitos operativos	Historia de carga prevista	Valor dependiente de las medidas adoptadas			Dependiente de los requisitos operativos	Historia de carga prevista	Probabilidad anual de superación 10^{-2}	Probabilidad anual de superación 10^{-4}	Probabilidad anual de superación 10^{-2}
ACCIDENTAL	NO PROCEDE		Dependiente de los requisitos operativos	NO PROCEDE					Probabilidad anual de superación 10^{-4}	NO PROCEDE

Tabla 2 Cargas características de acuerdo con NPD (4)

6. RESUMEN FINAL

- Además de las cargas del entorno, una plataforma petrolífera debe diseñarse para las cargas propias y dinámicas, cargas de fabricación y del montaje, así como para las cargas accidentales.

- Normalmente, para especificar este tipo de cargas, se utilizan reglas de práctica ampliamente aceptadas que se indican en las referencias de esta lección.

- El tipo y la magnitud de las cargas de fabricación, transporte y montaje dependen de los métodos y secuencias utilizados para las fases correspondientes.

- Normalmente, los efectos dinámicos y de los impactos se tienen en cuenta mediante los coeficientes de la carga dinámica apropiados.

- Las cargas accidentales no están bien definidas con respecto a la intensidad y probabilidad de su aparición. Normalmente, exigirán medidas de protección especiales.

- Las combinaciones de cargas y los coeficientes de las cargas dependen del método de cálculo que se utilice. API-RP2A y BSI permiten el método de la carga admisible y el método del estado límite, mientras que DNV y NPD recomiendan el método del estado límite.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] BS 6235, "Code of Practice for Fixed Offshore Structures", British Standards Institution, London, 1982.

[2] "Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures", Det Norske Veritas (DNV), Oslo, 1977 (con correcciones 1982).

[3] API-RP2A, "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", American Petroleum Institute, Washington, D.C., 18th ed., 1989.

[4] "Regulation for Structural Design of Load-bearing Structures Intended for Exploitation of Petroleum Resources", Norwegian Petroleum Directorate (NPD), 1985.

[5] DOE-OG, "Offshore Installation: Guidance on Design and Construction", U.K. Department of Energy, London 1985.

8. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. OCS, "Requirements for Verifying the Structural Integrity of OCS Platforms"., United States Geologic Survey, National Centre, Reston, Virginia, 1980.

2. Hsu, H.T., "Applied Offshore Structural Engineering", Gulf Publishing Co., Houston, 1981.

3. Graff, W.G., "Introduction to Offshore Structures", Gulf Publishing Co., Houston, 1981.

4. Gerwick, B.C. Jr., "Construction of Offshore Structures", John Wiley, New York, 1986.

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.4: Análisis I

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los principales procedimientos de análisis para las plataformas petrolíferas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 17.1:	Estructuras Petrolíferas: Introducción General
Lección 17.2:	Cargas I: Introducción y Cargas del Entorno
Lección 17.3:	Cargas II: Otras Cargas

LECCIONES AFINES

Lección 17.5:	Análisis II

RESUMEN

Se describen brevemente los modelos analíticos utilizados en la ingeniería de las plataformas petrolíferas. Se presentan los criterios de aceptación para la verificación de las plataformas petrolíferas.

Se proporcionan reglas sencillas para el dimensionamiento de los elementos y se describen los procedimientos para los análisis dinámicos y estáticos in situ.

1. INTRODUCCIÓN

El análisis de una plataforma petrolífera es una extensa labor, que implica la consideración de diferentes etapas, es decir, la ejecución, el montaje y las etapas en servicio, durante la vida de dicha plataforma. Estos análisis abarcan muchas disciplinas como, por ejemplo, la arquitectura naval, geotécnica, estructural y la metalurgia.

Tanto esta lección como la lección 17.5 limitan sus objetivos a la presentación de una visión global de los métodos de análisis disponibles y a proporcionar unos puntos de referencia para que el lector pueda apreciar la validez de sus hipótesis y resultados. Estas lecciones van dirigidas fundamentalmente a las jackets, que son las estructuras más habituales en comparación con los tableros y los módulos y que, además, son las que más se asemejan a las plantas petroquímicas situadas en tierra.

2. MODELO ANALÍTICO

Los modelos analíticos utilizados en la ingeniería de las plataformas petrolíferas son, en ciertos aspectos, similares a los que se adoptan para otros tipos de estructuras metálicas. En esta lección se presentan únicamente las características distintivas de los modelos de las plataformas petrolíferas.

A lo largo de todo el análisis se utiliza el mismo modelo, efectuando tan sólo pequeños ajustes para que se adapte a condiciones específicas, como, por ejemplo, en apoyos, relacionadas con cada análisis concreto.

2.1 Calculo de vigas (Stick model)

La utilización de modelos para el calculo de estructuras está ampliamente extendida en el caso de las estructuras tubulares (jackets, puentes, elementos de las chimeneas de combustión) y las cerchas de celosía (módulos, tableros).

2.1.1 Uniones

Normalmente, cada elemento esta fijada rígidamente por sus extremos a los demás elementos del modelo.

Si se precisa de una mayor exactitud, especialmente en el caso de la evaluación de los modos de vibración naturales, la flexibilidad local de las uniones puede representarse mediante una matriz de la rigidez de la unión.

2.1.2 Elementos

Además de por sus propiedades geométricas y del material, cada barra se caracteriza por los coeficientes hidrodinámicos, relativos, por ejemplo, a la resistencia, inercia y desarrollo de la vida marina, que permiten el cálculo automático de las fuerzas del oleaje.

2.2 Modelos de Chapa

El casco y los módulos integrados de las plataformas flotantes que incluyen mamparas de gran tamaño se describen mediante elementos planos. Las características hipotéticas que se asignan a los elementos planos dependen del estado principal de la tensión a la que se ven sometidos. A menudo se toman las tensiones cuando el elemento tan sólo está sometido a una carga axial y a esfuerzo cortante. Las tensiones en la chapa se adoptan cuando es necesario tener en cuenta la flexión y la presión lateral.

3. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

3.1 Verificación de los Reglamentos

La verificación de un elemento consiste en la comparación de su resistencia(s) característica(s) con respecto a una fuerza o tensión proyectada. Esta verificación incluye:

- una verificación de la resistencia, en la que la resistencia característica se relaciona con el límite elástico del elemento,
- una verificación de la estabilidad para los elementos a compresión en los que la resistencia característica se relaciona con el límite de pandeo del elemento.

Los elementos (tubulares o planos) se verifican por secciones típicas (al menos ambos extremos y el centro del vano) en lo relativo a la resistencia y al pandeo. Esta verificación también incluye el efecto de la presión del agua en el caso de las plataformas situadas en aguas profundas.

Las uniones tubulares se verifican con respecto a la perforación bajo diversos patrones de carga. Estas verificaciones pueden indicar la necesidad de refuerzos locales del cordón mediante la utilización de sobreespesor o de rigidizadores circulares internos.

También se debe, cuando sea relevante, verificar los elementos contra la fatiga, corrosión, temperatura o durabilidad.

3.2 Método de la Tensión Admisible

Actualmente, este método está especificado en reglamentos estadounidenses (API, AISC).

No se les asignan coeficientes a las cargas y tan sólo se aplica un único coeficiente a la resistencia característica con el objeto de obtener una tensión admisible de la manera que se indica a continuación:

"Normal" y "Extremo" representan, respectivamente, las condiciones más graves:

Estado	Axial	Flexión del eje mayor	Flexión de eje menor
Normal	0,60	0,66	0,75
Extremo	0,80	0,88	1,00

- bajo las que la planta puede operar sin que se produzcan paradas.
- que la plataforma soportará durante su vida útil.

3.3 Método del Estado Límite

Las autoridades europeas y noruegas han implementado este método, que también ha adoptado API, debido a que ofrece una mayor uniformidad en su fiabilidad.

Se aplican coeficientes parciales a las cargas, así como a la resistencia característica del elemento, coeficientes que reflejan tanto el grado de confianza que se otorga al valor proyectado de cada parámetro como el nivel de riesgo que se acepta bajo un estado límite, es decir:

- Estado Límite Último (ELU):

  corresponde a un caso extremo teniendo en cuenta la resistencia estructural con un grado de reserva apropiado.

- Estado Límite de Fatiga (ELF):

  relativo a la posibilidad de colapso bajo carga cíclica.

- Estado Límite del Colapso Progresivo (ELCP):

refleja la capacidad de resistencia de la estructura frente al colapso bajo condiciones accidentales o extraordinarias.

- Estado Límite de Servicio (ELS):

  corresponde a los criterios para la utilización normal o durabilidad (con frecuencia especificado por el operario de la planta).

3.3.1 Coeficientes de Ponderación

Las autoridades noruegas (2, 4) especifican las siguientes series de coeficientes de ponderación:

donde las categorías de carga respectivas son:

P son cargas permanentes (peso estructural, equipos no sumergidos, lastre, presión hidrostática).

L son las cargas no permanentes (almacenamiento, personal, líquidos).

D son las deformaciones (apoyos o asientos inclinados).

E son las cargas del entorno (oleaje, corrientes, viento, seísmos).

A son cargas accidentales (objetos caídos, choques de buques, explosiones, incendios).

Estado	Categorías de Carga				
Límite	P	L	D	E	A
ELU (normal)	1,3	1,3	1,0	0,7	0,0
ELU (extremo)	1,0	1,0	1,0	1,3	0,0
FLS	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0
ELCP (accidental)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
ELCP (tras los daños)	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0
ELS	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0

3.3.2 Coeficientes del Material

Normalmente, los coeficientes del material parciales para el acero se fijan en 1,15 para el cálculo del ELU y en 1,00 para el cálculo del ELCP y ELS.

3.3.3 Clasificación de las Condiciones de Diseño

En la siguiente tabla se proporciona una guía para la clasificación de las condiciones típicas en estados límite típicos:

Estado	Cargas				Criterio del proyecto
	P/L	E	D	A	
Construcción	P				ELU, ELS
Embarque	P	Viento suave	Dispersión del apoyo		ELU
Transporte	P	Viento y oleaje durante el transporte			ELU
Remolcado (accidental)	P			Comparti-mento inundado	ELCP
Lanzamiento	P				ELU
Lenvantamiento	P				ELU
In situ (normal)	P + L	Viento, oleaje nieve	Real		ELU, ELS
In situ (extremo)	P + L	Viento y ola de 100 años	Real		ELU ELS
In situ (excepcional)	P + L	Viento y ola de 10.000 años	Real		ELCP
Seísmo	P + L	Terremoto 10^{-2}			ELU
Seísmo inusual	P + L	Terremoto 10^{-4}			ELCP
Explosión	P + L			Explosión	ELCP
Incendio	P + L			incendio	ELCP
Objeto caído	P + L			Collar de perforación	ELCP
Colisión con buque	P + L			Impacto con buque	ELCP
Estructura dañada	P + L reducida	Viento y oleaje suaves			ELCP

4. DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE LAS BARRAS

El análisis de una estructura es un proceso iterativo que requiere un ajuste progresivo de la magnitud de los elementos con respecto a las fuerzas que transmiten, hasta alcanzar un proyecto económico y seguro.

Por lo tanto, es de la mayor importancia comenzar el análisis principal en base a un modelo que se encuentre próximo al modelo final optimizado.

Las reglas sencillas que se ofrecen a continuación constituyen una manera simple de seleccionar magnitudes realistas para los elementos principales de las plataformas petrolíferas situadas en aguas de profundidad moderada (hasta 80 m) en las que los efectos dinámicos son despreciables.

4.1 Magnitudes de los Pilotes de la Jacket

- calcular la resultante vertical (peso propio, cargas no permanentes, flotabilidad), el cizallamiento global y el momento de vuelco (fuerzas del entorno) en el nivel del lodo.
- partiendo de la hipótesis de que la jacket se comporta como un cuerpo rígido, derivar la fuerza axial y el esfuerzo cortante máximos en la parte superior del pilote.
- seleccionar un diámetro del pilote de acuerdo con el diámetro previsto de las patas y con la capacidad del equipo para el hincamiento de los pilotes.
- derivar la penetración a partir de los diagramas del apoyo de la punta y de la fricción del cuerpo.
- partiendo de la hipótesis de un módulo de explanación del subsuelo equivalente y de un empotramiento perfecto en la cimentación de la jacket, calcular el momento máximo en el pilote y calcular el espesor de su pared.

4.2 Magnitudes de las Patas de la Plataforma

- adaptar el diámetro de las patas al del pilote.
- determinar la longitud efectiva de las patas para lograr una rigidez del módulo (dependiendo de la altura de la cubierta inferior).
- calcular el momento causado por las cargas del viento sobre la estructura superior de los módulos e instalaciones sobre la cubierta de la plataforma y derivar el espesor apropiado.

4.3 Arriostramientos de la Jacket

- seleccionar el diámetro con el fin de obtener un ratio luz/diámetro de entre 30 y 40.
- calcular el esfuerzo axial en el arriostramiento a partir del cizallamiento global y de la flexión local causados por el oleaje, asumiendo que existe un empotramiento total o parcial.
- determinar un espesor tal que el ratio diámetro/espesor sea de entre 20 y 70 y eliminar cualquier tendencia al pandeo hidrostático mediante la imposición de $D/t < 170/\sqrt[3]{H}$ (H es la profundidad del miembro por debajo de la superficie libre).

4.4 Arriostramiento del módulo

- seleccionar una separación entre los rigidizadores (normalmente 500 a 800 mm).
- determinar el espesor de la chapa a partir de fórmulas que tengan en cuenta las deformaciones locales producida por la presión del neumático de la carretilla elevadora diseñada.
- determinar, en base a fórmulas directas de la viga, las magnitudes de las vigas principales bajo cargas no permanentes “extendidas” y/o el peso respectivo de los equipos más pesados.

5. ANÁLISIS ESTÁTICO IN SITU

El análisis estático in situ es el análisis básico y generalmente el más simple de todos. Se modela la estructura con la misma forma con la que operará durante su vida en servicio y se somete a cargas pseudo-estáticas.

Este análisis siempre se efectúa en una etapa muy temprana del proyecto, con frecuencia a partir de un modelo simplificado, con el fin de dimensionar los elementos principales de la estructura.

5.1 Modelo Estructural

5.1.1 Modelo Principal

El modelo principal debe tener en cuenta las excentricidades y los refuerzos locales en las uniones.

Los modelos típicos para las jackets utilizadas en el Mar del Norte pueden constar de más de 800 nudos y 4000 barras.

5.1.2 Equipos Accesorios

Normalmente se ignora la contribución de los equipos accesorios (columnas ascendentes, tubos en J, caissons, conductores, defensas de botes, etc.) a la rigidez global de la estructura.

Debido a ello, su análisis se efectúa independientemente y sus reacciones se aplican como cargas en las interfases con la estructura principal.

5.1.3 Modelo de la Cimentación

Debido a que su comportamiento es no lineal, con frecuencia las cimentaciones se analizan independientemente del modelo estructural.

Se representan mediante una matriz de la rigidez secante dependiente de la carga equivalente; los coeficientes se determinan mediante un proceso iterativo en el que se equiparan las fuerzas y los desplazamientos en los límites comunes de los modelos estructural y de la cimentación.

Puede resultar necesario ajustar esta matriz a la reacción media correspondiente a cada una de las condiciones de la carga.

5.2 Cargas

El objetivo de esta sección consiste en recordar los tipos de cargas, que se describen con más detalle en las lecciones 17.2 y 17.3.

5.2.1 Cargas Gravitatorias

Las cargas gravitatorias consisten de:

- el peso propio de la estructura y de los equipos.
- las cargas no permanentes (equipos, fluidos, personal).

Dependiendo del área de la estructura objeto del estudio, se deben disponer las cargas no permanentes de manera que se produzca la configuración más intensa (compresión o tracción); esto puede ocurrir, por ejemplo, cuando se procede a la colocación de la unidad de perforación.

5.2.2 Cargas del Entorno

Las cargas del entorno consisten en las cargas del oleaje, corrientes y viento que, hipotéticamente, se asume que actúan simultáneamente en la misma dirección.

Por regla general, se seleccionan ocho incidencias del oleaje; para cada una de ellas se debe establecer la posición de la cresta en relación con la plataforma tal que se produzcan el momento de vuelco y/o el cizallamiento máximos en el nivel del lodo.

5.3 Combinaciones de Cargas

El análisis estático in situ se efectúa bajo diferentes condiciones en las que la cargas se aproximan mediante su equivalente pseudo-estático.

Las cargas básicas relevantes para un estado concreto se multiplican por los coeficientes de ponderación apropiados y se combinan con el objeto de producir el efecto más intenso en cada una de las barras individuales de la estructura.

6. ANÁLISIS DINÁMICO

Normalmente un análisis dinámico es obligatorio para todas las plataformas petrolíferas, aunque en el caso de las estructuras rígidas puede restringirse a los modos principales.

6.1 Modelo Dinámico

El modelo dinámico de una estructura se deriva del modelo estático principal.

No obstante, es posible que se produzcan algunas simplificaciones:

- es posible que se ignoren los refuerzos y las excentricidades locales de las uniones.
- las masas se concentran en los extremos de los elementos.
- el modelo de la cimentación puede derivarse del comportamiento cíclico del suelo.

6.2 Ecuaciones de Movimiento

Las ecuaciones dinámicas que gobiernan los sistemas de varios grados de libertad pueden expresarse mediante la expresión matricial:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = P(t)$$

donde

M	es la matriz de masa
C	es la matriz de amortiguamiento
K	es la matriz de rigidez
$X, \dot{X}, \ddot{X}$	son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración (función del tiempo).
P(t)	es el vector de fuerza cronodependiente; en el caso más general, también puede depender de los desplazamientos de la estructura (es decir, del movimiento relativo de ésta con respecto a la velocidad de la onda en la ecuación de Morison).

6.2.1 Masa

La matriz de masa representa la distribución de las masas por la estructura.

Las masas incluyen la masa de la estructura en sí, la de los equipos accesorios, líquidos retenidos en pilares o tanques, la masa añadida del agua (masa del agua desplazada por la barra y determinada en base a la teoría del flujo potencial) y la masa del desarrollo de la vida marina.

Generalmente, las masas se concentran en puntos discretos del modelo. Por lo tanto, la matriz de masa pasa a ser diagonal pero los modos vibratorios locales de las barras simples se ignoran (estos modos pueden ser importantes en el caso de ciertas barras sometidas a un seísmo). La elección de los puntos de concentración puede afectar significativamente a la solución resultante.

Con el fin de lograr una mayor simplificación de los modelos de mayor tamaño que incluyen un número considerable de grados de libertad, es posible condensar el sistema en unas pocas libertades, reteniendo al mismo tiempo su distribución de energía básica.

6.2.2 Amortiguamiento

De entre todos los parámetros que gobiernan la respuesta dinámica de las estructuras, el amortiguamiento es el más difícil de calcular.

Puede consistir de amortiguamiento estructural e hidrodinámico.

Amortiguamiento Estructural

El amortiguamiento estructural está asociado con la pérdida de energía mediante la fricción interna del material.

Aumenta con la pérdida de energía, siendo aproximadamente proporcional a la energía de deformación que incluya cada uno de ellos.

Amortiguamiento Hidrodinámico

El amortiguamiento que proporciona el agua que rodea la estructura se añade normalmente al anterior, aunque alternativamente puede tenerse en cuenta como parte de la función forzada cuando las vibraciones estén próximas a la resonancia (caída del vórtice en particular).

Representación del Amortiguamiento

El amortiguamiento viscoso representa la forma más común y sencilla de amortiguamiento. Puede adoptar una de las siguientes representaciones:

- amortiguamiento modal: un ratio de amortiguamiento específico ζ que expresa el porcentaje frente al crítico asociado con cada modo (normalmente ζ = 0,5% estructural; ζ = 1,5% hidrodinámico).

- amortiguamiento proporcional: definido como una combinación lineal de las matrices de masa y de rigidez.

Todos los demás tipos de amortiguamiento no viscoso deben expresarse preferiblemente como una matriz del amortiguamiento viscoso equivalente.

6.2.3 Rigidez

La matriz de rigidez es similar en todos los aspectos a la que se utiliza en los análisis estáticos.

6.3 Frecuencias y Perfiles del Modo Vibratorio Libre

El primer paso de un análisis dinámico consiste en la determinación de las frecuencias y perfiles del modo vibratorio natural principal de las estructuras de varios grados de libertad no amortiguadas hasta un cierto orden (30º al 50º).

Para hacerlo es necesario solucionar el problema del valor propio:

$$KX = \lambda MX$$

En el caso de estructuras rígidas que tienen un período vibratorio fundamental muy por debajo del campo de los periodos de onda (normalmente inferior a 3 s), el comportamiento dinámico se tiene en cuenta sencillamente multiplicando las cargas cronodependientes por un coeficiente de amplificación dinámico (CAD):

$$CAD = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\beta\zeta)^2}}$$

donde $\beta = T_N/T$ es el ratio del período de la estructura con respecto al período de onda.

6.4 Método de Superposición Modal

Una técnica conveniente consiste en resolver las ecuaciones mediante los métodos normales del sistema.

Este método tan sólo es aplicable si:

- todas las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento son no cronodependientes.

- las fuerzas no lineales se linealizan de antemano (resistencia).

La respuesta total se obtiene combinando las respuestas de los osciladores de un único grado de libertad individuales asociados a cada modo normal de la estructura.

Este método ofrece la ventaja de que los modos propios proporcionan la suficiente comprensión del problema y pueden reutilizarse para tantos cálculos subsiguientes de las respuesta como sean necesarios en etapas posteriores.

No obstante, puede que este método requiera demasiado tiempo cuando son necesarios un gran número de modos para representar la respuesta con exactitud. Por lo tanto:

- el método de superposición simple (modo-desplazamiento) se aplica a un número truncado de modos inferiores para predecir la respuesta al seísmo.

- debe corregirse mediante la contribución estática de los modos más elevados (método de modo-aceleración) en el caso de las cargas del oleaje.

6.4.1 Análisis del Dominio de la Frecuencia

Este tipo de análisis resulta más apropiado para la evaluación de la respuesta en régimen permanente de un sistema sometido a cargas cíclicas, puesto que la parte transitoria de la respuesta desaparece rápidamente bajo los efectos del amortiguamiento.

La función de carga se desarrolla en series de Fourier hasta un orden η:

$$p(t) = \sum_{j=1}^{\eta} p_j e^{i(\omega_j t + \phi_j)}$$

La representación gráfica de las amplitudes p_j frente a las frecuencias circulares ω_j se conoce como los espectros energéticos de la amplitud de la carga. Normalmente, los valores significativos de p_j tan sólo se producen dentro de un estrecho campo de frecuencias y es posible limitar el análisis a estos campos.

La relación entre los vectores de fuerza y de respuesta se expresa mediante la matriz de transferencia H, como, por ejemplo:

$$H = [-M \omega^2 + i \times C \omega + K]$$

cuyos elementos representan:

$$H_{j,k} = \frac{X_j}{P_k} = \frac{\text{deflección libre j}}{\text{fuerza libre k}}$$

La densidad espectral de la respuesta en el grado de libertad j frente a la fuerza es:

$$S_{Kj} = \sum_{k=1}^{\eta} |H_{jk}|^2 S_{Pk}(f)$$

La transformada de Fourier rápida (FFT) constituye el algoritmo más eficaz asociado con este tipo de análisis.

6.4.2 Análisis Espacio temporal

Alternativamente, la respuesta del modo número i puede determinarse recurriendo a la integral de Duhamel:

$$X_j(t) = \int_0^t P_j(\tau)\, h(t - \tau)\, d\tau$$

Entonces se obtiene la respuesta global combinando en cada etapa las respuestas individuales en todos los modos significativos.

6.5 Métodos de Integración Directa

La integración directa paso a paso de las ecuaciones de movimiento es el método más general y es aplicable a:

- problemas no lineales que incluyan formas especiales de amortiguamiento y de cargas dependientes de la respuesta.

- respuestas que incluyan muchos modos vibratorios que hayan de determinarse en un intervalo de tiempo reducido.

El equilibrio dinámico en un instante τ está gobernado por el mismo tipo de ecuaciones, en las que todas las matrices (masa, amortiguamiento, rigidez, carga) son simultáneamente dependientes tanto del tiempo como de la respuesta estructural.

Todas las técnicas de integración disponibles se caracterizan por su estabilidad (es decir, la tendencia a que se produzca una divergencia incontrolada de la amplitud con el aumento de las etapas del tiempo). Siempre son preferibles los métodos incondicionalmente estables (por ejemplo, Newmark-beta con β = 1,4 o Wilson-theta con θ = 1,4).

7. RESUMEN FINAL

- El análisis de las plataformas petrolíferas constituye una extensa tarea.

- Los modelos analíticos utilizados en la ingeniería de las plataformas petrolíferas son en ciertos aspectos similares a los que se utilizan para otros tipos de estructuras metálicas. Durante la totalidad del proceso del análisis se utiliza el mismo modelo.

- La verificación de un elemento consiste en la comparación de su(s) resistencia(s) característica(s) con respecto a una fuerza o tensión de diseño. Existen varios métodos disponibles.

- Para proceder al dimensionamiento preliminar de los elementos existen reglas simples disponibles.

- Los análisis estáticos en el plano siempre se efectúan en una etapa temprana de los proyectos con el fin de dimensionar los elementos principales de la estructura. Normalmente es obligatorio un análisis dinámico para todas las plataformas petrolíferas.

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.5: análisis II

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los métodos de análisis para las plataformas petrolíferas relacionados con la fatiga, condiciones anormales o accidentales, izado a bordo y transporte, montaje y proyecto local.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 17.1: Estructuras Petrolíferas: Introducción General

Lección 17.2: Cargas I: Introducción y Cargas del Entorno)

Lección 17.3: Cargas II: Otras Cargas

LECCIONES AFINES

Lección 17.4: Análisis I

RESUMEN

Se describen los métodos del análisis de fatiga, incluyendo el modelo de fatiga (modelos estructural, de cargas hidrodinámicas y de la tensión en las uniones), así como los métodos de la evaluación de los daños debidos a la fatiga.

Se consideran las condiciones anormales o accidentales relacionadas con seísmos, impactos y colapso progresivo.

Se exponen a grandes rasgos los análisis necesarios para el izado a bordo, el transporte y el montaje. Se identifican los análisis locales para partes específicas de la estructura que es mejor tratar mediante modelos especializados fuera del marco del análisis global.

1. ANÁLISIS DE FATIGA

Los análisis de fatiga se efectúan en el caso de las estructuras que se muestran sensibles a la acción de las cargas cíclicas, tales como:

- oleaje (jackets, estructuras flotantes).
- viento (elementos de chimeneas de combustión, torres de escaleras).
- estructuras situadas bajo equipos rotatorios.

1.1 Modelo de Fatiga

1.1.1 Modelo Estructural

Para el análisis de fatiga se utiliza el modelo in situ.

Con frecuencia se escogen los análisis cuasiestáticos; esta elección permite que todas las tensiones locales estén completamente representadas. Los efectos dinámicos se consideran mediante la aplicación del coeficiente CAD pertinente sobre las cargas.

También es posible utilizar el análisis modal en lugar del cuasiestático; este análisis ofrece una mayor eficacia en el cálculo, pero es posible que ignore modos de respuesta locales importantes, especialmente cerca del nivel del agua, donde la acción directa del oleaje ocasiona una elevada flexión fuera de plano (véase el apartado 5.2). El método del modo-aceleración puede superar este problema.

1.1.2 Modelo de la Carga Hidrodinámica

Es posible que resulte necesario un gran número de procesos informáticos con el objeto de evaluar el campo de tensiones en los nudos. La ola se genera repetidamente para:

- diferentes bloques de alturas de olas (típicamente desde 2 m a 28 m en pasos de 2 m), cada uno de ellos asociado con un período característico de onda y no superpuestas.
- diferentes incidencias (normalmente ocho).
- diferentes fases para determinar el rango de esfuerzos para una onda concreta en cada nudo.

1.1.3 Modelo de la Tensión en los nudos

Los esfuerzos nominales en los nudos se calculan en ocho puntos situados alrededor de la circunferencia del refuerzo. La tensión máxima local (del punto crítico) se obtiene multiplicando la tensión nominal por un coeficiente de concentración de tensiones (CCT) obtenido mediante fórmulas paramétricas que son funciones de la geometría de la unión y del patrón de carga (equilibrado/desequilibrado).

1.1.4 Modelo de los Daños por Fatiga

El colapso por fatiga de las uniones de las plataformas petrolíferas depende fundamentalmente de los rangos de esfuerzo y de su número de apariciones, formulados mediante curvas S-N.

$$\log N_i = \log \alpha + m \log \Delta\sigma_i$$

El número de ciclos hasta el colapso N_i corresponde a una carrera de tensión. El efecto de las tensiones constantes, fundamentalmente las tensiones residuales del soldeo, se tiene en cuenta implícitamente en esta formulación.

Los daños acumulados causados por n_i ciclos de tensión $\Delta\sigma_i$, a lo largo de la vida útil de la plataforma (30 a 50 años) se obtienen mediante la regla de Palmgren-Miner:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i}$$

El límite de este ratio depende de la posición de la unión con respecto a la zona de salpicaduras (normalmente +/- 4 m a cada lado del nivel medio del mar). Normalmente este ratio no debe ser superior a:

- 1,0 por encima,
- 0,1 dentro,
- 0,3 por debajo de la zona de salpicaduras.

1.1.5 Expresión de Forma Cerrada

Alternativamente, es posible expresar los daños de forma cerrada:

$$D = \frac{N}{\alpha} \frac{\Delta \sigma^m}{[Ln(N)]^{km}} \Gamma (km + 1)$$

donde

α, m	son coeficientes de la curva S-N seleccionada.
$\Delta\sigma$	es la carrera de tensión superada una vez en N ciclos.
k	es un parámetro de la distribución a largo plazo, dependiente de la posición del nudo en la estructura.
N	es el número total de ciclos.

1.2 Análisis Determinista

Este análisis consiste en el análisis espacio-temporal de la estructura. La ventaja más importante de esta representación consiste en que los efectos no lineales (resistencia, las teorías del oleaje de orden superior) reciben un tratamiento explícito.

Para cada ángulo de aproximación se describe un mínimo de cuatro olas regulares en términos de altura y período asociado.

1.3 Análisis Espectral

Las olas de una cierta altura no se caracterizan por una única frecuencia, sino más bien por un rango de frecuencias. Si este campo corresponde a un máximo en la respuesta estructural, la vida a la fatiga prevista por el método determinista puede verse seriamente distorsionada.

Este problema se supera mediante la utilización de un diagrama de dispersión, en el que se cuantifican la altura y período de la ola . También resulta posible tener en cuenta la direccionalidad del oleaje. En último caso, la representación más completa del estado del mar consiste en:

- el espectro de frecuencia construido en base a las alturas del oleaje y a los periodos cero-máximo medios significativos.
- la función de direccionalidad derivada de la dirección media y de la función de dispersión asociada.

Este enfoque exige que el proceso físico sea aproximadamente lineal (o que se linealice adecuadamente) y estacionario. Las funciones de transferencia TF se determinan en base a análisis espacio-temporales que incluyen varias alturas de la ola, cada una de ellas con un período e incidencia diferentes.

$$TF(\omega, \theta) = \frac{\Delta\sigma}{H}$$

Normalmente la respuesta presenta un espectro de banda estrecha y puede describirse mediante una distribución de Rayleigh.

La aproximación a la frecuencia máximo de los ciclos de tensiones se efectúa mediante:

$$T_z = 2\pi\sqrt{\frac{m_0}{m_2}}$$

donde m_n es el momento de orden nº n de la respuesta.

La carrera de tensión significativa para cada estado del mar se obtiene fácilmente de la siguiente manera:

$$\sigma_{sig} = 4\sqrt{\sum_{\omega}\sum_{\theta}[TF(\omega,\theta)]^2 S(\omega,\theta)\Delta\omega\Delta\theta}$$

donde $S(\omega,\theta)$ es el espectro de la energía de la ola direccional.

1.4 Fatiga Debida al Viento

1.4.1 Rachas de Viento

Normalmente, los daños de fatiga causados por la parte fluctuante del viento (rachas) en las estructuras ligeras como, por ejemplo, elementos de chimeneas de combustión y puentes, se predicen mediante métodos espectrales.

La característica principal de este tipo de análisis consiste en la introducción de funciones de coherencia que se hacen cargo de la correlación de las fuerzas a lo largo de la longitud.

1.4.2 Remolinos

El fallo producido por remolino se produce en el caso de los tubos sometidos a un flujo de fluido uniforme u oscilante.

Dentro de un campo específico de velocidades de fluido, los remolinos caen a una frecuencia cercana a la frecuencia de resonancia del elemento.

Este fenómeno incluye desplazamientos forzados que es posible determinar mediante modelos tales como los que se sugieren en [1].

2. CONDICIONES ANORMALES Y ACCIDENTALES

Este tipo de análisis está dirigido a las condiciones que es posible que afecten de manera considerable a la integridad de la estructura, pero cuyo riesgo de aparición tan sólo es limitado.

Normalmente, todos los acontecimientos cuyo nivel de cálculo de probabilidades sea inferior al valor umbral 10^{-4} no son tenidos en cuenta.

2.1 Análisis de Seísmos

2.1.1 Modelo

Es necesario prestar una atención especial a:

- cimentaciones: el terreno próximo (es decir, la masa del suelo situado inmediatamente junto a la estructura) debe representar el comportamiento carga-deflexión de manera precisa. Por regla general, el comportamiento de la cimentación lateral está controlado fundamentalmente por los movimientos horizontales del terreno localizados en las capas superficiales del suelo.

- el amortiguamiento modal (en general fijado en un 5% y 7% del crítico para los análisis ELU y ELCP, respectivamente).

2.1.2 Requisitos de Ductilidad

Las fuerzas sísmicas que actúan en una estructura muestran un alto grado de dependencia de las características dinámicas de ésta. API proporciona recomendaciones para el proyecto con el objeto de determinar una geometría eficaz. Estas recomendaciones exigen:

- proporcionar la suficiente redundancia y simetría en la estructura.

- optar por los arriostramientos en X en lugar de los arriostramientos en K.

- evitar los cambios bruscos en la rigidez.

- mejorar el comportamiento posterior al pandeo de los arriostramientos.

2.1.3 Método de Análisis

Los análisis de los seísmos pueden efectuarse de acuerdo con los métodos generales que se presentaron en la lección 17.4.

No obstante, su característica distintiva consiste en que fundamentalmente representan un problema de movimiento de la cimentación y que, por lo tanto, las cargas sísmicas se muestran dependientes de las características dinámicas de la estructura.

Normalmente se utiliza el análisis de la respuesta espectral modal. Éste consiste en superposición de la respuesta modal máxima y forma una curva del espectro de la respuesta característica del movimiento de entrada. Este espectro es el resultado de las evoluciones en función del tiempo de un sistema SDOF para periodos vibratorios y de amortiguamiento naturales diferentes.

Es posible utilizar la integración temporal directa en su lugar, en el caso de acelerogramas específicos adaptados al emplazamiento.

2.2 Impacto

El análisis de las cargas de impacto de las estructuras se efectúa localmente utilizando modelos plásticos simples [2].

En caso de que fuera necesario un análisis más sofisticado, esto puede conseguirse mediante la utilización de las técnicas espacio-temporales que se presentaron en el apartado 6 de la lección 17.4.

Es necesario que la energía en su totalidad sea absorbida dentro de unas deformaciones aceptables.

2.2.1 Impacto de Objeto Caído/Buque

Cuando la cubierta de protección de una cabeza de pozo recibe el impacto de un collar de perforación, o un buque de suministro aplasta un tubo (patas de la jacket, defensa), se producen simultáneamente dos mecanismos de carga/deformación.

- perforación local a través del material o abolladura (tubo).
- deformación global a lo largo de las rótulas plásticas con la posible aparición de fuerzas residuales.

2.2.2 Explosión e Incendio

Debido a la actual carencia de un asesoramiento definitivo con respecto a las explosiones e incendios, hasta el momento el comportamiento de las estructuras en estos casos se ha predicho únicamente mediante modelos simples basados en:

- sobrepresión estática equivalente y deformación plástica de las chapas para los análisis de explosión.
- la reducción de la resistencia del material y del módulo de elasticidad bajo un aumento de la temperatura.

No obstante, es posible que, en vista de las repercusiones de algunos accidentes recientes, se imponga la obligatoriedad de análisis más precisos, basados en una mejor comprensión de la evolución temporal de las presiones y de la resistencia efectiva y la respuesta de las estructuras ante las explosiones y los incendios.

2.3 Colapso Progresivo

Es posible que algunos elementos de la estructura (pilares, arriostramientos, mamparas) pierdan parcial o completamente su resistencia como resultado de daños accidentales.

El propósito de estos análisis consiste en garantizar que la resistencia de reserva de la estructura remanente sea suficiente para permitir una redistribución de las cargas.

Debido a que una configuración de este tipo tan sólo es temporal (período de movilización anterior a las reparaciones) y a que las operaciones en las proximidades del área dañada también estarán limitadas, generalmente se acepta una reducción de las cargas del entorno y dinámicas.

En este análisis, los elementos dañados se eliminan del modelo. Su resistencia residual puede representarse mediante fuerzas aplicadas en los nudos frontera con la estructura intacta.

3. EMBARQUE Y TRANSPORTE

3.1 Embarque

El procedimiento de izado a bordo consiste en el transporte de la jacket o del módulo desde su emplazamiento de construcción hasta la barcaza de transporte mediante deslizamiento o mediante la utilización de remolques colocados debajo.

La barcaza puede estar en posición, flotante y se deslastra de manera continua a medida que se va izando el paquete a bordo, o puede estar sujeta a tierra en el fondo del puerto.

3.1.1 Deslizamiento

La configuración más difícil durante el deslizamiento se produce cuando la parte de la estructura se encuentra en voladizo en:

- apoyada en el muelle antes de tocar la barcaza.
- apoyada en la barcaza justo después de abandonar el muelle.

El análisis también debe investigar la posibilidad de fuertes reacciones locales surgidas como resultado del asiento de la vía de deslizamiento o de errores en el procedimiento de balastaje.

3.1.2 Izado a Bordo Mediante Remolque

Puesto que es posible mantener constante la reacción de cada remolque, para los análisis del izado a bordo efectuado mediante remolque tan sólo es necesaria una etapa para determinar la distribución óptima de los remolques.

3.2 Transporte

3.2.1 Modelo de Arquitectura Naval

Este modelo consiste de un montaje de cuerpo rígido de la barcaza y de la estructura.

Por regla general, las barcazas se caracterizan por una baja relación eslora/manga y por una relación manga/calado elevada, así como por esquinas vivas que introducen un fuerte amortiguamiento.

Para el transporte de la jacket, se debe tener un cuidado especial con la representación de las partes sobresalientes (pilares, tanques de flotabilidad) que contribuyen significativamente al momento de inercia.

Las cubiertas y módulos transportados por medios terrestres pueden representarse simplemente mediante sus masas y momentos de inercia.

Estos análisis proporcionarán las aceleraciones y desplazamientos lineales y angulares de la estructura que se han de introducir en el modelo estructural como fuerzas de inercia, así como el reparto y la intensidad de las fuerzas de flotabilidad y de impacto hidrodinámico.

3.2.2 Modelo Estructural

El modelo de la jacket es una versión simplificada del modelo in situ, del que pueden omitirse las excentricidades y los refuerzos locales.

La barcaza se modela en forma de cuadrícula en el plano, en la que los elementos tienen las propiedades equivalentes de los mamparos longitudinales y transversales.

A medida que la barcaza se desplaza sobre el seno o la cresta de una ola, tan sólo una porción de la barcaza se apoya en la flotabilidad (es posible que las barcazas largas abarquen la totalidad de un seno o que la mitad de su casco se encuentre en voladizo).

Por lo tanto, el modelo representa la jacket y la barcaza como dos estructuras unidas mediante los elementos para el amarre utilizados durante el transporte marítimo.

4. MONTAJE

4.1 Lanzamiento

4.1.1 Modelo de Arquitectura Naval

Se efectúa un análisis tridimensional con el fin de evaluar las fuerzas globales que actúan sobre la jacket en diferentes etapas de tiempo durante la secuencia del lanzamiento.

En cada una de estas etapas, el sistema de cuerpo rígido formado por la jacket y la barcaza se reposiciona con el fin de equilibrar las fuerzas internas y externas producidas por:

- las fuerzas del peso de la jacket, inercia, flotabilidad y resistencia.
- las fuerzas del peso de la barcaza, flotabilidad y lastre.
- las reacciones verticales y las fuerzas de fricción entre la jacket y la barcaza.

Normalmente, la reacción máxima sobre el balancín se obtiene justo cuando la jacket comienza a girar por la rótula del balancín.

4.1.2 Modelo Estructural

El modelo estructural es idéntico en todos los aspectos al que se utiliza para el análisis de transporte, quizás con una representación más detallada de las patas de lanzamiento.

El balancín también se representa como una viga vertical articulada aproximadamente en mitad del vano. Las cargas de las superficies de contacto obtenidas mediante el análisis de cuerpo rígido se introducen en las condiciones de entorno de los pilares de lanzamiento. Todos los miembros de la interfase deben permanecer a compresión; en caso contrario se procede a su inactivación y se reinicia el análisis para esa etapa.

Una vez que la fase de basculamiento ha comenzado, se analiza la jacket por lo menos para cada nudo de las patas principales que estén situadas en la vertical del pivote del balancín.

4.2 Posicionamiento en Vertical

No es necesario un modelo estructural específico para esta fase, ya que se trata fundamentalmente de un problema de arquitectura naval.

En el caso de posicionamientos en vertical efectuados con ayuda de grúas se lleva a cabo un análisis local de las orejetas.

4.3 Amarre

El amarre de una jacket sobre una bancada preinstalada en el fondo marino requiere un análisis con respecto al impacto local. Este es el mismo requisito que se aplica a los topes cuando se procede a la instalación de los módulos.

4.4 Estabilidad sin el Apoyo de los Pilotes

Las condiciones en las que la jacket puede permanecer durante un tiempo sobre el lecho del mar sin los pilotes se analizan para el oleaje de montaje previsto.

Se investiga la estabilidad de la jacket en su totalidad (tendencia al vuelco), junto con la resistencia de las placas de lodo frente a la presión del terreno.

4.5 Pilotaje

Los pilotes se inspeccionan durante el hincamiento en lo relativo a las tensiones dinámicas causadas por la onda del impacto del golpe de martinete. Es necesario establecer la longitud máxima del pilote en voladizo (sobresaliente) para el propio peso del pilote y del martinete combinados, teniendo en cuenta los momentos de primer y segundo orden que surgen como consecuencia de la inclinación de los pilotes. Para el hincamiento sumergido se añaden las acciones hidrodinámicas.

También es necesario verificar los elementos situados en las proximidades de los pilotes (guías/collares), véase el apartado 5.1.

4.6 Levantamiento

4.6.1 Modelo

El modelo utilizado para el análisis del levantamiento de una estructura consiste en el modelo in situ más la representación de la disposición de los aparejos (eslingas, balancines).

En el caso de los levantamientos simples, las eslingas convergen hacia la unión del gancho, que constituye el único apoyo vertical del modelo y se colocará exactamente en la vertical a través del centro de gravedad (CG) del modelo.

En el caso de levantamientos más pesados realizados con grúa doble, el CG se situará en el plano vertical definido por las dos uniones de los ganchos.

La inestabilidad matemática del modelo con respecto a las fuerzas horizontales se evita mediante la utilización de resortes horizontales blandos en los cáncamos. Tanto la fuerza como al alargamiento de estos resortes siempre deben permanecer reducidos.

4.6.2 Coeficientes de diseño

Durante las operaciones de levantamiento se aplican diferentes coeficientes a las fuerzas básicas de la eslinga con el fin de tener en cuenta los efectos específicos.

4.6.2.1 Coeficiente de Ponderación de cargas (CPC)

Este coeficiente representa el efecto de las tolerancias admisibles en la fabricación y el desajuste de las eslingas para el reparto de la carga en una disposición de aparejos estáticamente indeterminada (4 eslingas o más). Es posible calcular los coeficientes de carga, bien directamente mediante la aplicación de una diferencia de temperatura a un par de eslingas opuestas de tal manera que su alargamiento/encogimiento se corresponda con el desajuste, o determinándolos de manera arbitraria (normalmente un reparto 1/3 - 2/3).

4.6.2.2 Coeficiente de Amplificación Dinámico (CAD)

Este coeficiente tiene en cuenta los efectos dinámicos globales que se experimentan normalmente durante las operaciones de levantamiento. DnV [24] recomienda los siguientes valores mínimos:

Peso levantado W (toneladas)	Hasta 100 t	100 a 1.000 t	1.000 t a 2.500 t	más de 2.500 t
CAD Emplazamiemto alejado de la costa	1,30	1,20	1,15	1,10
CAD Emplazamiento costero	1,15	1,10	1,05	1,05

4.6.2.3 Coeficiente del Efecto de la Inclinación

Este coeficiente tiene en cuenta la carga adicional de la eslinga originada por la rotación

del objeto levantado con respecto a un eje horizontal, así como por la desviación longitudinal de los ganchos con respecto a su posición teórica en el caso de un levantamiento efectuado con varios ganchos. Normalmente se basará en una inclinación de 5° y 3° respectivamente, dependiendo de si las grúas están situadas sobre diferentes barcos o no.

4.6.2.4 Coeficiente del efecto de la rotación de la barcaza (CER)

Este coeficiente tiene en cuenta la rotación del objeto levantado con respecto a un eje vertical (generalmente igual a 1,05).

4.6.3 Coeficientes de Consecuencias

Las fuerzas de los elementos verificados bajo condiciones de levantamiento se multiplican por un coeficiente que refleja la consecuencia que el agotamiento de ese elemento específico tendría sobre la integridad de la estructura global:

- 1,30 para los balancines, puntos de levantamiento (cáncamos) y su unión a la estructura.
- 1,15 para todas los miembros que transmiten la carga a los puntos de levantamiento.
- 1,00 para otros elementos.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO LOCAL

El análisis local tiene como objetivo las partes de la estructura que es mejor tratar mediante modelos específicos fuera del marco del análisis global.

La lista de análisis que se ofrece a continuación no es exhaustiva y se puede encontrar más información en [1-24], donde se proporciona un procedimiento de proyecto completo en cada caso particular.

5.1 Uniones Pilote/Camisa

Normalmente la unión pilote/camisa bajo agua se lleva a cabo mediante el enlechado del anillo entre la parte exterior del pilote y el collar interior.

Las verificaciones más importantes van dirigidas a:

- los esfuerzos cortantes en el hormigón.
- los daños por fatiga en las chapas de refuerzo y en las soldaduras de unión a la jacket principal acumulados durante el hincamiento de los pilotes y durante la vida de la plataforma.

5.2 Elementos Situados en la Zona de Salpicaduras

Los elementos horizontales (especialmente las estructuras guía de los conductores) situados en la zona de salpicaduras (aproximadamente +/- 5 m a cada lado del nivel medio del mar) se analizarán con respecto a la fatiga causada por los repetidos impactos del oleaje.

Con frecuencia el coeficiente de impacto hidrodinámico que se selecciona es C_s=3,5.

5.3 Nudos reforzados

Los nudos reforzados típicos (nudos con refuerzo circular, nudos de los botelleros o haces de tubos para pilotes con diafragma) se analizan mediante modelos de elementos finitos, a partir de los cuales se obtienen fórmulas envolventes paramétricas que se aplican a todos los nudos representativos de la misma clase.

5.4 Equipos Accesorios

5.4.1 Tubería de conducción de petroleo (raisers) , Caissons y Tubos en J

Análisis In Situ y de Fatiga

Las columnas ascendentes, caissons y tubos en J se verifican mediante programas estructurales o de la red de tubos con respecto a la acción de las fuerzas del entorno, presión interna y temperatura. Es necesario prestar una atención especial a las curvaturas que no siempre están representadas adecuadamente mediante los programas estructurales, así como al emplazamiento del punto de contacto que ahora se conoce a priori.

También se efectúa un análisis de fatiga con el fin de evaluar los daños de fatiga de las abrazaderas y las uniones a la jacket.

Introducción

Los tubos en J son conductos vacíos que sirven de guía continua a una columna ascendente colocada en su interior que se instala con posterioridad. Estos tubos se verifican mediante modelos plásticos empíricos frente a las fuerzas generadas durante la introducción por la fricción del cable y la deformación del cabezal de tracción (véase [22]).

5.4.2 Conductores o guías

Los conductores se analizan in situ como columnas cargadas excéntricamente sobre apoyos simples . Estos apoyos son las elevaciones de la jacket (normalmente con un tramo de 20 a 25 m).

Es necesario considerar la secuencia de montaje de las diferentes tuberías conductoras con el fin de evaluar la distribución de esfuerzos en la sección compuesta que forma el resto de las tuberías.

La porción de la fuerza de compresión del conductor causada por las tuberías de revestimiento suspendidas se considera como un esfuerzo (similar al pretensado) que, por lo tanto, no es responsable de ninguna tendencia al pandeo (véase [23]).

5.5 Helipuerto

Normalmente, el helipuerto se proyecta de manera que resista una carga de impacto igual a 2,5 veces el peso de despegue del helicóptero más pesado multiplicado por un coeficiente CAD de 1,30.

Las teorías de deformación son aplicables para el proyecto de la chapa y de los rigidizadores, mientras que el armazón principal se analiza elásticamente.

5.6 Elementos de las antorchas

Los análisis de los elementos de las antorchas consideran especialmente:

- las posiciones variables durante el montaje (horizontal cuando se saca de la barcaza, vertical en el levantamiento).
- Detrimento de las características del material debido a las altas temperaturas en las proximidades de la boca durante la operación.
- la respuesta dinámica bajo vientos racheados.
- la acción local de las diagonales debida a las turbulencias del viento.

6. RESUMEN FINAL

- Debido la tendencia hacia plataformas petrolíferas más profundas y esbeltas en entornos cada vez más agresivos, son necesarias teorías más elaboradas con el fin de analizar situaciones complejas. Existe el riesgo de que los ingenieros se vean obligados cada vez en mayor medida a depender únicamente de los resultados de los análisis efectuados por ordenador a costa de una buena práctica de diseño.

- Con el fin de mantener el control adecuado del análisis del proceso se ofrecen las siguientes recomendaciones:

- verificar las interfases entre los diferentes análisis y asegurar la consistencia de las entradas/salidas.

- verificar la validez de los datos como resultado de análisis complejos frente a un modelo simplificado, que también puede utilizarse para evaluar la influencia de un parámetro concreto.

- hacer pleno uso de “unos buenos criterios de ingeniería” con el fin de criticar los resultados inesperados de los análisis.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] Skop R.A. & Griffin O.M., An Heuristic Model for Determining Flow-Induced Vibrations of Offshore Structures/OTC paper 1843, May 1973.

[2] De Oliveira J.G., The Behaviour of Steel Offshore Structures under Accidental Collisions/OTC paper 4136, May 1981.

[3] API-RP2A, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms/18th edition, September 1989.

[4] DnV, Rules for the Classification of Fixed Offshore Structures, September 1989.

[5] DnV, Standard for Insurance Warranty Surveys in Marine Operations, June 1985.

[6] NPD, Regulation for Structural Design of Loadbearing Structures Intended for Exploitation of Petroleum Resources, October 1984 and Veiledning om Utforming, Beregning og Dimensjonering av Stalkonstruksjoner i Petroleumsvirksomheten, December 1989.

[7] DoE, Offshore Installations: Guidance on Design and Construction/London, April 1984.

[8] McClelland B. & Reifel M.D., Planning and Design of Fixed Offshore Platforms/Van Nostrand Reinhold, 1986.

[9] UEG, Node Flexibility and its Effect on Jacket Structures/CIRIA Report UR22, 1984.

[10] Hallam M.G., Heaf N.J. & Wootton L.R., Dynamics of Marine Structures/ CIRIA Report UR8 (2nd edition), October 1978.

[11] Wilson J.F., Dynamics of Offshore Structures/Wiley Interscience, 1984.

[12] Clough R.W. & Penzien J., Dynamics of Structures/McGraw-Hill, New York, 1975.

[13] Newland D.E., Random Vibrations and Spectral Analysis/Longman Scientific (2nd edition), 1984.

[14] Zienkiewicz O.C., Lewis R.W. & Stagg K.G., Numerical Methods in Offshore Engineering/ Wiley Interscience, 1978.

[15] Davenport A.G., The Response of Slender Line-Like Structures to a Gusty Wind/ICE Vol.23, 1962.

[16] Williams A.K. & Rhinne J.E., Fatigue Analysis of Steel Offshore Structures/ICE Vol.60, November 1976.

[17] Anagnostopoulos S.A., Wave and Earthquake Response of Offshore Structures: Evaluation of Modal Solutions/ASCE J. of the Structural Div., vol. 108, No ST10, October 1982.

[18] Chianis J.W. & Mangiavacchi A., A Critical Review of Transportation Analysis Procedures/ OTC paper 4617, May 1983.

[19] Kaplan P. Jiang C.W. & Bentson J, Hydrodynamic Analysis of Barge-Platform Systems in Waves/Royal Inst. of Naval Architects, London, April 1982.

[20] Hambro L., Jacket Launching Simulation by Differentiation of Constraints/ Applied Ocean Research, Vol.4 No.3, 1982.

[21] Bunce J.W. & Wyatt T.A., Development of Unified Design Criteria for Heavy Lift Operations Offshore/OTC paper 4192, May 1982.

[22] Walker A.C. & Davies P., A Design Basis for the J-Tube Method of Riser Installation/J. of Energy Resources Technology, pp. 263-270, September 1983.

[23] Stahl B. & Baur M.P., Design Methodology for Offshore Platform Conductors/J. of Petroleum Technology, November 1983.

[24] DnV - Rules for the Classification of Steel Ships, January 1989.

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.6: Cimentaciones

OBJETIVOS/CONTENIDO

Clasificar los diferentes tipos de pilotes

Comprender los principales métodos de proyecto

Cubrir los diversos métodos de montaje

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.2.2: Bases de Diseño en Estado Límite y Coeficientes de Seguridad

Lecciones 12.6: Uniones por esfuerzo rasante

Lecciones 14.4: Comportamiento de la Fatiga en Secciones Huecas

Lección 17.12: Uniones en Estructuras de Tablero de Plataformas Petrolíferas

Lección 21.5: Requisitos y Verificación de Estructuras Sísmicamente Resistentes

También son necesarios unos conocimientos generales acerca del proyecto de las plataformas petrolíferas y una comprensión del montaje de las mismas.

RESUMEN

En esta lección se presentan las cimentaciones mediante pilotes para plataformas petrolíferas. La lección comienza con la clasificación de los suelos. A continuación se explican las etapas principales del proyecto de los pilotes. Se describen los diferentes tipos de pilotes y martinetes. Se discuten brevemente las tres etapas fases de ejecución más importantes: trabajo de taller, transporte y montaje.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Clasificación de los Suelos

La estratigrafía del lecho marino es el resultado de un complejo proceso geológico durante el cual diversos materiales se depositaron, remoldearon y compactaron.

La textura del suelo está formada por pequeñas partículas minerales u orgánicas que se caracterizan básicamente por su tamaño de grano e interacción mutua (fricción, cohesión).

Las propiedades de los suelos dependen fundamentalmente de los siguientes factores:

- densidad.
- contenido de agua.
- índice de sobreconsolidación.

Para los propósitos del proyecto, la influencia de estos factores sobre el comportamiento del suelo se expresa en términos de dos parámetros fundamentales:

- ángulo de fricción.
- esfuerzos cortantes residuales C_u.

Puesto que con frecuencia se ignora el parámetro menos significativo de los dos anteriores, es posible clasificar los suelos en categorías “ideales”:

- suelos granulares.
- suelos cohesivos.

1.2 Suelos Granulares

Los suelos granulares son suelos no plásticos con una cohesión entre partículas despreciable. Incluyen:

- arenas: caracterizadas por tamaños de partícula grandes y medios (1 mm a 0,05 mm) que ofrecen una elevada permeabilidad.
- lodos: caracterizados por tamaños de partícula de entre 0,05 y 0,02 mm; generalmente están sobreconsolidados; pueden mostrar cierto grado de cohesión.

1.3 Suelos Cohesivos

Las arcillas son suelos plásticos con un tamaño de partícula inferior a 0,002 mm que tienden a unirse; su permeabilidad es reducida.

1.4 Estratos Formados por Varias Capas

Normalmente, la naturaleza y las características del suelo que rodea un pilote varían con la profundidad. Para los propósitos de análisis, se divide el suelo en varias capas, cada una de ellas con unas propiedades constantes a lo largo de toda su sección. El número de capas depende de la precisión que requieran los análisis.

2. DISEÑO

Normalmente, las plataformas petrolíferas están cimentadas sobre pilotes, profundamente hincados en el suelo (figura 1). Los pilotes tienen que transferir las cargas que actúan sobre la jacket al lecho marino. En este apartado se presentan los aspectos teóricos del diseño de los pilotes. La verificación del pilote en sí se describe detalladamente en el Problema Resuelto.

2.1 Cargas de diseño

Estas cargas son las que se transfieren desde la jacket a la cimentación. Se calculan en el nivel del lodo.

2.1.1 Cargas Gravitatorias

Las cargas gravitatorias (carga muerta de la plataforma y cargas no permanentes) se distribuyen como fuerzas de compresión axiales sobre los pilotes dependiendo de su respectiva excentricidad.

2.1.2 Cargas del Entorno

Las cargas del entorno debidas al oleaje, corrientes, viento, seísmos, etc, son básicamente horizontales. Su resultante en el nivel del lodo está formada por:

- esfuerzo cortante distribuido en forma de fuerzas horizontales sobre los pilotes.
- momento de vuelco en la jacket, equilibrado por la tracción/compresión axiales en los pilotes dispuestos simétricamente (upstream/downstream).

2.1.3 Combinaciones de Cargas

Las cargas gravitatorias y del entorno básicas multiplicadas por los coeficientes de carga pertinentes se combinan con el fin de producir el efecto(s) más intenso(s) en el nivel del lodo, efectos que ocasionan:

- compresión vertical o fuerza de estiramiento, y
- esfuerzo cortante lateral más flexión.

2.2 Resistencia Axial Estática del Pilote

La resistencia global del pilote frente al esfuerzo axial es la suma de la fricción del cuerpo y del soporte final.

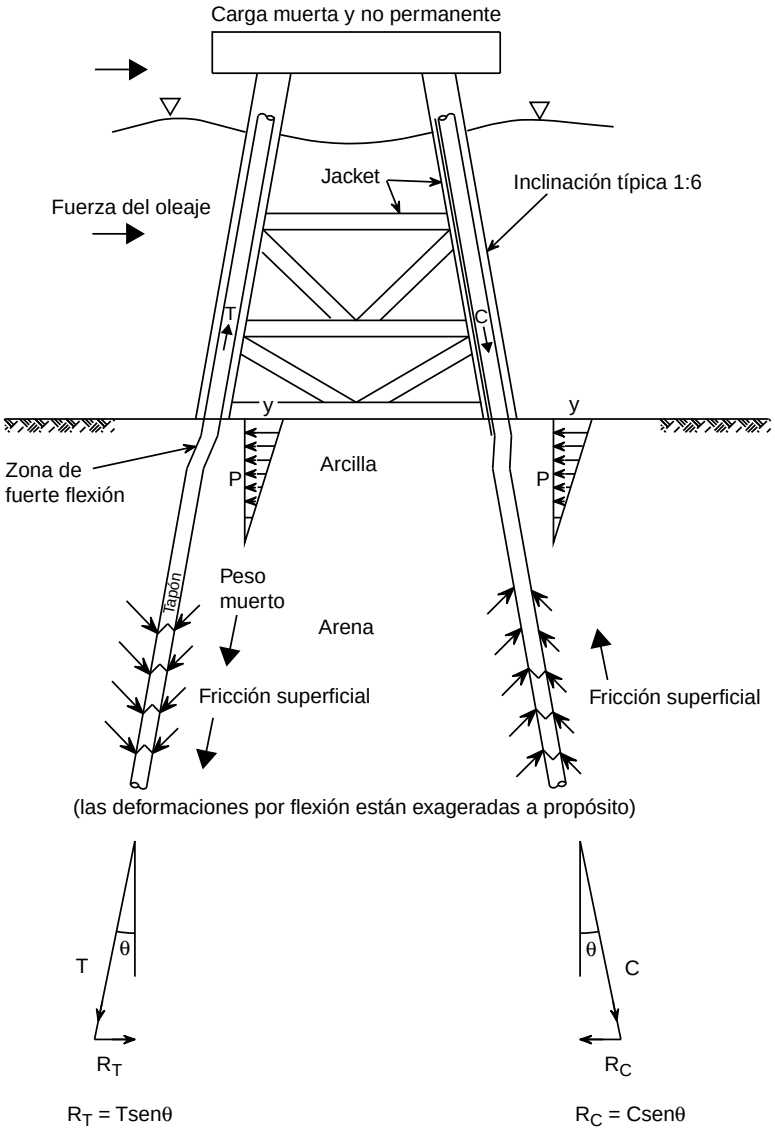


Figura 1 Interacción pilote/suelo

2.2.1 Fricción Lateral a lo Largo del Cuerpo (Fricción del Cuerpo)

El rozamiento superficial se moviliza a lo largo del cuerpo del pilote tubular (y posiblemente también a lo largo de la pared interior cuando no se retira el tapón de suelo).

La fricción del cuerpo unitaria:

- para las arenas:es proporcional a la presión de sobrecarga,
- para las arcillas:se calcula mediante el método “alpha” o “lambda” y es una constante igual al esfuerzo cortante C_u a gran profundidad.

La fricción lateral se produce a lo largo de la totalidad de la penetración del pilote.

2.2.2 Esfuerzo en el apoyo

El esfuerzo en el apoyo es la resultante de la presión de apoyo en el área total del extremo del pilote, es decir, con o sin el área del tapón, si fuera este el caso.

La presión de apoyo:

- para las arcillas: es igual a $9 \times C_u$.
- para las arenas: es proporcional a la presión de sobrecarga, tal y como se explicó en el apartado 6.4.2 de API-RP2A [1].

2.2.3 Penetración del Pilote

La penetración del pilote será la suficiente para generar la fricción y resistencia del apoyo necesarios contra la compresión máxima de diseño, multiplicada por el coeficiente de seguridad apropiado. La resistencia del apoyo no puede actuar contra el estiramiento, la fricción disponible debe equipararse a la fuerza de estiramiento multiplicada por el coeficiente de seguridad apropiado.

2.3 Resistencia Lateral del Pilote

El esfuerzo cortante en el suelo generado por cargas del entorno se equilibra mediante el apoyo lateral del pilote sobre el suelo. Esta acción puede ocasionar importantes deformaciones y elevados momentos de flexión en la parte del pilote que está inmediatamente debajo del nivel del lodo, especialmente en suelos blandos.

2.3.1 Curvas P-y

Las curvas P-y representan la resistencia lateral del suelo frente a la flecha. El perfil de estas curvas varía con la profundidad y con el tipo de suelo a dicha profundidad. El perfil general de las curvas para un aumento del desplazamiento se caracteriza por:

- comportamiento elástico (lineal) para las flechas de pequeña magnitud,
- comportamiento elástico/plástico para las flechas de magnitud media,
- resistencia constante para las flechas de gran tamaño o pérdida de resistencia cuando la estructura del suelo se deteriora (especialmente las arcillas bajo carga cíclica).

2.3.2 Análisis Lateral del Pilote

Para los propósitos del análisis, el suelo se modela en forma de resortes no lineales concentrados distribuidos a lo largo del pilote. La ecuación diferencial de cuarto orden que expresa la deformación del pilote está integrada por iteraciones sucesivas, actualizándose la rigidez secante de los resortes del suelo en cada paso.

En el caso de deformaciones importantes, la contribución de segundo orden de la compresión axial al momento flector (efecto P-Delta) deberá ser tenida en cuenta.

2.4 Hincamiento del Pilote

Los pilotes instalados mediante hincamiento se introducen en el suelo por medio de

los golpes de una maza en su parte superior. El impacto se transmite a lo largo del pilote en forma de onda, que se refleja en el extremo del pilote. La energía se disipa progresivamente mediante la fricción plástica en los lados y mediante el apoyo en el extremo del pilote.

2.4.1 Fórmulas Empíricas

Existe un considerable número de fórmulas empíricas para predecir el hincamiento de los pilotes. Normalmente cada una de ellas se limita a un tipo de suelo y de martinete en concreto.

2.4.2 Ecuación de Onda

Este método de análisis del proceso del hincamiento consiste en la representación del conjunto pilote/suelo/martinete como un montaje unidimensional de masas, resortes y amortiguadores:

- se toma el pilote como un montaje discreto de masas y de resortes elásticos.
- se idealiza el suelo como un medio sin masas caracterizado por resortes elásticos-perfectamente-plásticos y amortiguadores lineales.
- se toma el martinete como una masa que cae con una velocidad inicial.
- se representa el amortiguador mediante un resorte sin pesantez (véase la figura 3).
- se representa el sombrerete del pilote mediante una masa de rigidez infinita.

La energía de la maza al golpear la cabeza del pilote genera una onda de tensión en éste, que se disipa progresivamente mediante la fricción entre el pilote y el suelo y mediante la reflexión en los extremos del pilote.

El desplazamiento plástico de la punta en relación con el suelo es el objetivo que se consigue con los golpes. Es posible dibujar curvas con el fin de representar el número de golpes por unidad de longitud necesarios para hincar el pilote, de manera que alcance diferentes niveles de penetración.

La ecuación de la onda, si bien representa la evaluación más rigurosa hasta la fecha del proceso del hincamiento, todavía adolece de una falta de precisión, debida en su mayor parte a las inexactitudes del modelo del suelo.

3. DIFERENTES TIPOS DE PILOTES

Los pilotes hincados constituyen el tipo de cimentación más habitual y eficaz en función de los costes para las plataformas petrolíferas.

Tal y como se muestra en la figura 2, cuando el hincamiento no resulta ser una opción práctica pueden elegirse las siguientes alternativas:

- pilotes insertados
- pilotes perforados y hormigonados.
- pilotes acampanados.

3.1 Pilotes Hincados

Normalmente los pilotes hincados están formados por tramos. Tras colocar e hincar el primer tramo largo, los tramos de extensión, denominados añadidos, se colocan pieza a pieza a medida que se prosigue con el hincamiento hasta alcanzar la longitud proyectada total.

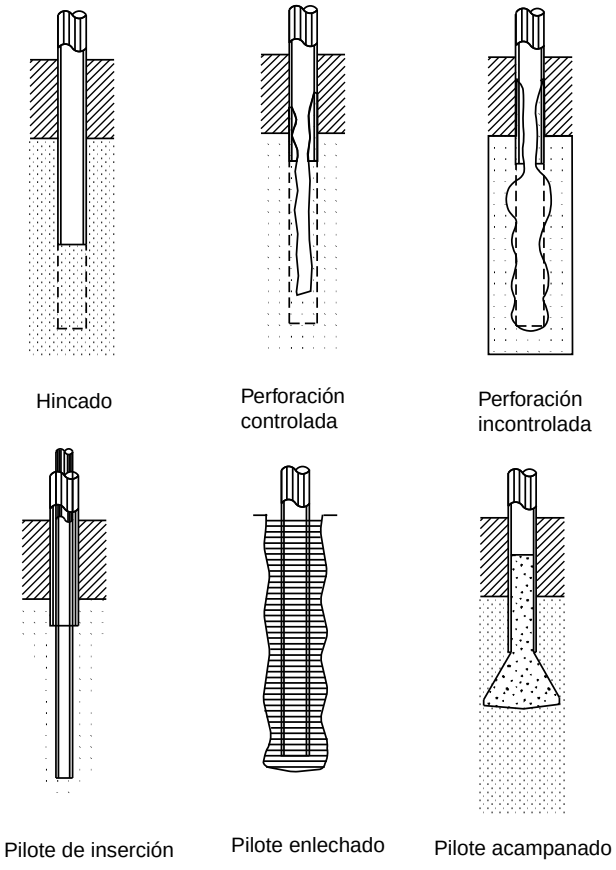


Figura 2 Tipos de pilote

Durante los últimos años, en el Mar del Norte se han utilizado habitualmente pilotes de una sola pieza, ya que de esta manera se reduce considerablemente el trabajo que es necesario realizar en el mar.

El espesor de pared puede variar. En ocasiones es necesaria una pared de mayor espesor:

- en secciones situadas por debajo del nivel del lodo hasta una profundidad especificada, tramo en el que las tensiones de flexión son particularmente elevadas,

- en la punta del pilote (zapata de penetración) con el fin de resistir las tensiones de apoyo durante el hincamiento.

No obstante, es preferible un espesor de pared uniforme ya que evita problemas de construcción y de montaje.

3.2 Pilotes insertados

Los pilotes insertados son pilotes de menor diámetro que se hincan a través del pilote principal al que se le ha extraído el tapón . Por lo tanto, no se ven sometidos a rozamiento superficial en la longitud del pilote principal y pueden alcanzar una penetración adicional significativa.

El pilote de inserción se suelda al pilote principal en la parte superior de la jacket y el espacio circular existente entre ambos tubos se rellena mediante enlechado.

Este tipo de pilote se utiliza:

- en situaciones planeadas de antemano: el rendimiento es satisfactorio, a pesar de que los costes del material y del montaje son mayores que en el caso de los pilotes hincados normales.

- como procedimiento de emergencia: cuando los pilotes programados no pueden hincarse hasta alcanzar la penetración necesaria. Esta situación, por lo tanto, ocasiona alguno de los inconvenientes que se indican a continuación:
- es posible que una sección del pilote principal de mayor espesor de pared quede dentro de los límites de la altura de la jacket en lugar de por debajo del nivel del lodo.
- una reducción del área de fricción y de la presión de apoyo en el extremo.
- a menudo se observan dificultades en cuanto al fraguado del volumen necesario de hormigón; el problema consiste en la fuga de lechada o en la imposibilidad de efectuar el relleno con la cantidad de lechada calculada.

3.3 Pilotes Perforados y Rellenados Mediante Inyección

Este procedimiento es el único medio para instalar pilotes con resistencia a la tracción en suelos duros o rocas blandas; es similar al procedimiento seguido para la perforación de un pozo conductor.

Se perfora inicialmente un pozo sobredimensionado hasta alcanzar la profundidad de penetración del pilote propuesta. A continuación se baja el pilote, en ocasiones centrándolo en el agujero mediante separadores, y se efectúa el enlechado en el espacio hueco existente entre el cuerpo del pilote y el suelo circundante.

Los inconvenientes del diseño son:

- la formación dura del suelo se reblandece cuando se ve expuesta al agua o al lodo utilizados durante la perforación y presenta una menor resistencia al rozamiento superficial.
- en el caso de las arenas calcáreas, el relleno externo simplemente aplasta la arena, ampliando ligeramente el diámetro efectivo del pilote pero sin aumentar la fricción de manera significativa.

3.4 Pilotes Acampanados

Mientras que en tierra los pilotes acampanados se utilizan con el objeto de reducir la tensión de apoyo bajo los pilotes, en las plataformas petrolíferas proporcionan una superficie de apoyo grande con el fin de aumentar la resistencia del extremo al levantamiento.

El pilote principal, normalmente hincado, sirve en este caso de tubo de revestimiento a través del cual un equipo de perforación perfora un agujero ligeramente sobredimensionado. A continuación, una herramienta para abocinar (trépano ensanchador) agranda la cavidad hasta formar una campana cónica con un diámetro de base algunas veces mayor que el del pilote principal. Se introduce una estructura de armadura dentro de la campana que a continuación se rellena de hormigón utilizando un árido fino (10 mm de tamaño máximo).

4. FABRICACIÓN E INSTALACIÓN

4.1 Fabricación

Normalmente los pilotes están formados por “can” cilindros de chapa con una unión longitudinal. Generalmente, los tramos tienen una longitud de 1,5 m o superior. Las juntas longitudinales de dos tramos adyacentes están desfasadas por lo menos un ángulo de 90°.

En caso de que la diferencia de los espesores de pared entre canes adyacentes fuera superior a 3 mm, se hace necesario biselar la unión. La tolerancia mínima en rectitud está especificada (0,1% en longitud).

La clase de acero que se utiliza normalmente es la X52 o X 60.

La superficie exterior de los pilotes rellenos de hormigón debe estar libre de cascarillas de laminación y barnizada.

En ciertos casos, los pilotes de acero se protegen bajo el agua mediante ánodos de sacrificio o mediante protección catódica por diferencia de potencial eléctrico. En la zona de salpicaduras se proporciona un espesor adicional con el fin de contrarrestar la acción de la corrosión (por ejemplo 3 mm), así como revestimiento epoxídico o cauchutado o enchapado con metal monel o nicolita.

4.2 Transporte

4.2.1 Transporte en Barcaza

Los tramos de pilotes se amarran a la barcaza con el fin de impedir que caigan al mar cuando el estado de la mar sea malo. La chapa del pilote debe tener el espesor suficiente que impida que se produzcan deformaciones debidas por apilamiento.

4.2.2 Modo de Auto Flotación

Este método resulta adecuado en los casos en los que es necesario levantar tramos de pilote de gran longitud e introducirlos en guías situadas muy por debajo de la superficie del mar (pilotes en zócalo, por ejemplo).

Los extremos de los pilotes se sellan mediante chapas de cierre de acero o diafragmas de caucho que deben poder resistir los impactos del oleaje durante el remolcado.

4.2.3 Transporte Dentro de la Jacket

Los pilotes se preinstalan dentro de los pilares principales o en las guías/collares, lo que genera un peso adicional y posible flotabilidad (si se cierran). Se los mantiene en esta posición mediante calzas que evitan que se salgan de sus guías durante las fases de lanzamiento y del posicionamiento en vertical de la jacket.

Tan pronto como la jacket descansa sobre el fondo se hincan varios pilotes con el objeto de proporcionar una estabilidad inicial frente a la acción del oleaje y de la corriente.

4.3 Martinetes

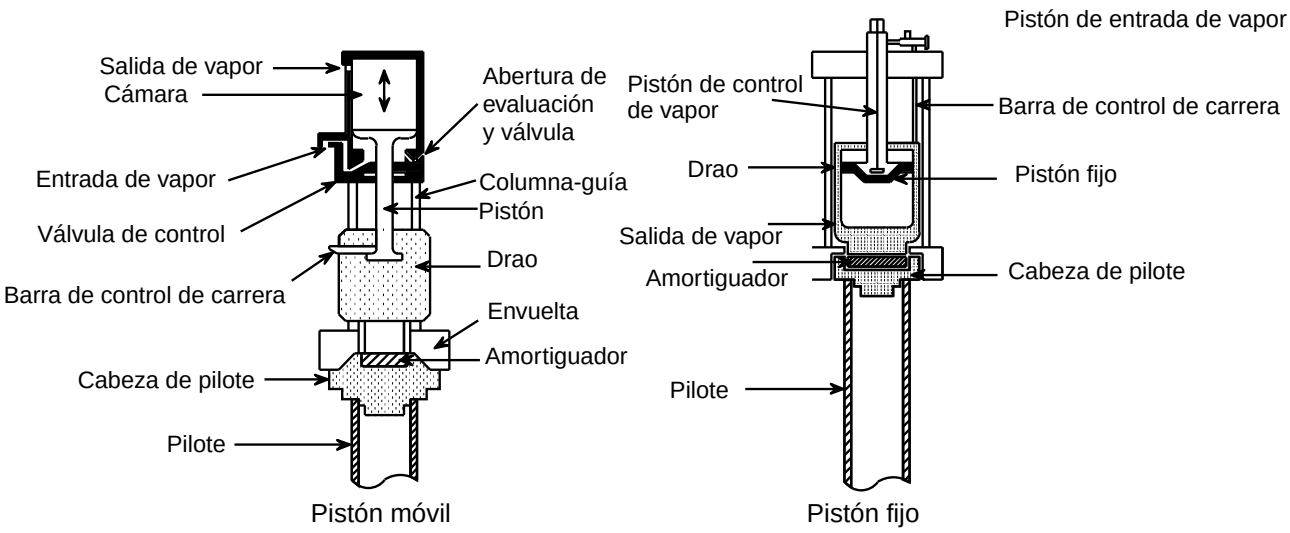
Los pilotes se colocan:

- dentro de los pilares de la jacket, extendiéndose a lo largo de toda la altura de ésta,
- introducidos en collares que sobresalen de la carena de la jacket, en posición vertical o paralela en relación con los pilares (la inclinación típica es 1/12 a 1/6).

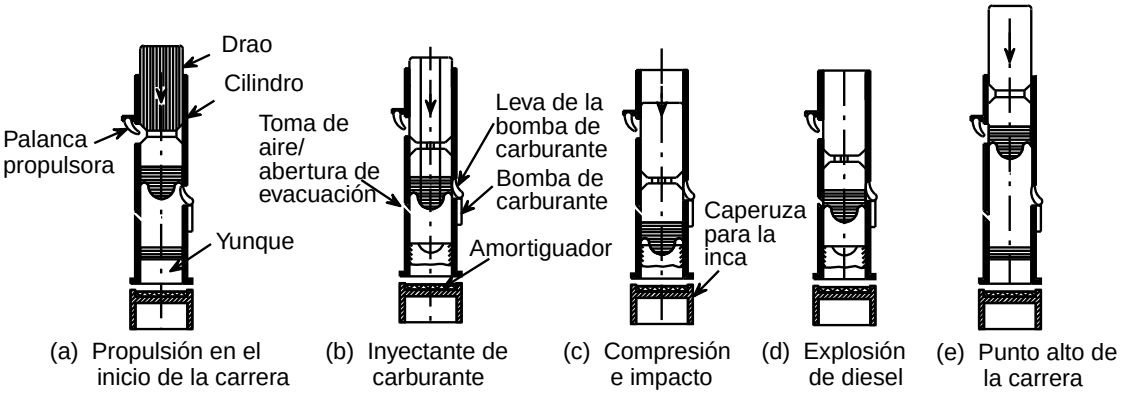
El hincamiento de los pilares se puede llevar a cabo utilizando cualquier tipo de martinete (o una combinación de tipos). En la figura 3 se ilustran los martinetes.

4.3.1 Martinetes de Vapor

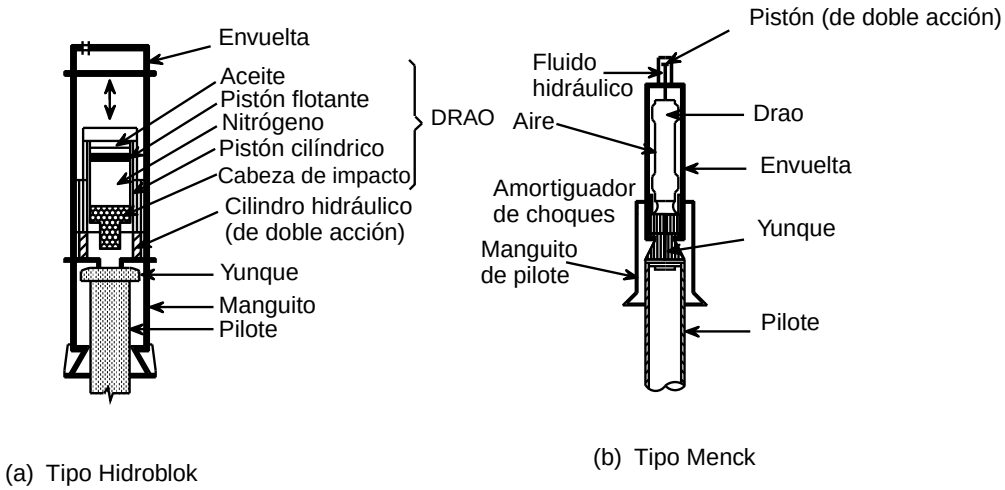
Los martinetes de vapor se utilizan habitualmente para el montaje de las jackets en las plataformas petrolíferas. Normalmente son de simple



(1) Martinetes de vapor



(2) Martinetes diesel



(3) Martinetes hidráulicos

Figura 3 Martinete

efecto con velocidades de hasta 40 golpes/minuto. La potencia de los martinetes actuales oscila desde 60.000 hasta 1.250.000 ft/lb/golpe. (82KNm a 1725KNm por golpe).

Durante el hincamiento, el martinete con la cabeza de penetración acoplada se apoya sobre el pilote en lugar de estar sujeto por cables. El cable de suspensión de la maza desde la pluma de la grúa se afloja con el fin de evitar la transmisión del impacto y de la vibración a la pluma.

4.3.2 Martinetes Diesel

Los martinetes diesel se utilizan frecuentemente en las plataformas petrolíferas. Son más ligeros para el manejo y su consumo de energía es menor que en el caso de los martinetes de vapor, aunque su energía efectiva es limitada.

4.3.3 Martinetes Hidráulicos

Los martinetes hidráulicos se utilizan para el hincamiento por debajo del nivel del agua (pilotes en zócalo que terminan muy por debajo de la superficie del mar).

Los martinetes hidráulicos Menck se utilizan frecuentemente. Utilizan una maza sólida de acero y un sombrerete del pilote de acero flexible con el fin de limitar las fuerzas de impacto. Son de doble efecto. Se utiliza un fluido hidráulico a alta presión para accionar un pistón o serie de pistones que, a su vez, provocan el movimiento ascendente y descendente de la maza.

En la tabla 1 se muestran las propiedades de algunos de los martinetes que se utilizan en las plataformas petrolíferas. Asimismo, en la tabla 2 se muestra una selección de martinetes para el hincamiento de pilotes de plataformas petrolíferas en el proceso de hincamiento de pilotes pesados.

Elección de la magnitud del martinete

La elección de la magnitud del martinete se basa en:

- la experiencia de situaciones similares (véase Control de Calidad: apartado 4.6),
- la modelación numérica del hincamiento para cada emplazamiento concreto (véase Hincamiento del Pilote: apartado 2.4)

En la tabla 3 se muestran, para el caso de los martinetes de vapor, los valores típicos de las magnitudes de los pilotes, espesores de pared y potencias de los martinetes.

4.4 Instalación

4.4.1 Manejo y Colocación de los Pilotes

La figura 4 muestra las diferentes maneras de proporcionar puntos de levantamiento para la colocación de las secciones de los pilotes. Generalmente se utilizan cáncamos (soldados en el astillero de fabricación; su proyecto debe tener en cuenta las modificaciones en la dirección de la carga durante el levantamiento. A continuación se cortan los cáncamos cuidadosamente antes de bajar la siguiente sección del pilote.

El Croquis E muestra las diferentes etapas para la colocación de las secciones de los pilotes.

- levantamiento del pilote, o del añadido, de la barcaza.
- rotación de la grúa para colocar el añadido.
- instalación y bajada del añadido del pilote.

4.4.2 Uniones del pilote

Se utilizan diferentes soluciones para la conexión recíproca de los tramos del pilote:

- mediante soldeo, con soldadura manual o semiautomática, sujetando los tramos temporalmente mediante guías, tal y como se

A. Martinetes neumáticos/de vapor											
Marca	Modelo	Régimen de potencia (ft-lbs)	Peso de la maza (kips)	Carrera máx. (m)	Peso del sombrerete del pilote norma-lizado kips	Peso del martinete típico (con cables) (kips)	Presión de trabajo nominal (psi)	Consumo de vapor (lbs ht)	Consumo de aire (lbs ht)	Tubo flexible ST/F	BMP nominal
Conmaco	6850	510.000	85	72	57,5	312	180	31.500	7.500	2 @ 4	40
	5650	325.000	65	60	59,0	262	160	–	–	3 @ 4	45
	5300	150.000	30	60	12,7	92	160	8.064	1.711	4	46
	300	90.000	30	36	12,7	86	150	6.944	1.471	3	54
	200	60.000	20	36	12,7	74	120	5.563	1.195	3	59
Menck (MRBS)	12500	1.582.220	275,58	69	154,32	853	171	53.910	26.500	2 @ 6	36
	8800	954.750	194,01	59	103,62	600	150	32.400	16.700	8	36
	8000	867.960	176,37	59	85,98	564	142	30.860	15.900	8	38
	7000	632.885	154	49	92,4	583	156	30.800	14.830	4 @ 4	35
	5000	542.470	110,23	59	66,14	335	150	20.940	10.400	6	40
	4600	499.070	101,41	59	52,91	313	142	19.840	9.900	6	42
	3000	325.480	66,14	59	33,07	205	142	12.130	6.000	5	42
	1800	189.850	38,58	59	22,05	125	142	7.060	3.700	4	44
	850	93.340	18,96	50	11,5	64	142	3.530	1.950	3	45
MKT	OS-60	18.000	60	36	–	–	–	–	–	–	–
	OS-40	120.000	40	36	–	–	–	–	–	–	–
	OS-20	60.000	20	36	–	38,65	150	–	–	3	60

(continua en la página siguiente)

Tabla 1 Características de algunos martinetes utilizados en plataformas no costeras

(viene de la página anterior)

C. Martinetes hidráulicos								
Marca	Modelo	Régimen de potencia (ft-lb)	Peso de la maza (kips)	Peso del sombrerete del pilote normalizado (kips)	Peso del martinete (kips)	Presión de trabajo típica (psi)	Flujo de aceite nominal (gal. min)	BMP nominal
HMB	4000	1.200.000	205	–	490	–	–	40-70
	3000A	800.000	152	–	414	–	–	–
	3000	725.000	139	33	–	–	–	–
	1500	290.000	55	17,6	172	–	–	–
	900	170.000	30,8		88	–	–	–
	500	72.000	9,5	1,1	27,5	–	–	–
Menck	MRBU	760.000	132	84	415	3400	845	50-80
	MHU 1700	1.230.000	207	77	617	3400	845	32-65
	MHU 900	650.000	110	–	386	3100	580	48-65
	MH 195	141.000	22,0	6,0	59	3550	98	38
	MH 165	119.000	19,0	6,0	51	3190	103	42
	MH 145	105.000	16,5	6,0	46	2755	102	42
	MH 120	87.000	13,9	6,0	40	2320	103	44
	MH 96	69.000	11,0	1,9	27	2830	75	48
	MH 80	58.000	9,3	1,9	24	2465	75	48

Tabla 1 Características de algunos martinetes utilizados en plataformas no costeras

Martinete	Tipo	Golpes por minuto	Peso incluyendo el alojamiento en la plataforma, si lo hubiera (toneladas métricas)	Energía de choque nominal		Energía neta prevista (ft-lb × 1.000)	
				(ft.lb) × 1.000	KNm	Sobre yunque	Sobre pilote
Vulcan 3250	De vapor de simple efecto	60	300	750	1.040	673	600
HBM 3000	Hidráulico sumergido	50-60	175	1.034	1.430	542	542
HBM 3000 A	Hidráulico sumergido	40-70	190	1.100	1.520	796	796
HBM 3000 P	Hidráulico sumergido esbelto	40-70	170	1.120	1.550	800	800
Menck MHU 900	Hidráulico sumergido esbelto	48-65	135	–	–	651	618
Menck MRBS 8000	De vapor de simple efecto	38	280	868	1.200	715	629
Vulcan 4250	De vapor de simple efecto	53	337	1.000	1.380	901	800
HBM 4000	Hidráulico sumergido	40-70	222	1.700	2.350	1.157	1.157
Vulcan 6300	De vapor de simple efecto	37	380	1.800	2.490	1.697	1.440
Menck MRBS 12500	De vapor de simple efecto	38	385	1.582	2.190	1.384	1.147
Menck MHU 1700	Hidráulico sumergido esbelto	32-65	235	–	–	1.230	1.169
IHC S-300	Hidráulico sumergido esbelto	40	30	220	300	–	–
IHC S-800	Hidráulico sumergido esbelto	40	80	580	800	–	–
IHC S-1600	Hidráulico sumergido esbelto	30	160	1.160	1.600	–	–
IHC S-2000	Hidráulico sumergido esbelto	–	260	1.449	2.000	–	–
IHC S-2300	Hidráulico sumergido esbelto	–	–	1.566	2.300	–	–

Tabla 2 Martinetes de gran tamaño para el hincamiento de pilotes

muestra en la figura 4. El tiempo de soldeo depende de:

- el espesor de la pared del pilote: 3 horas para un grosor de 1 pulgada (24,4 mm); 16 horas para un espesor de 3 pulgadas, (76,2 mm) (típico).
- número y cualificación de los soldadores.
- condiciones ambientales.

• mediante conectores mecánicos (tal y como se muestra en la figura 4):

- bloque de cierre (método de giro).
- tipo de orejetas (método hidráulico).

4.4.3 Colocación del Martinete

La figura 5 muestra las diferentes etapas de esta operación:

• levantamiento desde la cubierta de la barcaza.

• colocación sobre el pilote mediante el manejo del brazo (la campana del martinete actúa como una guía estabilizadora, lo cual resulta una gran ayuda en aguas embravecidas).

• alineación del sombrerete del pilote.

• bajada de los cables tras la colocación del martinete.

Diámetro exterior del pilote		Espesor de la pared		Potencial del martinete	
(pulgadas)	(mm)	(pulgadas)	(mm)	(ft-lb)	(kN-m)
24	600	$^5/_8 - ^7/_8$	15 - 21	50.000 - 120.000	70 - 168
30	750	$^3/_4$	19	50.000 - 120.000	70 - 168
36	900	$^7/_8 - 1$	21 - 25	50.000 - 180.000	70 - 252
42	1.050	$1 - 1^1/_4$	25 - 32	60.000 - 300.000	84 - 120
48	1.200	$1^1/_8 - 1^3/_4$	28 - 44	90.000 - 500.000	126 - 700
60	1.500	$1^1/_8 - 1^3/_4$	28 - 44	90.000 - 500.000	126 - 700
72	1.800	$1^1/_4 - 2$	32 - 50	120.000 - 700.000	168 - 980
84	2.100	$1^1/_4 - 2$	32 - 50	180.000 - 1.000.000	252 - 1.400
96	2.400	$1^1/_4 - 2$	32 - 50	180.000 - 1.000.000	252 - 1.400
108	2.700	$1^1/_2 - 2^1/_2$	37 - 62	300.000 - 1.000.000	420 - 1.400
120	3.000	$1^1/_2 - 2^1/_2$	37 - 62	300.000 - 1.000.000	420 - 1.400

Nota 1: En el caso de los martinetes más pesados del campo que se ha proporcionado, el espesor de la pared debe aproximarse al campo superior de los que se han ofrecido con el fin de evitar una sobretensión (fluencia) en el pilote bajo condiciones difíciles de hincamiento.

Nota 2: En el caso de los martinetes diesel, la energía efectiva del martinete es de la mitad a dos tercios de los valores que normalmente proporcionan los fabricantes y, por lo tanto, es necesario ajustar la tabla anterior. Normalmente los martinetes diesel tan sólo se utilizarían con pilotes de un diámetro de 36 pulgadas o inferior.

Nota 3: Los martinetes hidráulicos tienen un golpe más sostenido y, por lo tanto, se puede modificar la tabla anterior para que se ajuste al patrón de la onda de solicitación.

Tabla 3 Valores típicos de las magnitudes de los pilotes, espesores de pared y potencias de los martinetes

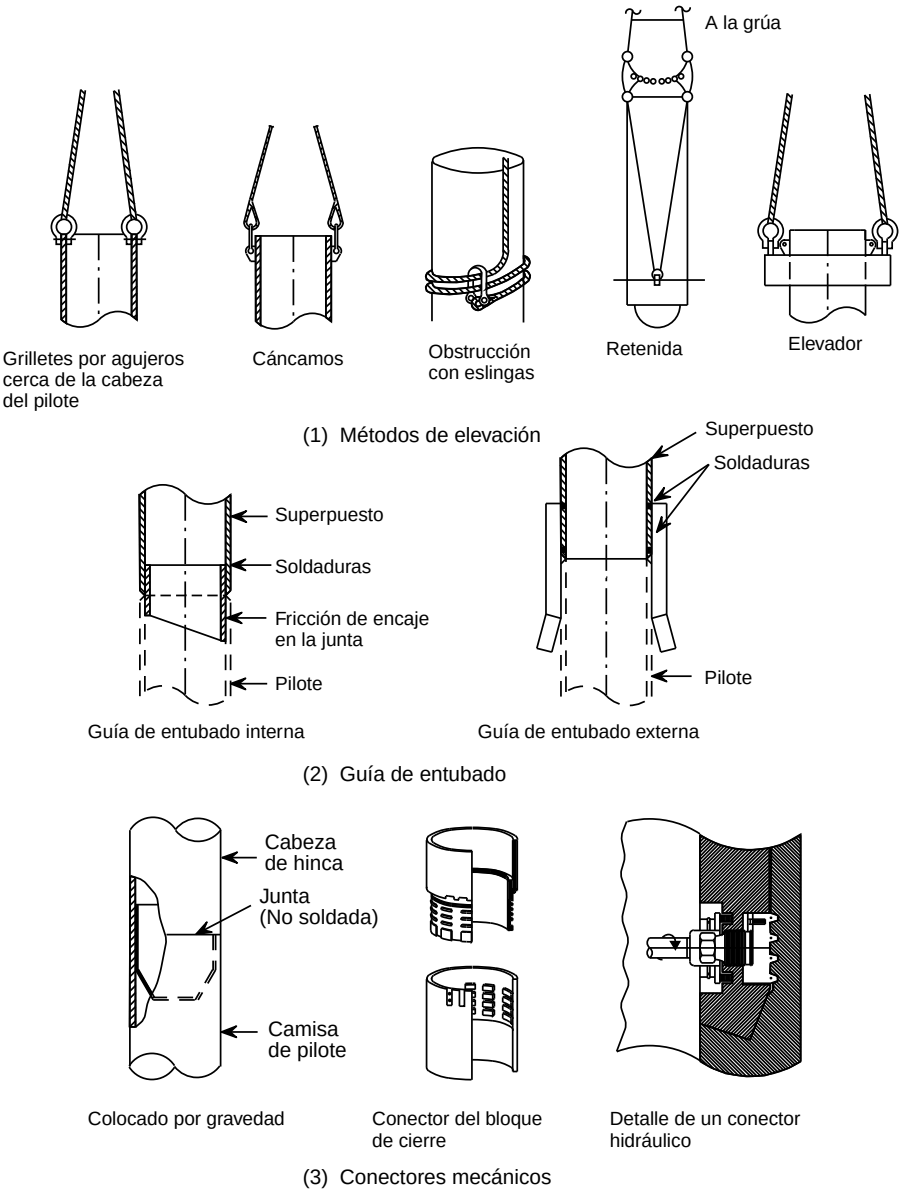


Figura 4 Complementos del pilote

Los añadidos deben proyectarse con el objeto de evitar la rotura por flexión o el pandeo durante el montaje y como consecuencia de las condiciones in situ.

4.4.4 Hincamiento

Es normal que se produzca una cierta penetración como resultado del mismo peso del pilote. En condiciones de suelo blando, es necesario adoptar medidas especiales con el fin de evitar una penetración incontrolada.

A continuación, se hinca el pilote hasta el máximo que este permite produciendose lo que se llama rechazo del pilote.

El rechazo del pilote se define como la velocidad mínima de penetración por debajo de la cual ya no es posible conseguir un mayor avance del pilote, debido tanto al tiempo necesario como a los posibles daños del pilote y del martinete. Una velocidad habitualmente aceptada para la definición del rechazo es 300 golpes/pie (980 golpes metro).

4.5 Uniones Pilote/Jacket

4.5.1 Calzas soldadas

Las calzas se insertan en la parte superior del pilote, dentro del anillo entre el pilote y el pilar de la jacket (véase la figura 6) y se sueldan posteriormente.

4.5.2 Sistema de Bloqueo Mecánico

Esta unión de metal a metal se consigue mediante una herramienta hidráulica que se introduce dentro del pilote, expandiéndola para introducirla en unas ranuras labradas que se proporcionan en los collares a dos o tres alturas diferentes, tal y como muestra la figura 7.

Este tipo de unión es la más popular para plantillas submarinas goza de una gran popularidad en las galgas submarinas. Proporciona una resistencia inmediata, así como la posibilidad de

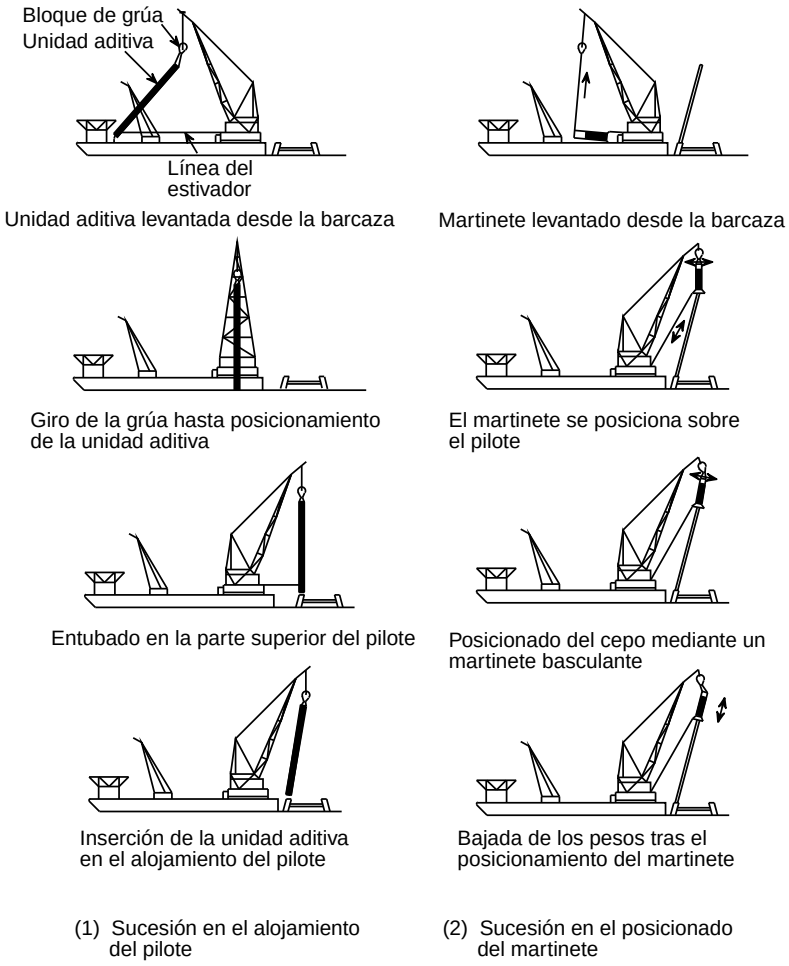


Figura 5

reintroducir la conexión en caso de que la introducción resultara incompleta.

4.5.3 Hormigonado

Esta unión híbrida es la que se utiliza con mayor frecuencia para conectar los pilotes a la estructura principal (en el área del nivel del lodo). Las fuerzas se trasmiten mediante esfuerzo cortante a través de la lechada.

La figura 8 muestra los dos tipos de obturadores que se utilizan habitualmente. La lechada expansiva e inencogible debe llenar por completo el anillo existente entre el pilote y el pilar (o collar).

La fijación debe ser excelente; se mejora mediante conectores (chavetas de seguridad, flejes de acero o cordones de soldadura dispuestos sobre la superficie del collar y el pilote en contacto con el hormigón).

La anchura del anillo existentenerse entre el pilote y el collar debe mantenerse constante mediante la utilización de centradores y ha de mantenerse dentro de los siguientes límites:

- 1,5 pulgadas mínimo, (38,1 mm)
- aproximadamente 4 pulgadas (101,6 mm) máximo (con el objeto de evitar la destrucción de la resistencia a la tracción de la lechada por microfisuración interna).

Los obturadores se utilizan con el fin de confinar la lechada y evitar que escape por la base del collar. Con frecuencia los obturadores resultan dañados durante el pilotaje y, por lo tanto:

- se instalan por duplicado.
- se unen a la base del collar con el fin de ofrecerles protección durante la introducción e hincamiento del pilote.

Debe verificarse que el llenado ha sido completo mediante los dispositivos adecuados como, por ejemplo, medidores de la resistencia eléctrica, rastreadores radioactivos, dispositivos para la diagrafía del pozo o tubos de desbordamiento inspeccionados por buzos.

4.6 Control de Calidad

El control de calidad:

- confirmará la adecuación de la cimentación con respecto al proyecto.

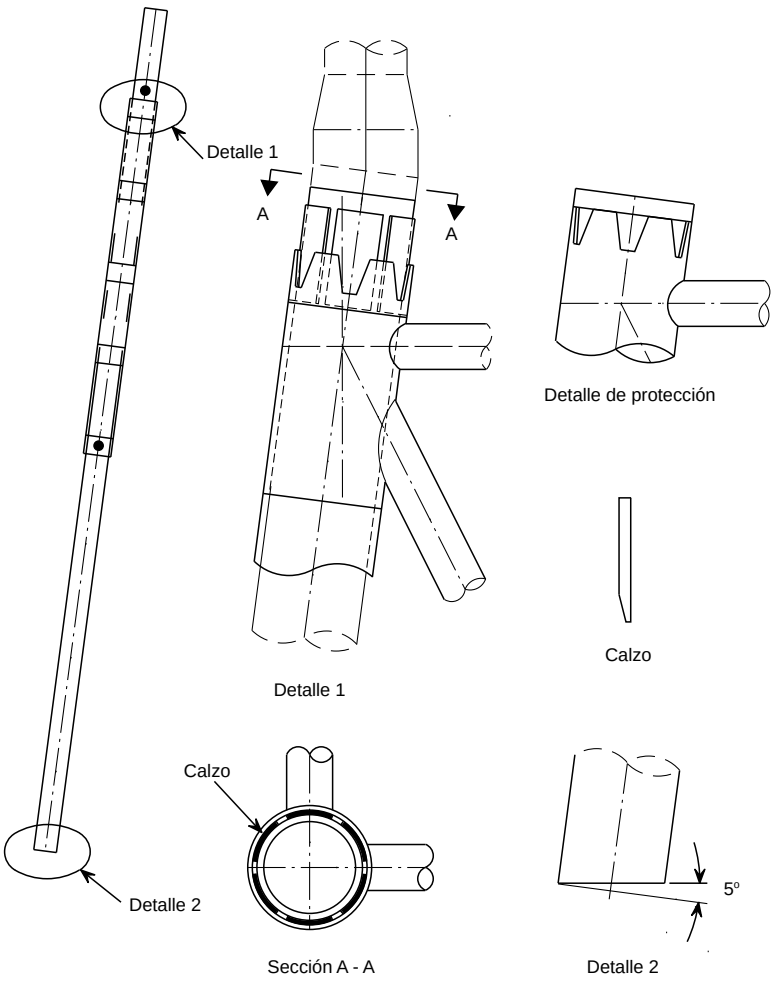


Figura 6 Calzos soldados

- proporcionará un registro del montaje para que sirva de referencia tanto para el hincamiento subsiguiente de pilotes cercanos como para modificaciones futuras de la plataforma.

El informe del montaje habrá de mencionar:

- la identificación del pilote (diámetro y espesor).
- las longitudes medidas de los añadidos y de los recortes.
- la auto penetración del pilote (debida a su propio peso y bajo el peso estático del martinete).
- el conteo de golpes de la totalidad del proceso de hincamiento, junto con la identificación del martinete utilizado y de la potencia, tal y como se muestra en la figura 9.

- el registro de incidentes y acontecimientos extraordinarios:
  - comportamiento inesperado del pilote y/o del martinete.
  - interrupciones del hincamiento (con el tiempo de preparación y conteo de golpes subsiguiente necesarios para liberar el pilote).
  - daños en el pilote, si los hubiera.
- izados del tapón de suelo y de la superficie de agua interna tras el hincamiento.
- información relativa a la conexión pilote/estructura:
  - equipos y procedimiento utilizados.
  - volumen global y calidad de la lechada.

- registro de las interrupciones y retrasos.

4.7 Plan de Emergencia

Los documentos de emergencia deben proporcionar soluciones de respaldo en caso de que se produjeran acontecimientos “imprevistos”, tales como:

- imposibilidad de alcanzar la penetración necesaria del pilote.
- avería mecánica del martinete.
- bloqueo del tubo de inyección de lechada.

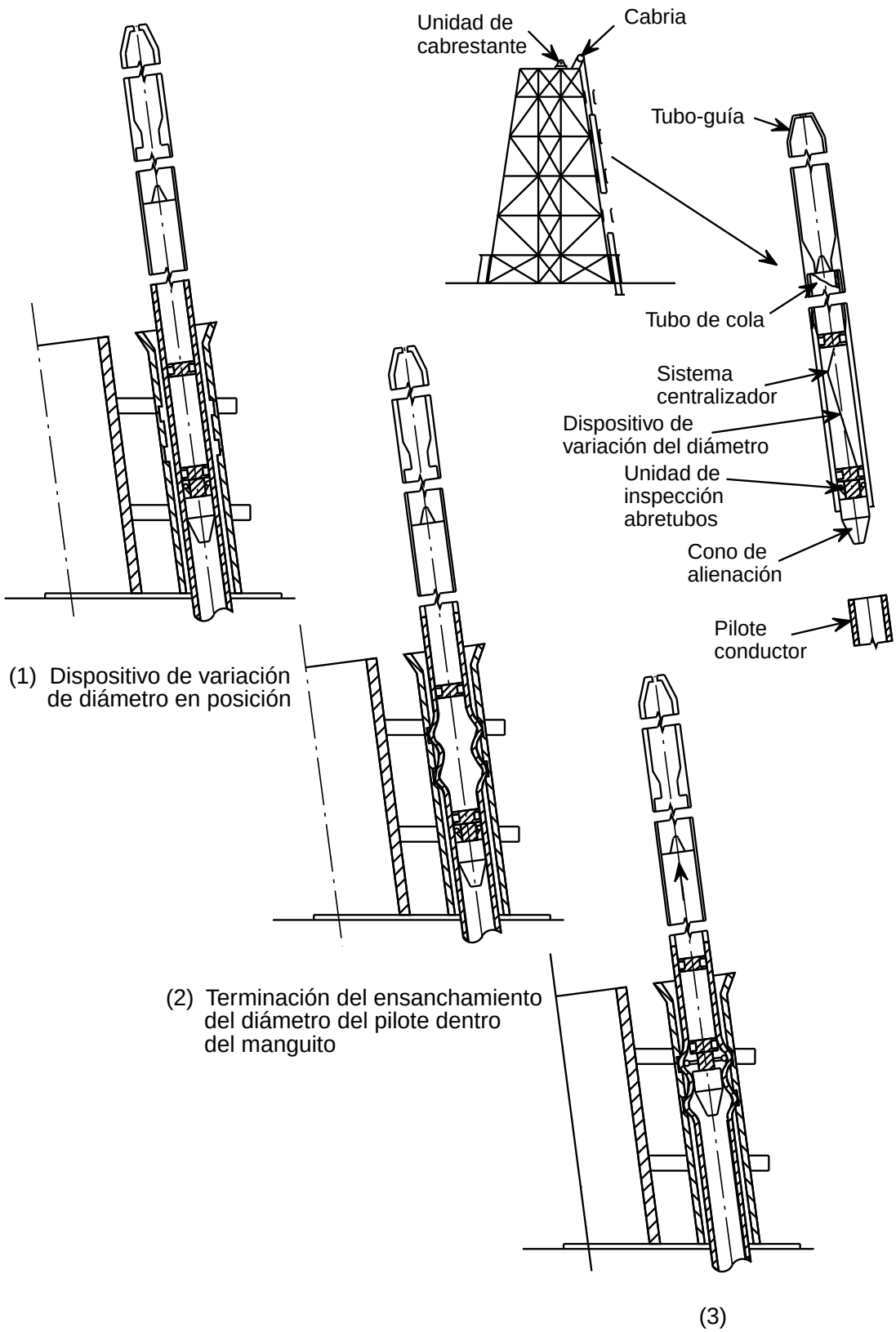


Figura 7 Sistema de bloqueo mecánico

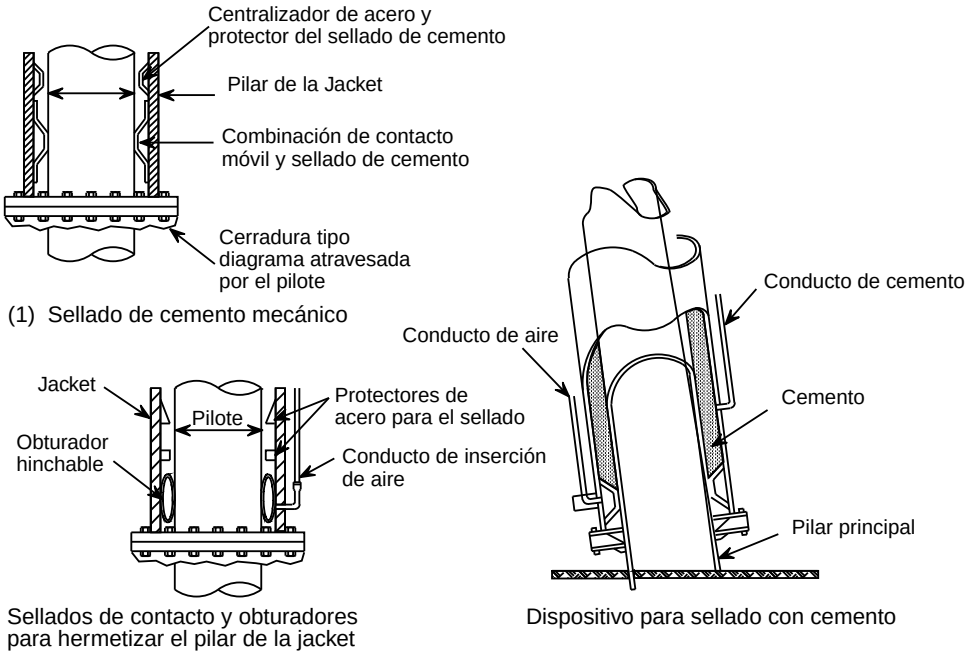
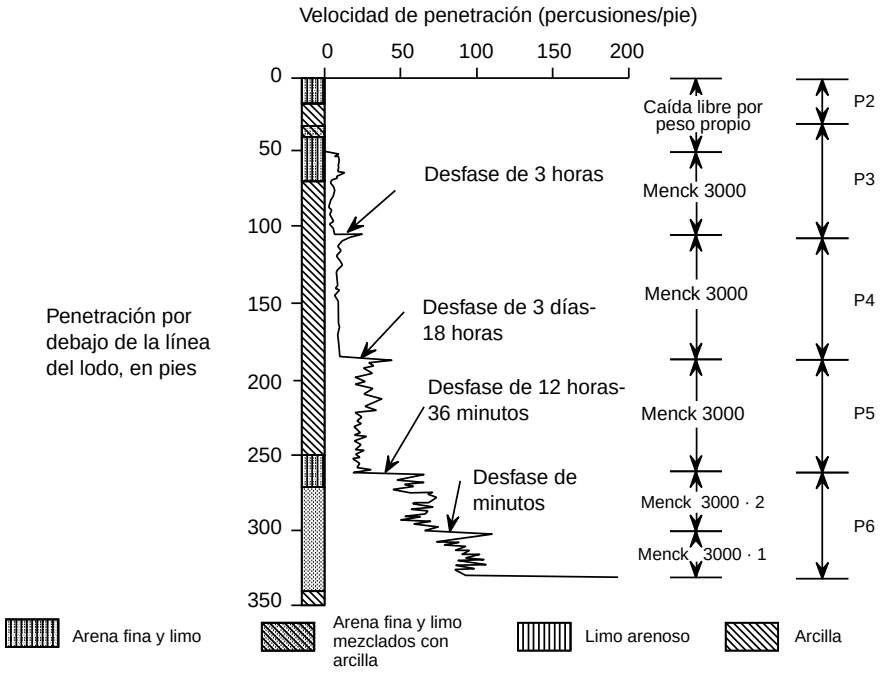


Figura 8 Obturadores



Sondeo típico mostrando:

- Registro de percusiones: percusiones registradas por cada aumento de penetración de un pie
- Longitud de desfase
- Estratigrafía del suelo
- Plan de la adición de pilares
- Martinetes usados

Figura 9 Registro de un sondeo

5. RESUMEN FINAL

Esta lección ha descrito:

- los aspectos que ofrecen dificultades en el caso de cimentaciones en diversos suelos.
- la multiplicidad de soluciones y los diferentes tipos de pilotes y martinetes.
- la complejidad del proceso, desde el proyecto hasta el montaje.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] API-RP2A, "Recommend Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", American Petroleum Institute, Washington, D.C., 18th ed., 1989.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. McClelland, B. and Reifel, M. D., Planning and design of fixed offshore platforms, Von Mostrand Reinhold Company (1982).

2. Bowles, J. E., Foundation analysis and design, MacGraw Hill Book Company (4th edition 1988).

3. Bowles, J. E., Analytical and computer methods in Foundation Engineering, MacGraw Hill Book Company (1983).

4. Poulos, H. G. and Davis, E. H., Pile foundation analysis and design, John Wiley and Sons (1980).

5. Graff, W. J., Introduction to offshore structures, Gulf Publishing Company (1981).

6. Le Tirant, P., Reconnaissance des sols en mer pour l'implantation des ouvrages Pétroliens, Technip (1976)

7. Pieux dans les formatines carbonates - Technip ARGEMA (1988).

8. Capacité patante des pieux - Technip ARGEMA (1988).

9. Dawson, T. H., Offshore Structural Engineering, Prentice Hall Inc (1983).

10. Gerwick, Ben C., Construction of Offshore Structures, John Wiley and Sons (1986).

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Problema Resuelto 17.1: Cimentaciones

CONTENIDO

1. RESUMEN

2. HIPÓTESIS GENERALES

2.1 Perfil Asumido de las Curvas
2.2 Presión de Sobrecarga

3. MODELO (Véase también la figura 1)

3.1 Tamaño del Pilote
3.2 Características del Sustrato
3.2.1 Capa de arcilla blanda
3.2.2 Capa de arcilla dura
3.2.3 Capa de arena
3.3 Cargas sobre el Pilote en el Nivel del Lodo

4. CAPA DE ARCILLA BLANDA

4.1 Curvas P-Y
4.1.1 Expresiones Generales
4.1.2 Curva p-y típica
4.2 Curvas t-z
4.2.1 Expresiones generales
4.2.2 Curva t-z típica
4.3 Curvas de la Interacción Suelo/Pilote

5. CAPA DE ARCILLA DURA

5.1 Curvas P-Y
5.1.1 Expresiones generales
5.1.2 Curva p-y típica
5.2 Curvas t-z
5.2.1 Expresiones generales
5.2.2 Curva t-z típica
5.3 Curvas de la Interacción Suelo/Pilote

6. CAPA DE ARENA

6.1 Curvas p-y

6.1.1 Expresiones generales
6.1.2 Curva p-y típica
6.2 Curvas t-z
6.2.1 Expresiones generales
6.2.2 Curva t-z típica
6.3 Curvas de la Interacción Suelo/Pilote
6.4 Resistencia de la Punta
7. DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS EN EL PILOTE
7.1 Modelo Viga-Pilar utilizando Ecuaciones Diferenciales
7.1.1 Comportamiento axial
7.1.2 Comportamiento lateral
7.2 Modelo Viga-Pilar utilizando el Procedimiento de la Diferencia Finita
7.3 Resultados del Cálculo de la Diferencia Finita
7.3.1 Comportamiento axial
7.3.2 Comportamiento lateral
7.3.3 Acción combinada (Efecto de segundo orden)
8. BIBLIOGRAFÍA

1. RESUMEN

Un pilote de acero con una penetración de 30 m por debajo del nivel del lodo está sometido simultáneamente a carga axial, carga transversal y momento flector en el nivel del lodo.

Basándose en el conocimiento de las características del suelo situado por debajo del nivel del lodo, se han de efectuar las siguientes verificaciones:

A. Cálculo del comportamiento axial:

- verificación de la capacidad del aparato de apoyo del pilote
- cálculo de la flecha vertical del pilote en el nivel del lodo.

B. Cálculo del comportamiento lateral:

- cálculo del desplazamiento horizontal máximo del pilote
- cálculo de los esfuerzos del pilote

C. Evaluación de la acción combinada de todas las fuerzas

2. HIPÓTESIS GENERALES

Por motivos de simplicidad, se han adoptado las siguientes hipótesis:

- El sustrato está compuesto básicamente por tres capas, cada una de ellas típica de una categoría de acuerdo con la definición de API-RP2A [8], figura 1.

- es posible representar el comportamiento del suelo mediante un reducido número de parámetros (densidad, ángulo de fricción, resistencia al cizallamiento sin escurrir) que se asume permanecen constantes en cada capa.

- se ignoran otros parámetros (tales como el ratio de sobre-consolidación de las arcillas poco flexibles).

- las curvas p - y son las curvas carga/flecha derivadas para las cargas cíclicas: esto tiene su justificación en el hecho de que los esfuerzos transversales están causados fundamentalmente por el oleaje.

  Definiciones:

  p es la presión lateral del pilote (kN/m)

  y es la flecha lateral del pilote

- las curvas t - z son las curvas de la carga/flecha derivadas para las cargas estáticas : esto tiene su justificación en el hecho de que una gran parte de la compresión axial en el pilote se debe a las cargas del suelo superior.

  Definiciones:

  t es la fuerza de fricción vertical en el pilote (kN/m)

  z es el desplazamiento vertical del pilote

2.1 Perfil Asumido de las Curvas

Curvas p - y

Las curvas p-y asumidas están formadas fundamentalmente por cuatro partes:

- un segmento inicial recto ascendente que representa el comportamiento elástico puro del suelo para las deformaciones pequeñas (esta parte no existe en el caso de las arcillas blandas),

- una o dos porciones parabólicas, en las que se alcanza la resistencia máxima $p_{máx}$,

- un segundo segmento recto con pendiente negativa (sólo para las arcillas),

- una meseta horizontal que expresa la resistencia residual p_{res} en las deformaciones de gran tamaño.

Un programa calcula la intersección de la función elástica pura inicial con las porciones subsiguientes de la curva y retiene el menor valor de “p” para cualquier valor de “y”.

En la figura 4 se muestra una curva p-y típica.

Curvas t-z

Las curvas t-z se trazan en dos partes de manera similar a la representada en [4].

El procedimiento para la derivación de $t_{máx}$ difiere de la teoría de Kraft en el sentido de que ya no incluye el módulo de elasticidad transversal inicial $_G$ que frecuentemente resulta difícil de obtener en cada profundidad.

En la figura 3 se muestra una curva t-z típica.

2.2 Presión de Sobrecarga

Las fórmulas que se proporcionan en [1-12] son válidas para pilotes situados en un sustrato homogéneo y en el caso de este ejemplo es necesario modificarlas ligeramente con el fin de que tengan en cuenta las múltiples capas superpuestas del suelo mediante la consideración de la presión de sobrecarga, σ_o, es decir, la presión producto del peso de todas las capas del suelo situadas por encima de la profundidad en cuestión H:

$$\sigma_o = \int_o^H \gamma(z)\ dz$$

3. MODELO (Véase también la figura 1)

3.1 Tamaño del Pilote

espesor	t	=	1 pulgada	=	25,4 mm
penetración	L	=	30 m		
diámetro exterior	D	=	42 pulgadas	=	1066, 8 mm

3.2 Características del Sustrato

3.2.1 Capa de arcilla blanda

espesor	H	=	7 m
densidad sumergida	γ'	=	7,1 kN/m^3
cizallamiento sin escurrir	c_u	=	25 kPa
deformación del 50%	ε_c	=	0,02
parámetro de correlación	j.	=	0,50

3.2.2 Capa de arcilla dura

espesor	H	=	13 m
densidad sumergida	γ'	=	10,5 kN/m^3
cizallamiento sin escurrir	c_u	=	180 kPa
deformación del 50%	ε_c	=	0,01

3.2.3 Capa de arena

espesor	H	=	10 m
densidad sumergida	γ'	=	9,4 kN/m^3
ángulo de fricción	ϕ	=	30°

3.3 Cargas sobre el Pilote en el Nivel del Lodo

Las fuerzas son:

- compresión axial : 1800 kN
- fuerza horizontal : 320 kN
- momento flector : 840 kNm

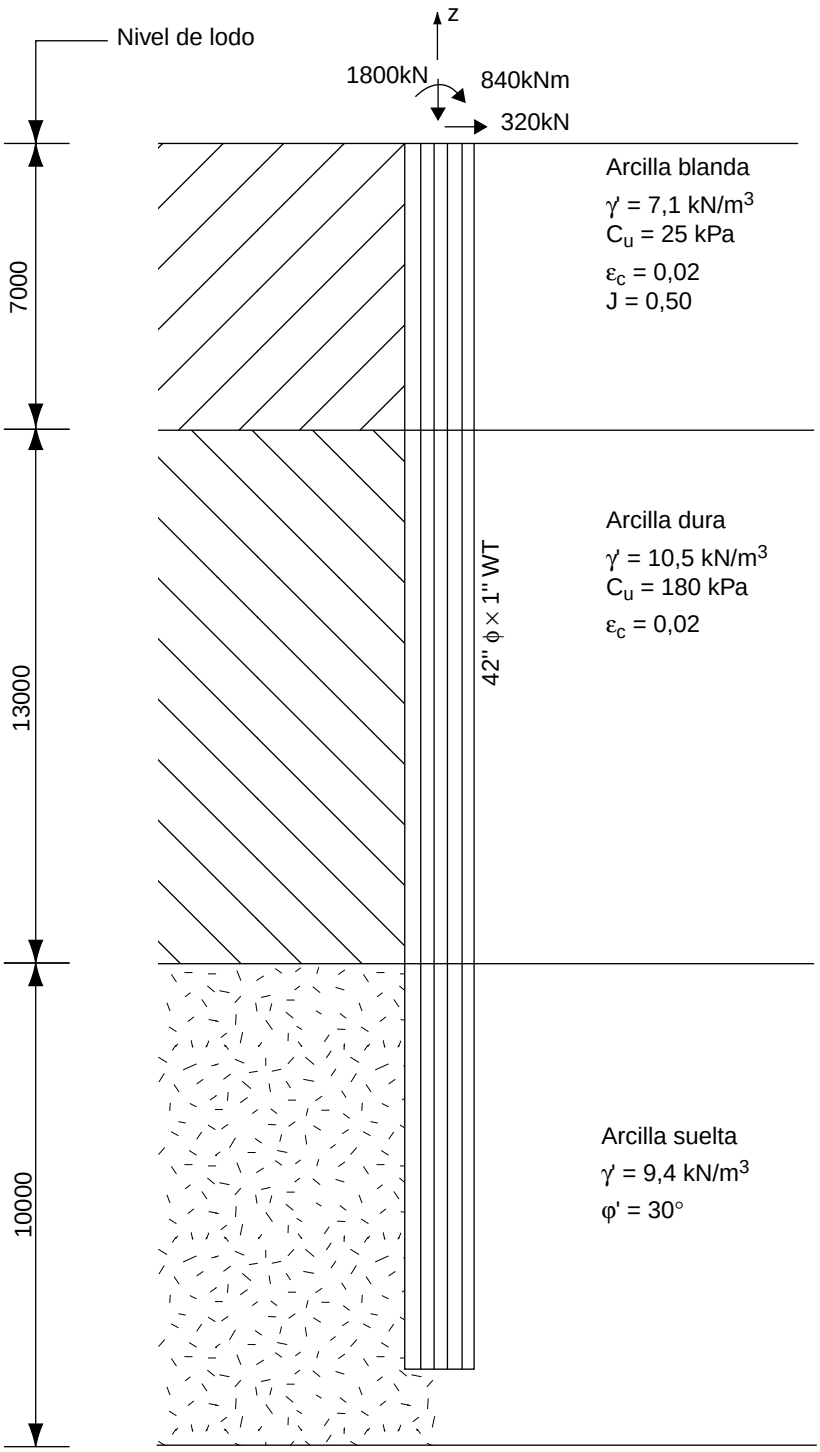


Figura 1 Datos del pilote y del suelo

4. CAPA DE ARCILLA BLANDA

4.1 Curvas p-y

4.1.1 Expresiones Generales

La resistencia límite lateral de apoyo, para la arcilla blanda p_u a la profundidad H, es la menor de las capacidades a profundidades reducidas determinada mediante:

$p_{us} = c_u(3D + JH) + \sigma_o D$

y la capacidad a grandes profundidades, determinada mediante:

$p_{ud} = 9\, c_u D$

donde:

c_u = resistencia al cizallamiento sin escurrir de la arcilla inalterada

Normalmente la determinación del parámetro empírico adimensional J se ha de efectuar mediante ensayos in situ.

las curvas p-y para la carga cíclica se generan de la siguiente manera:

$$p = 0{,}5\, p_u \left(\frac{y}{y_c}\right)^{1/3} = \left[\frac{y}{3\, y_c}\right]^{1/3} \quad \text{si } y < 3y_c$$

$$p = \left(\frac{3}{8}\right)^{1/3} p_u + \left[p_t - \left(\frac{3}{8}\right)^{1/3} p_u\right]\left(\frac{y}{12\, y_c} - \frac{1}{4}\right) \quad \text{si } 3y_c \le y \le 15y_c$$

$$p = p_t \quad \text{si } y > 15\, y_c$$

donde:

$y_c = 2{,}5\, \varepsilon_c\, D$ = deformación crítica

ε_c = deformación que se produce al 50% de la tensión máxima

$p_t = 0{,}72\ \text{Min}\left(\frac{H}{H_R}.1\right)p_u$ = resistencia residual del aparato de apoyo

$$H_R = 6/\left(\frac{\sigma_o}{Hc_u} + \frac{J}{D}\right) =$$

profundidad a la que las capacidades a gran profundidad y a profundidad reducida son iguales ($p_{us} = p_{ud}$)

$$= \frac{6 D c_u}{\gamma' D + J c_u}$$

La figura 2 muestra una representación gráfica adimensional de este juego de fórmulas.

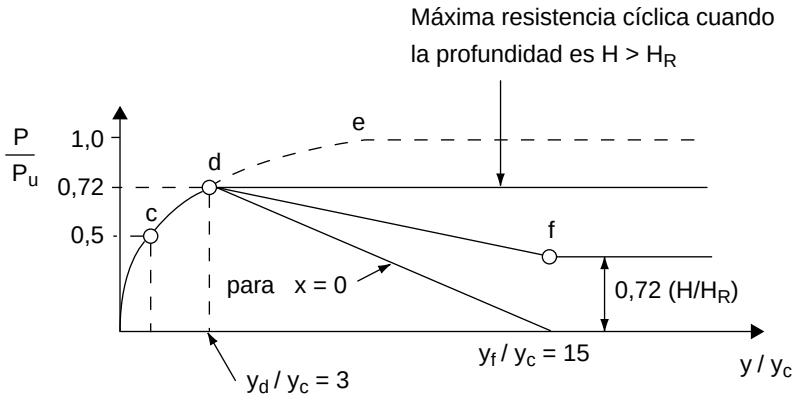


Figura 2 Carga cíclica en arcilla blanda

Criterios para el desarrollo de las curvas p-y para pilotes situados en arcilla blanda. (Según Matlock, derechos de autor de OTC [7]).

(La línea fuertemente punteada muestra la resistencia estática, que no se calcula en este caso).

4.1.2 Curva p-y Típica

El cálculo de las características de las curvas p-y se muestra para una profundidad típica H = 4,50 m. Los resultados de las demás profundidades de ofrecen en la tabla 1.

Presión de sobrecarga: $\sigma_o = 4{,}50 \times 7{,}1 = 32{,}0$ kPa

Esfuerzos de agotamiento

profundidad reducida: $p_{us} = (3 \times 25{,}0 + 32{,}0) \times 1{,}0668 + 0{,}5 \times 25{,}0 \times 4{,}50$

$= 170{,}3$ kN/m

gran profundidad: $p_{ud} = 9 \times 25{,}0 \times 1{,}0668 = 240$ kN/m

Desplazamientos característicos:

$y_c = 2{,}5 \times 0{,}02 \times 1066{,}8 = 53{,}3$ mm

resistencia máxima: $p_{máx} = 85{,}2 \times (3)^{1/3} = 122{,}8$ kN/m

$$H_R = \frac{6 \text{ x } 1{,}0668 \text{ x } 25{,}0}{7{,}1 \text{ x } 1{,}0668 + 0{,}5 \text{ x } 25{,}0} = 7{,}971\text{m} > 4{,}50\text{ m}$$

resistencia residual: $p_{res} = \frac{4{,}500}{7{,}971} \times 122{,}8 = 69{,}3$ kN/m

4.2 Curvas t-z

4.2.1 Expresiones generales

API-RP2A propone el procedimiento alfa cuya utilización resulta más frecuente en el caso de las arcillas fuertes y sobre-consolidadas. Por motivos de simplicidad, en este problema también consideraremos este procedimiento para las arcillas blandas.

La fricción del cuerpo a lo largo del pilote se calcula mediante la ecuación:

$f = \alpha \, c_u$

donde:

$\alpha = 0{,}5 \, \psi^{-0{,}5}$ si $\psi \leq 1{,}0$

$\alpha = 0{,}5 \, \psi^{-0{,}25}$ si $\psi > 1{,}0$

$$\psi = \frac{c_u}{\sigma_o}$$

A continuación se ofrecen otros valores para la arcilla blanda [4]:

$z_{máx} = 0{,}015 \times D$

$t_{res} = 0{,}85 \times t_{máx}$

$z_{res} = 0{,}060 \times D$

Curva Tras el Colapso

La curva tras el colapso se representa mediante un polinomio de tercer grado entre ($t_{máx}$) y (t_{res}):

$$t = t_{res} + (t_{máx} - t_{res}) \times \left(\frac{z - z_{res}}{z_{max} - z_{res}} \right)^3$$

En la figura 3 se muestra una representación gráfica.

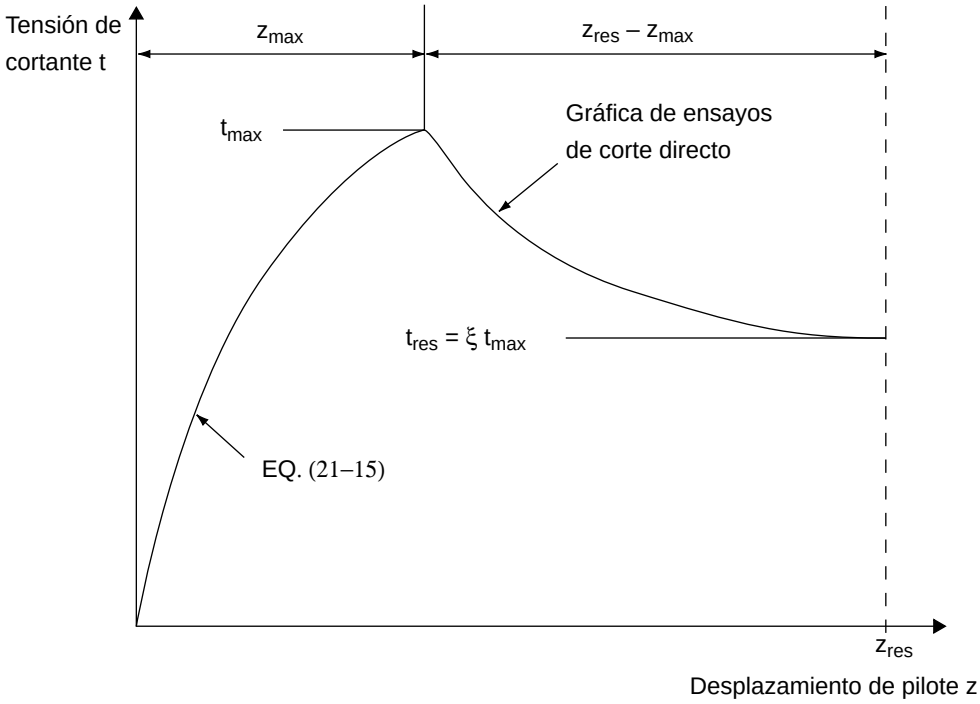


Figura 3 Desarrollo de la curva t-z (según Kraft, Ray y Kagawa[4])

4.2.2 Curva t-z típica

Se muestran los cálculos numéricos para H = 4,50 m. Los resultados para otras profundidades se ofrecen en la tabla 1.

$$\psi = \frac{25{,}0}{32{,}0} = 0{,}781 < 1{,}00$$

$$\alpha = 0{,}5 \times 0{,}781^{-0{,}5} = 0{,}566$$

$$f = 0{,}566 \times 25{,}0 = 14{,}1 \text{ kPa}$$

$$t_{máx} = \pi \times 1{,}0668 \times 14{,}1 = 47{,}3 \text{ kN/m}$$

$$z_{máx} = 0{,}015 \times 1066{,}8 = 16{,}0 \text{ mm}$$

t_{res} = $0{,}85 \times 47{,}3$ = 40,2 kN/m

z_{res} = $0{,}060 \times 1066{,}8$ = 64,0 mm

4.3 Curvas de la Interacción Suelo/Pilote

Profundidad (m)	$P_{máx}$ (kN/m)	P_{res} (kN/m)	$t_{máx}$ (kN/m)	t_{res} (kN/m)
1,50	79	15	34	29
3,00	101	38	40	34
4,50	123	69	47	40
6,00	145	109	55	47

Tabla 1 Resultados para la capa de arcilla blanda

5. CAPA DE ARCILLA DURA

5.1 Curvas p-y

5.1.1 Expresiones generales

La resistencia límite lateral de apoyo, para la arcilla dura p_u a una profundidad H, es la menor de las capacidades a profundidades reducidas determinada mediante:

$$p_{us} = c_a\,(2{,}00D + 2{,}83H) + \sigma_o\,D = (2{,}00\,c_a + \sigma_o)\,D + 2{,}83\,c_a\,H$$

y la capacidad a grandes profundidades, determinada mediante:

$$p_{ud} = 11\,c_u\,D$$

donde:

c_a es la resistencia al cizallamiento sin escurrir media de la arcilla a la profundidad H

c_u es la resistencia al cizallamiento sin escurrir de la arcilla a la profundidad considerada

las curvas p-y para la carga cíclica están formadas secuencialmente por una porción elástica lineal, dos curvas parabólicas, un segmento lineal descendente y una meseta constante:

$$p = k_y \qquad \text{si } y < y_k$$

$$p = B\,p_u\left[1-\left(\frac{y-0{,}45\,y_p}{0{,}45\,y_p}\right)^{2{,}5}\right] \qquad \text{si } y_k < y < 0{,}6y_p$$

$$p = p_u\left(0{,}936B - 0{,}085\,\frac{y-0{,}6\,y_p}{y_c}\right) \qquad \text{si } 0{,}6y_p < y < 1{,}8y_p$$

$$p = p_u\,(0{,}936B - 0{,}4182A) \qquad \text{si } y \geq 1{,}8y_p$$

Las flechas en los puntos característicos se definen como:

$$y_c = \varepsilon_c\,D \qquad y_p = 4{,}1\,A\,y_c$$

El parámetro de pendiente inicial k se deriva a partir de la tabla 3 de [9]

La figura 4 ofrece una representación gráfica de las fórmulas anteriores.

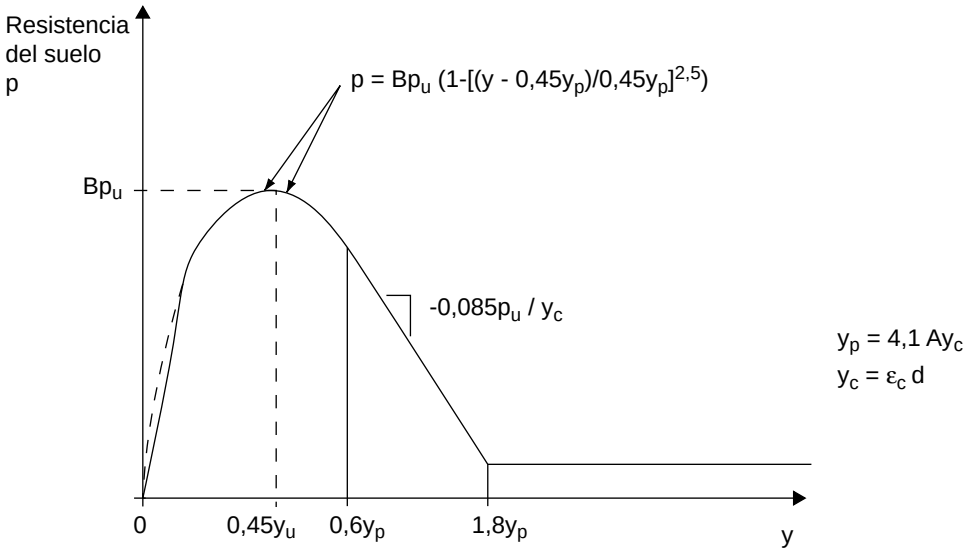


Figura 4 Carga cíclica en arcilla rígida

Criterios para el desarrollo de las Curvas p-y para los Pilotes situados en Arcilla Rígida

5.1.2 Curva p-y típica

El cálculo de las características de las curvas p-y se muestra para una profundidad típica H = 12,00 m. Los resultados para otras profundidades se ofrecen en la tabla 2.

Presión de sobrecarga: $\sigma_o = 7{,}00 \times 7{,}1 + 5{,}00 \times 10{,}5 = 102{,}2$ kPa

resistencia media al cizallamiento: $c_a = \dfrac{7{,}00 \times 25{,}0 + 5{,}00 \times 180{,}0}{12{,}00} = 89{,}6$ kPa

H/D = 11,25 > 4,00 por lo tanto A = 0,60 y B = 0,30

Esfuerzos de agotamiento:

profundidad reducida: p_{us} = $(2 \times 89{,}6 + 102{,}2) \times 1{,}0668 + 2{,}83 \times 89{,}6 \times 12{,}00$

= 3343 kN/m

gran profundidad: p_{ud} = $11 \times 180{,}0 \times 1{,}0668 = 2112$ kN/m

Desplazamientos característicos:

y_c = 0,01 x 1066,8 = 10,7 mm

y_p = $4,1 \times 0,6 \times 10,7$ = 26,3 mm

resistencia residual: p_{res} = $2112 \times [0,936 \times 0,30 - 0,102 \times 0,60 \times 4,1]$ = 63,1 kN/m

5.2 Curvas t-z

5.2.1 Expresiones generales

El procedimiento alfa es similar al que se utilizó anteriormente para las arcillas blandas.

Otros valores para la arcilla dura son los siguientes:

$z_{máx} = 0,010 \times D$

$t_{res} = 0,90 \times t_{max}$

$z_{res} = 0,040 \times D$

5.2.2 Curva t-z típica

Los cálculos numéricos se muestran para H = 12,00m. Los resultados para otras profundidades se ofrecen en la tabla 2.

$$\psi = \frac{180,0}{102,2} = 1,761 > 1,00$$

$\alpha = 0,5 \times 1,761^{-0,25} = 0,434$

$f = 0,434 \times 180,0 = 78,1 \text{ k } p_a$

$t_{máx} = \pi \times 1,0668 \times 78,1 = 261,7$ kN/m

$z_{máx} = 0,010 \times 1066,8 = 10,7$ mm

$t_{res} = 0,90 \times 261,7 = 235,5$ kN/m

$z_{res} = 0,040 \times 1066,8 = 42,7$ mm

5.3 Curvas de la Interacción Suelo/Pilote

Profundidad (m)	$P_{máx}$ (kN/m)	P_{res} (kN/m)	$t_{máx}$ (kN/m)	t_{res} (kN/m)
7,50	265	26	224	202
9,00	515	51	239	215
10,50	633	63	251	226
12,00	633	63	262	236
13,50	633	63	271	244
15,00	633	63	280	252
16,50	633	63	288	259
18,00	633	63	295	266
19,50	633	63	302	272

Tabla 2 Resultados para la capa de arcilla dura

6. CAPA DE ARENA

6.1 Curvas p-y

6.1.1 Expresiones generales

La resistencia límite lateral de apoyo, para la arena p_u a una profundidad H, es la menor de las capacidades a profundidades reducidas determinada mediante:

$$p_{us} = (C_1 H + c_2 \bar{D}\sigma_o$$

y la capacidad a grandes profundidades, determinada mediante:

$$p_{ud} = C_3 \bar{D} \sigma_o$$

donde:

$\bar{D}$ = el diámetro medio del pilote desde la superficie hasta la profundidad H

Los coeficientes C_i se proporcionan en la figura 6.7.6.1 de [8].

La relación resistencia-flecha sólida lateral se expresa mediante:

$$p = A\, p_u \tanh\left(\frac{kH}{Ap_u} y\right)$$

donde el coeficiente A se hace cargo de la carga cíclica o estática y se evalúa mediante:

- carga estática: $A = 0{,}9$
- carga cíclica: $A = \max \begin{cases} 0{,}9 \\ 3{,}0 - 0{,}8\, H/\bar{D} \end{cases}$

mientras que k representa el módulo inicial de la reacción del subsuelo que se proporciona en la figura 6.7.7.1 de [8].

6.1.2 Curva p-y típica

El cálculo de las características de las curvas p-y se indica para una profundidad H = 24,00 m. Los resultados para otras profundidades se ofrecen en la tabla 3.

Presión de sobrecarga:

$$\sigma_o = 7{,}00 \times 7{,}1 + 13{,}00 \times 10{,}5 + 4{,}00 \times 9{,}4 = 223{,}8 \text{ kPa}$$

ϕ = 30° por lo tanto C_1 = 1,9 C_2 = 2,7 C_3 = 28,2

Esfuerzos de agotamiento:

profundidad reducida:	p_{us}	=	$(1,9 \times 24,00 + 2,7 \times 1,0668) \times 223,8 = 10850$ kN/m
gran profundidad:	p_{ud}	=	$28,2 \times 1,0668 \times 223,8 = 6733$ kN/m
carga cíclica, por lo tanto	A	=	0,9
	$p_{máx}$	=	$Ap_u = 0,9 \times 6733 = 6060$ kN/m
	ϕ	=	30° por lo tanto k = 9000 kN/m^3

$$p = 6060\ A \tanh\left(\frac{9000 \times 24,00y}{6060}\right) = 6060\ A \tanh(35,6y)\ (kN/m)$$

6.2 Curvas t-z

6.2.1 Expresiones generales

El cizallamiento máximo se calcula de acuerdo con API-RP2A [8] incluyendo las limitaciones contenidas en la tabla 6.4.3-1.

El coeficiente del empuje lateral de tierras se fija en:

K = 0,8 para los pilotes sin tapón,

K = 1,0 para los pilotes con tapón.

Se asume que el ángulo de fricción entre el suelo y la superficie del pilote es:

δ = ϕ - 5° [6]

Los demás valores se calculan a partir de figura 8 de [4] de la siguiente manera:

$z_{máx} = 0,006 \times D$

$t_{res} = 0,95 \times t_{máx}$

$z_{res} = 0,02 \times D$

6.2.2 Curva t-z típica

Se muestran los cálculos numéricos para H = 24,00 m. Los resultados para otras profundidades se ofrecen en la tabla 3.

ϕ = 30° por lo tanto δ = 25°

f = $1,0 \times 223,8 \times \tan(25) = 104,4$ kPa > 81,3

$t_{máx} = \pi \times 1,0668 \times 81,3 = 272,5$ kN/m

$z_{máx} = 0,006 \times 1066,8 = 6,4$ mm

$t_{res} = 0,95 \times 272,5 = 258,8$ kN/m

$z_{res} = 0,020 \times 1066,8 = 21,3$ mm

6.3 Curvas de la Interacción Suelo/Pilote

Profundidad (m)	$P_{máx}$ (kN/m)	P_{res} (kN/m)	$t_{máx}$ (kN/m)	t_{res} (kN/m)
21,00	5.296	5.296	273	260
22,50	5.678	5.678	273	260
24,00	6.060	6.060	273	260
25,50	6.441	6.441	273	260
27,00	6.823	6.823	273	260
28,50	7.205	7.205	273	260
30,00	7.587	7.587	273	260

Tabla 3 Resultados para la capa de arena

6.4 Resistencia de la Punta

profundidad: x = 30,00 m

Curvas q-z

Las curvas q-z teóricas se representan mediante una función cúbica limitada por una meseta plástica, tal y como se sugiere en [6].

$q = q_{máx} \times$ min de $(1$ o $(z/z_{máx})^{1/3})$

donde z_{max} es el desplazamiento vertical cuando se alcanza q_{max} (comparar con la figura 3)

La figura 5 muestra una representación gráfica de la relación q-z

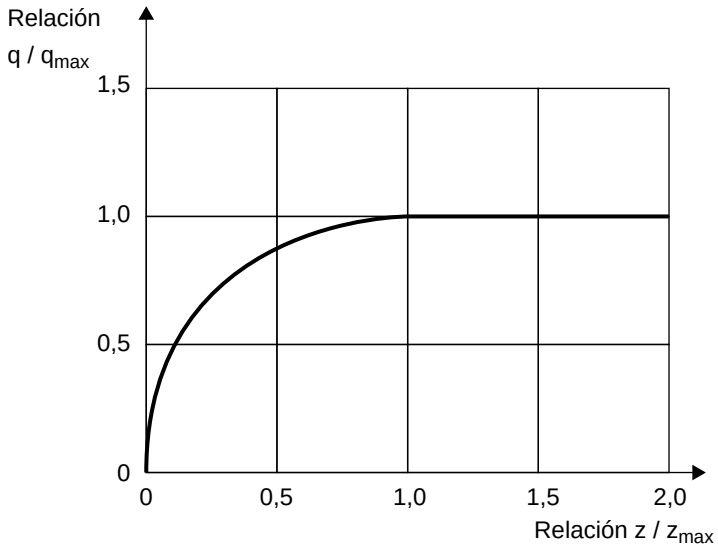


Figura 5 Curva q-z teórica

La tensión máxima del aparato de apoyo en la arena se calcula de la siguiente manera:

$$q = \sigma_o N_q$$

El coeficiente del aparato de apoyo N_q se calcula de acuerdo con la ecuación corregida de Meyerhof para que se ajuste a los valores de la tabla 6.4.3-1 de [8]. $N_q = 20$

La tensión del aparato de apoyo está limitada por:

$$q_{máx} = N_q \times \min \begin{cases} \sigma_o \\ 240\ kPa \end{cases}$$

Presión de sobrecarga:

$$\sigma_o = 7{,}00 \times 7{,}1 + 13{,}00 \times 10{,}5 + 10{,}00 \times 9{,}4 = 280{,}2\ kPa$$

$$\left.\begin{array}{l} q_o = 20{,}0 \times 280{,}2 = 5604\ kPa \\ q = 20{,}0 \times 240 = 4800\ kPa \end{array}\right\} \quad q_{max} = 4800\ kPa$$

Superficie de Apoyo y Fricción Interna del Cuerpo

En el caso de los pilotes de extremo abierto, se asume que la presión sobre el apoyo actúa sobre la totalidad de la sección transversal del pilote; no se considera la fricción interna del cuerpo.

En el caso de los pilotes de extremo cerrado, el programa añade a la fricción externa del cuerpo más el apoyo sobre el anillo del pilote, la menor de las fricciones internas del cuerpo globales (punta sin tapón) o el apoyo del extremo sobre el suelo (punta con tapón, véase el apartado 6.4.3 de [8]).

En esta etapa es necesario confirmar si el pilote tiene tapón o no mediante la consideración del menor de:

- la fricción límite recogida a lo largo de la pared interna del cuerpo:

F_u = $(34 + 40 + 47 + 55) \times 1{,}500$

+ $(224 + 239 + 251 + 262 + 271 + 280 + 288 + 295 + 302) \times 1{,}500$

+ $6{,}5 \times 273 \times 1{,}500$

= 6544 kN

- apoyo límite del pilote:

F_p = $\pi/4 \times 1{,}016^2 \times 4800 = 3892$ kN

por lo tanto: $Q_{máx}$ = $\pi/4 \times 1{,}0668^2 \times 4800 = 4290$ kN

7. DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS EN EL PILOTE

7.1 Modelo Viga-Pilar utilizando Ecuaciones Diferenciales

Los desplazamientos (axial y lateral) se expresan mediante ecuaciones diferenciales. En el caso de un sustrato formado por una única capa homogénea que presente unas condiciones elástico-lineales o constantes en todo su espesor, estas ecuaciones pueden tener una solución analítica.

Para los casos más complejos, como el de este ejemplo, el comportamiento del suelo es no lineal y la única solución al problema consiste en la utilización de los análisis numéricos (véase 6.2.)

7.1.1 Comportamiento axial

Los desplazamientos axiales y las fuerzas a lo largo del pilote se expresan mediante la siguiente ecuación diferencial de segundo orden:

$$E\,A \times \frac{d^2 w}{dz^2} + K_a \times w = 0$$

donde:

w es la flecha axial (vertical) del pilote

z es la coordenada de sección a lo largo del pilote

EA es la rigidez axial del pilote

K_a es la rigidez de resorte axial secante del pilote

7.1.2 Comportamiento lateral

Los desplazamientos laterales y las fuerzas a lo largo del pilote se expresan mediante la siguiente ecuación diferencial de cuarto orden:

$$EI \times \frac{d^4 u}{dz^4} + P(z) \times \frac{d^2 u}{dz^2} + K_t \times u = 0$$

donde:

u es la flecha lateral del pilote

z es la coordenada de sección a lo largo del pilote

EI es la rigidez a la flexión del pilote

P(z) es la compresión axil en la sección (z)

K_t es la rigidez de resorte lateral secante del suelo

7.2 Modelo Viga-Pilar utilizando el Procedimiento de la Diferencia Finita

Se considera que un procedimiento es de diferencia finita cuando las cantidades de concentran en puntos de incremento. Concretamente cuando:

- se divide el pilote en segmentos iguales (20 $\times$ 1,500 m),
- se asume que la superficie sólida de cada sección típica tiene unas propiedades constantes en un tramo de 0,750 m por encima y por debajo de esa sección y se modela mediante resortes no lineales discretos (axiales y laterales).

La ecuación diferencial (de cuarto y de segundo orden, respectivamente, para el comportamiento lateral y axial) se reemplaza por un sistema de:

- 21 ecuaciones del tipo:

$$a_i\, y_{i-2} + b_i\, y_{i-1} + c_i\, y_i + d_i\, y_{i+1} + e_i\, y_{i+2} = f_i$$

donde los coeficientes a_i, b_i, c_i, d_i y e_i, son funciones de las propiedades físicas del pilotaje, límites y carga axial y el término f_i es una función de la carga aplicada.

- las ecuaciones de los límites (4 para la carga lateral y tan sólo 2 para la carga axial) que representan los constreñimientos de la parte superior del pilote (fuerza impuesta y momento) y en la punta (rotación libre y desplazamiento).

Este juego de ecuaciones se resuelve mediante un proceso iterativo.

En cada uno de los pasos, los desplazamientos calculados durante el paso anterior determinan la rigidez secante de los resortes del suelo y, por lo tanto, el valor de los coeficientes a_i a e_i, lo cual, a su vez, produce un nuevo juego de desplazamientos.

El procedimiento finaliza cuando la diferencia entre dos juegos consecutivos llega a ser inferior a una tolerancia previamente seleccionada.

El modelo se muestra en la figura 6.

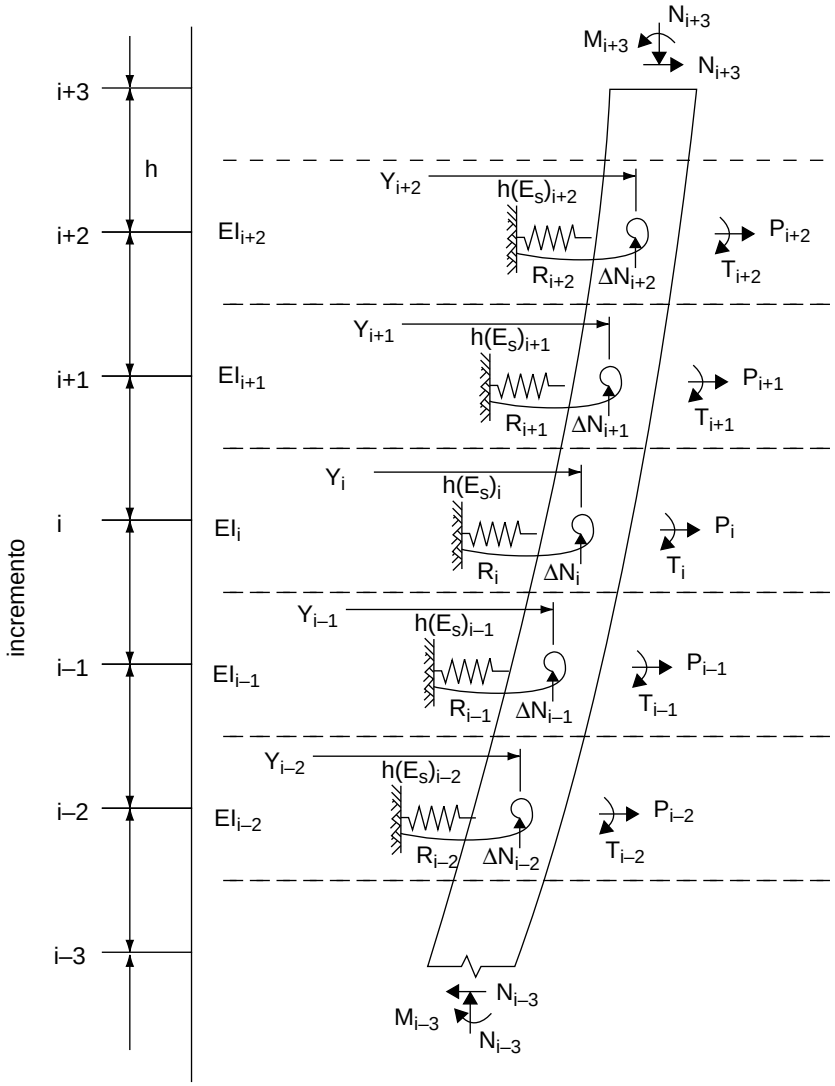


Figura 6 Modelo viga-pilar

7.3 Resultados del Cálculo de la Diferencia Finita

En la figura 1 se indican las fuerzas aplicadas al pilote.

7.3.1 Comportamiento axial

El comportamiento del pilote bajo una carga axial se determina en primer lugar. Consiste en la suma de la fricción lateral a lo largo del cuerpo más el efecto del apoyo de la punta.

El valor de la compresión axil y del desplazamiento vertical producidos en tramos regulares de la longitud del pilote se obtienen mediante la utilización de un ordenador.

La flecha vertical en la cabeza del pilote es de 2,3 m.

Puede observarse que:

- tan sólo una parte despreciable de la compresión vertical se transfiere a la capa superior de arcilla blanda.

- aproximadamente un tercio de la compresión se equilibra mediante la fricción de cada una de las capas de arcilla dura y de arena, mientras que del tercio restante se hace cargo el apoyo de la punta.

7.3.2 Comportamiento lateral

El diagrama de la compresión a lo largo del pilote que se ha determinado en el paso anterior se utiliza como entrada para las fuerzas P(z).

El valor del momento de cizallamiento, desplazamiento lateral y rotación en tramos regulares a lo largo del pilote se obtienen mediante la utilización de medios informáticos.

El desplazamiento máximo de 53,2 mm se obtiene en la parte superior del pilote. El momento máximo de 2110 kNm se obtiene a aproximadamente 6,0 m por debajo del nivel del lodo.

Puede observarse que por debajo de 20,00 m las intensidades del momento y del cizallamiento se hacen insignificantes; así pues, se puede designar a esta profundidad como la penetración “efectiva” del pilote con respecto a las cargas laterales sobre éste.

Merece la pena observar que el valor del cizallamiento en la parte superior del pilote es ligeramente superior al de la fuerza de entrada horizontal; esto es debido a la adición del componente del esfuerzo axil causado por la rotación de la sección en ese punto.

7.3.3 Acción combinada (Efecto de segundo orden)

La contribución del esfuerzo axil excéntrico al momento flector global (efecto p - Δ) y el desplazamiento lateral tienen un valor de 90 kNm y 3,2mm, respectivamente.

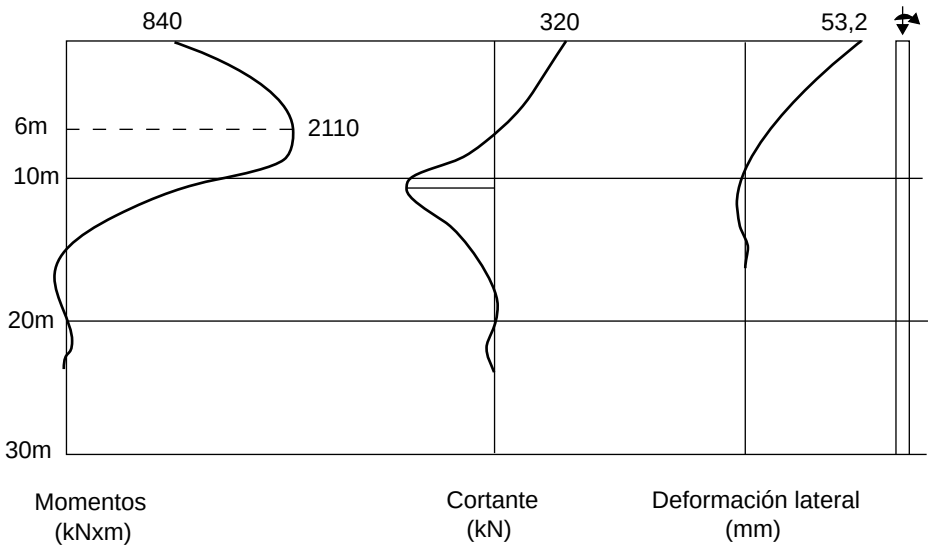


Figura 7 Resultados del cálculo de la diferencia finita de primer orden

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Reese L.C., Cox W.R. & Koop F.D. “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand”, OTC paper 2080, May 1974

[2] Reese L.C., Cox W.R. & Koop F.D. “Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay”, OTC paper 2312 May 1975

[3] Matlock H. “Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay”, OTC paper 1204, May 1970.

[4] Kraft L.M., Ray R.P. & Kagawa T. “Theoretical t-z Curves”, ASCE J. Geotech. Eng. Div., vol 107, No GT11, pp. 1543-61, November 1981

[5] Vijayvergiya V.N. & Focht J.A. “A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay”, OTC paper 1718, May 1972

[6] Vijayverjiya V.N. “Load-Movement Characteristics of Piles”, Proceedings Ports 77, ASCE Conference, Long Beach, pp. 269-284, 1977.

[7] Holmquist D.V. & Matlock H. “Resistance-Displacement Relationships for Axially-Loaded Piles in Soft Clay”, OTC paper 2474, May 1976.

[8] API-RP2A “Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms”, 18th edition, September 1989.

[9] Sullican W.R., Reese L.C. & Fenske C.W. “Unified Method for Analysis of Loaded Piles in Clay”, Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, May 1979.

[10] McClelland B. & Reifel M.D. “Planning and Design of Fixed Offshore Platforms”, Van Nostrand Reinhold, 1986.

[11] Fleming W.G., Weltman A.J., Randolph M.F. & Elson W.K. “Piling Engineering”, Surrey University Halsted Press, 1985.

[12] O’Neill M.W. & Murchinson J.M. “An Evaluation of p-y Relationships in Sands”, Report to API, May 1983.

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.7: Uniones Tubulares en Estructuras Petrolíferas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los métodos para el proyecto de uniones tubulares de gran tamaño que se utilizan con frecuencia en las estructuras petrolíferas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 17.1: Estructuras Petrolíferas: Introducción General

LECCIONES AFINES

Lección 17.8: Fabricación

Lección 17.12: Uniones en Estructuras de Cubierta de Plataformas Petrolíferas

RESUMEN

Esta lección define los principales términos e índices que se utilizan en el proyecto de las uniones tubulares. Se presentan las clasificaciones para las uniones en T, Y, X, N, K y KT y se discute la importancia de las separaciones, solapes, uniones multiplanares y de los detalles de la disposición de las uniones. Se describen métodos de proyecto para la resistencia a la fatiga y estática, al tiempo que se presenta información detallada relativa a los coeficientes de la concentración de tensiones.

1. INTRODUCCIÓN

La estructura principal del suelo superior consiste en una cubierta integrada o en una estructura de apoyo modular y de módulos. Normalmente hay vigas de celosía tubulares, aunque también se utiliza una importante cantidad de perfiles ensamblados y laminados.

El objetivo de esta lección es el **diseño** de las uniones tubulares. Este tipo de unión se utiliza frecuentemente en las plataformas petrolíferas, especialmente para las estructuras de las jackets. La unión de los perfiles con forma de I o de las vigas tubulares, tanto si son laminadas como ensambladas, son en lo esencial similares a las que se practican en las estructuras situadas en tierra. Para un asesoramiento apropiado del diseño es posible consultar las lecciones correspondientes.

Con el fin de diseñar de manera adecuada una unión tubular, es preciso efectuar dos cálculos principales. Éstos son:

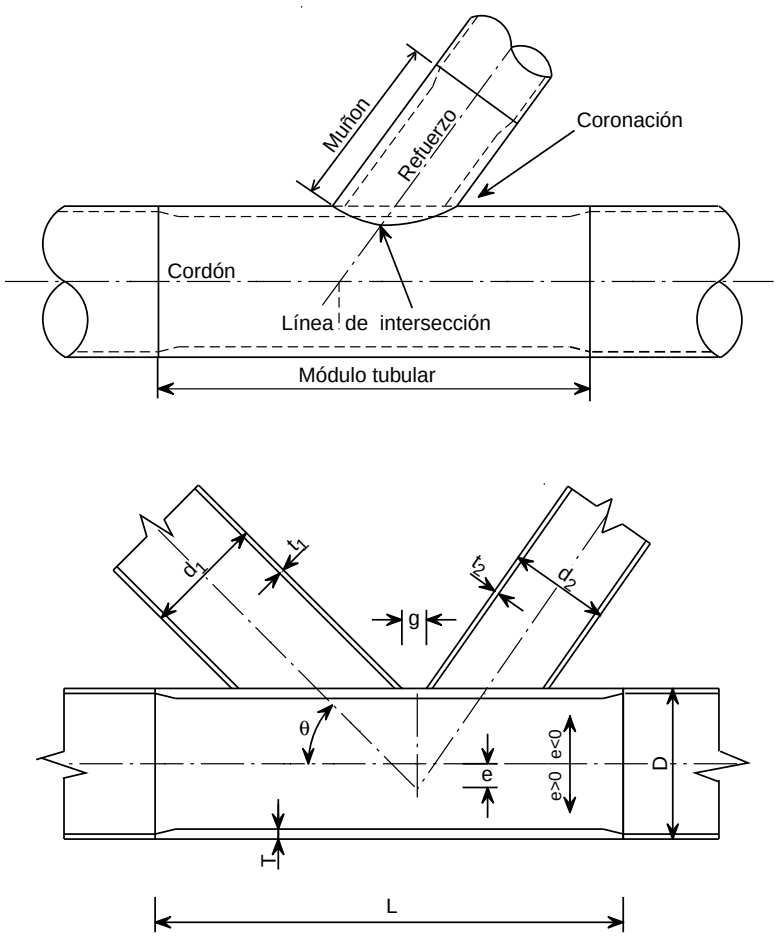
1. Consideraciones relativas a la resistencia estática
2. Consideraciones relativas al comportamiento ante la fatiga

El tema del comportamiento ante la fatiga ha de considerarse en todos los casos, incluso en aquellos en los que una simple evaluación del mismo muestre que no constituirá un problema. Por lo tanto, el proyectista de las uniones ha de tener presente la fatiga en todo momento.

2. DEFINICIONES

Las siguientes definiciones gozan de reconocimiento universal [1]: (consulte la figura 1 para más información):

El CORDÓN es el elemento principal, que recibe a los demás componentes. Ha de ser necesariamente un elemento pasante. Sobre él se sueldan los otros elementos tubulares, sin perforar completamente el cordón en la intersección.



D = Diámetro del cordón
T = Espesor de la pared del cordón

d = Diámetro del refuerzo
t = Espesor de la pared del refuerzo

θ = Ángulo entre los ejes del cordón y del refuerzo
g = Separación crítica
e = Excentricidad
L = Longitud del módulo tubular

Figura 1 Definiciones

Es posible que otros elementos tubulares pertenecientes al montaje de la unión tengan la misma magnitud que el cordón, aunque nunca pueden tener una longitud mayor.

El MÓDULO TUBULAR es la sección del cordón reforzada mediante un incremento del espesor de la pared o mediante rigidizadores.

Los REFUERZOS son los elementos estructurales que se sueldan al cordón. Físicamente terminan en la superficie del cordón.

El MUÑÓN es la extremidad del refuerzo, reforzado localmente mediante un incremento del espesor de la pared.

Es necesario identificar las diferentes posiciones a lo largo de la intersección entre el refuerzo y el cordón:

- la posición CONVEXA se localiza en el lugar donde la intersección entre el refuerzo y el cordón cruza el plano que los contiene a ambos.
- la posición CÓNCAVA se localiza en el lugar donde la intersección entre el refuerzo y el cordón atraviesa el plano perpendicular al plano que los contiene a ambos, que también contiene el eje del refuerzo.

2.1 Definiciones Geométricas

(Consulte la figura 1)

L es la longitud del módulo tubular del cordón

D es el diámetro exterior del cordón

T es el espesor de pared del cordón

d es el diámetro exterior del refuerzo

t es el espesor de pared del refuerzo (en los casos en los que haya varios refuerzos, el refuerzo en cuestión se identifica mediante un subíndice)

g es la separación teórica entre los bordes de la soldadura

e es la excentricidad • positiva cuando es opuesta al lado del refuerzo, Negativa en el lado del refuerzo

θ es el ángulo entre el eje del cordón y el del refuerzo.

2.2 Índices Geométricos

$\alpha = \frac{2L}{D}$ Esbeltez del módulo tubular

$\beta = \frac{d}{D}$ Índice del diámetro del refuerzo con respecto al del cordón (siempre ≤ 1)

$\gamma = \frac{D}{2T}$ Esbeltez del cordón

$\tau = \frac{t}{T}$ Índice del espesor del refuerzo con respecto al del cordón

$\zeta = \frac{g}{D}$ Separación relativa

Estos índices son variables no dimensionales que se utilizan en las ecuaciones paramétricas.

3. CLASIFICACIÓN

Los recorridos de la carga en el interior de una unión son muy diferentes, dependiendo de la geometría de la unión. La clasificación que se utiliza es la que se indica a continuación (véase la figura 2.)

3.1 Uniones en T y en Y

Estas uniones están formadas por un único refuerzo, perpendicular al cordón (unión en T) o inclinado en relación a él (uniones en Y).

En una unión en T, la reacción ante el esfuerzo axial que actúa en el refuerzo se efectúa mediante la flexión en el cordón.

En una unión en Y, la reacción ante el esfuerzo axial se efectúa mediante la flexión y el esfuerzo axial en el cordón.

3.2 Uniones en X

Las uniones en X presentan dos refuerzos coaxiales a cada lado del cordón.

Los esfuerzos axiales están equilibrados en los refuerzos, que en una unión en X ideal deben ser del mismo diámetro y espesor. En realidad, hay otras consideraciones, tales como la longitud del refuerzo, que pueden ser muy diferentes a cada lado del cordón y que pueden hacer que los dos refuerzos sean ligeramente distintos. También los ángulos pueden presentar ligeras diferencias.

El aspecto importante que hay que tener en cuenta es el equilibrio de las fuerzas en los refuerzos. Si el esfuerzo axial en un refuerzo es mucho más elevado que el del otro refuerzo la unión puede clasificarse como unión en Y (o en T) en lugar de como unión en X.

3.3 Uniones en N y en K

Estas uniones incluyen dos refuerzos. Uno de ellos puede ser perpendicular al cordón (unión en N) o ambos pueden estar inclinados (unión en K).

El patrón de carga ideal de estas uniones se alcanza cuando los esfuerzos axiales están en equi-

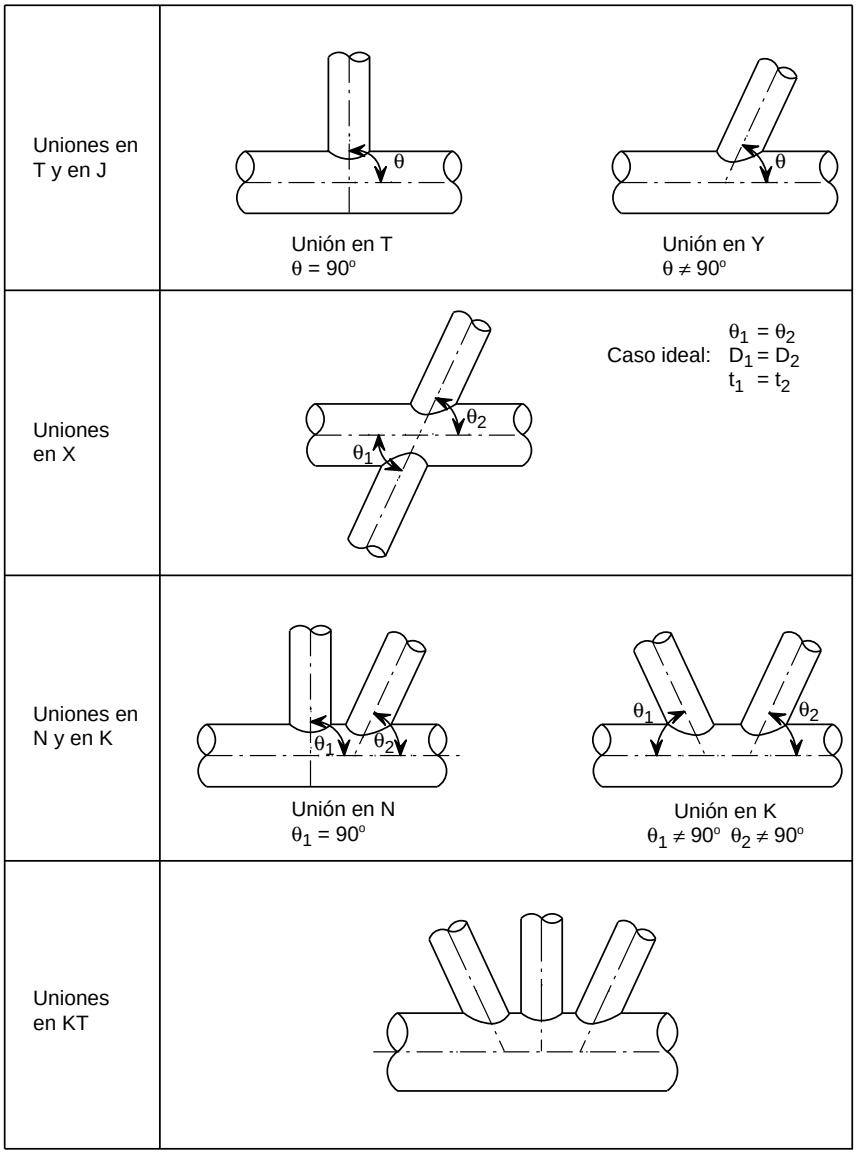


Figura 2 Clasificación de las uniones

librio en los refuerzos, es decir, la fuerza neta que se introduce en la barra del cordón es reducida.

3.4 Uniones en KT

Estas uniones incluyen tres refuerzos.

El patrón de carga de estas uniones es más complejo. Idealmente, los esfuerzos axiales deben estar equilibrados en los refuerzos, es decir, la fuerza neta introducida en la barra de cordón es reducida.

3.5 Limitaciones

Los índices que se indican en el apartado 2.2 presentan limitaciones tanto para la fabricación como para la eficacia de las uniones. La tabla 3.1 muestra estos límites y sus rangos típicos.

3.6 Cómo Clasificar una Unión

Esta clasificación tan sólo atiende a los refuerzos localizados en un plano.

Siempre debe tenerse en cuenta que esta clasificación está basada tanto en el patrón de carga como en la geometría. Por lo tanto, es necesario hacer uso de los criterios de ingeniería para efectuar la clasificación de las uniones. Por ejemplo, una unión en K geométrica puede clasificarse como.

- una unión en K cuando las fuerzas están equilibradas en los refuerzos.
- una unión en Y cuando la reacción frente a la fuerza de un refuerzo la ejerce principalmente el cordón, en lugar del segundo refuerzo.

Parámetros	Rango	Limitaciones	
		mín.	máx.
$\beta = \frac{d}{D}$	0,4 - 0,8	0,2	1
$\gamma = \frac{D}{2T}$	12 - 20	10	30
$\tau = \frac{t}{T}$	0,3 - 0,7	0,2	1 (2)
θ	40° - 90°	30° (3)	90° (1)

(1) Limitación física.
(2) El refuerzo será inferior o igual al espesor del cordón (véase esfuerzo cortante de perforación).
(3) Limitación del ángulo para facilitar la soldadura.

Tabla 3.1 Límites geométricos y rangos típicos

4. SEPARACIÓN Y SOLAPE

4.1 Definiciones

La SEPARACIÓN es la distancia existente entre soldaduras de los refuerzos a lo largo del cordón. (figura 3).

La separación teórica es la distancia más corta existente entre las superficies exteriores de los dos refuerzos, medidas en la línea en la que atraviesan la superficie exterior del cordón. La separación real es la que se mide en el emplazamiento correspondiente, entre los bordes de las soldaduras reales.

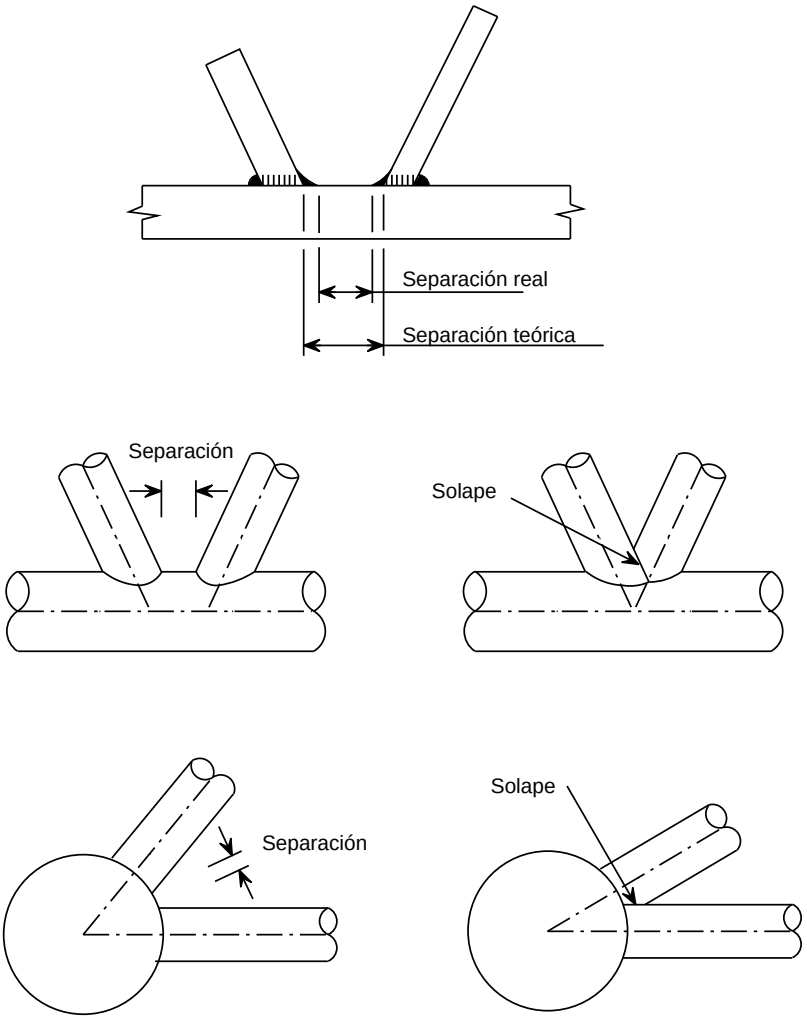


Figura 3 Separación y solape

Un refuerzo se SOLAPA a otro cuando un refuerzo está soldado al otro.

El refuerzo solapante siempre es el refuerzo de menor espesor.

El refuerzo solapado siempre está completamente soldado al cordón.

4.2 Limitaciones

La separación mínima admisible es de 50 mm. Esta limitación se ha fijado con el fin de impedir el choque entre dos soldaduras. Esto reviste una gran importancia debido a que la separación es un área sometida a tensiones muy elevadas.

4.3 Uniones Multiplanares

Las mismas definiciones y limitaciones pueden aplicarse a las uniones multiplanares.

5. DISPOSICIÓN DE LAS UNIONES

Por regla general, es necesario mantener las soldaduras de una unión alejadas de las zonas en las que exista una concentración de tensiones elevada.

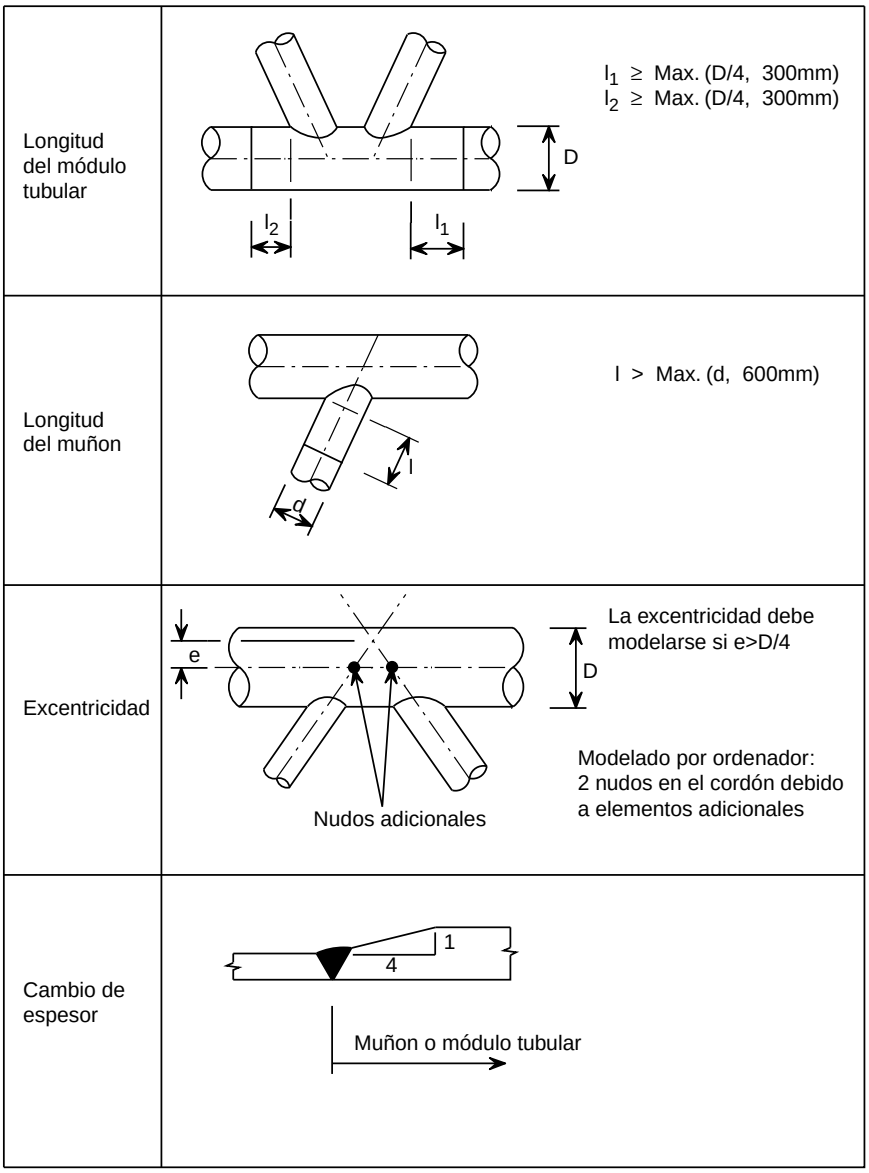


Figura 4 Disposición de las uniones

Debe seguirse la siguiente práctica (véase la figura 4:)

1. Las soldaduras circunferenciales del cordón habrán de situarse a 300 mm o a un cuarto del diámetro del cordón, la distancia que sea mayor, del punto más cercano de una conexión refuerzo-cordón.

2. Las soldaduras circunferenciales del refuerzo habrán de situarse a 600 mm o a un diámetro del refuerzo, la distancia que sea mayor, desde el punto más cercano de una unión refuerzo-cordón.

3. La separación real no será inferior a 50 mm. Con el fin de conseguir esto, la mayor parte de los diseñadores utilizan una separación teórica de 70 o 75 mm.

4. La excentricidad y el descentramiento habrán de mantenerse dentro de un cuarto del diámetro del cordón. Cuando no resulte posible evitar valores más elevados, es necesario introducir momentos secundarios en el análisis estructural mediante la introducción de nudos adicionales.

5. Las transiciones del espesor se suavizan a una inclinación de 1 en 4, mediante el rebaje progresivo de la pared de mayor espesor.

6. RESISTENCIA ESTÁTICA

6.1 Cargas Tenidas en Consideración

Las cargas que se tienen en cuenta en el diseño de una unión de resistencia estática son el esfuerzo axial, el momento flector en el plano y el momento flector fuera de plano para cada refuerzo.

Normalmente se ignoran los otros componentes (esfuerzo cortante transversal y momento torsor del refuerzo), puesto que, a diferencia de las cargas anteriores, estas cargas no inducen a la flexión en la pared del cordón. No obstante, es necesario no olvidar su existencia y, en algunos casos específicos, deben evaluarse sus efectos. Normalmente la carga axial y los momentos flectores en el plano y fuera de plano constituyen el criterio de dimensionamiento para las uniones tubulares.

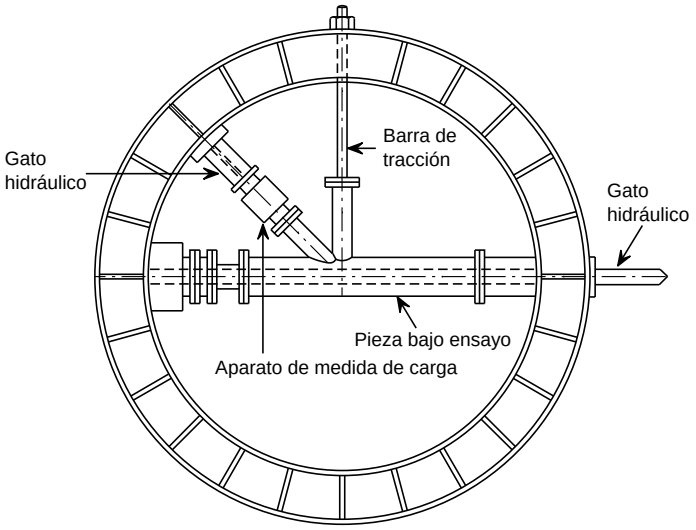


Figura 6 Equipo de ensayos (Unión en J)

6.2 Esfuerzo cortante de Perforación

6.2.1 Esfuerzo cortante de Perforación Actuante

El esfuerzo cortante de perforación actuante es la tensión tangencial que desarrolla la carga del refuerzo en el cordón.

La tensión de perforación actuante v_p se representa de la siguiente manera:

$$v_p = \tau f \operatorname{sen} \theta$$

donde f es el esfuerzo axial nominal, la tensión de flexión en el plano o fuera del plano en el refuerzo (el esfuerzo cortante de perforación se mantiene independiente para cada refuerzo, véase la figura 5.

$$f_x = f_a + f_b$$

$$\tau = \frac{t}{T}$$

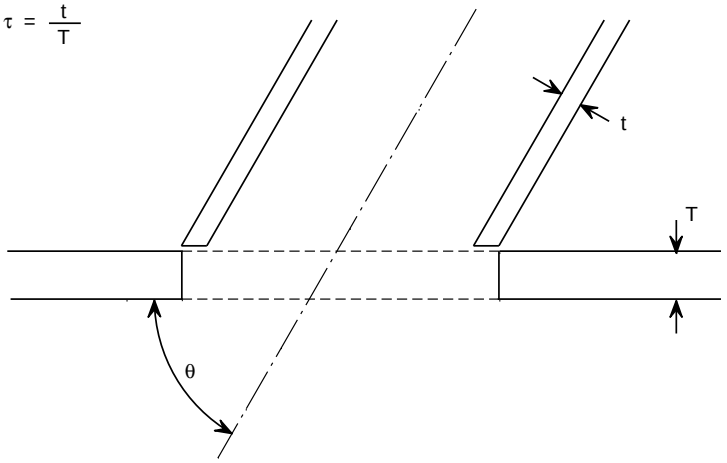


Figura 5 Cizallamiento de punzonado

6.2.2 Esfuerzo cortante de Perforación Admisible

Los valores del esfuerzo cortante de perforación admisibles en la pared del cordón se determinan en base a los resultados de ensayos efectuados sobre modelos de tamaño real o a escala reducida.

Los ensayos se efectúan sobre instalaciones de pruebas experimentales similares a la que se muestra en la figura 6. Se efectúan para un caso de carga único (esfuerzo axial, flexión en el plano o flexión fuera del plano).

La resistencia estática máxima obtenida mediante estos ensayos puede expresarse en términos del esfuerzo cortante de perforación, tal y como se ha definido anteriormente.

El tratamiento estadístico de los resultados posibilita la definición de fórmulas para la tensión tangencial de perforación admisible.

6.2.3 El Método API

Varias regulaciones para los proyectos de plataformas petrolíferas se basan en el concepto del esfuerzo cortante de perforación [1, 2]. El método que se ofrece a continuación está contenido en API RP2A [2]:

A. Principio

- Este método se aplica a un refuerzo único sin solape en el caso de una unión no rigidizada. Cuando la unión presenta varios refuerzos, cada una de las conexiones de los refuerzos se verifica por separado.

- El esfuerzo cortante de perforación para cada componente de la carga (esfuerzo axial, flexión en el plano y flexión fuera del plano) se calcula y se compara con la tensión tangencial de perforación admisible para la carga y la geometría en cuestión.

- Se proporcionan fórmulas de interacción para las cargas combinadas, fórmulas que combinan los tres índices del esfuerzo cortante de perforación calculados para cada componente.

B. Tensión tangencial de perforación admisible

La tensión tangencial de perforación admisible para cada componente de la carga es:

$$V_{pa} = Q_q Q_f \frac{F_{yc}}{0{,}6\gamma}$$

donde: F_{yc} es el límite elástico de la barra del cordón

Q_q tiene en cuenta el tipo de carga y la geometrías, vease la tabla 6.1.

Q_f es un coeficiente que tiene en cuenta la tensión longitudinal nominal del cordón.

$$Q_f = 1 - \lambda\gamma \frac{f_{AX}^2 + f_{IPB}^2 + f_{OPB}^2}{(0{,}6\, F_{yc})^2}$$

f_{AX}, f_{IPB}, f_{OPB} son la tensión axial nominal y las tensiones de flexión en el plano y fuera del plano del cordón.

Los valores para λ y Q_q se proporcionan en la tabla 6.1

$$Q_g = 1{,}8 - 0{,}1 \frac{g}{T} \quad \text{para } \gamma \le 20$$

$$Q_g = 1{,}4 - 4 \frac{g}{D} \quad \text{para } \gamma > 20$$

pero Q_g debe ser $\ge 1{,}0$

$$Q_\beta = \frac{0{,}3}{\beta\,(1 - 0{,}833\,\beta)} \quad \text{para } \beta > 0{,}6$$

$$Q_B = 1{,}0 \quad \text{para } \beta \le 0{,}6$$

C. Combinación de Cargas

En el caso de las cargas combinadas que incluyan más de un componente de carga se deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$\left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)_{IPB}^2 + \left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)_{OPB}^2 \le 1{,}0$$

donde: IPB hace referencia al componente de flexión en el plano

OPB hace referencia al componente de flexión fuera de plano

AX hace referencia al componente del esfuerzo axial

Componentes de la carga		Carga axial	Flexión en el plano	Flexión fuera de plano
Tensión en el refuerzo		f_{ax}	f_{by}	f_{bz}
Esfuerzo cortante de perforación actuante		$V_{px} = \tau f_{ax} \text{ sen } \theta$	$V_p = \tau f_{by} \text{ sen } \theta$	$V_p = \tau f_{bz} \text{ sen } \theta$
Q_q	Uniones en K	$\left(1{,}10 + \frac{0{,}20}{\beta}\right) Q_g$	$3{,}72 + \frac{0{,}67}{\beta}$	$\left(1{,}37 + \frac{0{,}67}{\beta}\right) Q_\beta$
	Uniones en T en Y	$1{,}10 + \frac{0{,}20}{\beta}$	$3{,}72 + \frac{0{,}67}{\beta}$	$\left(1{,}37 + \frac{0{,}67}{\beta}\right) Q_\beta$
	sin diafragma X con diafragma	Tracción: $\left(1{,}10 + \frac{0{,}20}{\beta}\right)\left(0{,}75 + \frac{0{,}20}{\beta}\right) Q_\beta$ Compresión: $\left(1{,}10 + \frac{0{,}20}{\beta}\right)$		
λ		0,030	0,045	0,021

Tabla 6.1 Valores de Qq para la tensión tangencial de perforación admisible tomados de API RP2A

y

$$\left|\left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)\right|_{ax} + \frac{2}{\pi}\text{arc sen}\sqrt{\left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)^2_{IPB} + \left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)^2_{OPB}} \leq 1.0$$

donde: el término arc sen está en radianes.

6.3 Uniones de Solapamiento

Las fórmulas paramétricas que se han discutido en el apartado 6.2 se establecieron específicamente para las uniones sin solapamiento y sin refuerzo interno. No es posible utilizar estas fórmulas para las uniones con solapamiento.

En una unión con solapamiento parte de la carga se transfiere directamente desde un

refuerzo al otro a través del perfil del solape, sin que esa parte de la carga se transfiera a través del cordón. La resistencia estática de una unión con solapamiento es más elevada que la de una unión similar sin solapamiento.

API RP2A, [2] permite que se añada la resistencia al esfuerzo cortante estática del perfil de la soldadura solapado a la capacidad de esfuerzo cortante de perforación de la unión refuerzo-cordón (véase la figura 7.)

El componente admisible de la carga axial perpendicular al cordón, $P_{\perp}$ (en Newtons) se debe fijar en:

$$P_{\perp} = (v_{pa}\ T\ l_1) + (2v_{wa}\ t_w\ l_2)$$

donde:

v_{pa} es la tensión tangencial de perforación admisible (MPa) para la tensión axial.

l_1 es la circunferencia para esa porción del refuerzo en contacto con el cordón (mm) (véase la figura 7).

v_{wa} es la tensión tangencial admisible para la soldadura situada entre los refuerzos (MPa).

t_w es el menor de los espesores de la garganta de la soldadura o el espesor t del refuerzo interior (mm).

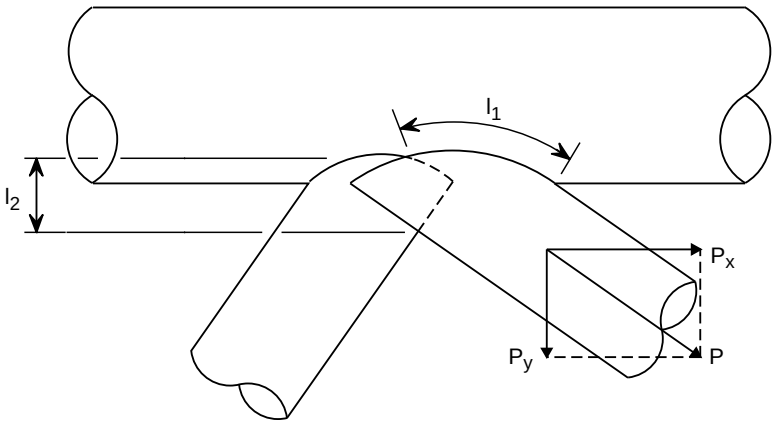


Figura 7 Cálculo de las uniones con solape

l_2 es la longitud del cordón proyectada (un lado) de la soldadura de solapamiento, medida perpendicularmente al cordón (mm) (véase la figura 7.)

6.4 Uniones Reforzadas

6.4.1 Definición

Es posible reducir los espesores elevados de la pared del cordón mediante su rigidización. El refuerzo más habitual consiste en la rigidización circular en el interior del cordón.

Es posible que algunas uniones requieran una rigidización más compleja. Este es el caso de los cordones de gran diámetro que, de no hacerse así, requerirían un espesor de la pared del cordón que no resultaría económicamente aceptable.

Existe una gran diversidad de soluciones de rigidización para los cordones de gran diámetro. Debido a ello, no se dispone de fórmulas paramétricas para estos proyectos. Por lo tanto, es necesario efectuar análisis específicos para obtener una solución precisa. Esto puede incluir el análisis de elementos finitos.

6.4.2 Rigidización Circular

La rigidización circular consiste en una serie de chapas anulares soldadas en el cordón antes de proceder al soldeo de los refuerzos sobre éste.

Sigue siendo posible considerar la capacidad de esfuerzo cortante de perforación del cordón a la hora de calcular las fuerzas que actúan sobre los rigidizadores.

Los rigidizadores circulares pueden justificarse mediante fórmulas paramétricas aparecidas en varias publicaciones, aunque las más conocidas son las publicadas por Roark [3].

7. CONCENTRACIÓN DE TENSIONES

Al igual que ocurre en todos los cuerpos mecánicos que presentan discontinuidades, las tensiones no son uniformes a lo largo de la superficie de unión del refuerzo y el cordón. La figura 8 muestra un ejemplo de la distribución de las tensiones en una unión con discontinuidades locales tanto en la misma intersección refuerzo-cordón como en sus proximidades.

7.1 Coeficiente de la concentración de tensiones

El coeficiente de la concentración de tensiones (CCT) se define como el índice de la tensión más elevada de la unión (o tensión del punto crítico f_{HS}) con respecto a la tensión nominal del refuerzo f_{NOM}:

$$CCT = \frac{f_{HS}}{f_{NOM}}$$

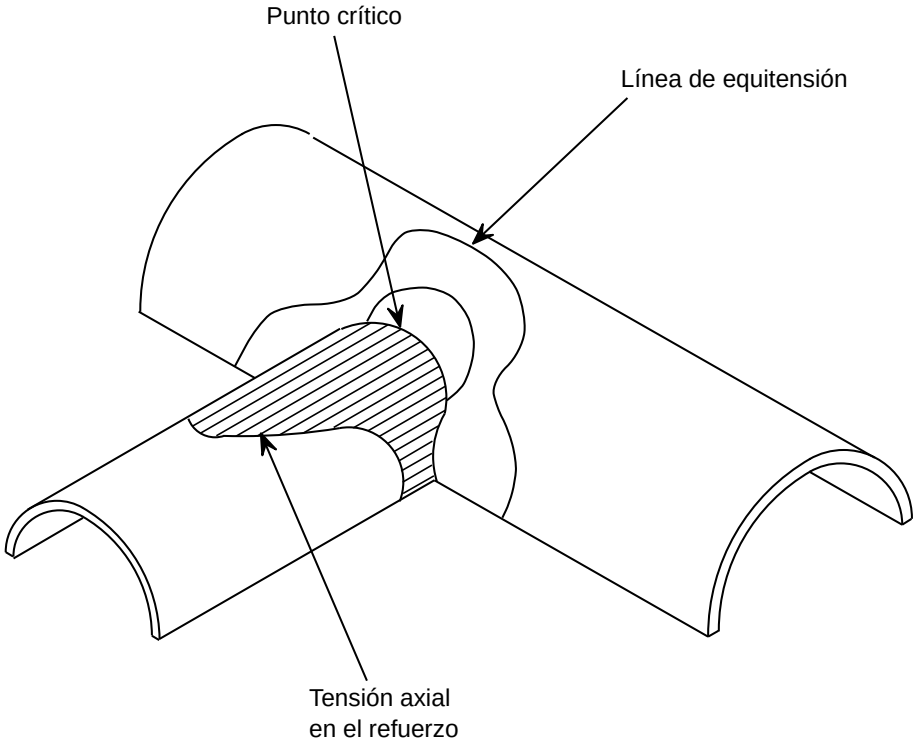


Figura 8 Tensiones en una unión en T

7.2 Ecuación de Kellog

Esta fórmula aproximada puede utilizarse para efectuar una rápida evaluación del CCT, para los análisis preliminares.

$$\frac{f_{HS}}{v_p} = 1{,}8\sqrt{\gamma}$$

v_p es el esfuerzo cortante de perforación.

7.3 Fórmulas Paramétricas

Las fórmulas paramétricas del CCT se han determinado en base a un gran número de análisis de elementos finitos y se ha efectuado su comprobación cruzada con ensayos sobre modelos reducidos o de tamaño real. Estas fórmulas se basan en muchas horas de trabajo durante varios años por parte de varios equipos de investigación.

Se ha publicado un gran número de fórmulas paramétricas [4]. Los apartados de la 7.3.1 a la 7.3.3 proporcionan, a modo de ejemplo, las fórmulas utilizadas que gozan de un mayor reconocimiento.

Cuando se proceda a la utilización de cualquier serie de fórmulas, es necesario clasificar la situación cuidadosamente, así como verificar las limitaciones que pudieran ser aplicables.

Las únicas alternativas a estas fórmulas consisten en la realización de ensayos sobre modelos (de tamaño real o a escala reducida) o de análisis de elementos finitos.

Actualmente no se dispone de fórmulas paramétricas para las uniones rigidizadas. Las únicas que se han publicado hasta la fecha van dirigidas a uniones no rigidizadas sin solapamiento.

7.3.1 Ecuaciones de Kuang para Uniones en T/Y [4]

Carga axial

$CCT_{CORDÓN} = 1{,}981\ \gamma^{0{,}808}\ \tau^{1{,}333}\ _{exp}(-1{,}2\beta^3)\ \alpha^{0{,}057}\ sen^{1{,}694}\ \theta$

$CCT_{REFUERZO} = 3{,}751\ \gamma^{0{,}55}\ \tau\ _{exp}(-1{,}35\beta^3)\ \alpha^{0{,}12}\ sen^{1{,}94}\ \theta$

Flexión fuera de plano

$CCT_{CORDÓN} = 1{,}024\ \gamma^{1{,}014}\ \tau^{0{,}889}\ \beta^{0{,}787}\ sen^{1{,}557}\ \theta$ $\quad 0{,}3 \le \beta \le 0{,}55$

$CCT_{CORDÓN} = 0{,}462\ \gamma^{1{,}014}\ \tau^{0{,}889}\ \beta^{(-0{,}619)}\ sen^{1{,}557}\ \theta$ $\quad 0{,}55 \le \beta \le 0{,}75$

$CCT_{REFUERZO} = 1{,}522\ \gamma^{0{,}852}\ \tau^{0{,}543}\ \beta^{0{,}801}\ sen^{2{,}033}\ \theta$ $\quad 0{,}3 \le \beta \le 0{,}55$

$CCT_{REFUERZO} = 0{,}796\ \gamma^{0{,}852}\ \tau^{0{,}543}\ \beta^{(-0{,}281)}\ sen^{2{,}033}\ \theta$ $\quad 0{,}55 \le \beta \le 0{,}75$

Flexión en el plano

$CCT_{CORDÓN} = 0{,}702\ \gamma^{0{,}60}\ \tau^{0{,}86}\ \beta^{(-0{,}04)}\ sen^{0{,}57}\ \theta$

$CCT_{REFUERZO} = 1{,}301\ \gamma^{0{,}23}\ \tau^{0{,}38}\ \beta^{(-0{,}38)}\ sen^{0{,}21}\ \theta$

7.3.2 Ecuaciones de Kuang para Uniones en K [4]

Carga axial equilibrada

$CCT_{CORDÓN} = 1{,}506\ \gamma^{0{,}666}\ \tau^{1{,}104}\ \beta^{(-0{,}059)}\ (g/D)^{0{,}067}\ sen^{1{,}521}\ \theta$

$CCT_{REFUERZO} = 0{,}92\ \gamma^{0{,}157}\ \tau^{0{,}56}\ \beta^{(-0{,}441)}\ (g/D)^{0{,}058}\ Exp(1{,}448\ sen\ \theta)$

Flexión en el plano (momento flector aplicado únicamente a un refuerzo)

$CCT_{CORDÓN} = 1{,}822\ \gamma^{0{,}38}\ \tau^{0{,}94}\ \beta^{0{,}06}\ sen^{0{,}9}\ \theta$

$CCT_{REFUERZO} = 2{,}827\ \tau^{0{,}35}\ \beta^{-0{,}35}\ sen^{0{,}5}\ \theta$

7.3.3 Ecuaciones de Kuang para Uniones en KT [4]

Carga axial equilibrada Únicamente los refuerzos exteriores cargados

$CCT_{CORDÓN} = 1{,}83\ \gamma^{0{,}54}\ \tau^{1{,}068}\ \beta^{0{,}12}\ sen\ \theta$ $\quad 0° < \theta \le 90°$

$CCT_{REFUERZO} = 6{,}06\ \gamma^{0{,}1}\ \tau^{0{,}68}\ \beta^{-0{,}36}\ \{(g1+g2)/D\}^{0{,}126}\ sen^{0{,}5}\ \theta$ $\quad 0° < \theta \ge 45°$

$CCT_{REFUERZO} = 13{,}8\ \gamma^{0{,}1}\ \tau^{0{,}68}\ \beta^{-0{,}36}\ \{(g1+g2)/D\}^{0{,}126}\ sen^{2{,}88}\ \theta$ $\quad 45° \le \theta \ge 90°$

$CCT_{REFUERZO} = 4{,}89\ \gamma^{0{,}123}\ \tau^{0{,}672}\ \beta^{-0{,}396}\ \{(g1+g2)/D\}^{0{,}159}\ sen^{2{,}267}\ \theta$

Flexión en el plano - igual que para la unión en K

Campo de validez

Generalmente, las ecuaciones anteriores para las uniones en T/Y, K y KT son válidas para parámetros de la unión situados dentro de los siguientes límites:

$8{,}333$	$\le \gamma \le 33{,}3$	
$0{,}20$	$\le \tau \le 0{,}8$	
$0{,}3$	$\le \beta \le 0{,}8$	a menos que se indique lo contrario
$6{,}667$	$\le \alpha \le 40$	a menos que se indique lo contrario
$0°$	$\le \sigma \le 90°$	a menos que se indique lo contrario.

8. ANÁLISIS DE FATIGA

El análisis de la fatiga de una unión consta de los siguientes pasos:

1. Cálculo de los rangos de tensión nominales en el refuerzo y en los cordones.

2. Cálculo de la carrera de tensión del punto crítico

3. Cálculo de las vidas a la fatiga de la unión mediante la utilización de curvas S-N para las barras tubulares situadas en las uniones.

8.1 Rango de Tensión Nominal

Los rangos de tensión nominales en los refuerzos y cordones se calculan mediante un análisis global de tensiones.

8.1.1 Histograma de la Ola

Es necesario obtener un histograma de la ola para cada dirección alrededor de la plataforma. Una forma simple de histograma de la ola es la siguiente:

Altura de la ola (metros)	Número medio al año
0 - 1,5	3.100.000
1,5 - 3	410.000
3 - 4,5	730.000
4,5 - 6	5.000
6 - 8	800
8 - 10	20

8.1.2 Carreras de Tensión Nominales

Los rangos de tensión nominales pueden calcularse siguiendo los pasos que se indican a continuación:

1. Las alturas de las olas se agrupan en “bloques”, para los que se calculará únicamente un rango de tensión. Es necesario considerar las diferentes direcciones de las olas con un mínimo de tres “bloques” por cada dirección de las olas.

2. Se escoge una ola representativa para cada uno de los bloques, cuya acción se supone representativa de la acción de la totalidad del bloque. Normalmente se selecciona la ola de mayor altura del bloque.

3. A continuación se calculan las tensiones nominales para cada componente de la unión, para diferentes ángulos de desfasaje de la ola seleccionada, para un ciclo completo (360°). El rango de tensión del componente de la unión se define como la diferencia entre la tensión más elevada y la más reducida obtenido para un ciclo de ola completo. Normalmente se consideran de cuatro a doce ángulos de desfasaje por ola.

8.2 Carreras de Tensión del Punto Crítico

Los rangos de tensión del punto crítico se evalúan para cada emplazamiento de la unión elegido mediante la aplicación de fórmulas paramétricas [4] (o mediante la aplicación del CCT calculado en base a un análisis detallado).

Cuando se utilizan las fórmulas paramétricas, los componentes de la tensión (axial, flexión en el plano y flexión fuera del plano) tienen que mantenerse separados durante los cálculos, puesto que las fórmulas del CCT se aplican

individualmente para cada componente de la carga.

Cuando un cordón y un refuerzo se intersecionan, normalmente se seleccionan de cuatro a ocho emplazamientos en la intersección. En el caso de cada uno de estos emplazamientos, es necesario calcular la respuesta de la tensión para cada estado del mar, teniendo debidamente en cuenta los efectos de la tensión tanto globales como locales.

8.3 Curvas S-N

Las curvas S-N que deben utilizarse para las plataformas petrolíferas están contenidas en regulaciones estatutarias [1,2]. API RP2A utiliza las curvas que se muestran en la figura 9.

Las curvas X y X′ deben utilizarse con los rangos de tensión del punto crítico basados en los coeficientes de concentración de tensiones adecuados. El número permisible de ciclos se obtiene a partir de la curva S-N tomando la tensión del punto crítico y reintroduciéndola en el gráfico.

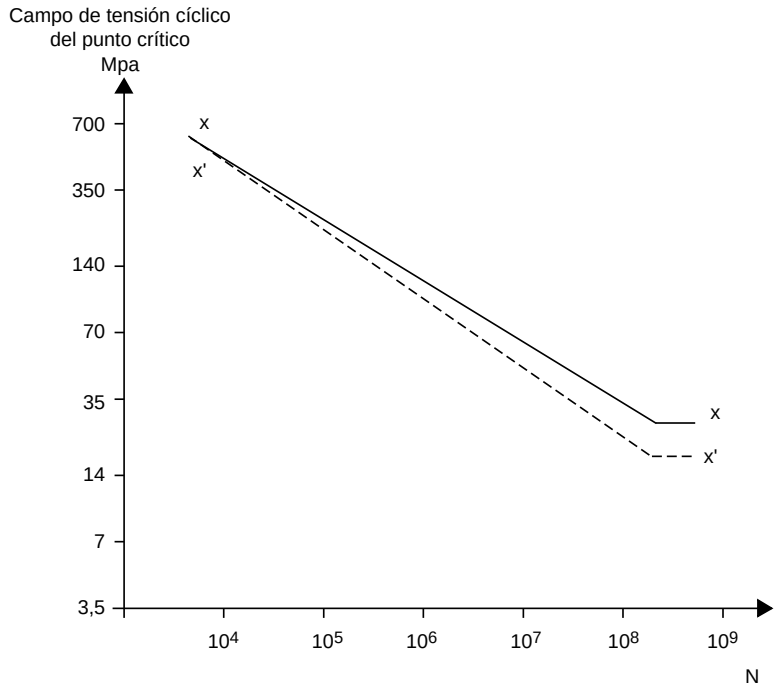


Figura 9 Ciclos de carga N permisibles

Debe tenerse en cuenta que la Curva X parte de la hipótesis de que las soldaduras se funden uniformemente con el metal de base adyacente. En el caso de soldaduras que carezcan de este control de perfil, la curva X′ resulta aplicable.

8.4 Indice de los Daños de Fatiga Acumulativos

Las respuestas de la tensión deben combinarse en la distribución de las tensiones a largo plazo, que entonces se utiliza para el cálculo del índice de los daños de fatiga acumulativos, D, obtenido mediante:

$$D = \Sigma\left(\frac{n}{N}\right)$$

donde

n es el número de ciclos aplicados en un cierto rango de tensión

N es el número de ciclos hasta causar el colapso para ese cierto ratio de tensión (obtenida a partir de la curva S-N apropiada).

En general, la longevidad a la fatiga prevista de cada unión y de cada barra debe ser, por lo menos, el doble de la vida de servicio que se persigue para la estructura, lo cual se traduce en un coeficiente de seguridad de 2,0.

En el caso de elementos críticos cuyo colapso en solitario fuera catastrófica, se debe considerar la utilización de un coeficiente de seguridad mayor.

9. RESUMEN FINAL

- La terminología, indices geométricos y clasificaciones de uniones han sido normalizadas para uniones tubulares.
- La presencia, tanto de separaciones como de solapamientos, ejerce una influencia significativa sobre el comportamiento de las uniones.
- Normalmente, la determinación de la resistencia estática se basa en el concepto del esfuerzo cortante de perforación, con la excepción de las uniones con solapamiento.
- Para las uniones reforzadas son necesarios análisis especiales.
- Se definen los coeficientes de la concentración de tensiones (CCT) para las uniones cuya utilización es más frecuente.
- La determinación de la resistencia a la fatiga se basa en el rango de tensión nominal multiplicada por un CCT apropiado.

10. BIBLIOGRAFÍA

[1] Offshore Installations: Guidance on Design, Construction and Certification. Fourth Edition, HMSO, 1990.

[2] Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, API RP2A Nineteenth Edition.

[3] Young, Warren C, Roark's Formulae for Stress and Strain. Sixth Edition, McGraw-Hill.

[4] Stress Concentration Factors for Simple Tubular Joints, 1989, Volumes 1 to 5, Lloyds Register of Shipping-Offshore Division.

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Problema resuelto 17.2:
Uniones

CONTENIDO

Problema Resuelto 17.2: Uniones

1. Resumen
2. Descripción geométrica
3. Terminología
4. Cargas
5. Cálculo del cizallamiento de punzonamiento
6. Descripción geométrica
7. Carrera de la tensión nominal
8. Coeficiente de concentración de tensiones (CCT)
9. Síntesis de carga

1. RESUMEN

Este ejemplo ilustra dos clases típicas de cálculo para la estructura de la jacket de una plataforma petrolífera formada por secciones tubulares huecas:

- Un cálculo del cizallamiento de punzonamiento para dos uniones típicas, una unión en Y y una unión en K.

- Un cálculo de las tensiones axiales utilizando los coeficientes de concentración de tensiones (CCT). Esto conduce a la evaluación de la vida prevista de una unión concreta. Las referencias que se ofrecen a continuación son relativas a los apartados de la lección 17.7 a menos que se indique lo contrario.

Los cálculos se han efectuado de acuerdo con la edición nº 18 de API RP2A [1].

[1] API-RP2A: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. American Petroleum Institute, Washington DC, 18th ed 1989.

Referencia

2. DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA

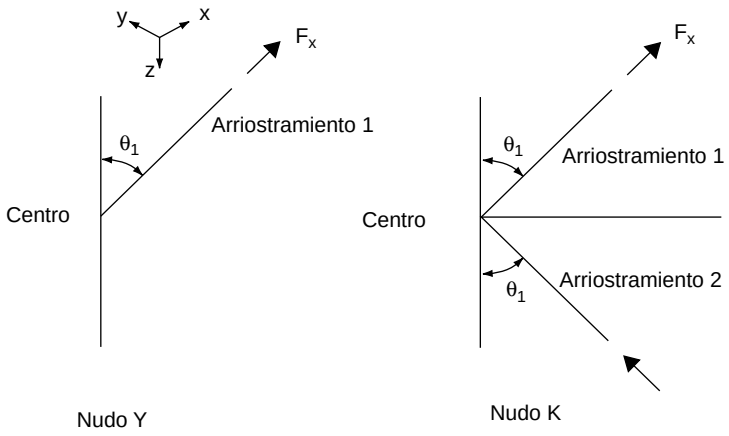


Figura 1 Nudos que se han de considerar en el cálculo del cizallamiento de punzonamiento

Comentario

- El análisis de ambos nudos se basa en el mismo cordón, el refuerzo 1 y ángulo entre el cordón y el refuerzo 1.
- Se asume que las fuerzas aplicadas y los momentos flectores son idénticos en los nudos Y y K.

* Refuerzo 1:
- O.D. = d = 323,9 mm
- Espesor = t = 12,7 mm
- $\theta_1 = 54{,}6°$
- Área de la sección $S_b = 12\ 414\ mm^2$
- Módulo resistente de la sección $\frac{I_b}{r} = 929\ 359\ mm^3$

* Cordón
- O.D. = D = 762 mm
- Espesor = T = 12,7 mm
- Área de la sección $S_c = 29\ 896\ mm^2$
- Módulo resistente de la sección $\frac{I_c}{R} = 5\ 508\ 500\ mm^3$

Límite elástico = 240 N/mm^2 para los refuerzos y el cordón

3. TERMINOLOGÍA

g es la distancia entre dos barras de los refuerzos adyacentes medidas entre las posiciones convexas.

2.2

$$\tau = \frac{t}{T}$$

$$\beta = \frac{d}{D}$$

$$\gamma = \frac{D}{2T}$$

Para este ejemplo:

$g = 50$ mm

$\tau = 1$

$\beta = 0{,}425$

$\gamma = 30$

Referencia

4. CARGAS

Asumamos que el análisis global de la estructura proporciona las siguientes cifras:

Cordón

F_{ax} = 100 kN

M_{ip} = 10 kNm M_{ip} = flexión en el plano

M_{op} = 20 kNm M_{op} = flexión fuera de plano

Refuerzo 1:

F_{ax} = 200 kN

M_{ip} = 10 kNm

M_{op} = 5 kNm

Refuerzo 2:

F_{ax} = -200 kN

Válido tan sólo para el nudo K

Los esfuerzos axiles del refuerzo 1 y 2 tienen el mismo módulo, aunque de signo opuesto. El nudo K se considera equilibrado con respecto a una carga axial.

Referencia

5. CÁLCULO DEL CIZALLAMIENTO DE PUNZONAMIENTO

Comentario

- Estos cálculos se han efectuado de acuerdo con la edición nº 18 de API RP2A [1].
- Todos los cálculos comparan los valores actuantes con los valores admisibles.
- f corresponde a los esfuerzos axiles y a la flexión en el plano/fuera de plano del refuerzo.

5.1 Tensión Tangencial de Perforación Actuante

API RP 2A C1.4.3.1(a)

$$v_p = \tau f \operatorname{sen} \theta$$

v_p para la carga axial

$$f = \frac{F_{ax}}{S_b} = \frac{200 \times 10^3}{12414,4} = 16,1 \text{ N/mm}^2$$

$$v_p = 1 \times 16,1 \times \operatorname{sen} 56,4 = 13,4 \text{ N/mm}^2$$

v_p para la flexión en el plano

$$f = \frac{M_{ip}}{\left(\frac{I_b}{r}\right)} = \frac{10 \times 10^6}{929359} = 10,76 \text{ N/mm}^2$$

$$v_p = 1 \times 10,76 \times \operatorname{sen} 56,4 = 8,96 \text{ N/mm}^2$$

v_p para la flexión fuera del plano

$$f = \frac{M_{ip}}{\left(\frac{I_b}{r}\right)} = \frac{5 \times 10^6}{929359} = 5,38 \text{ N/mm}^2$$

$$v_p = 1 \times 5,38 \times \operatorname{sen} 56,4 = 4,48 \text{ N/mm}^2$$

Referencia

5.2 Tensión Tangencial de Punzonamiento Admisible

[API RP 2A C1 4.3 1(a)

$$V_{pa} = Q_q Q_f \frac{F_{yc}}{0{,}6\gamma}$$

F_{yc} = Límite elástico del cordón

5.2.1 Definición y cálculos numéricos de Q_f

- $Q_f = 1 - \lambda \gamma A^2$

donde:

$$A = \frac{\sqrt{f_{ax}^2 + f_{ipb}^2 + f_{opb}^2}}{0{,}6\, F_{\gamma c}}$$

$$\gamma = \frac{D}{2T} = 30$$

- f_{ax}, f_{ipb} y f_{opb} son las tensiones axial nominal, de flexión en el plano y de flexión fuera de plano en el cordón.

- Q_f es un coeficiente que tiene en cuenta las tensiones tangenciales de punzonamiento existentes sobre el cordón; además, Q_f depende de la forma que adopte la carga.

λ = 0,030 para las tensiones axiales sobre el refuerzo

= 0,045 para la tensión de flexión en el plano

= 0,021 para la tensión de flexión fuera del plano

- Cálculo de las tensiones nominales del cordón

$$f_{ax} = \frac{F_{ax}}{S_c} = \frac{100 \times 10^3}{29896} = 3{,}34 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ipb} = \frac{M_{ip}}{\left(\frac{I_c}{R}\right)} = \frac{10 \times 10^6}{5508500} = 1{,}81 \text{ N/mm}^2$$

Referencia

$$f_{opb} = \frac{M_{op}}{\left(\frac{I_c}{R}\right)} = \frac{20 \times 10^6}{5508500} = 3{,}63 \text{ N/mm}^2$$

- $Q_f = 1$ si todas los esfuerzos extremos en la fibra más alejada son de tracción.

- Consideremos $f_{ax} \pm f_{ipb}$

y $f_{ax} \pm f_{opb}$

Estas dos sumas no son > 0 en todos los casos. Por lo tanto, es necesario calcular Q_f completamente.

Si todas las fibras están a tracción, $Q_f = 1$

$$A = \frac{\sqrt{3{,}34^2 + 1{,}81^2 + 3{,}63^2}}{0{,}6 \times 240}$$

$$A = 0{,}036$$

- Para las tensiones axiales sobre el refuerzo

$$Q_f = 1 - 0{,}03 \times 30 \times (0{,}036)^2$$

$$Q_f = 1 - 1{,}2 \times 10^{-3} \simeq 1$$

- Para la tensión de flexión en el plano

$$Q_f = 1 - 0{,}045 \times 30 \times (0{,}036)^2$$

$$Q_f = 1 - 1{,}8 \times 10^{-3} \simeq 1$$

- Para la tensión de flexión fuera de plano

$$Q_f = 1 - 0{,}021 \times 30 \times (0{,}036)^2$$

$$Q_f = 1 - 8{,}4 \times 10^{-4} \simeq 1$$

5.2.2 Definición y cálculos numéricos de Q_q

Carga axial

Tabla 6.1 [API RP2A 4.3.1-1]

Referencia

Nudo Y	Nudo K
$Q_q = 1{,}10 + \frac{0{,}20}{\beta}$	$Q_q = \left(1{,}10 + \frac{0{,}20}{\beta}\right) Q_g$

- Q_q depende de la geometría del nudo (nudos en Y T K)
- Se obtienen diferentes valores de Q_q para la misma geometría pero diferente carga
- Los valores de Q_q se toman de la tabla 4.3.1-1 de la edición nº 18 de API RP2A [1]
- Q_g tiene en cuenta la separación entre el refuerzo 1 y el refuerzo 2.

$$Q_g = 1{,}8 - 4 \times \frac{g}{D} \quad \text{para } \gamma > 20$$

$$Q_g = 1{,}8 - 4 \times \frac{50}{762} = 1{,}53$$

Q_g es superior a 1

Nudo Y	Nudo K
$Q_q = 1{,}1 + \frac{0.20}{0{,}425}$ $Q_q = 1{,}57$	$Q_q = \left(1{,}10 + \frac{0{,}20}{0{,}425}\right) 1{,}53$ $Q_q = 2{,}40$

Flexión en el plano

$$Q_q = 3{,}72 + \frac{0{,}67}{\beta} = 3{,}72 + \frac{0{,}67}{0{,}425}$$

$Q_q = 5{,}296$

No hay diferencia entre el nudo Y y el nudo K

Flexión fuera de plano

$$Q_q = \left(1{,}37 + \frac{0{,}67}{\beta}\right) Q_\beta$$

No hay diferencia entre el nudo Y y el nudo K

En este caso $\beta = 0{,}425$ y para $\beta \leq 0{,}6$: $Q_\beta = 1$

$$Q_q = \left(1{,}37 + \frac{0{,}67}{0{,}425}\right) \times 1$$

$$\boxed{Q_q = 2{,}946}$$

5.2.3 Cálculos de v_{pa}

- Carga axial

Para el nudo Y

$$V_{pa} = Q_q\, Q_f \frac{F_{yc}}{0{,}6\gamma} \qquad (Q_f = 1)$$

$$V_{pa} = 1{,}57 \times \frac{240}{0{,}6 \times 30}$$

$$\boxed{V_{pa} = 20{,}9\ N/mm^2}$$

Para el nudo K

$$V_{pa} = 2{,}4 \times \frac{240}{0{,}6 \times 30}$$

$$\boxed{V_{pa} = 32\ N/mm^2}$$

- Flexión en el plano

$$V_{pa} = Q_q\, Q_f \frac{F_{yc}}{0{,}6\gamma}$$

$$V_{pa} = 5{,}296 \times \frac{240}{0{,}6 \times 30}$$

$$\boxed{V_{pa} = 70{,}6\ N/mm^2}$$

Referencia

- Flexión fuera de plano

$Q_f = 1$

$$V_{pa} = Q_q\, Q_f\, \frac{F_{yc}}{0{,}6\gamma}$$

$$V_{pa} = 2{,}946 \times \frac{240}{0{,}6 \times 30}$$

API RP2A C1.4.3.1(a)

$$\boxed{V_{pa} = 39{,}2\ \text{N/mm}^2}$$

6.2.3.C

Ya se ha calculado la tensión tangencial de punzonamiento actuante y la tensión admisible para la carga axial de los dos nudos (Y y K) y para la flexión en el plano y fuera de plano.

5.3 Combinación de todos los Datos

Es necesario verificar las siguientes expresiones:

$$\boxed{\left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)^2_{ipb} + \left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)^2_{opb} \le 1} \qquad (1)$$

$$\boxed{\left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)_{ax} + \frac{2}{\pi}\,\text{arc sen}\sqrt{\left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)^2_{ipb} + \left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)^2_{opb}} \le 1} \qquad (2)$$

donde el término arcoseno está en radianes

Nudo Y

Axial	V_p	$= 13{,}4\ \text{N/mm}^2$
	V_{pa}	$= 20{,}9\ \text{N/mm}^2$
Flexión en el plano	V_p	$= 8{,}9\ \text{N/mm}^2$
	V_{pa}	$= 70{,}6\ \text{N/mm}^2$
Flexión fuera de plano	V_p	$= 4{,}48\ \text{N/mm}^2$
	V_{pa}	$= 39{,}2\ \text{N/mm}^2$

$$\left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)^2_{ipb} + \left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)^2_{opb} = \left(\frac{8,9}{70,6}\right)^2_{ipb} + \left(\frac{4,48}{39,2}\right)^2_{opb} = 0,029$$

La ecuación (1) ya está verificada.

$$\left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)_{ax} + \frac{2}{\pi}\text{arc sen}\sqrt{0,029} = \frac{13,4}{20,9} + \frac{2}{\pi}\text{arc sen}\sqrt{0,029}$$

$$\frac{13,4}{20,9} + 0,11 = 0,75 \leq 1 \qquad \text{CORRECTO}$$

La ecuación (2) ya está verificada.

El ratio del cizallamiento de punzonamiento es 0,75

Nudo K

Axial	V_p	$= 13,4\ N/mm^2$
	V_{pa}	$= 32\ N/mm^2$
Flexión en el plano	V_p	$= 8,9\ N/mm^2$
	V_{pa}	$= 70,6\ N/mm^2$
Flexión fuera de plano	V_p	$= 4,48\ N/mm^2$
	V_{pa}	$= 39,2\ N/mm^2$

$$\left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)^2_{ipb} + \left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)^2_{opb} = 0,029$$

La ecuación (1) ya está verificada

$$\left(\frac{V_p}{V_{pa}}\right)_{ax} + \frac{2}{\pi}\text{arc sen}\sqrt{0,029} = \frac{13,4}{32} + 0,11 = 0,53$$

El ratio del cizallamiento de punzonamiento es 0,53

Referencia

6. DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA

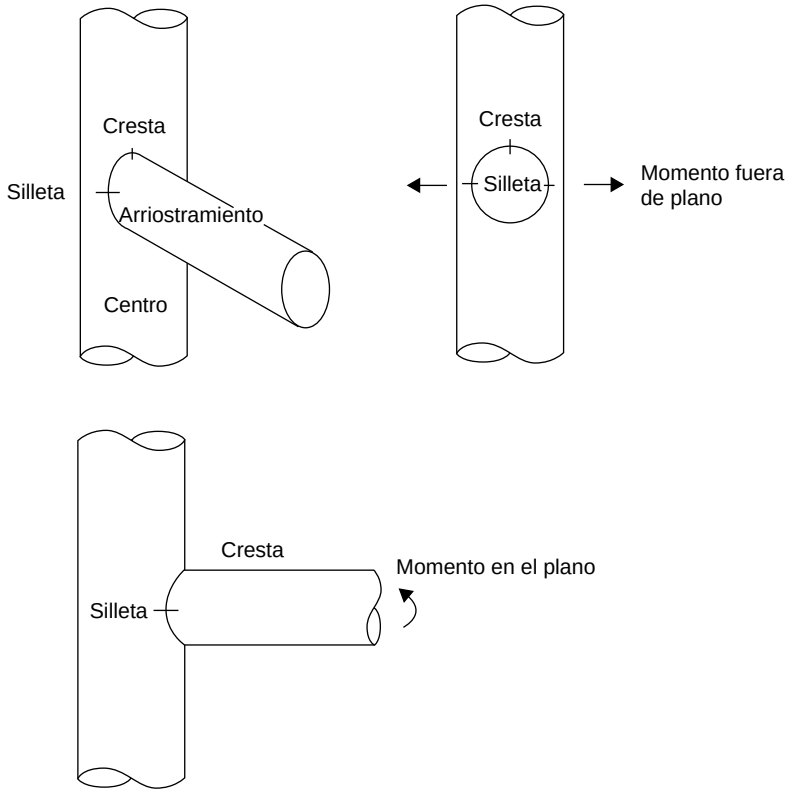


Figura 2 Unión que se ha de evaluar

Evaluación de la resistencia a la fatiga

- La fatiga es un fenómeno generado por la aplicación de un gran número de ciclos de carga
- La fatiga depende de varios parámetros, incluyendo:
  - Carreras de tensión
  - Número de ciclos
  - Coeficientes de la concentración de tensiones
  - Comportamiento dinámico
  - Curva S-N

Más adelante se hace referencia a todos estos factores:

- En el caso de las uniones tubulares la tensión media no se tiene en cuenta; las tensiones residuales en las soldaduras causan una amplia variación con respecto a la tensión media real en las soldaduras.

7. CARRERA DE LA TENSIÓN NOMINAL

- Cálculo de las tensiones cuando una ola pasa a través de la estructura (figura 3)

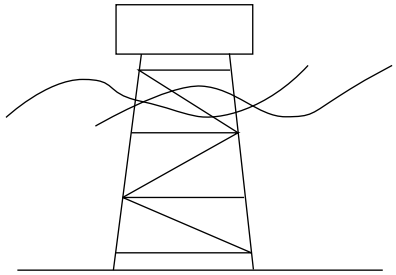


Figura 3 Estructura sometida a la carga del oleaje

- Valores obtenidos para una altura de ola procedente de una dirección: CARGA 1
- F_{ax} M_{ip} M_{op} son cargas sobre el refuerzo para los ángulos de desfasaje 1 a 9
- Máx, f_{ax} y máx f_{ipb}, f_{opb} no se obtienen para el mismo ángulo de desfasaje

Ángulo de desfasaje	F_{ax}	f_{ax} N/mm^2	M_{ip} N/mm^2	f_{ipb} N/mm^2	M_{op}	f_{opb} N/mm^2
1	14	11,3	0,2	2,1	1	10,8
2	18	14,5	0,4	4,3	0,9	9,7
3	22	17,7	0,6	6,4	0,7	7,5
4	26	20,9	0,8	8,6	0,6	6,4
5	22	17,7	1,0	10,8	0,5	5,4
6	18	14,5	1,2	12,9	0,7	7,5
7	14	11,3	0,9	9,7	0,8	8,6
8	10	8,0	0,5	5,4	0,9	9,7
9	6	4,8	0,3	3,2	1,1	11,8

Resumen de las tensiones axial, en el plano y fuera de plano generadas por el paso de una ola.

8. COEFICIENTE DE CONCENTRACIÓN DE TENSIONES (CCT)

- CCT PARA LA POSICIÓN CONVEXA

Para la carga axial = 3,5

Para la flexión en el plano = 2

Para la flexión fuera de plano = 0

La tensión debida a la flexión fuera de plano es igual a 0 en la posición convexa

- CCT PARA LA POSICIÓN CÓNCAVA

Para la carga axial = 5

La tensión debida a la flexión en el plano es igual a 0 en la posición cóncava

Para la flexión en el plano = 0

Para la flexión fuera del plano = 2,5

CARRERA DE LA TENSIÓN DEL PUNTO CRÍTICO

- Δ_f se calcula para todos los ángulos de desfasaje

$\Delta_f = \text{Máx} (CCT_{ax}\, f_{ax} + CCT_{ip}\, f_{ipb} + CCT_{op}\, f_{opb})$

$- \min (CCT_{ax}\, f_{ax} + CCT_{ip}\, f_{ipb} + CCT_{op}\, f_{opb})$

Δ_f para la posición convexa

- El $\Delta(CCT_{ax}\, f_{ax}) = 73,1 - 16,8 = 56,3$ N/mm^2
- El $\Delta(CCT_{ip}\, f_{ipb}) = 25,8 - 4,2 = 21,6$ N/mm^2
- Puede observarse que:

$\Delta_f \leq \Delta(CCT_{ax}\, f_{ax}) + \Delta(CCT_{ip}\, f_{ipb})$

$67,1 \leq 56,3 + 21,6$

Referencia

Ángulo de desfasaje	$CCT_{ax}\ f_{ax}$ N/mm^2	$CCT_{ip}\ f_{ipb}$ N/mm^2	Σ N/mm^2	Máx. Min.	Δ_f N/mm^2
1	39,5	4,2	43,7		
2	50,7	8,6	59,3		
3	61,9	12,8	74,7		
4	73,1	17,2	90,3	90,3	
5	61,9	21,6	83,5		
6	50,7	25,8	76,5		67,1
7	39,5	19,6	58,9		
8	28,0	10,8	38,8		
9	16,8	6,4	23,2	23,2	

Resumen de tensiones, tensiones combinadas y diferencia de tensión máxima para la posición convexa (flexión en el plano)

Δ_f para la posición cóncava

- Tal y como ya se ha indicado para la posición convexa

$\Delta(CCT_{ax}\ f_{ax}) = 104,4 - 24 = 80,4$ N/mm^2

$\Delta(CCT_{op}\ f_{opb}) = 29,5 - 13,5 = 16$ N/mm^2

- $\Delta_f = 66,9$ N/mm^2

$\Delta_f \leq \Delta(CCT_{ax}\ f_{ax}) + \Delta(CCT_{op}\ f_{opb})$

$66,9 \leq 80,4 + 16$

Ángulo de desfasaje	CCT_{ax} f_{ax} N/mm^2	CCT_{op} f_{opb} N/mm^2	Σ N/mm^2	Máx. Min.	Δ_f N/mm^2
1	56,4	27	83,4		
2	72,4	24,2	96,6		
3	88,4	18,7	107,1		
4	104,4	16,0	120,4	120,4	
5	88,4	13,5	101,9		
6	72,4	18,7	91,1		66,9
7	56,4	21,5	77,9		
8	40,0	24,2	64,2		
9	24,0	29,5	53,5	53,5	

Resumen de tensiones, tensiones combinadas y diferencia de tensión máxima para la posición cóncava (flexión fuera del plano)

Referencia

9. SÍNTESIS DE CARGA 1

- Posición convexa $\Delta_f = 67{,}1$ N/mm^2
- Posición cóncava $\Delta_f = 66{,}9$ N/mm^2
- El número de olas correspondiente a la Carga 1 se denomina $n_1 = 10^6$
- El número de olas se define para un período concreto (por ejemplo 20 años)

Curva S-N

De acuerdo con la curva S-N que proporciona API RP2A [1], el número admisible de ciclos se denomina $N_1 = 10^7$ para la posición convexa.

- Para la posición cóncava se espera el mismo número de ciclos

Daños para la Carga 1

- Puesto que el número de olas depende de la definición de un período, el cálculo de los daños guarda relación con este período

$$d_1 = \frac{n_1}{N_1} \quad \text{para la posición convexa}$$

$$d_1 = \frac{10^6}{10^7} = 10^{-1}$$

Daños para Otras Cargas

- Δ_f se limita en este caso a la posición convexa

Carga	Δ_f N/mm^2	Número de ciclos admisibles	Número de ciclos	Daños parciales
1	67,1	10^6	10^7	0,10
2	100	10^6	5×10^6	0,20
3	200	10^4	10^5	0,10
4	350	100	10^4	0,01

Daños Totales

$$d = \Sigma \frac{n_i}{N_i}$$

- Para la posición convexa únicamente con las 4 cargas:

$d = 0,1 + 0,2 + 0,1 + 0,01 = 0,41$

$\boxed{d = 0,41}$ para un período de referencia concreto

Vida de la Posición Convexa

$$VIDA = \frac{\text{Periodo de referencia}}{\text{Daño total}}$$

Si el período de referencia es de 20 años

$$\boxed{VIDA = \frac{20}{0,41} = 48,8 \text{ años}}$$

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.8:Fabricación

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir los métodos generales de fabricación de las jackets. Discutir las diversas etapas de la operación desde la selección de los materiales hasta el montaje, incluyendo las prácticas de construcción y los equipos. Indicar los cálculos que normalmente es necesario efectuar.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 17.1:	Plataformas Petrolíferas: Introducción General
Lecciones 4.1:	Fabricación General de Estructuras de Acero
Lecciones 4.2:	Montaje
Lecciones 4.3:	Principios de Soldadura
Lecciones 4.4:	Procesos de Soldadura

LECCIONES AFINES

Lecciones 17:	Sistemas Estructurales: Plataformas petrolíferas

RESUMEN

Se describe la filosofía y la definición de las fases de construcción en la fabricación de las plataformas petrolíferas. Se introduce el plan global de ejecución, así como la organización del contratista para su implementación. También se discute la viabilidad, es decir, los aspectos más generales de la concepción de la construcción - la magnitud y transportabilidad de los componentes, consideraciones relativas al acceso de las soldaduras y la tolerancia de la construcción.

Se describe el trabajo de taller de los nudos y elementos tubulares reforzados, incluyendo el procedimiento de fabricación para un nudo típico, junto con el montaje y erección de las jackets y los procedimientos para llevar a cabo un “gran levantamiento”.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Fases de Construcción

La construcción de jackets incluye las siguientes fases de trabajo:

Adquisición

Las actividades técnicas y comerciales necesarias para el suministro de los materiales y productos especializados que permitan la ejecución de las actividades de construcción.

Fabricación

Los procesos que normalmente se llevan a cabo en los talleres de fabricación para la producción de unidades relativamente pequeñas. Así pues, el trabajo de taller incluye procesos tales como corte, laminación, estampación, ajuste, soldeo, tratamiento para la atenuación de tensiones efectuados sobre artículos tales como elementos tubulares soldados, vigas, nudos, viguetas, conos, apoyos, abrazaderas, etc.

Montaje

Se trata del proceso que normalmente se efectúa fuera del taller de fabricación pero en el nivel del suelo con el fin de montar grupos de artículos fabricados en el taller y formar una unidad (montada) para su subsiguiente elevación de acuerdo con una secuencia de construcción.

Elevación

Consiste en el proceso necesario para instalar los artículos montados y fabricados en el taller juntos con su configuración final. Estos procesos incluyen el ajuste y el soldeo. No obstante, los aspectos que se enfatizan son el trasporte y levantamiento de montajes pesados.

1.2 Filosofía de la Construcción

El diseño de una jacket, levantada, lanzada o auto flotante, se determina fundamentalmente en base tanto a los equipos disponibles para el montaje en el mar como a la profundidad del agua en el emplazamiento elegido. Por regla general, el método preferido consiste en colocar la jacket en su lugar mediante levantamiento. La magnitud de las jackets colocadas de esta manera ha aumentado a medida que ha crecido la capacidad de carga en el mar. Con la capacidad de carga actual, que alcanza las 14.000 toneladas, las jackets que se aproximan a este orden de magnitud son candidatas para la colocación mediante levantamiento.

En el caso de las jackets destinadas a aguas poco profundas, donde la altura es del mismo orden que las dimensiones de planta, la elevación se efectúa normalmente en vertical, es decir, en la misma posición que el montaje final. Este tipo de jackets pueden levantarse o deslizarse a bordo de la barcaza.

Normalmente, las jackets destinadas a aguas profundas se montan sobre su costado. Este tipo de jackets se izan a bordo de la barcaza mediante deslizamiento. Históricamente, la mayor parte de las jackets de gran tamaño se han lanzado desde la barcaza. Este procedimiento de construcción incluye normalmente tanques de flotación adicionales y una gran cantidad de tubos y valvulería que permitan la inundación de los pilares para la lastrado de la jacket con el fin de que adopte una postura vertical en el emplazamiento. Actualmente este método de construcción resulta aplicable para jackets de hasta 25.000 toneladas. Las jackets de tamaño muy grande, superior a esta cantidad, se han construido como unidades auto flotantes en dique seco y remolcado hasta el emplazamiento marino tras inundar el dique.

A la hora de considerar la filosofía de la construcción y la estrategia contractual, los objetivos de cumplimiento de los requisitos de calidad y la eficacia tienen una importancia fundamental. Las jackets de las plataformas petrolíferas atraviesan una serie de etapas muy diferentes según van pasando de la fabricación al izado a bordo. Estas etapas van desde operaciones que son casi en su totalidad automáticas, realizadas bajo condiciones estrictamente controladas como, por ejemplo,

la producción de acero o la soldadura automática, hasta operaciones totalmente manuales efectuadas en condiciones muy variables como son, por ejemplo, el montaje en el astillero o las actividades en el mar. Así pues, se produce una disminución de la eficacia a medida que avanza el proceso a través de estas operaciones. Además, las condiciones estables en los procesos repetitivos de las primeras operaciones tienen un mayor peso para el mantenimiento de una alta calidad. Una tercera consideración básica consiste en que el riesgo aumenta con cada etapa progresiva. Estas tendencias generales durante la construcción se muestran en la tabla 1.

Fase	Centro de trabajo	Eficiencia	Calidad variabilidad	Riesgo
Ingeniería	Oficina	Decreciente	Creciente	Creciente
Adquisición	Fábrica	Decreciente	Creciente	Creciente
Fabricación	Taller de fabricación	Decreciente	Creciente	Creciente
Montaje y erección	Emplazamiento del astillero	Decreciente	Creciente	Creciente
Izado a bordo y amarre marítimo	Transición	Decreciente	Creciente	Creciente
Transporte y montaje	Emplazamiento en el mar	Decreciente	Creciente	Creciente

Tabla 1 Fases y características de la construcción de Jackets

Por lo tanto, resulta evidente que, como principio general, se debe emprender la mayor cantidad posible de trabajo en las primeras etapas del diseño, más productivas, de mayor calidad y menos arriesgadas.

Algunos de los principios que reducen tanto el tiempo como el coste de la construcción son:

- La subdivisión en componentes y módulos del mayor tamaño posible para la fabricación y el montaje.
- La fabricación concurrente de los componentes principales en el emplazamiento más favorable y bajo las condiciones más favorables aplicables a cada componente.
- La planificación del flujo de llegada de los componentes al lugar de montaje. El suministro de las instalaciones y equipos adecuados para el montaje, incluyendo artículos tales como varaderos con varios cabestrantes de izada y grúas para levantamientos pesados.
- Simplificación de configuraciones y homologación de detalles, calidades y magnitudes. Evitar tolerancias excesivamente estrictas.
- Selección de sistemas estructurales que utilicen técnicas y oficios de una manera relativamente continua y uniforme. Evitar los procedimientos que se muestren excesivamente sensibles a las condiciones meteorológicas; asegurar que los procesos que son sensibles a las condiciones meteorológicas, por ejemplo el revestimiento de protección,

se completen durante la fabricación en el taller.

La gestión de la calidad es un componente vital e integral de todos los aspectos de la fabricación de plataformas petrolíferas. Su objetivo consiste fundamentalmente en garantizar que se produce aquello que es necesario. Los requisitos para la documentación, puntos de retención, auditorías, inspecciones y acciones correctivas son parte del proceso de la garantía de calidad. Constituyen herramientas cruciales para el control de la ejecución del diseño y para el suministro de evidencias verificables de la competencia del fabricante.

El control de calidad, la inspección y los ensayos se deben efectuar durante todas las fases de construcción con el fin de asegurar que se cumplen los requisitos especificados. El programa de calidad más eficaz es aquel que evita la introducción de materiales y trabajo del hombre defectuosos en las estructuras, en lugar de localizar los problemas después de que se hayan producido.

En el apéndice 1 se incluye una nota general sobre la Garantía de Calidad para la Construcción de las Plataformas Petrolíferas. Es aplicable a esta lección, así como a la lección 17.9: Instalación.

2. INGENIERÍA DE LA EJECUCIÓN

La ingeniería de la ejecución, “ingeniería de la construcción”, implica el trabajo necesario durante cada fase de la ejecución para asegurar que se cumplen los requisitos del diseño. La etapa del diseño de la jacket encarna un método general de ejecución. Puesto que el perfil de la jacket, su forma y propiedades requieren unos métodos de izado a bordo, transporte marítimo y montaje (actividades de construcción ejecutadas bajo la responsabilidad del fabricante), bastante específicos, existe una considerable interrelación por parte de los requisitos de ingeniería durante estas fases. Durante las primeras etapas, por ejemplo desde la adquisición hasta el montaje y la elevación, el fabricante, si bien dentro de los límites de los requisitos de las especificaciones del diseño, tiene libertad de elección con respecto al método exacto de ejecución que desee adoptar. No obstante, el contratista está obligado en todas las fases a demostrar que los métodos que adopte son compatibles con los requisitos de las especificaciones y que no afectan a la integridad de la estructura.

Cada una de las fases de la ejecución tiene sus propios requisitos de ingeniería determinados por el proceso ejecutado durante esa fase. Estos procesos incluyen desde los que son en gran medida repetitivos, en las primeras etapas de la ejecución, hasta las actividades de una sola acción de las últimas fases. Por lo tanto, las labores de ingeniería que respaldan la adquisición y el trabajo de taller son voluminosas, aunque repetitivas, como, por ejemplo, recepción del material, planos para taller, planos para el corte, etc. Las fases del montaje y erección están respaldadas por una mezcla de actividades de ingeniería repetitivas como, por ejemplo, andamiaje, así como por estudios específicos para series de actividades limitadas.

Normalmente el volumen de la ingeniería de construcción de un fabricante en el caso de una jacket de gran tamaño es de 130,000/150,000 horas. La organización típica de los documentos técnicos del fabricante se muestra en la tabla 2.

A la hora de diseñar componentes de mayor tamaño, se debe considerar el subdividirlos en elementos que no sufran alteraciones una vez fabricados y que puedan montarse con relativa facilidad, sin problemas de soldadura/dimensionales. Por ejemplo, desde el punto de vista de la ejecución, los nudos se clasifican como complejos o simples, en base al número de ciclos independientes de ajuste-soldeo-END (ensayos no destructivos) necesarios durante la fabricación y también en base a la posibilidad de soldadura automática entre el módulo tubular del nudo y el elemento tubular durante el submontaje. El número de ciclos de ajuste-soldeo-END depende de la existencia de rigidizadores circulares, así como del número y distribución de los muñones. Debido a razones relacionadas con la distorsión de la soldadura y con el fin de permitir la soldadura automática, resulta prácticamente esencial que los rigidizadores circulares se instalen antes de proceder al ajuste/soldeo de los muñones. Esto añade un ciclo extra a la fabricación del nudo. Por lo tanto, es mejor evitar los rigidizadores circulares. Cuando esto no sea posible y, en el caso de los nudos críticos, se debe tener cuidado de definirlos en una etapa temprana.

Los muñones de los nudos se pueden clasificar como simples o con solapamiento. Los muñones con solapamiento añaden por lo menos un ciclo completo a la fabricación del nudo y, por lo tanto, se deben evitar siempre que sea posible. La separación mínima entre los bordes de la soldadura de los muñones simples adyacentes se especifica generalmente como de 50 mm, API RP2A, figura 4.3.1-2[1]. No obstante, esta distancia es demasiado pequeña como para permitir la soldadura simultánea de muñones adyacentes; 150 mm es una distancia más práctica.

Nº	Serie de Documentos	Título Temático del Documento Individual o Grupo de Documentos
1	Planos de Taller, Plan de Corte	Normas de soldadura, nudos, tubulares, pilotes, camisas de pilotes, agrupaciones, estructuras guía para conductores, rodetes de lanzamiento, tanques de flotabilidad, sistemas de protección catódica, sistemas de revestimientos de protección, columnas ascendentes, tubos en J, caissons, desembarcaderos para buques, topes para buques, pasarelas, sistemas de enlechado, sistema de lastrado, elementos auxiliares para el montaje, planos finales.
2	Método y Planos de las Obras de Fábrica Temporales	Subconjuntos, montajes, apoyos, acceso, andamiaje, levantamiento y transporte terrestre, ensayos y puesta en servicio, identificación. Accesorios para la construcción en tierra. Conjunto en el mar (preparación, transporte, levantamiento, lanzamiento, patrones de anclaje, etc). Accesorios para el conjunto en el mar (utillaje, guías, acceso, manejo, etc).
3	Procedimientos de Garantía de Calidad	Identificación, distribución y aprobación de la documentación, puntos de presencia y de retención, modificaciones técnicas y gestión del incumplimiento de las especificaciones, control del material, identificación e investigación del material, adquisición y subcontratas, control de parámetros de la soldadura, gestión de áreas de problemas específicos.
4	Procedimientos de Control de Calidad	Métodos de ensayos no destructivos (visual, ensayos ultrasónicos, ensayos con líquidos penetrantes, formación y cualificación de operarios para ensayos no destructivos, calibración de equipos de inspección, ensayos de presión, pruebas varias.
5	Manuales	Ensayos, puesta en servicio y preparación de la jacket para el remolcado. Manuales de izado a bordo -pilotes de jackets, cubiertas superiores. Manuales de conjunto -jacket, pilotes, cubiertas superiores.
6	Procedimientos de Soldadura	Para cada emplazamiento-procedimientos de soldadura-procedimientos de reparación
7	Informes del Diseño, Inspecciones y Reglamentos	Diseño del muelle, diseño de la vía de deslizamiento, diseño del sistema de atraque, reglamentos para la mejora del suelo, reglamentos para el sistema de deslizamiento, reglamentos para el dragado, transporte de jacket y pilotes, tanques de flotabilidad, lanzamiento y emplazamiento de la jacket, estabilidad sobre el fondo, condiciones de hincamiento de los pilotes, estudio del nivelado de la jacket.

(continúa en la página siguiente)

Tabla 2 Ingeniería de construcción de Jackets: Organización típica de los documentos técnicos del fabricante

(viene de la página anterior)

Nº	Serie de Documentos	Título Temático del Documento Individual o Grupo de Documentos
8	Reuniones de Ingeniería	Normalmente se celebran durante las fases críticas de la construcción, en los diversos emplazamientos de ésta.
9	Fabricación, Conjunto y Elevación	Secuencia de fabricación/soldadura (para los elementos principales), conformado, flexión, tratamiento para la atenuación de tensiones, revestimiento, conjunto y elevación, sujeciones temporales y secundarias, levantamiento y transporte, introducción a presión, control del peso, control del asiento, pesaje de la jacket.
10	Plan de Inspección	Suministro de acero (en cada suministrador).Fabricación de los componentes típicos de la jacket y de los pilotes (en los centros pertinentes).Conjunto y erección.
11	Propuestas Técnicas y Resoluciones en los Casos de Incumplimiento de las Especificaciones	Requisitos de Aclaración Técnica Requisitos para las Relajaciones Técnicas Informes sobre incumplimientos importantes de las especificaciones Informes sobre incumplimientos menores de las especificaciones } Posible en cada fase de situación del sideño

Tabla 2 Ingeniería de construcción de Jackets: Organización típica de los documentos técnicos del fabricante

3. FABRICACIÓN

3.1 Procesos de Fabricación

El diseñador es quien determina las normas para la fabricación de las jackets de las plataformas petrolíferas. Generalmente, estas normas se basan en uno o más de los reglamentos de amplia difusión, mientras que los requisitos adicionales los dictan el diseño específico, las normas del cliente, reglas estatutarias, etc. API RP2A Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, [1] y AISC Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings [2] constituyen dos reglamentos ampliamente utilizados para establecer los requisitos generales.

En el caso de jackets de mayor tamaño, se tiende a fabricar los nudos por separado bajo condiciones de taller estrictamente controladas. Alternativamente, es posible utilizar nudos de acero colado con el fin de eliminar detalles de soldadura críticos.

La experiencia reciente, tanto en el laboratorio como en el resultado de inspecciones en servicio, ha propiciado que se preste cada vez una mayor atención a los aspectos de las soldaduras durante el trabajo de taller. Concretamente, cada vez se presta una mayor atención a la importancia de las soldaduras de abertura de penetración completa de la junta, a la eliminación de los “efectos de entalladura” en la raíz, y especialmente en la cabeza de las soldaduras de los nudos, y a la consecución del perfil de la soldadura requerido. Es posible que sea necesario rectificar las soldaduras que resulten críticas para la resistencia a la fatiga para darles una curva suave. Este proceso reduce la probabilidad del colapso por fragilidad. No obstante, también implica la utilización de unos requisitos de control de calidad/garantía de calidad (QC/QA) cada vez más sofisticados y estrictos. En la figura 1 se muestran detalles de soldaduras típicos tomados de API RP2A[1], que muestran barras tubulares ensamblándose o solapándose a

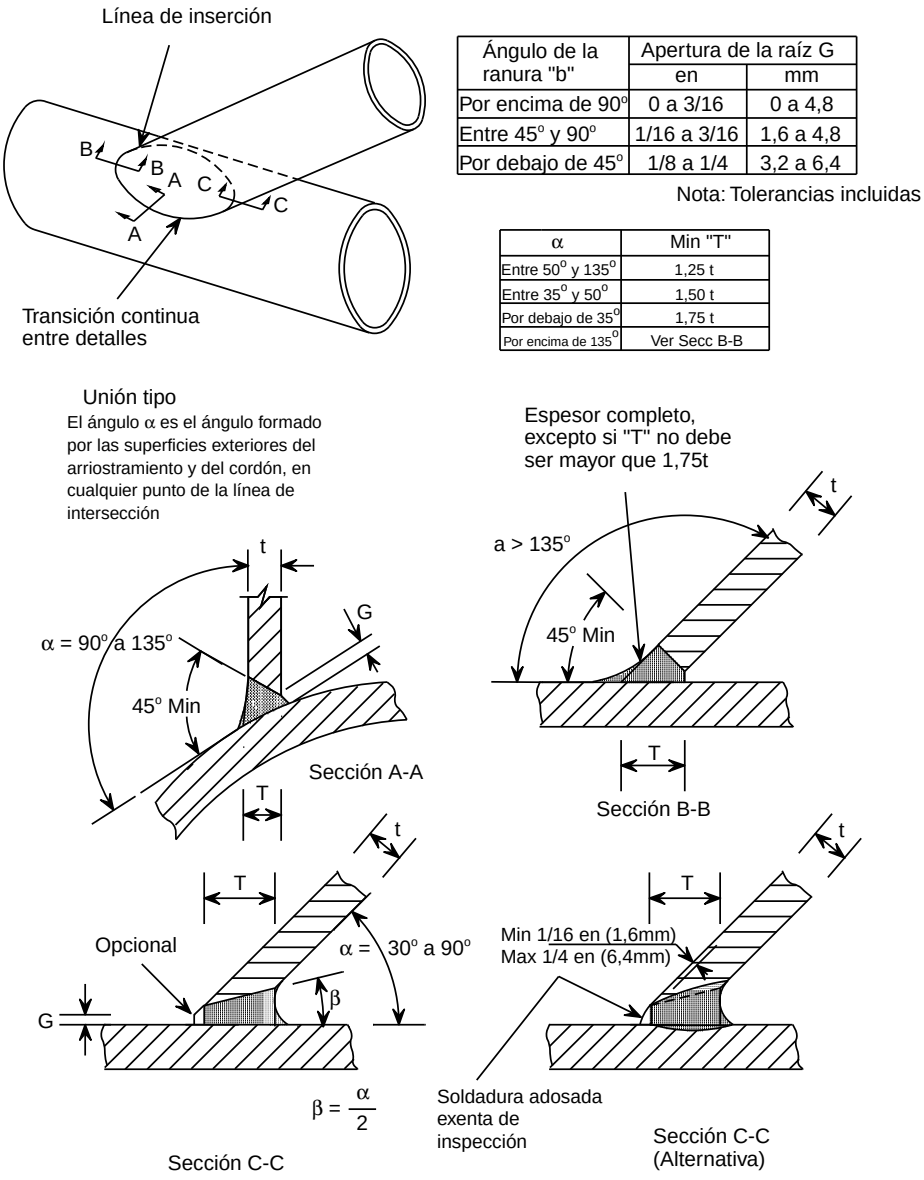


Figura 1 Uniones tubulares soldadas: soldeo por arco voltaico con protección

otra barra con acceso únicamente desde un lado. No obstante, se recalca la importancia de proyectar muñones que puedan soldarse desde ambos lados. Por ejemplo, en los detalles para la jacket Bouri, figura 2, la mayor parte de los muñones son accesibles desde ambos lados.

Es necesario disponer de los procedimientos de soldadura, que deben detallar las clases de acero, el diseño de la unión, fungibles para las soldaduras, etc. Normalmente las soldaduras se someten a una inspección al 100% visual, por partículas magnéticas (PM) y por ensayos ultrasónicos (EU). Los criterios para la aceptación de soldaduras, por ejemplo, la longitud máxima de la mordedura marginal (t/2 o 10 mm) y la profundidad máxima (t/20 o 0,25 mm) implican una calidad extraordinariamente elevada de ésta. Además, todos los soldadores deben tener una cualificación, que debe certificarse, acorde con el tipo de trabajo que se les asigne.

El emplazamiento y la orientación de las soldaduras circunferenciales y longitudinales durante la construcción tienen como objetivo minimizar las interferencias y asegurar la distancia mínima entre las soldaduras circunferenciales. Es necesario prestar una atención especial a artículos tales como las chapas de seguridad de la camisa del pilote, rodetes para el lanzamiento, placas de lodo, etc, en los que resulta fundamental evitar interferencias de las soldaduras.

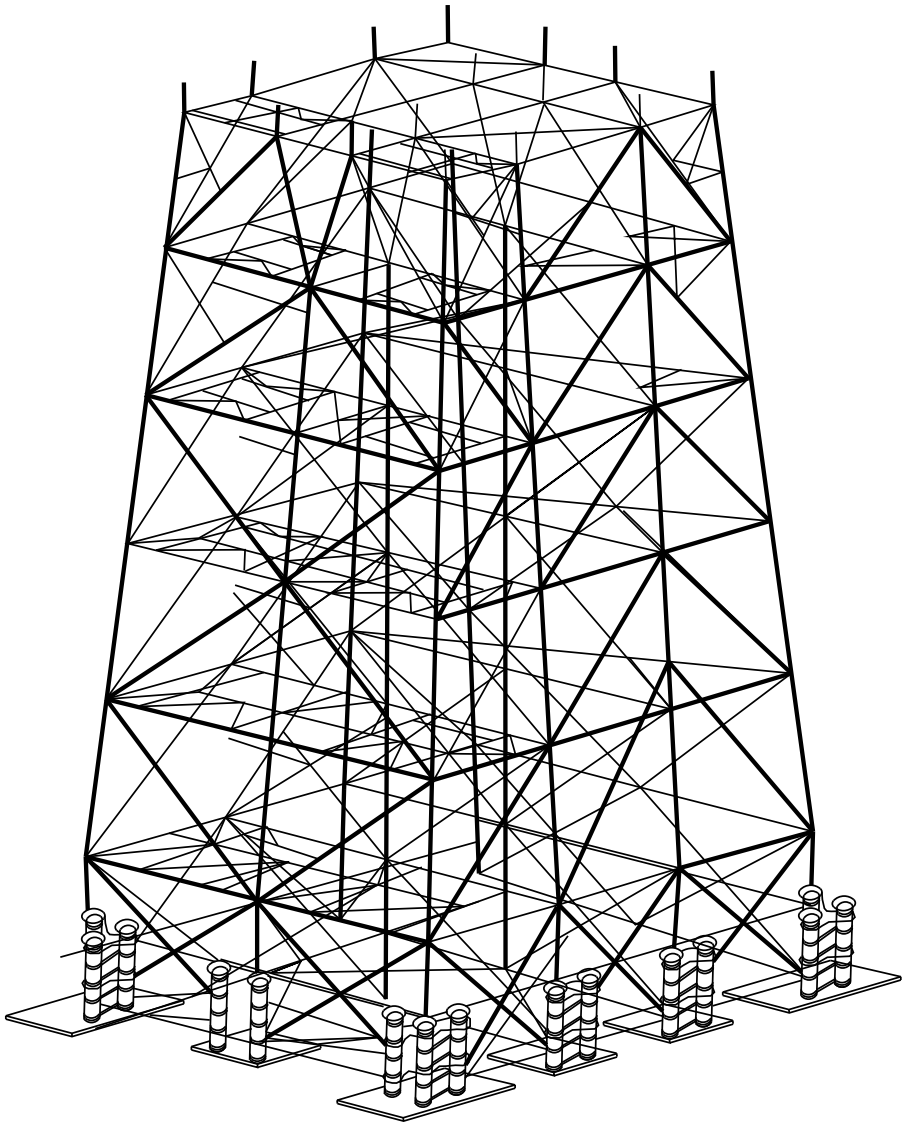


Figura 2 Jacket DP-4 y pilotes

Todas las chapas y ajustes temporales deben someterse a los mismos requisitos, en lo relativo a los ensayos de las soldaduras, que la barra sobre la que se van a fijar. También se observa la necesidad prioritaria de asegurar que este tipo de uniones estén localizadas a una distancia segura de las soldaduras estructurales principales, con el fin de minimizar el riesgo de propagación del defecto. La prudencia en este requisito nunca es demasiada; la “Alexander Kielland” volcó debido a una rotura de fatiga que se inició en la unión entre un dispositivo de radar con un elemento de estructura principal. Las interrupciones temporales deben ofrecer el tiempo necesario que permita efectuar un buen reemplazo. Es necesario redondear las esqui-

nas con el fin de minimizar las concentraciones de tensiones.

Cuando se descubra una soldadura defectuosa, ésta debe rectificarse mediante pulido, labra o soldeo, según sea necesario. Las soldaduras que presenten una resistencia, ductilidad o resiliencia insuficientes deben eliminarse completamente antes de proceder a la reparación.

En general, los submontajes se ejecutan de tal manera que al menos uno de los dos cantos que se acoplarán durante el montaje/elevación subsiguiente tenga una tolerancia por exceso en cuanto al recorte. Este procedimiento proporciona flexibilidad en el sentido de que es posible enviar los submontajes al emplazamiento con la tolerancia para el recorte y recortarse de manera que se ajusten en el emplazamiento. Alternativamente, también pueden cortarse a las dimensiones exactas durante el submontaje cuando las dimensiones finales ya se hayan determinado.

3.2 Fabricación de los Nudos

Frecuentemente, los nudos principales de las estructuras son geométricamente complejos. Debido a ello, su fabricación plantea problemas específicos, especialmente desde el punto de vista de la soldadura y del control dimensional.

En el caso de una jacket compleja, el diseñador puede especificar los módulos tubulares de los nudos, o el nudo en su totalidad incluyendo los muñones y los rigidizadores circulares, en un material que tenga unas propiedades específicas en toda la sección de su espesor. Este requisito se introduce como consecuencia de los efectos de perforación o de desgarro que es probable que soporten estos elementos durante su vida prevista y, desde luego, durante el trabajo de taller. El diseñador también puede “engordar” o reforzar los módulos tubulares con el fin de que resistan las tensiones locales. Finalmente, en un esfuerzo por asegurar que las soldaduras del nudo contengan niveles mínimos de tensión residual debida a la fabricación, se prescribe la relajación de las tensiones térmicas o el tratamiento térmico posterior a la soldadura (TTPS). Éste es, con frecuencia, un requisito que se aplica a las jackets del Mar del Norte con paredes de gran espesor.

API RP2A[1] proporciona tolerancias específicas para la fabricación final. El contratista debe trabajar dentro de los límites de estas tolerancias con el fin de preservar la compatibilidad dimensional y observar los requisitos relativos al control del peso en cada etapa de la construcción. Teniendo presentes estos requisitos, las tolerancias de fabricación de los nudos son estrechas; los puntos de aplicación típicos dentro de 6 mm del valor teórico, el ángulo del muñón dentro de 1 minuto, todos los refuerzos dentro de 12 mm de las dimensiones proyectadas.

El proceso de fabricación típico de un nudo convencional, suponiendo que el módulo tubular (con o sin rigidizadores circulares) ya ha sido fabricado, comienza con el trazado del perfil de los muñones y finaliza con la inspección mediante ensayos ultrasónicos del nudo acabado y sometido al tratamiento térmico posterior a la soldadura.

Las etapas intermedias pueden efectuarse de diferentes maneras, algunas de las cuales dependen de la geometría específica del nudo y otras muchas de las preferencias del fabricante. Algunos fabricantes prefieren una orientación vertical del módulo tubular, afirmando que esto permite la fijación simultánea de un mayor número de muñones. No obstante, la mayor parte de los fabricantes tienden a ajustar los muñones a un tubo principal colocada sobre rodillos horizontales. Las etapas siguientes en la fabricación de un nudo típico son las siguientes:

- Trace las generatrices, puntos de aplicación, etc, sobre el módulo tubular. Corte y perfile los muñones. Retoque los biseles y trace las generatrices sobre los muñones. Trace los emplazamientos de los nudos sobre la superficie del módulo tubular y rectifique o chorree esas superficies. Efectúe ensayos ultrasónicos de las áreas limpiadas

con el fin de asegurar que el acero está libre de pliegues de laminación. Se debe tener un cuidado especial en aquellos casos en los que las deformaciones de retracción en la dirección a través del espesor puedan ocasionar un desgarro laminar en uniones altamente restringidas.

- Monte uno o dos muñones adyacentes en el mismo plano sobre el módulo tubular. Suelde por puntos para mantenerlos en esa posición. Verifique el control dimensional y las preparaciones para la soldadura alrededor del muñón.

- Suelde de acuerdo con la secuencia predeterminada con el fin de limitar la deformación. Normalmente, los procesos de soldadura consisten en Soldadura con Arco (SCA) o Soldadura Semiautomática con Flux Interno (SSFI), véase la lección 4.4 Procesos de Soldadura. Si la soldadura se efectúa por ambas caras, tras 3 o 4 pasadas rebaje y limpie las raíces de la soldadura desde la cara opuesta. Efectúe el ensayo por partículas magnéticas sobre las raíces rectificadas. Complete el relleno de la soldadura. A continuación completa el peinado de la misma. Rebaje los cantos de los perfiles si fuera necesario. Rebaje cuidadosamente la soldadura en el metal de base con el fin de eliminar las mordeduras . Deje que las soldaduras se enfríen. Inspeccione visualmente las soldaduras acabadas. Efectúe inspecciones por partículas magnéticas y mediante ensayo ultrasónico de las soldaduras acabadas.

- Repita las etapas anteriores para los sucesivos muñones.

- Una vez se hayan ajustado y soldado todos los muñones, efectúe el tratamiento térmico posterior a la soldadura (TTPS) según sea necesario, amole y rebaje las soldaduras y vuelva a practicar los ensayos no destructivos (END) a todas las soldaduras.

- Efectúe todos los recortes necesarios en los módulos tubulares y muñones. Lleve a cabo el control dimensional final del nudo.

3.3 Subconjuntos de la Jacket

El submontaje puede considerarse como una etapa intermedia entre el trabajo de taller típico, es decir, nudos, elementos tubulares, vigas, etc, y el montaje o elevación. El aspecto más importante consiste en realizar el mayor número posible de soldaduras en el taller. Esto asegura una calidad de las soldaduras más elevada, puesto que es posible soldar automáticamente o por ambas caras muchos nudos y tubulares.

A la hora de definir los subconjuntos, los principales factores que se han de tener en cuenta son los siguientes:

- Magnitud/Peso/Dimensiones: estos factores están gobernados en gran medida por consideraciones relativas a la transportabilidad.

- Secuencia de la Soldadura: los subconjuntos no deben implicar una secuencia de soldadura difícil que provoque deformaciones o tensiones inducidas durante la soldadura del subconjunto o el montaje o erección subsiguientes.

- Viabilidad: ciertos procesos pueden presentar dificultades de construcción específicas asociadas a ellos como, por ejemplo, ciertos rellenos cortos, de gran diámetro, resultan difíciles de montar verticalmente y es mejor incluirlos en los subconjuntos siempre que resulte posible.

3.4 Control Dimensional

De todas las áreas de control de calidad (CC) que exigen atención, la del control dimensional, tal y como se enfatiza en los reglamentos y normas, tiende a exagerarse. No obstante, resulta evidente que es necesario prestar atención a las dimensiones que tienen importancia estructural como son, por ejemplo, la rectitud de los elementos, la ovalidad de los tubulares, las excentricidades en las uniones de nudos, etc. También es obvio que en una jacket la alineación/verticalidad de elementos tales como las

camisas de los pilotes, las guías de los conductores, los rodillos para el lanzamiento, etc, también son importantes. Por último, el control dimensional de los elementos cuyo objetivo previsto es el “acoplamiento” o la “retirada” en las plataformas como, por ejemplo, las camisas de pilotes/pilotes, parte superior de la jacket/base EA, tanques/apoyos de flotabilidad, etc, también es vital para el montaje de la plataforma. Existen, por lo tanto, muchos aspectos que justifican la atención al control dimensional, incluso aunque el diseño global pudiera beneficiarse ocasionalmente del hecho de que el diseñador no exigiera un ajuste tan estricto para todos los elementos.

La razón principal para la exigencia de un control dimensional tan preciso de los nudos y tubulares durante la fabricación no es debida a las consecuencias estructurales de una situación de fuera de tolerancias, sino que es debida a la posibilidad de que las partes no encajen en el astillero. Una de las incongruencias más molestas del concepto de las jackets tubulares de acero consiste en que las tolerancias con respecto a la excentricidad de los muñones de los nudos son amplias desde el punto de vista estructural, mientras que las tolerancias reales son muy estrechas debido a consideraciones relativas al ensamblaje de los componentes durante fases subsiguientes de la construcción.

El control dimensional del trabajo de taller de los nudos en particular implica cálculos en el taller potencialmente intrincados. No obstante, los sistemas más exitosos simplemente se limitan a la inclusión en los planos de taller de varias medidas adicionales de “verificación” y del marcaje correcto de las generatrices y descentramientos de los módulos tubulares de los nudos y de las generatrices de los muñones.

4. MONTAJE Y ELEVACIÓN DE LA JACKET

4.1 Montaje de la Jacket

Los subconjuntos fabricados en el taller y los elementos sueltos se ensamblan para formar conjuntos que constituyen los levantamientos más importantes de la secuencia de la elevación. Así pues, en el caso de una jacket de gran tamaño, los montajes son generalmente de cuatro tipos:

- Elevaciones de jacket que incorporan estructuras guía para el conductor
- Estructuras superiores
- Arcadas de la jacket, es decir, pórticos o pórticos parciales
- Agrupaciones de collares de pilotes.

Las fases tanto del montaje como de la elevación se basan en los siguientes objetivos:

- Maximizar el montaje efectuado en el suelo (en contraposición a la elevación) y maximizar el acceso a las áreas de la jacket durante la ejecución.
- Minimizar las uniones debidas a la erección en los principales elementos estructurales, tales como pilares de la jacket, rodetes para el lanzamiento, arcadas, niveles. Alinear las áreas críticas tales como las guías de conductores, collares de pilotes, rodetes de lanzamiento.
- Efectuar el subconjunto de los principales elementos estructurales de la jacket tales como pilares de jackets, arcadas, niveles. Efectuar el subconjunto y, si fuera posible, realizar ensayos previos de sistemas tales como el hormigonado, lastrado. Incluir la cantidad máxima de elementos secundarios tales como ánodos, columnas ascendentes, tubos en J, caissons antes de proceder a la elevación. Revestir o pintar las áreas necesarias (parte superior de la jacket, columnas ascendentes) antes de efectuar la elevación.
- Minimizar la utilización de elementos temporales que requieran una retirada posterior como, por ejemplo, andamiajes, pasarelas, elementos auxiliares para los levantamientos, etc, y preinstalar este tipo de elementos auxiliares donde resulten necesarios.

El montaje de las estructuras de las jackets, a menudo de unas dimensiones de 50 m o más en su base, plantea serias exigencias para el plan de conjunto e inspección en el emplazamiento, así como sobre los apoyos temporales y los arriostramientos de ajuste. Unas dimensiones de esta magnitud implican la posibilidad de que los cambios térmicos sean significativos. Las diferencias de temperatura pueden alcanzar 30° entre el amanecer y primeras horas de la tarde e incluso 15° entre diversas partes de la estructura, lo que produce una deformación de varios centímetros. No obstante, la práctica de “utilizar el sol” para ajustar elementos que dimensionalmente no están en tolerancia resulta común en el emplazamiento. Este procedimiento tiende por sí mismo a introducir tensiones residuales en la estructura. Debido a la dificultad asociada con la deformación térmica, es normal “corregir” todas las medidas a una temperatura normalizada de, por ejemplo, 20°C.

Las flechas elásticas también constituyen una fuente de dificultades para el mantenimiento de las tolerancias en el emplazamiento de los nudos. Los desplazamientos de la cimentación bajo las vigas de deslizamiento y las calzas temporales para la erección deben calcularse y vigilarse cuidadosamente.

El programa y la secuencia del montaje global requieren que cada conjunto se complete antes de proceder al levantamiento. Es normal determinar el emplazamiento exacto, orientación y posición, es decir hacia arriba o hacia abajo, de cada conjunto in situ en anticipación de su procedimiento de levantamiento.

Normalmente, los planos del plan de conjunto del montaje se preparan de manera que

muestren las coordenadas centrales para cada conjunto. Entonces éstas se utilizan como cotas de referencia locales con el objeto de definir el conjunto, los subconjuntos, los elementos sueltos, los equipos auxiliares y las uniones temporales que incluyen soldaduras in situ, dimensiones globales, peso, planos de referencia, etc.

El control dimensional del conjunto, tanto anterior como posterior a la soldadura, puede efectuarse mediante una serie de medidas de auto verificación sobre la estructura en sí. Siempre y cuando las verificaciones cruzadas sean adecuadas, es posible evitar el ejercicio tan exigente en términos de tiempo de referir las medidas a una cota de referencia externa.

Normalmente, el conjunto se fija en posición de acuerdo con las dimensiones teóricas mediante la utilización de tolerancias positivas admisibles para compensar la retracción de las soldaduras. Quizás la regla fundamental del ajuste consista en evitar el "ajuste forzado" de los elementos antes de proceder al soldeo, o la introducción de tensiones en las barras no soldadas mediante la secuencia de soldeo, ya que el diseñador es incapaz de prever estas condiciones.

Una configuración de la secuencia de acontecimientos aplicable a todos los tipos de montaje es la que se muestra a continuación:

- Preparación del aparato de apoyo y andamiaje del conjunto
- Posicionamiento aproximado de la estructura principal del conjunto y fijación en posición mediante puntos de soldadura. Control dimensional de la estructura principal del conjunto.
- Acoplamiento de la estructura secundaria y fijación en posición. Control dimensional del conjunto y de la estructura secundaria.
- Inspección previa a la soldadura. Soldeo de la estructura sujeto a inspección continua y de acuerdo con la secuencia aprobada.
- Instalación de los servicios auxiliares (por ejemplo, ánodos, apoyos, pasarelas, columnas ascendentes, tubos en J, caissons, enlechado y lastrado) y del andamiaje, equipos para el levantamiento, elementos auxiliares, guías para la erección, uniones temporales.
- Ensayos (por ejemplo hidroensayos) si así fuera necesario. Ensayos no destructivos globales, control dimensional.
- Chorreado y pintura o retoque. Retirada de los apoyos y andamiajes temporales para el montaje.
- Preparación para el transporte/levantamiento/erección.

4.2 Elevación de la Jacket

En esta fase, las estructuras montadas, submontadas y fabricadas, junto con los elementos sueltos, se incorporan a la estructura final de acuerdo con la secuencia configurada en la figura 3a - 3e.

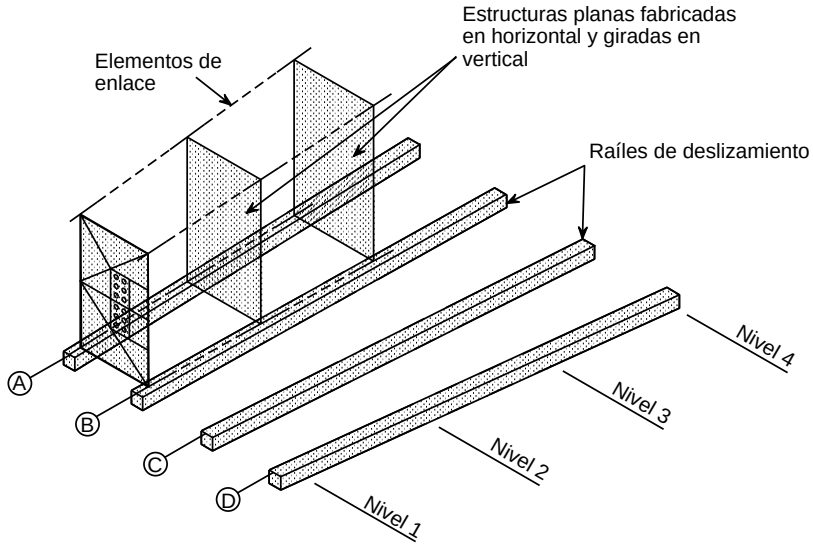


Figura 3a Montaje de estructuras preensambladas en el plano

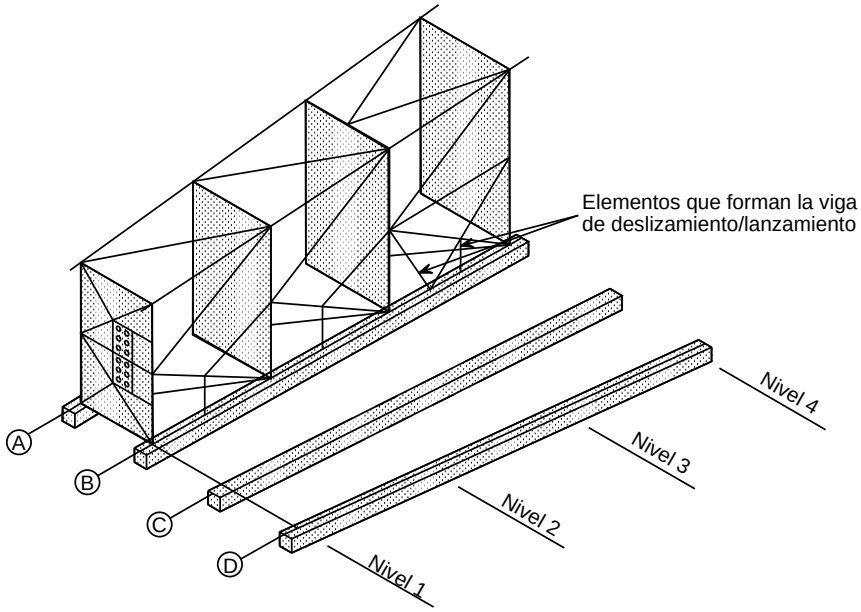


Figura 3b Terminación de la unidad 1

Normalmente las estructuras de jackets se tumban sobre el suelo y se las desliza utilizando grúas de oruga múltiples. La coordinación de una operación de disposición de aparejos y de levantamiento de este tipo requiere unos planes de conjunto tridimensionales cuidadosamente desarrollados, una cimentación firme y nivelada para las grúas y unos operarios bien entrenados.

Durante la elevación de la plataforma Cerveza, con una longitud de 300 m, se utilizaron 24 grúas en los dos principales levantamientos de las estructuras laterales.

En el caso de las plataformas Magnus y Bouri DP3 se utilizó otro procedimiento denominado “de la rejilla”. En este caso, se fabricaron los niveles horizontales de la jacket, se montaron in situ y se unieron para completar la jacket.

En el caso de la jacket Bullwinkle, una de las mayores del mundo, las secciones de la jacket se fabricaron en Japón, se transportaron mediante barcaza a Texas y se montaron utilizando torres de gatos hidráulicos que subieron las secciones hasta alturas de 140 m.

Normalmente, cuando las jackets están destinadas a aguas poco profundas la elevación se efectúa verticalmente, es decir, en la misma posición que el conjunto final. Este tipo de jackets pueden levantarse de la barcaza o descargarse mediante deslizamiento. En este último caso, se deben proporcionar los asientos y refuerzos temporales apropiados bajo los pilares con el fin de distribuir las cargas para el deslizamiento.

Normalmente, el análisis estructural asociado con el procedimiento de elevación para un montaje en concreto incluye un modelo por ordenador dotado de todas las características estructurales relevantes. Se analiza el montaje para

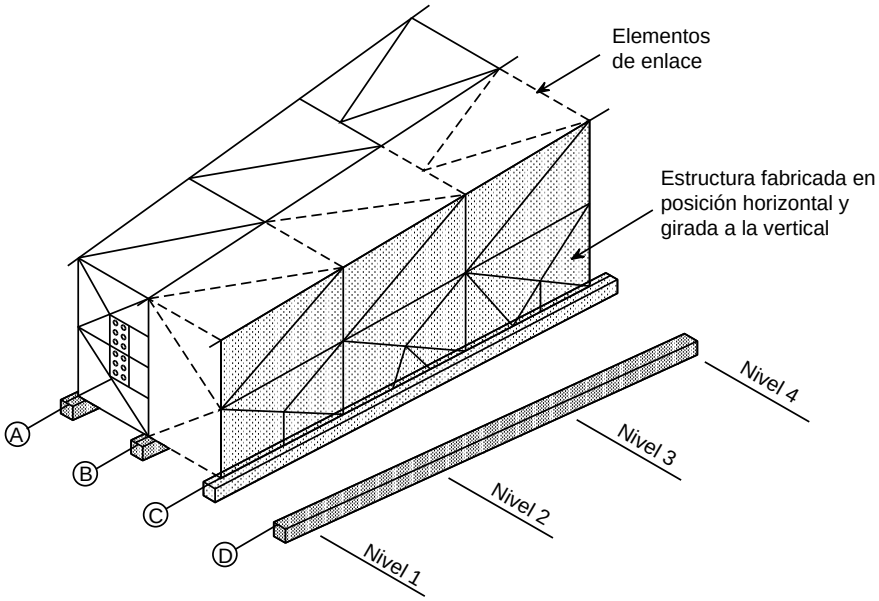


Figura 3c Rodamiento de la estructura Ⓒ

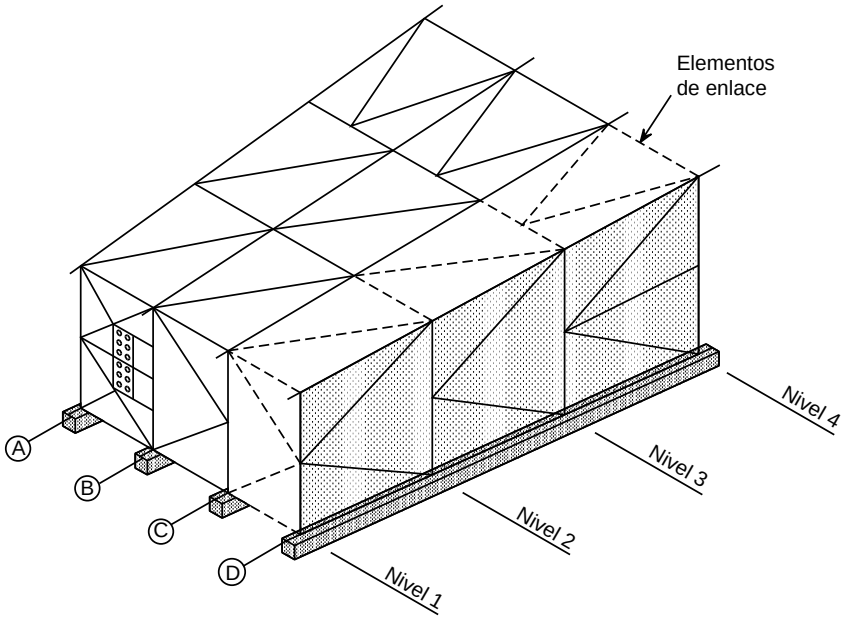


Figura 3d Rodamiento de la estructura Ⓓ

una serie de casos de carga que corresponden (aproximadamente) a las condiciones de apoyo del montaje y de sus supuestas posiciones críticas, es decir, los emplazamientos de las grúas, carros, soportes, etc, cuando se está transportando el panel y cuando éste se encuentra en posición vertical y horizontal. El análisis estructural para el levantamiento/transporte identifica los casos más desfavorables desde el punto de vista de la respuesta estructural. A continuación se analizan estos casos con el objeto de determinar las tensiones y desplazamientos máximos. Los cálculos deben mostrar que las tensiones globales y locales se encuentran dentro de los límites admisibles de acuerdo con los reglamentos API/AISC.

Con frecuencia se utiliza un programa informático de análisis estructural para estos fines. El análisis indicará los emplazamientos en los que las tensiones de flexión son elevadas y/o las cargas de grúa, carros o apoyo inadmisibles. De esta manera, es posible introducir modificaciones con el fin de redistribuir las tensiones estructurales y las cargas en los “apoyos” para así optimizar ambas y asegurar que ni las grúas ni la estructura puedan sufrir una sobrecarga durante la elevación.

La siguiente podría ser una configuración de la secuencia para la elevación de todos los componentes principales:

- Evaluación técnica de los métodos para el levantamiento. Cálculos para la configuración de la grúa, accesorios de los aparejos, etc.
- Preparación de las grúas para el levantamiento. Preparación de los aparejos. Transporte del montaje al emplazamiento donde se efectuará el levantamiento. Puesta en posición con el andamiaje en posición, si fuera posible.
- Preparación del sistema de fijación y del arriostramiento para el viento (normalmente

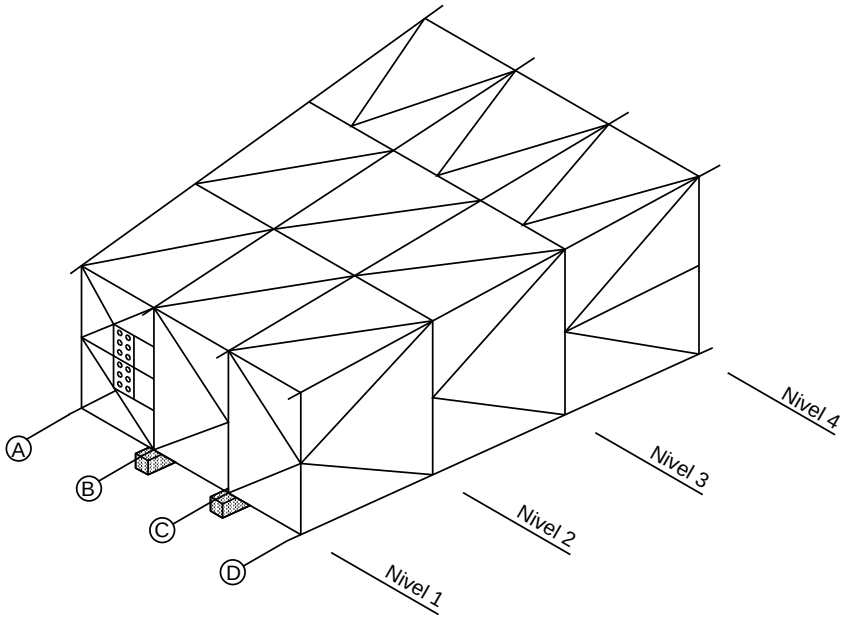


Figura 3e Jacket completa lista para su traslado

consistente de vientos de alambre y tensores). Efectúe el soldeo suficiente para permitir la retirada de la grúa.

- Retirada de la grúa. Retirada de aparejos y sujeciones temporales.

La finalización estructural de la jacket va seguida por una fase corta en la que se completan todos los sistemas de la jacket, tanto los permanentes como los necesarios durante el montaje, y se los declara funcionales. Las operaciones de izado a bordo se cubren en la lección 17.9: Instalación.

5. RESUMEN FINAL

- Los factores que determinan fundamentalmente el diseño de las jackets son la disponibilidad de equipos para la instalación en el mar y la profundidad del agua en el emplazamiento.

- Por regla general, el método preferido consiste en colocar la jacket en su lugar mediante levantamiento. Normalmente, las jackets destinadas a aguas profundas se montan sobre su costado.

- Como principio general, se debe efectuar la mayor cantidad de la ejecución posible en las primeras fases de la fabricación.

- Cada fase de ejecución presenta sus requisitos de ingeniería específicos determinados por los procesos que se llevan a cabo durante esa fase.

- Las instrucciones para la fabricación de las jackets de las plataformas petrolíferas las determina el diseñador y, normalmente, se basan en uno o más reglamentos de amplia difusión.

- Los subconjuntos fabricados en el taller y los elementos sueltos se ensamblan para formar conjuntos que constituyen los mayores levantamientos de la secuencia de la elevación.

- Las estructuras montadas, submontadas y fabricadas, junto con los elementos sueltos, se incorporan a la estructura final de acuerdo a una secuencia que tiene en cuenta los análisis de las tensiones de flexión y las cargas de la grúa, carro y apoyo.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] API RP2A, Recommended Practice for Planning, Designing and Construction of Fixed Offshore Installations, latest edition.

Principios y prácticas del diseño de ingeniería desarrollados durante la explotación de los recursos petrolíferos mediante plataformas.

[2] AISC Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, latest edition.

API hace referencia a este reglamento para los cálculos de las tensiones admisibles básicas de todas las barras de las jackets.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

[1] Det Norkse Veritas Marine Operations Recommended Practice RP5 - Lifting (June 1985).

Principios y prácticas adecuadas para levantamientos pesados en las plataformas petrolíferas.

[2] AWS Structural Welding Code AWS D1.1-88.

El reglamento de API exige que todas las cualificaciones para las soldaduras y procedimientos de soldeo se emprendan de acuerdo a este reglamento.

[3] Det Norske Veritas, Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures, 1977.

Reglas para la construcción e instalación de jackets de acero, tal y como exige DNV.

[4] Lloyd's Register of Shipping, Rules and Regulations for the Classification of Fixed Offshore Installations, 1989.

Basado en la experiencia de Lloyd's relativa a la certificación de más de 500 plataformas en todo el mundo.

APÉNDICE 1

Garantía de Calidad y Control de Calidad

Cada vez resulta más habitual que los operadores especifiquen que el control de calidad de la construcción para las plataformas petrolíferas se efectúe mediante una norma reconocida para la gestión del sistema de calidad.

ISO 9000/EN 29000, Norma para la Gestión de Sistemas de Calidad, está reconocida como la norma aceptada para este tipo de situaciones. Estas normas establecen los requisitos que un sistema de gestión de calidad con una sólida base debe cumplir si su objetivo es asistir en la definición y control adecuados de la calidad del producto. Debido a que las normas se ocupan del sistema de calidad, y no son normas de producto, son aplicables a muchos sectores de la industria incluyendo la construcción de las plataformas petrolíferas. Su aplicación es posible para cualquier situación en la que la gestión desee adoptar una política claramente definida y un enfoque metódico para la consecución de un producto de calidad.

Las normas cubren todos los aspectos de las actividades de las empresas, incluyendo:-

Diseño

Revisión del Contrato

Control de la Documentación

Responsabilidad de la Gestión

Compra

Acciones Correctivas

Registros de Calidad

Inspección/Auditoría de la Gestión

Investigación del Producto

Control del Proceso

Inspección/Ensayos

Calibración del Equipo

Control de Incumplimientos de las Especificaciones

Manejo/Almacenamiento/Entrega

Formación

Etc.

Complejidad de la Gestión de la Garantía de Calidad

El programa global para la construcción de una jacket muestra que un número muy considerable de actividades relativas a las plataformas se producen en muchos emplazamientos diferentes durante un período de tiempo muy corto. La evaluación del rendimiento de un campo de actividades como éste y en varios lugares es una de las misiones más importantes de la Garantía de Calidad/Control de Calidad.

Resulta difícil apreciar en su justa medida el alcance de la documentación relativa al diseño de construcción de una jacket. Consideremos la documentación que se espera que fluya de un emplazamiento a otro en relación con un simple nudo. Desde el momento en que se fabrica la chapa hasta que el nudo se coloca en la estructura final es necesario recopilar un expediente. Esta documentación podría comenzar con copias de los certificados del fabricante de la chapa de acero y avanzar a través de varias fases de soldadura, ensayos no destructivos y control dimensional en diversos emplazamientos sucesivos, culminado con la emisión de una Nota de Salida en el taller de fabricación del nudo.

Resulta obvio que este proceso es necesario para ciertos artículos como, por ejemplo, acero, soldaduras, Certificados de los ensayos no destructivos para la estructura principal de la jacket, columnas ascendentes, etc. Estos documentos pueden resultar útiles durante el mantenimiento de la plataforma, permitiendo el rastreo de muchos problemas durante el servicio hasta situaciones anormales que se produjeron durante la construcción. Normalmente la construcción de una jacket de gran tamaño incluye miles de chapas de acero. Cada placa se convierte inevitablemente en una chapa individual, ya que se le asigna un número específico correspondiente a un Programa de Utilización del Material o a un Plan de Corte. El número de piezas de chapa podría ser superior a los 20.000 artículos. El objetivo principal del control del material consiste en asegurar que, durante cualquier etapa de construcción, es posible investigar el origen de cada uno de los artículos hasta remontarse a un certi-

ficado del material que, a su vez, corresponda a una serie de ensayos/composición química, etc, como los contenidos en el Expediente de Datos. No obstante, independientemente de lo voluminosa que pueda ser esta documentación, constituye menos de la mitad de la documentación total que se genera en el caso de una sola jacket. Consideremos, por ejemplo, el número de soldaduras que hay en un tanque de flotabilidad complejo, las pasarelas de la partes superior de la jacket, los ánodos, los rodetes de lanzamiento, los tubos de enlechado, etc. Cada uno de ellos debe ser soldado y varios deben ser inspeccionados individualmente. No obstante, el requisito en el sentido de la producción de una documentación sofisticada es cuestionable. Debido a esta razón, es importante que se alcance un acuerdo en una etapa inicial con respecto a cuáles son los artículos individuales que necesitan identificación, con el objetivo tanto de limitarlos al mínimo como de que el sistema de identificación sea simple. En la práctica real se ha demostrado que es muy difícil hacer que todos los materiales puedan ser investigados hasta sus orígenes. Es mucho lo que se puede hacer para estructurar este tipo de documentación de manera que realmente constituya una ayuda a lo largo de la vida de la plataforma.

Procedimientos y Especificaciones

Dentro de la organización del contratista se deben desarrollar procedimientos para la Garantía de Calidad/Control de Calidad del diseño, muchos de los cuales serán específicos para la construcción de jackets. Estos procedimientos se dividen en Procedimientos de Gestión (por ejemplo, Gestión de los Incumplimientos de las Especificaciones, Gestión de la Terminación de la Jacket en Tierra, etc) y Procedimientos de Control (por ejemplo, Procedimiento para los Ensayos Ultrasónicos de las soldaduras de la Jacket en el Astillero, Procedimiento para el Control Dimensional para La Fabricación de Nudos en la fábrica, etc). También son necesarios los Procedimientos/ Reglamentos de Construcción (por ejemplo, Procedimiento de Conjunto y Elevación de la Jacket, Procedimiento de Instalación de Pilotes, etc) además de un vasto número de reglamentos y cualificaciones para los procedimientos de la soldadura, cualificaciones de los soldadores y planes de inspección.

Incluso si se minimiza el número de procedimientos específicos que se exige a cada subcontratista, se mantendrá la exigencia de que los subcontratistas de fabricación desarrollen los procedimientos y reglamentos para las siguientes funciones/actividades típicas: organización de la subcontrata, control del material, método/secuencia de fabricación, procedimientos para el corte, conformación, precalentamiento, tratamiento térmico posterior a la soldadura, junto con los procedimientos para los ensayos no destructivos y Planes de Inspección más evidentes. Generalmente, los subcontratistas de las jackets deben desarrollar cientos de procedimientos/reglamentos.

Certificación

Normalmente, en la mayor parte de los diseños de plataformas petrolíferas, las compañías aseguradoras aceptan asegurar la instalación durante su vida útil, siempre y cuando ésta haya sido diseñada, construida y mantenida de acuerdo con normas predeterminadas y que el cumplimiento de estas normas esté certificado. Las autoridades de los gobiernos en cuyas aguas está instalada la plataforma exigen casi invariablemente esta certificación. Normalmente ésta se lleva a cabo por medio de una de las sociedades de clasificación de buques denominada la Autoridad Certificadora (AC). En el sentido más amplio, la certificación exige que la Autoridad Certificadora efectúe una inspección independiente con el objeto de asegurar que las normas escogidas para el diseño son satisfactorias y que el diseño se lleva a cabo de acuerdo con estas normas. Antiguamente, esto significaba que la Autoridad Certificadora inspeccionaba todas las actividades que pudieran influir sobre la adecuación del producto final, una ingente tarea. Posteriormente, con la llegada de la Garantía de Calidad, la función de certificación puede implicar auditorías de la construcción de manera que, en lugar de inspeccionarlo todo, la Autoridad Certificadora se contenta con comprobar la probabilidad de que la manera en que se está gestionando y efectuando la construcción (en base a una inspección incompleta pero integral) se traduzca en un producto satisfactorio.

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.9: Instalación

OBJETIVOS

Describir los procedimientos generales para la instalación de jackets. Discutir las diferentes etapas de la operación, desde el izado a bordo hasta la colocación e instalación en el emplazamiento marino, incluyendo las prácticas de construcción y equipos. Indicar los cálculos que normalmente es necesario efectuar.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones 17.1: Estructuras Petrolíferas: Introducción General

LECCIONES AFINES

Lecciones 4.1: Fabricación General de Estructuras de Acero

Lecciones 4.2: Montaje

Lección 4.3: Principios de Soldadura

Lección 4.4: Procesos de Soldadura

Lecciones 17: Sistemas Estructurales: Plataformas petrolíferas

RESUMEN

Se describen las fases de la instalación de una jacket de acero -izado a bordo, amarre durante el transporte marítimo e instalación- y se indican los análisis asociados a estas operaciones.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Fases del Proyecto

Generalmente, la instalación de una jacket de acero consiste en las siguientes fases del proyecto:

Izado a Bordo - Comprende el movimiento de la estructura completada para colocarla sobre la barcaza que la transportará al emplazamiento marino.

Amarre durante el Transporte Marítimo - Comprende el ajuste y la soldadura de los amarres suficientes entre la estructura y la barcaza que impidan que la jacket se mueva durante el desplazamiento hasta el emplazamiento marino.

Transporte Marítimo - Comprende el remolcado hasta el emplazamiento marino y la llegada de la barcaza a este lugar con la estructura amarrada.

Instalación - Comprende la serie de actividades necesarias para colocar la estructura en el emplazamiento marino final. Estas actividades incluyen el levantamiento y posicionamiento en vertical, la colocación, el montaje de los pilotes, el nivelado y enlechado de la jacket, junto con los servicios de apoyo para estas actividades.

1.2 Filosofía de la Construcción

A la hora de decidir cuál es la mejor manera de efectuar la fabricación (es decir, verticalmente o sobre un costado) de una jacket concreta, la profundidad de agua en el emplazamiento final y los equipos de montaje disponibles son los factores principales que determinan las opciones. Por regla general, el método preferido consiste en el levantamiento de la jacket para proceder a su colocación. La razón para este método de instalación, en lugar del método más tradicional del lanzamiento desde una barcaza, consiste en la reticencia a dedicar recursos económicos a unas estructuras metálicas de la jacket que únicamente se utilizarán durante la fase temporal del montaje. El tamaño de las jackets levantadas de esta manera ha aumentado a medida que lo ha hecho la capacidad de carga. Con la capacidad de carga

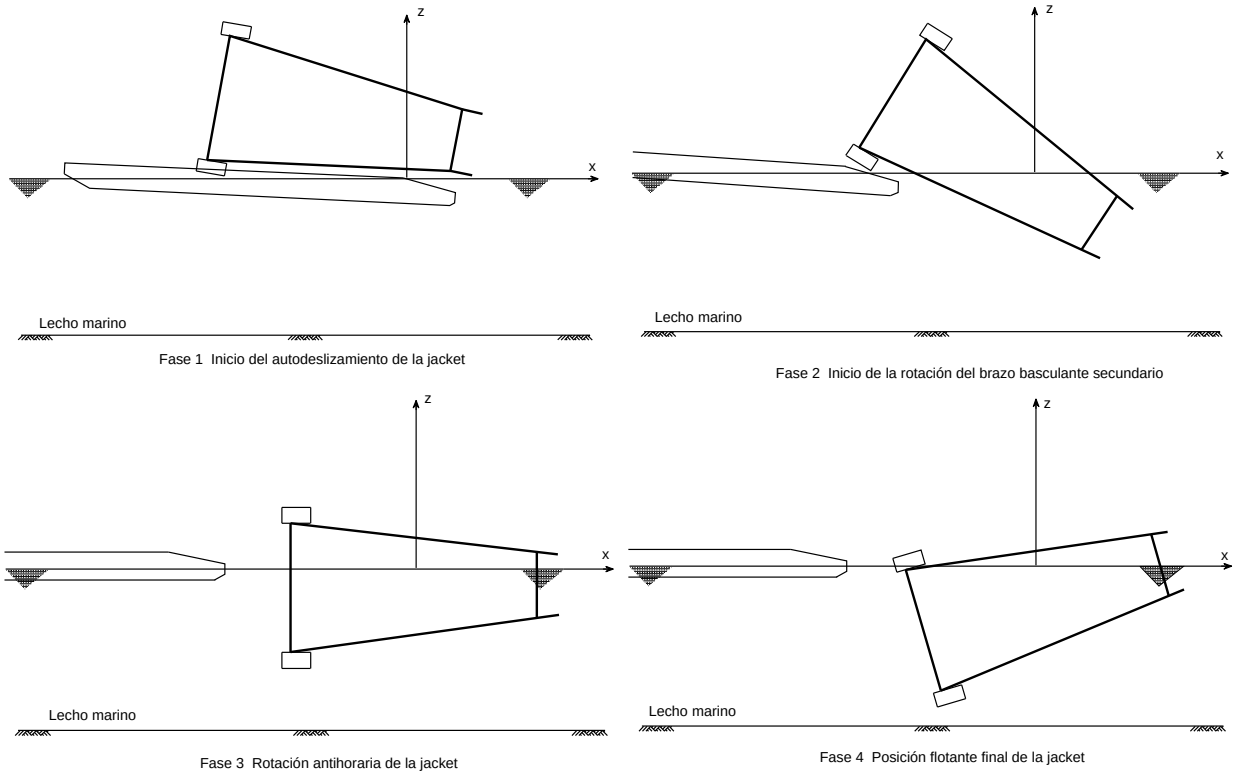


Figura 1 Lanzamiento de la jacket: características principales

Operador	Nombre	Tipo	Modo	Capacidad de carga
Heerema	Thor	Monocasco	Fijo Giratorio	2.720 1.820
	Odín	Monocasco	Fijo Giratorio	2.720 2.450
	Hermod	Semisum	Fijo Giratorio	4.536 + 3.628 = 8.164 3.639 + 2.720 = 6.350
	Balder	Semisum	Fijo Giratorio	3.630 + 2.720 = 6.350 3.000 + 2.000 = 5.000
McDermott	DB50	Monocasco	Fijo Giratorio	4.000 3.800
	DB100	Semisum	Fijo Giratorio	1.820 1.450
	DB101	Semisum	Fijo Giratorio	3.360 2.450
	DB102	Semisum	Giratorio	6.000 + 6.000 = 12.000
Micoperi	M7000	Semisum	Giratorio	7.000 + 7.000 = 14.000

Notas:

1. Capacidad de carga nominal en toneladas métricas.
2. Cuando los buques grúa están equipados con dos grúas, éstas están situadas en la popa del buque a aproximadamente 60 m de distancia entre ejes.

Tabla 1 Principales buques grúa para las plataformas petrolíferas

actual, que alcanza las 14.000 toneladas (véase la tabla 1), las jackets que se aproximan a este peso son candidatas para la colocación mediante levantamiento.

La figura 1 muestra como se levantó la jacket de 6.000 toneladas para el campo Kittiwake en el Mar del Norte desde una barcaza, para colocarla en el agua, y a continuación se puso en posición vertical, todo ello en una sola operación, que finalizó con la jacket colocada sobre el lecho marino lista para el pilotaje. La ventaja de este enfoque consiste en que la jacket, puesto que se baja hasta colocarla en el agua, no requiere las estructuras necesarias para efectuar el lanzamiento desde una barcaza. Además, puesto que las grúas se hacen cargo de todo el peso de la jacket, no es necesario utilizar tanques de flotabilidad ni sistemas de deslastraje especiales.

Las jackets destinadas a aguas de mayor profundidad son más pesadas y normalmente se montan sobre un costado y se lanzan desde una barcaza (figura 2). Actualmente este método de construcción resulta aplicable para jackets de hasta 25.000 toneladas. Normalmente una jacket lanzada necesita tanques de flotabilidad adicionales con una gran cantidad de tubos y valvulería que permitan la inundación de los pilares y tanques con el fin de lastrar la jacket para colocarla en posición vertical en el emplazamiento. Por ejemplo, en el caso de la jacket Brae “B” (una jacket grande de 19.000 toneladas instalada en

aguas de 100 m de profundidad en el Mar del Norte) fue necesario proporcionar 11.000 toneladas de flotabilidad adicional. El objeto de esta flotabilidad consistía fundamentalmente en limitar la trayectoria de la jacket durante el lanzamiento (es decir, impedir que se golpeara contra el lecho marino), aunque también resultaba esencial para mantener el espacio libre suficiente entre la jacket y el fondo durante el posicionamiento en vertical. Esta flotabilidad adicional se colocó en forma de dos tanques en el “lomo”, dos pares de “tanques a cuestas” y doce tanques en forma de “puro” instalados en las guías de los pilares. El total de la flotabilidad auxiliar suponía unas 3.000 toneladas de peso adicional de la jacket.

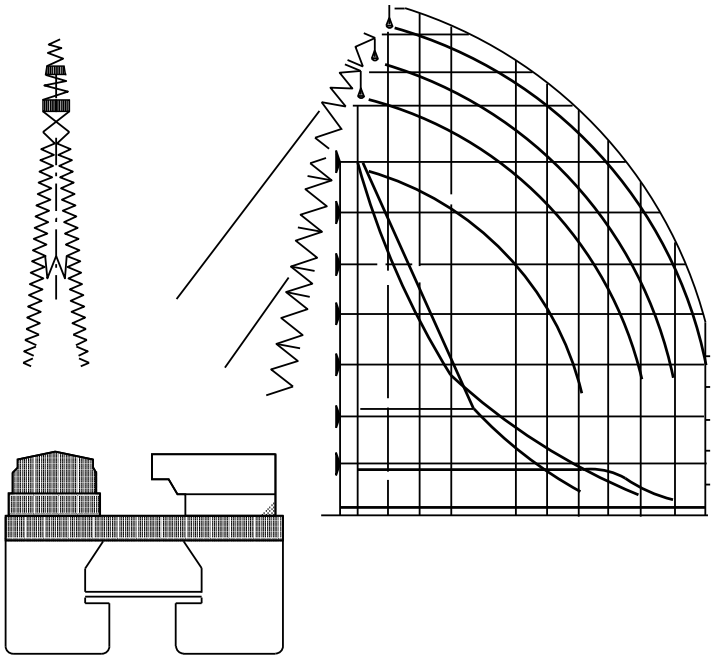
Las jackets de tamaño muy grande, que supere la capacidad de lanzamiento, se han construido como unidades auto flotantes en dique seco, remolcado hasta el emplazamiento marino tras inundar el dique seco e instalado en el emplazamiento mediante la inundación controlada de los pilares (véase la figura 4).

1.3 Programación de la Instalación

La instalación de una jacket consiste en el izado a bordo, amarre para el transporte marítimo y transporte de la estructura hasta el emplazamiento de la instalación, colocación de la jacket en éste y la consecución de una estructura estable de acuerdo con los planos de proyecto y normas, antes de proceder a la instalación de las cubiertas superiores de la plataforma.

Un aspecto importante consiste en evitar riesgos inaceptables durante las actividades realizadas en el mar, desde el izado a bordo hasta la finalización de la plataforma. Es un hecho reconocido que el coste potencial para el proyecto asociado con el fracaso a la hora de ejecutar satisfactoriamente las actividades marinas es particularmente elevado. Por lo tanto, normalmente el fabricante está obligado a presentar procedimientos para estas actividades que demuestren que el riesgo de fracaso se ha reducido a niveles aceptables. También se le exige que, previamente al inicio de una actividad, demuestre que todos los preparativos necesarios se han completado.

Es necesario preparar un plan de montaje para cada instalación. Este plan incluirá tanto los métodos como los procedimientos desarrollados para el izado a bordo, amarre durante el transporte marítimo y transporte, así como para la instalación completa de la jacket, pilotes, superestructura y equipamiento. Dependiendo de la complejidad de la instalación, puede que sean necesarios procedimientos e instrucciones detallados para operaciones especiales tales como enlechado, inmersiones, inspecciones de las soldaduras, etc. Es necesario definir las limitaciones que pueden afectar a las diversas operaciones como consecuencia de factores tales como las condiciones del entorno, estabilidad de la barcaza, capacidad de carga, etc. Normalmente, el plan de instalación se subdivide en fa-



ses como, por ejemplo, izado a bordo, amarre durante el transporte marítimo, transporte e instalación.

Es necesario que los planos de instalación, normas y procedimientos se preparen de tal manera que muestren toda la información relevante necesaria para la construcción de la plataforma en el emplazamiento marino. Generalmente, estos planos incluyen detalles de todos los elementos auxiliares para el montaje, tales como cáncamos, rodetes de lanzamiento o vigas de celosía, soportes de gato, puntos de posicionamiento, etc. En el caso de jackets instaladas mediante flotación o lanzamiento, los planos se han de preparar de manera que muestren los procedimientos de lanzamiento, posicionamiento en vertical y flotación. Además, también es necesario proporcionar detalles con respecto a la red de tubos, valvulería y controles del sistema de flotación, etc, así como los preparativos en la barcaza y detalles de los amarres.

La aportación de la ingeniería al proyecto de instalación de una plataforma petrolífera también incluye el proyecto de todos los arriostramientos, amarres para el transporte marítimo, aparejos, eslingas, grilletes y elementos auxiliares para el montaje temporales. Éstos deben proyectarse de acuerdo con un reglamento aprobado para proyectos de plataformas petrolíferas como, por ejemplo, API RP2A [1].

La gestión de la calidad es un componente vital e integral de todos los proyectos de instalación de plataformas petrolíferas. En la lección 17.8: Fabricación, se ha adjuntado una nota general relativa a la Garantía de Calidad para la Construcción de Plataformas Petrolíferas: esta nota es igualmente aplicable a los proyectos de instalación de las plataformas petrolíferas.

2. IZADO A BORDO Y AMARRE MARÍTIMO

El izado a bordo supone el movimiento de la estructura completada para colocarla sobre la barcaza que la transportará al emplazamiento en el mar. El amarre durante el transporte marítimo consiste en el ajuste y soldadura de los lazos suficientes entre la jacket y la barcaza que impidan que la jacket se mueva mientras se la traslada al emplazamiento marino.

Normalmente las jackets fabricadas sobre un costado se izan mediante el deslizamiento de la estructura completa sobre una barcaza de carga o de lanzamiento. Durante el izado a bordo, la jacket se apoya sobre vías de deslizamiento, normalmente sobre dos pilares interiores de la jacket (véase la figura 9 de la lección 17.1.) Los pilares se comportan como el cordón inferior de una viga de celosía de gran tamaño, que puede extenderse entre los puntos de apoyo, especialmente cuando parte de la jacket se encuentra ya sobre la barcaza y parte sigue apoyándose en las vías de deslizamiento.

Cuando las jackets se fabrican verticalmente, es decir, en la misma posición de la instalación final, se pueden levantar para colocarlas sobre la barcaza o hacerlo mediante deslizamiento. En este último caso, es necesario proporcionar apoyos y refuerzos temporales adecuados bajo los pilares con el fin de distribuir las cargas durante el deslizamiento.

La fricción inicial de la jacket sobre las vías de deslizamiento puede alcanzar un 15%, especialmente si la jacket se ha montado de manera tal que su peso se apoya continuamente sobre dicha vía. En algunos casos, la jacket se fabrica inicialmente en una posición ligeramente por encima de las vías de deslizamiento utilizando gatos hidráulicos o picaderos de arena. A continuación, en el momento del izado a bordo, se baja la jacket para colocarla sobre las vías de deslizamiento. Con el fin de reducir la fricción de deslizamiento se utiliza grasa sobre la madera dura, o aceite lubricante viscoso sobre el acero, o incluso almohadillas rellenas de fibra y revestidas de teflón. Esto permite la obtención de valores de la fricción de deslizamiento tan reducidos como un 3%.

La barcaza debe tener la magnitud y la estabilidad estructural adecuadas que aseguren que tanto la estabilidad como las tensiones estáticas y dinámicas de la barcaza y de los amarres marítimos debidas a la operación de izado, y durante el trasporte, se mantengan dentro de unos límites aceptables. La barcaza también debe tener capacidad para el lanzamiento de la jacket, si así fuera necesario, sin la utilización de una barcaza de grúa derrik. Cuando la barcaza está en posición flotante durante el izado a bordo, el sistema de lastrado debe ser capaz de compensar las modificaciones producidas en la marea y en la carga. En estos casos resulta habitual efectuar el izado a bordo cuando la marea está subiendo, de manera que la marea sirva de refuerzo al sistema de lastrado. En los casos en los que la barcaza está apoyada en tierra durante la operación de izado a bordo, la barcaza debe tener la suficiente resistencia estructural que permita la distribución de las cargas concentradas de cubierta al material de la fundación de apoyo.

El izado a bordo de la jacket se debe efectuar de tal manera que la barcaza se encuentre en un estado equilibrado y estable. Es posible determinar la estabilidad de la barcaza de acuerdo con regulaciones tales como las publicadas por Noble Denton, The American Bureau of Shipping o US Coast Guard. No se deben superar las tensiones dinámicas y estáticas admisibles en el casco y armazón de la barcaza surgidas como consecuencia del izado a bordo, transporte y lanzamiento.

La siguiente podría ser una lista de comprobación simplificada para las operaciones relacionadas con el izado a bordo de jackets:

1. ¿Está completa la jacket? ¿Se ha analizado la estructura en lo relativo a las tensiones del izado a bordo, en base a la estructura real tal y como está fabricada en el momento de efectuarse el izado a bordo?

2. ¿Está la barcaza de lanzamiento amarrada de manera segura al muelle de izado

a bordo, de modo que no se mueva cuando éste se lleve a cabo? ¿Está amarrada adecuadamente la barcaza frente al movimiento lateral?

3. Si se utilizan barras comprimidas entre las vías de deslizamiento de la barcaza y las que están situadas en tierra, ¿están alineadas y apoyadas adecuadamente de manera que no salgan despedidas durante el izado a bordo? ¿Se han inspeccionado los cables de tracción, grilletes y cáncamos para asegurar que su instalación es correcta y que no se enredarán durante el izado a bordo?

4. ¿Es posible lastrar adecuadamente la barcaza? En caso de que la marea varíe durante el izado a bordo, ¿los preparativos de la lastrado son los adecuados? ¿Se procederá al ajuste del lastre a medida que el peso de la jacket se apoye sobre la barcaza? ¿Existen los controles apropiados? ¿Existe un sistema de lastrado de reserva adecuado? ¿Se dispone de sistemas de seguridad para volver a colocar la jacket sobre el muelle en caso de que se produjera alguna anomalía durante el izado a bordo? Si el ajuste del lastre se ha de efectuar iterativamente, paso a paso a medida que se iza a bordo la jacket, ¿se dispone de marcas de pintura claras con el fin de identificar sin dificultad cada paso?

5. ¿Se han establecido líneas claras de vigilancia y control? ¿Se han verificado los canales radiotelefónicos? ¿Se ha avisado a los inspectores marítimos con el objeto de que puedan estar presentes? ¿A los representantes del propietario? ¿A las Autoridades de Certificación? ¿Se ha recibido su aprobación?

Una vez que la jacket se encuentra sobre la barcaza, es necesario lastrar la barcaza para el transporte. Durante el izado a bordo, muchos tanques estarán parcialmente llenos, con el fin de controlar tanto la elevación de la cubierta como la estiba. No obstante, cuando la jacket está apoyada completamente sobre la barcaza, estas consideraciones pierden su relevancia y es posible lastrar los tanques con miras a las exigencias de la travesía marítima. Normalmente los tanques de agua de lastre deben estar o bien llenos o completamente vacíos, con el objeto de eliminar los efectos de la superficie libre y del desplazamiento del líquido. Tanto el calado como la reserva de flotabilidad se habrán elegido cuidadosamente con el fin de maximizar la estabilidad y, especialmente, minimizar la inmersión de los miembros salientes de la jacket durante el remolcado y las subsiguientes fuerzas de impacto del oleaje, flotabilidad y colapso.

Las barcazas de lanzamiento y las barcazas de carga grandes son estructuras relativamente flexibles en las que la estructura de la jacket es normalmente (mucho) más rígida. Por lo tanto, es preferible efectuar la lastrado de la barcaza para la obtención del calado y la estiba necesarios junto al muelle antes de que se fijen los amarres para el transporte marítimo. Si se ha de utilizar un programa de lastrado para una vía de remolcado protegida y otro para el mar abierto, se deben soltar los amarres para el transporte marítimo durante la relastrado con el fin de evitar la imposición de tensiones indebidas sobre los pilares de la jacket o, alternativamente, se deben realizar cálculos para demostrar que la suelta de los amarres no es necesaria durante el procedimiento de relastrado.

Los amarres para el transporte marítimo se instalan tras el izado a bordo y deben completarse antes de zarpar. Se trata de sistemas estructurales importantes, sometidos a cargas tanto estáticas como dinámicas. Cuando la barcaza se encuentra en alta mar, es necesario asumir que puede encontrar condiciones “tan desfavorables como las que se podrían haber previsto estadísticamente”. Debido a ello, es necesario calcular las fuerzas gravitatorias y de inercia involucradas para todas las aceleraciones y ángulos de balanceo y cabeceo anticipados de la barcaza durante el estado del mar previsto que se ha adoptado para el remolcado (normalmente el temporal con un período de retorno de 10 años para esa estación del año y emplazamiento). A la hora de determinar estos criterios, se

debe considerar la fiabilidad de una predicción meteorológica a corto plazo. Puesto que las cargas son dinámicas, es necesario minimizar el impacto. Los amarres para el transporte marítimo únicamente se deben fijar a la jacket en los lugares aprobados por el diseñador. Cuando se fijan a la barcaza, ha de hacerse en lugares que sean capaces de distribuir la carga al armazón interno de ésta. Su diseño debe ser tal que facilite una retirada sencilla en el emplazamiento. Normalmente, los amarres para el transporte marítimo están sujetos a los mismos requisitos en lo relativo a reglamentos que la fabricación de la jacket.

3. TRANSPORTE MARÍTIMO

El transporte de componentes pesados desde el astillero de fabricación hasta el emplazamiento marino constituye una actividad crítica. Esto es especialmente así en el caso de la jacket, puesto que normalmente el comportamiento de esta unidad influye sobre la verificación de la resistencia de la barcaza, el diseño de los amarres para el transporte marítimo y, desde luego, sobre el diseño de la misma jacket. También hay aspectos prácticos que es necesario considerar, como la selección del remolcador, la ruta de remolcado, etc.

Los requisitos de magnitud y potencia de los buques remolque y el diseño de los preparativos para el remolcado deben calcularse o determinarse en base a la experiencia pasada. La selección del remolcador implica consideraciones tales como la distancia de la ruta de remolcado, la proximidad de puertos seguros y las condiciones meteorológicas y el estado del mar previstos. Como mínimo, los remolcadores deben ser capaces de mantener la posición en condiciones de viento de 15 metros/segundo con las olas que lo acompañan. No obstante, este criterio depende del emplazamiento en cuestión. Por ejemplo, el requisito que normalmente se aplica en el Mediterráneo consiste en que el remolcador principal debe mantener la posición frente a un viento de 20 metros/segundo, 5,0 m de estado significativo del mar y una corriente de 0,5 metros/segundo, actuando simultáneamente. Se proporcionan las previsiones meteorológicas durante todo el remolcado de manera que, si se cierne la amenaza de unas condiciones meteorológicas excepcionales, es posible buscar refugio en un puerto predeterminado.

La experiencia ha demostrado que la primera fase del transporte es la más conflictiva. Esto se debe a varias razones. Normalmente, es muy poco el control que un remolcador de gran tamaño puede ejercer en el área del puerto, incluso con un cable de remolque corto. Cuando el cable de remolque entre dos masas considerables, el remolcador grande y la barcaza/jacket mucho mayor, es corto, el riesgo de que se rompa es elevado. Por lo tanto, constituye una práctica habitual alargar el cable una vez se ha salido de puerto. Además, debido a la naturaleza de muchos puertos, es necesario ejercer un estricto control con el fin de evitar la posibilidad de encallar. Por lo tanto, normalmente los remolcadores del puerto sacan la barcaza al mar bajo las instrucciones de un piloto que conozca el puerto. Los problemas no quedan totalmente resueltos una vez la barcaza está fuera de puerto, ya que es necesario asumir que puede producirse el caso más desfavorable, es decir, que podría romperse el cable de remolque.

El remolcador debe disponer del tiempo suficiente para recoger el cable de remolque de emergencia y controlar la barcaza antes de que ésta se adentre en aguas poco profundas. Por lo tanto, la salida queda supeditada a unas condiciones estrictas de las previsiones meteorológicas para un período que asume que la velocidad del remolcado es de entre 1 y 2 nudos durante las primeras 100 millas náuticas desde la costa. Así pues, es necesario, como mínimo, un período de 48 horas de previsiones meteorológicas favorables, como por ejemplo, Fuerza 5 y decreciente.

Una vez que el remolcado ya está en marcha, se ajusta la estiba con el fin de optimizar la velocidad del remolcado y proporcionar estabilidad direccional durante éste. Normalmente se dejará la barcaza con más calado en proa que en popa.

El comportamiento de la jacket amarrada a la barcaza para el transporte marítimo debe ser satisfactorio tanto desde el punto de vista de la estabilidad dinámica como estática. Ambas se verifican mediante análisis numéricos. No obstante, particularmente en el caso de grandes estructuras, la sensibilidad de los análisis dinámicos avala la verificación mediante ensayos sobre modelos.

El criterio de la estabilidad estática intacta adoptado generalmente consiste en que el brazo de palanca adrizante sea positivo en todo un campo de 36° alrededor de cualquier eje. La llamada estabilidad dinámica del criterio del vuelco de viento simplemente garantiza que,

para un viento concreto, la energía que tiende a volcar la barcaza es, por lo menos, un 40% inferior a la energía disponible debido a la estabilidad enderezadora inherente de la barcaza.

A la hora de considerar los movimientos de la jacket y de la barcaza, la intuición hace que parezca plausible que el balanceo será el movimiento más problemático (desde el punto de vista de las aceleraciones de los cuerpos) y que el mayor balanceo estará causado por el mar de través. Puede resultar menos obvio, aunque no por ello menos cierto, que si se reduce la anchura de la barcaza y, en menor medida, la longitud, el balanceo disminuirá y si se aumenta (mucho) el calado de la barcaza, también se producirá una disminución del balanceo. Todas estas consideraciones son reflejo de las propiedades estáticas de la jacket y de la barcaza. En ocasiones es posible efectuar mejoras eligiendo una barcaza más estrecha (aunque obviamente la estabilidad se resentirá) o aumentando el calado (aunque en este caso es posible que la estabilidad también se resienta y que partes de la estructura que antes estaban “secas” se vean sometidas a los “impactos del oleaje”. Un “equilibrio” incorrecto de estos aspectos puede tener implicaciones muy graves para el riesgo/coste en términos del diseño global. Por todo ello, en el caso de una jacket de gran tamaño, la selección de la barcaza se efectúa normalmente en una etapa muy temprana del proceso del diseño.

4. INSTALACIÓN EN EL EMPLAZAMIENTO MARINO

Esta sección se ocupa de las etapas de la instalación de la jacket, comenzando por la retirada de la jacket de la barcaza hasta su colocación sobre el lecho marino y su estabilidad temporal sobre éste. La lección 17.6: Cimentaciones cubre el tema del montaje de los pilotes.

4.1 Retirada de la Jacket de la Barcaza

A menos que la jacket sea auto-flotante, el primer paso consiste en retirarla de la barcaza de transporte. Se utilizan dos métodos básicos:

- lanzamiento
- levantamiento

4.1.1 Lanzamiento

Normalmente el lugar donde se efectúa el lanzamiento se encuentra próximo al emplazamiento de la instalación. En el caso de las jackets pesadas en aguas poco profundas puede que sea necesario lanzar la jacket en aguas profundas a cierta distancia del emplazamiento de la instalación y remolcarla hasta allí.

Inmediatamente antes de efectuar el lanzamiento, se cortan los amarres para el transporte marítimo que aseguran la jacket a la barcaza. Se desplaza la jacket sobre las vías de deslizamiento situadas en la barcaza (las cuales se utilizaron para el izado a bordo) utilizando cabestrantes. A medida que la jacket se desplaza hacia la popa de la barcaza, ésta comienza a inclinarse y se alcanza un punto en el que la barcaza se desliza por sí sola. Es posible proporcionar una inclinación inicial a la barcaza mediante el lastrado inmediatamente antes del lanzamiento. Normalmente se persigue una estiba de popa de aproximadamente 5°.

Las vías de deslizamiento finalizan en balancines situados en la popa de la barcaza. A medida que la barcaza se desplaza sobre las vías de deslizamiento, su centro de gravedad alcanza un punto en el que se encuentra verticalmente por encima del pivote del balancín. La continuación del movimiento hace que el balancín y la jacket comiencen a girar. Entonces la jacket se deslizará hacia el agua impulsada por su propio peso. En las figuras 1a a 1d se muestran diversas etapas del lanzamiento de una jacket.

Una vez en el agua, la jacket auto-flotante se controla mediante cables largados desde remolques y/o desde el buque de instalación.

Es necesario proyectar y fabricar la jacket de manera que resista las tensiones ocasionadas durante el lanzamiento. Esto puede conseguirse bien mediante el refuerzo de los elementos que pudieran verse sometidos a tensiones excesivas como resultado de la operación de lanzamiento o mediante la inclusión en el diseño de la jacket de una viga de celosía especial, habitualmente denominada la viga de celosía de lanzamiento. La distancia entre los elementos de la jacket o entre las vigas de celosía de lanzamiento estará dictada por la separación existente entre las vías de deslizamiento para el lanzamiento. Así pues, normalmente las jackets se proyectan desde el principio para ser instaladas desde una barcaza concreta.

Una vez lanzada, la jacket debe flotar con una reserva de flotabilidad con el fin de frenar el momento descendente de la jacket. Esto requiere que la jacket sea hermética. Constituye una práctica habitual sellar los pilares de la jacket y las camisas de los pilotes con diafragmas de caucho desmontables con el objeto de obtener una mayor flotabilidad adicional. No obstante, frecuentemente es necesario disponer incluso de una mayor flotabilidad. Esto se consigue añadiendo tanques de flotabilidad. Estos tanques deben ser desmontables y se colocan allí donde proporcionen los mayores beneficios. Frecuentemente se utilizan los tanques de flotabilidad de otros lanzamientos anteriores.

Es obvio que el lanzamiento de una jacket constituye una fase crítica de su vida. Es necesario un gran esfuerzo del diseño con el objeto de asegurar la viabilidad de la secuencia del lan-

zamiento. Un análisis naval del lanzamiento resulta necesario para:

- asegurar que se mantenga una velocidad de deslizamiento adecuada durante la rotación del balancín;
- verificar que la trayectoria seguida permita un espacio libre seguro con respecto al lecho marino;
- determinar el comportamiento de la jacket durante el lanzamiento;
- definir los requisitos operacionales durante el lanzamiento, incluyendo la configuración del lastre;
- verificar la estabilidad de la jacket, tanto durante el lanzamiento como cuando se encuentra en auto flotación.

Las representaciones gráficas que se muestran en las figuras 1a a 1d se han extraído de un análisis de este tipo. La jacket tenía un peso de 14.000 toneladas y la profundidad del agua en el emplazamiento era de 105 metros. Este análisis demostró que serían necesarios aproximadamente dos minutos para el proceso que se extiende desde el comienzo del auto deslizamiento (figura 1a) hasta que la jacket alcanza su posición flotante final (figura 1d).

4.1.2 Levantamiento

Actualmente un número cada vez mayor de jackets se instalan mediante levantamiento directo. Esta tendencia se ha visto propiciada por la disponibilidad de buques grúa de gran tamaño como, por ejemplo, el Micoperi 7000. En la figura 2 se ofrecen las curvas que muestran la capacidad de carga frente al radio del levantamiento. Otro factor que favorece este aumento de las jackets de levantamiento directo es el ahorro de peso que se está produciendo en el diseño de las jackets.

Durante un levantamiento directo, la jacket se levanta completamente en el aire para sacarla de la barcaza. El levantamiento asistido por la flotabilidad constituye un segundo tipo de levantamiento. En este caso se inunda la barcaza y, por lo tanto, se sumerge la jacket. El resultado de esta acción consiste en que la jacket se encuentra en estado de flotación, lo que reduce las cargas de los ganchos. Es posible añadir tanques de flotación a la jacket si así fuera necesario.

El lanzamiento de las jackets destinadas a aguas poco profundas puede efectuarse en posición vertical. En este caso, la operación de posicionamiento en vertical no es necesaria y el montaje se lleva a cabo directamente. Por regla general, las jackets para aguas profundas se levantan desde una posición en la que descansan sobre uno de sus costados. Normalmente se utilizan dos grúas; téngase en cuenta que las barcazas de grúas torre de gran tamaño, como la Micoperi 7000, están habitualmente equipadas con dos grúas. A la hora de considerar un levantamiento en tándem, es necesario tener en cuenta que es poco probable que ambos ganchos soporten la misma carga y que el peso permisible máximo de la jacket será inferior a la suma de las capacidades de las dos grúas. También es necesario tener en cuenta que, frecuentemente, las grúas se arriostran con el fin de obtener la máxima capacidad de carga y que transportan una carga menor si están rotando. Estos procedimientos pueden reducir en mayor medida la capacidad de carga aparente. Por último, es necesario tener en cuenta el peso de las eslingas, ya que pueden contribuir hasta en un 7% al peso del levantamiento.

Cuando se va a proceder a la retirada de la jacket de la barcaza de transporte mediante levantamiento, constituye una práctica habitual que el buque de instalación esté adecuadamente fondeado y en posición, de manera que tanto el posicionamiento en vertical como la colocación puedan efectuarse como parte de una única operación de levantamiento integral.

Es obvio que la elección de un buque de instalación apropiado es esencial. Además de la capacidad de carga, también es necesario considerar la estabilidad y las características de la

réplica al movimiento. En el entorno adverso del Mar del Norte, los buques de instalación son normalmente semisumergibles como, por ejemplo, el Micoperi 7000. En aguas más moderadas con frecuencia se utilizan barcazas de fondo plano. En entornos intermedios, como por ejemplo el Golfo de México, pueden utilizarse buques con forma de barco.

Los grandes buques grúa semisumergibles utilizados en el Mar del Norte disponen de sistemas totales de posicionamiento dinámicos para situarse en el emplazamiento. También están equipados con sofisticados sistemas de lastrado controlados por ordenador con el fin de mantener el nivel del buque durante las operaciones de levantamiento. Durante el levantamiento, el sistema de lastrado también se utiliza para contrarrestar la escora y aumentar las velocidades de elevación y de descenso durante las cruciales operaciones de levantamiento fuera de la barcaza y colocación sobre el lecho marino.

El período natural de los buques de instalación grandes en el balanceo, cabeceo y movimientos en sentido vertical tiende a estar próximo a los periodos máximos de los espectros del mar que se producen en el emplazamiento. Por lo tanto, estos movimientos son los que predominan. Normalmente, esto significa que se debe evitar el mar de través, puesto que provoca el balanceo, que es el movimiento que provoca mayores alteraciones. No obstante, no siempre es posible adoptar la “mejor posición”, ya que esto depende de la labor que el buque esté llamado a desempeñar. Debido a ello, los operadores de los buques realizan extensos estudios con el fin de determinar los estados del mar permisibles para operaciones específicas e, invariablemente, los capitanes de estos buques “experimentan” con diferentes orientaciones en un estado de mar concreto con el objeto de minimizar los movimientos y maximizar la capacidad de trabajo.

Las primeras etapas del levantamiento de una jacket desde la barcaza de transporte incluyen el posicionamiento de la barcaza y la unión de las eslingas al gancho. Normalmente, la barcaza estará controlada por remolcadores. Una vez que todo está preparado para que se proceda al levantamiento, se cortan los amarres utilizados para el transporte marítimo. La siguiente etapa consiste en transferir el peso de la jacket desde la barcaza a la grúa. En esta etapa, el requisito general consiste en efectuar el levantamiento lo más rápidamente posible. No obstante, es necesario un cuidadoso control y sincronización de los movimientos de la barcaza y del buque grúa con el fin de asegurar que la jacket, una vez levantada y sin contacto con la barcaza, no la golpee como consecuencia del paso de una ola posterior. Este mismo procedimiento de levantamiento es el que se adopta en los casos de levantamiento directo y asistido por la flotabilidad.

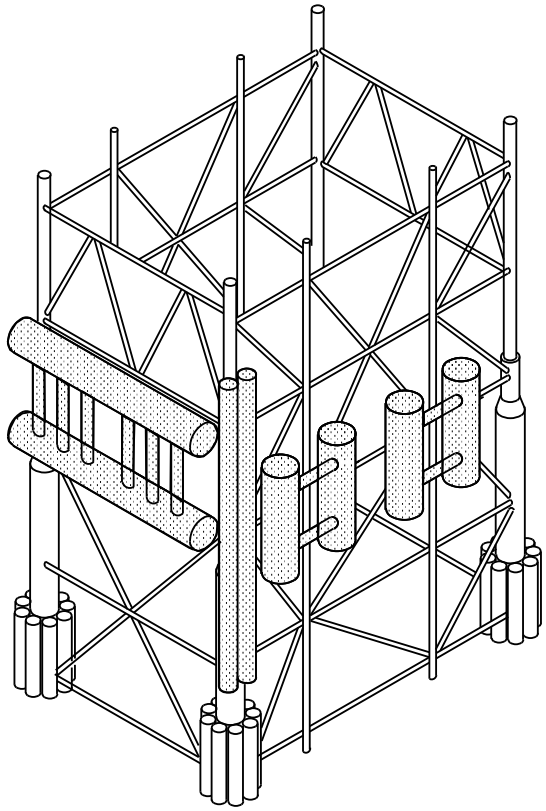
Una vez que la jacket se ha levantado de la barcaza, ésta es retirada mediante remolcadores. A continuación, lo normal es proceder directamente al posicionamiento en vertical de la jacket.

4.2 Posicionamiento en Vertical y Colocación sobre el Lecho Marino de la Jacket

A menos que se haya transportado y levantado la jacket en posición vertical, será necesario ponerla en esta posición en el emplazamiento de la instalación. El posicionamiento en vertical puede lograrse mediante la inundación controlada de los tanques de flotabilidad, mediante la utilización de un buque grúa o mediante una combinación de ambos métodos.

4.2.1 Posicionamiento en Vertical Mediante control del lastrado e Inundación

Normalmente, en el caso de las jackets lanzadas o auto flotantes no es necesario un buque grúa de gran tamaño. Así pues, el posicionamiento en vertical se consigue mediante la inundación controlada. Normalmente hará falta un buque de instalación pequeño para el montaje de los pilotes una vez que la jacket ha tocado fondo, de manera que este buque se utiliza como



Nota: En este esquema se han omitido algunos elementos estructurales para una mayor claridad

Figura 3 Esquema de jacket Brae “B” donde se muestran los tanques de flotabilidad auxiliares

plataforma desde la que se controlan las diversas operaciones de inundación. Este buque de instalación también se utilizará para ayudar al posicionamiento de la jacket.

La figura 3 muestra un croquis de la jacket Brae “B” en el que pueden verse los tanques de flotabilidad auxiliares. En este caso, el sistema de flotabilidad constaba de 42 válvulas sumergidas primarias y 22 de emergencia bajo control hidráulico directo. La fuente de energía de nitrógeno y los paneles de control asociados se albergaban en cápsulas herméticas.

La figura 4 muestra una secuencia de croquis que ilustran el proceso del posicionamiento en vertical de una jacket auto flotante. En la etapa 1 se inundan los compartimientos de la línea de flotación situados en un extremo de la jacket. En la etapa 2 se inundan más tanques de la línea de flotación hasta que en la etapa 3 la estructura superior de la jacket desciende hasta el nivel del agua y también puede ser inundada. Entonces se permite que la jacket gire hasta que todos los pilares están inundados por igual, como en la etapa 4. En ese momento, la posición natural de la jacket será la de flotación en vertical, como en la etapa 5. Una mayor inundación de la jacket, como en la etapa 6, permitiría hacer descender la jacket hasta el lecho marino de manera controlada.

El posicionamiento en vertical de una jacket lanzada es similar al que se muestra en la figura 4. La diferencia principal consiste en que es posible que haya un menor exceso de flotabilidad para el control de la operación. En este caso, puede utilizarse una combinación de inundación y levantamiento, tal y como se muestra en la figura 5, para efectuar el posicionamiento en

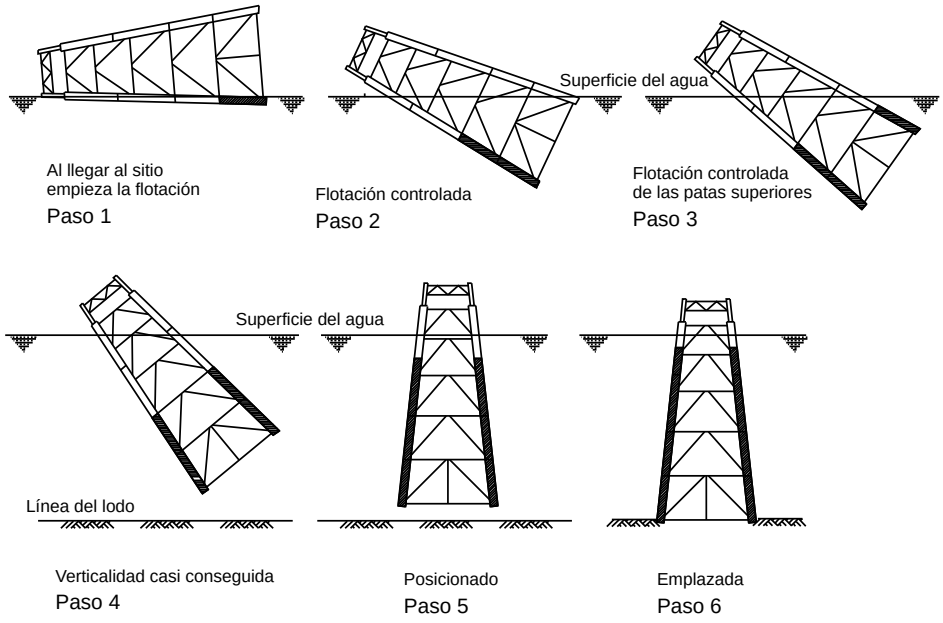


Figura 4 Instalación y jacket autoflotante

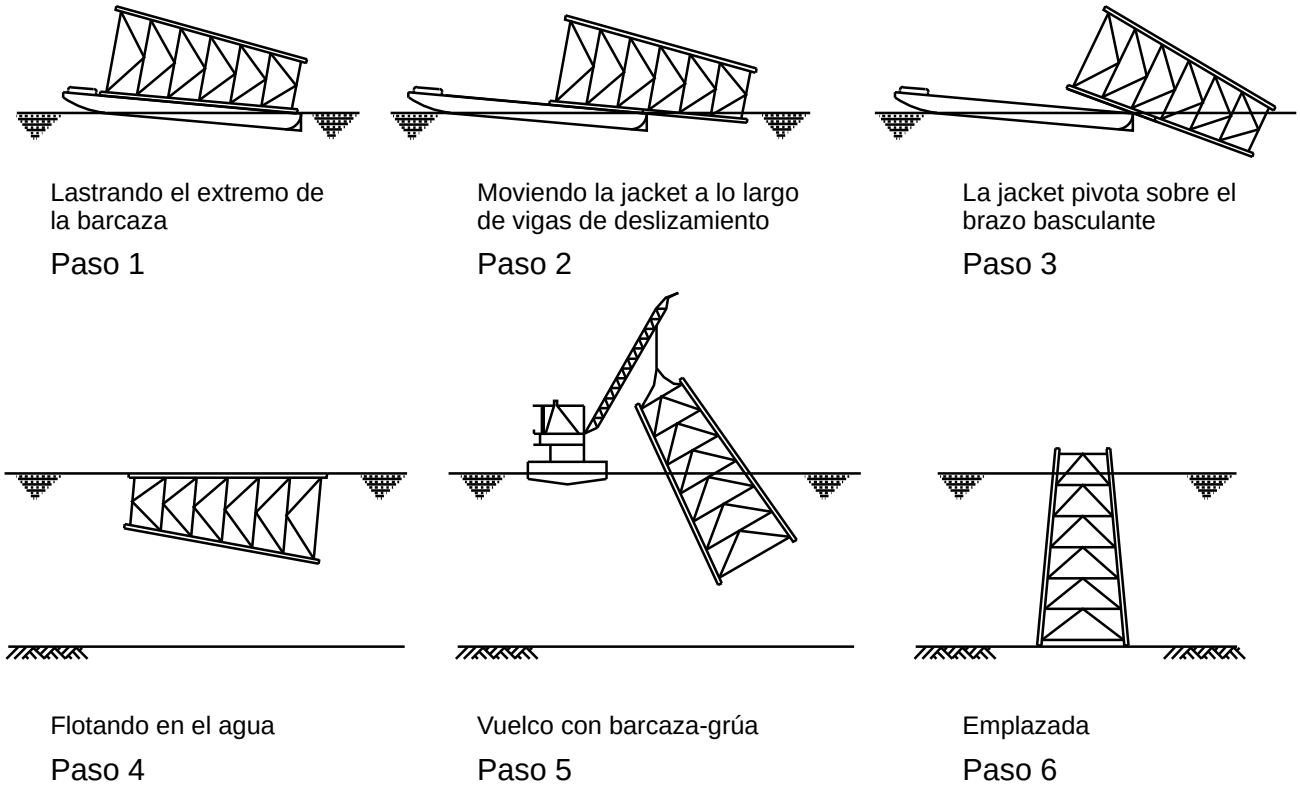


Figura 5 Instalación de la jacket por lanzamiento

vertical y la colocación sobre el lecho marino de la jacket.

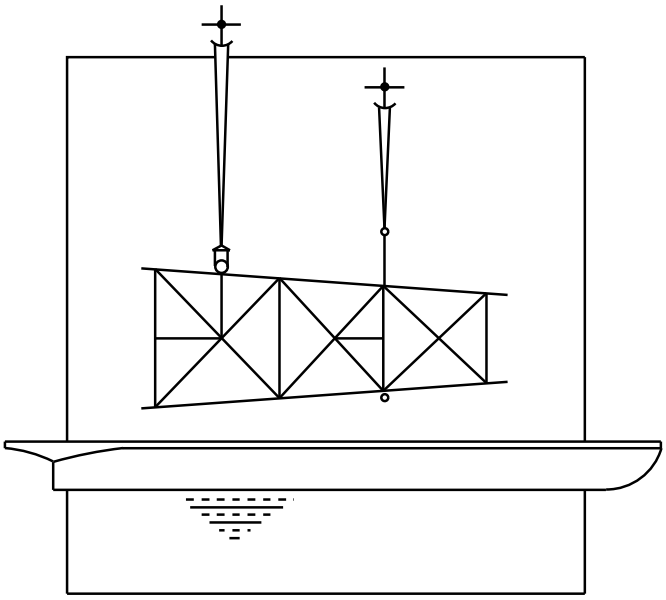
Las operaciones de grúa y de lastrado deben definirse claramente antes de dar comienzo a la operación. Esto implica un cuidadoso análisis naval de la posición de flotación libre de la jacket en las diversas etapas del procedimiento del posicionamiento en vertical. Una característica de estos análisis consiste en la necesidad de considerar qué es lo que ocurriría en el caso de que los tanques de flotabilidad se inundaran accidentalmente o de que las válvulas de inundación no funcionaran. Es necesario proporcionar procedimientos y equipos de emergencia.

4.2.2 Posicionamiento en Vertical Mediante la Utilización de Buque Grúa

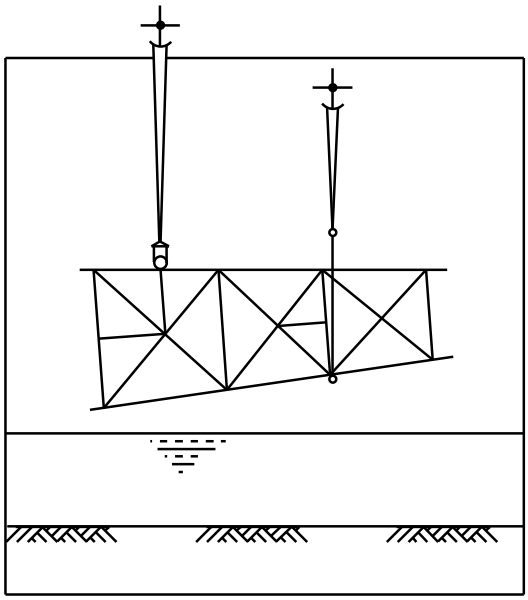
La figura 5 muestra la utilización más simple de una grúa para el posicionamiento en vertical y la colocación sobre el lecho marino de una jacket. Esta utilización resulta aceptable en el caso de jackets que han sido lanzadas. Cuando se trata de jackets orientadas horizontalmente que se levantan directamente, el procedimiento incluye más aspectos.

El posicionamiento en vertical de una jacket levantada horizontalmente puede efectuarse de dos maneras. Quizás la más directa consista en bajar la jacket hasta el agua de manera que flote. Entonces, pueden retirarse las eslingas existentes y fijar otras nuevas en la parte superior de la jacket. En ese momento se puede proceder al posicionamiento en vertical de la jacket tal y como se indica en la figura 5. Para hacer esto puede resultar necesario cerrar los pilares y disponer de cierta flotabilidad adicional.

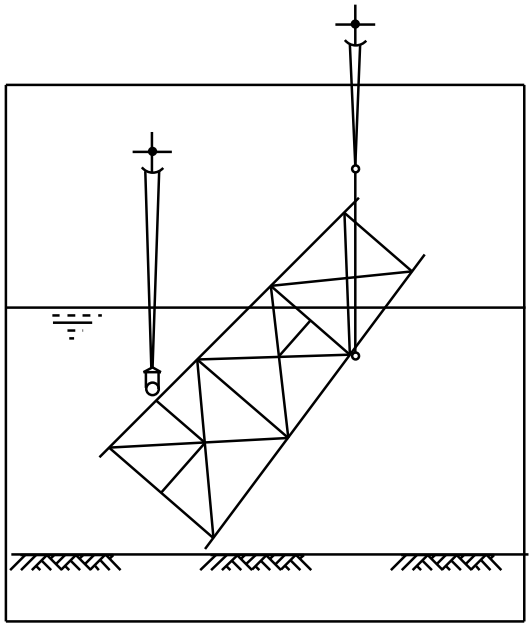
Un segundo método consiste en efectuar el posicionamiento directamente, como se muestra en la figura 6. Este método precisa de orejetas especiales de manera que se pueda producir la rotación necesaria entre las eslingas y la jac-



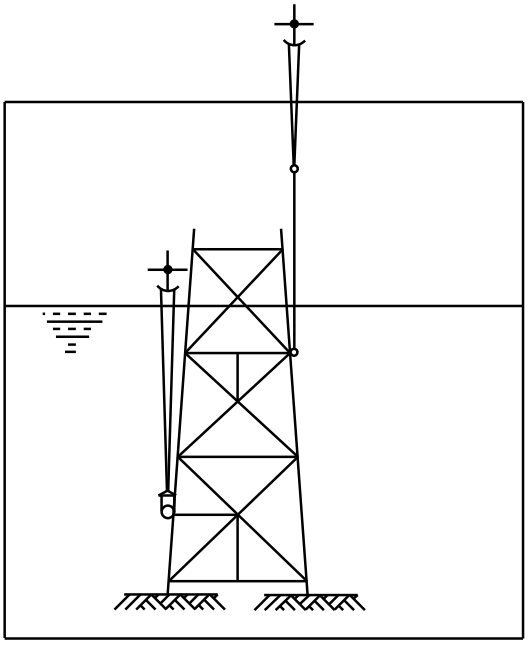
Paso 1 Izado desde la barcaza



Paso 2 Vuelco: fase 1



Paso 3 Vuelco: fase 2



Paso 4 Asentamiento en la posición final

Figura 6 Instalación de la jacket por levantamiento

ket. También es necesario un cuidadoso análisis naval con el fin de determinar satisfactoriamente las cargas de los ganchos y asegurar que la jacket permanezca estable.

Una vez en posición vertical, la jacket puede colocarse sobre el lecho marino. Puesto que los puntos de levantamiento están sumergidos, es posible que la desconexión de las eslingas de la jacket sea efectuada por buzos.

Si bien en la figura 6 se muestra una grúa de dos ganchos, debe tenerse en cuenta que, en el caso de jackets ligeras, es posible efectuar esta operación utilizando una grúa simple. En este caso los ganchos principales y auxiliares se usan en combinación; el gancho principal, por ejemplo, puede hacerse cargo del peso de la jacket mientras que el gancho auxiliar proporciona la fuerza para el posicionamiento en vertical.

Una tendencia cada vez más habitual consiste en instalar las jackets sobre un pozo o pozos ya existentes. Puesto que para el posicionamiento de los pozos se habrá utilizado una plantilla de perforación, esta misma plantilla se utiliza para la colocación de la jacket. Es necesario garantizar la protección de las cabezas de los pozos frente a los daños causados por el contacto accidental con la jacket.

Una vez colocada, es necesario poner la jacket en nivel o casi en nivel y nivelarla dentro de las tolerancias especificadas en el plan de instalación. Una vez nivelada, es necesario tener cuidado de que la jacket mantenga el perfil de equilibrio y la posición de nivel durante las operaciones subsiguientes. La nivelación de la jacket con posterioridad a la instalación de todos los pilotes debe evitarse siempre que sea posible, ya que se trata de una operación costosa y frecuentemente ineficaz. Si fuera necesario, la nivelación se debe efectuar después del hincamiento de un número mínimo de pilotes mediante levantamiento o por medio de gatos. En este caso se deben utilizar procedimientos que minimicen las tensiones de flexión en los pilotes.

4.3 Estabilidad sobre el Lecho Marino

Una vez colocada sobre el lecho marino, lo habitual es efectuar el pilotaje tan rápidamente como sea posible. No obstante, a estas alturas del procedimiento de montaje es posible que las condiciones meteorológicas y, por lo tanto, el estado del mar, se estén deteriorando. Esto ocurre como resultado de que las previsiones meteorológicas a largo plazo son menos fiables que las hechas a corto plazo. También debe tenerse en cuenta que cualquier problema surgido durante el procedimiento de montaje producirá retrasos y que puede pasar un tiempo antes de que la jacket esté fijada adecuadamente al lecho marino mediante el pilotaje.

Es necesario que la jacket esté estable y nivelada durante el pilotaje. Por lo tanto, se efectúa un análisis independiente de la estabilidad sobre el lecho marino. Es necesario que se satisfagan tres condiciones:

(1) resistencia vertical al peso de la jacket y a las cargas del pilotaje;

(2) estabilidad frente al deslizamiento bajo la carga del oleaje/corriente;

(3) estabilidad frente al vuelco bajo cargas del oleaje/corriente.

A la hora de efectuar los análisis anteriores, es necesario utilizar el estado del mar apropiado para generar las cargas hidrodinámicas. Este estado debe consistir en estudiar la ola máxima que pudiera producirse antes de que se completara el pilotaje. Partiendo de la hipótesis de que el montaje se efectuara durante los meses de verano, un criterio típico podría ser la ola de temporal de verano de un período de un año.

Las provisiones que es necesario adoptar con el fin de asegurar la estabilidad sobre el lecho marino varían en gran medida dependiendo del emplazamiento de la jacket, altura y condiciones del suelo del lecho marino. Por ejemplo, cuando las condiciones del suelo son buenas, la jacket puede apoyarse directamente sobre partes de acero de la jacket ya existentes, sin necesidad de otras provisiones. No obstante, cuando las condiciones del suelo no son satisfactorias, es posible que resulten necesarias “placas base” de gran tamaño con el fin de distribuir la carga. Éstas pueden influir

sobre la dinámica del lanzamiento y del montaje.

En muchos casos no es posible conseguir la estabilidad frente al deslizamiento y el vuelco mediante la utilización de placas base planas. En estas circunstancias se utilizan placas base con zócalos. Los zócalos mejoran considerablemente la resistencia al deslizamiento y, en suelos arcillosos o limosos, pueden permitir que la carga de tracción nominal resista el vuelco. Otra opción frecuentemente utilizada consiste en hincar varios pilotes tan pronto como se ha colocado la jacket. Estos pilotes penetrarán una cierta distancia bajo su propio peso, proporcionando una resistencia adicional al deslizamiento. Puesto que la mayor parte de los pilotes están inclinados, también proporcionan un cierto grado de resistencia al vuelco.

5. RESUMEN FINAL

- Existen, en líneas generales, cuatro fases para la instalación de una jacket de acero: izado a bordo, amarre para el transporte marítimo, transporte marítimo e instalación en el mar.

- A la hora de decidir cuál es la mejor manera de fabricar e instalar una jacket en concreto, las opciones se determinan fundamentalmente en base tanto a los equipos de instalación disponibles como a la profundidad del agua en el emplazamiento de la plataforma.

- Es necesario preparar un plan de instalación para cada instalación concreta. El izado a bordo supone el movimiento de la estructura completada para colocarla sobre la barcaza que la transportará al emplazamiento en el mar.

- El amarre para el transporte marítimo implica los ajustes y soldaduras para crear los lazos suficientes entre la jacket y la barcaza que impidan que ésta se desplace durante el transporte al emplazamiento de la plataforma.

- El transporte de componentes pesados desde el astillero de fabricación hasta el emplazamiento en el mar constituye una actividad crítica que requiere una programación y unos cálculos muy cuidadosos.

- La retirada de la jacket de la barcaza se efectúa o bien mediante levantamiento directo con una barcaza de grúa torre, haciéndola descender hasta su posición, o mediante lanzamiento. Tanto para el lanzamiento como para la colocación sobre el lecho marino de la jacket son necesarios varios estudios de ingeniería.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] API RP2A, Recommended Practice for Planning, Designing and Construction of Fixed Offshore Installations, latest edition. Principios y prácticas del diseño de ingeniería desarrollados durante la explotación de los recursos petrolíferos mediante plataformas.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1 Det Norske Veritas Marine Operations Recommended Practice RP5 - Lifting (June 1985). Principios y prácticas adecuadas para levantamientos pesados en las plataformas petrolíferas.

2 AISC Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, latest edition. El reglamento API se remite a esta norma para el cálculo de las tensiones admisibles básicas de todos los elementos de la jacket.

3 AWS Structural Welding Code AWS D1.1-88. El reglamento de API exige que todas las cualificaciones para las soldaduras y procedimientos de soldeo se emprendan de acuerdo a este reglamento.

4 Det Norske Veritas, Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures, 1977. Reglas para la construcción e instalación de jackets de acero, tal y como exige DNV.

5 Lloyds Register of Shipping, Rules and Regulations for the Classification of Fixed Offshore Installations, 1989. Basado en la experiencia de Lloyd's relativa a la certificación de más de 500 plataformas en todo el mundo.

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.10: Superestructuras I

OBJETIVOS/CONTENIDO

Introducir los requisitos funcionales; identificar las fases principales del proceso, equipo, logística y seguridad; introducir los conceptos estructurales para las jackets y elaborar el diseño estructural para los módulos sobre estructuras verticales de hormigón (E.V.H.).

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones 1 y 2:	Construcción en Acero
Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lección 3.5:	Selección de la Calidad del Acero
Lecciones 4.1:	Fabricación General de Estructuras de Acero
Lección 8.3:	Modelos de Inestabilidad Elástica
Lección 9.6:	Pilares compuestos
Lecciones 10.4:	Comportamiento y Diseño de Vigas Armadas
Lecciones 13.2:	Generalidades sobre Uniones Soldadas
Lección 14.2:	Introducción Avanzada a la Fatiga
Lecciones 17:	Sistemas Estructurales - Plataformas Petrolíferas

RESUMEN

Se discute la distribución del suelo superior, haciendo referencia tanto a API-RP2G [1] como a varios aspectos del control de la coordinación y del control del peso.

Se presentan y describen los diferentes tipos de estructuras de los módulos (de acuerdo con el tipo de infraestructura, jacket o E.V.H.). Estos tipos son:

1. Módulo integrado.
2. estructura de soporte del módulo.
3. módulos.

Se presentan los conceptos relativos a los pisos y se discuten varios aspectos de la concepción de la construcción de los pisos de chapa.

1. INTRODUCCIÓN

Esta lección se ocupa de los aspectos generales de la concepción de la construcción de los módulos de las plataformas petrolíferas.

El módulo de una estructura petrolífera alberga el equipamiento y sirve de apoyos para los módulos y accesorios tales como los alojamientos, el helipuerto, antorcha, torre de comunicaciones y apoyos de las grúas.

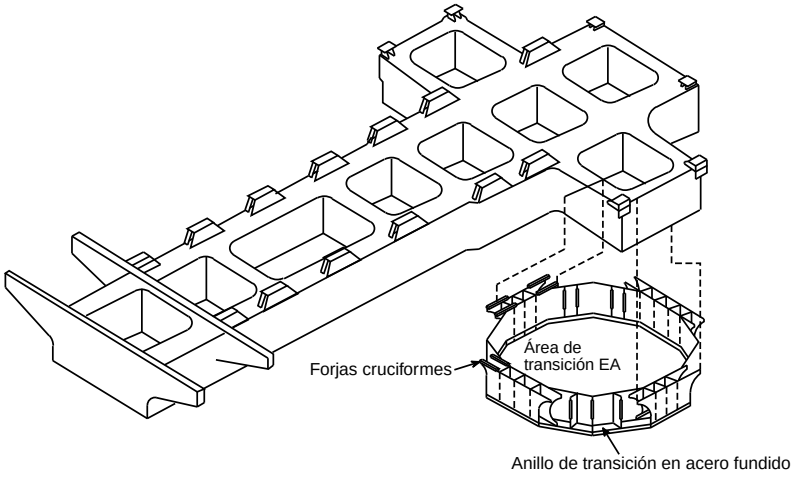
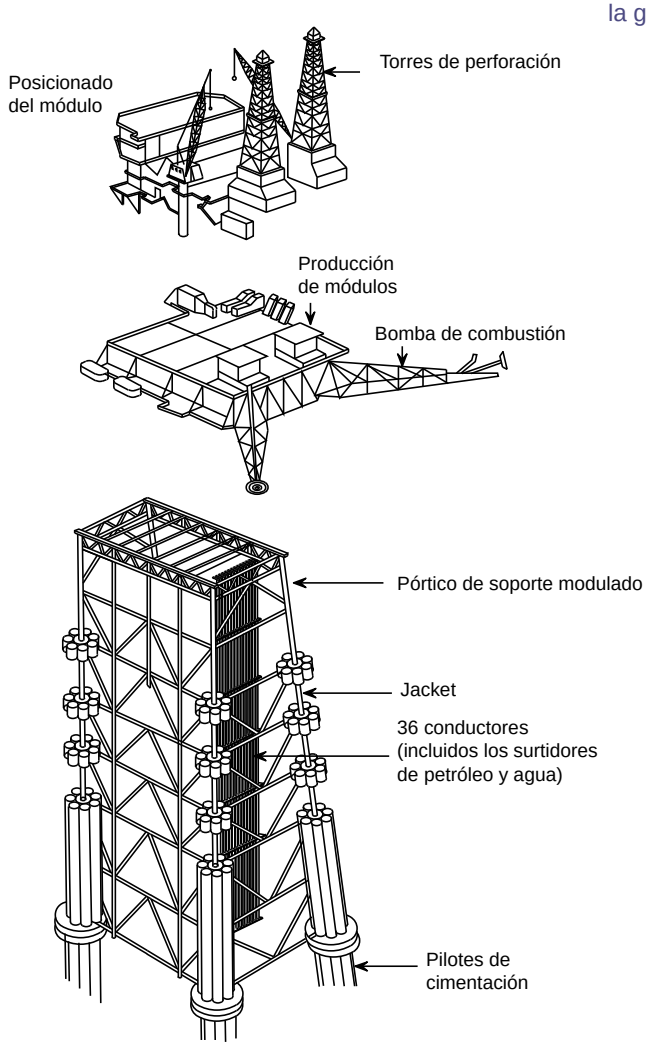


Figura 2 Estructura de soporte modulada para subestructuras basadas en la gravedad



Obsérvese el montaje de las vigas en la jacket y las guías de los pilares convencionales

Figura 1 Jacket basada en la estructura modulada

El concepto estructural del módulo está influido en gran medida por el tipo de infraestructura (jacket o E.V.H.) y por el procedimiento de construcción (véase las figuras 1 y 2.)

Los módulos, de más de 10.000 toneladas, están provistos de una estructura de apoyo sobre la que se dispone una serie de módulos. Actualmente, los módulos de menor tamaño, tales como los existentes en la zona sur del Mar del Norte, se instalan ya completos con todos sus equipos en un solo levantamiento con el fin de minimizar el número de uniones que es necesario efectuar en el emplazamiento marino. Esta lección hace referencia en su mayor parte a este tipo de módulos integrados, como el que se muestra en las figuras 3 y 4.

La selección del concepto de módulo es una labor que se efectúa en colaboración con las demás disciplinas.

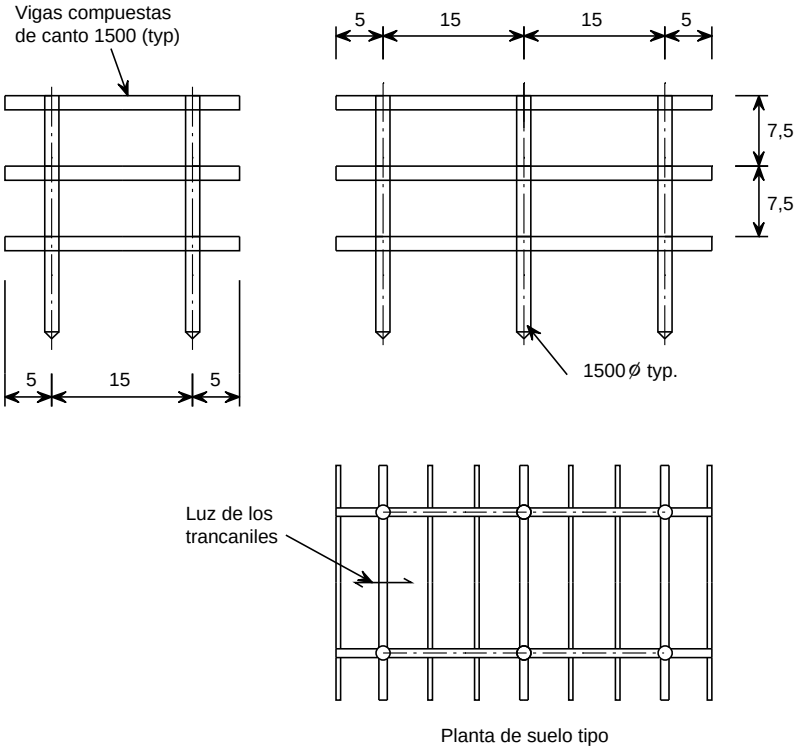


Figura 3 Plataforma de tipo pórtico usada en el sector holandes del Mar del Norte

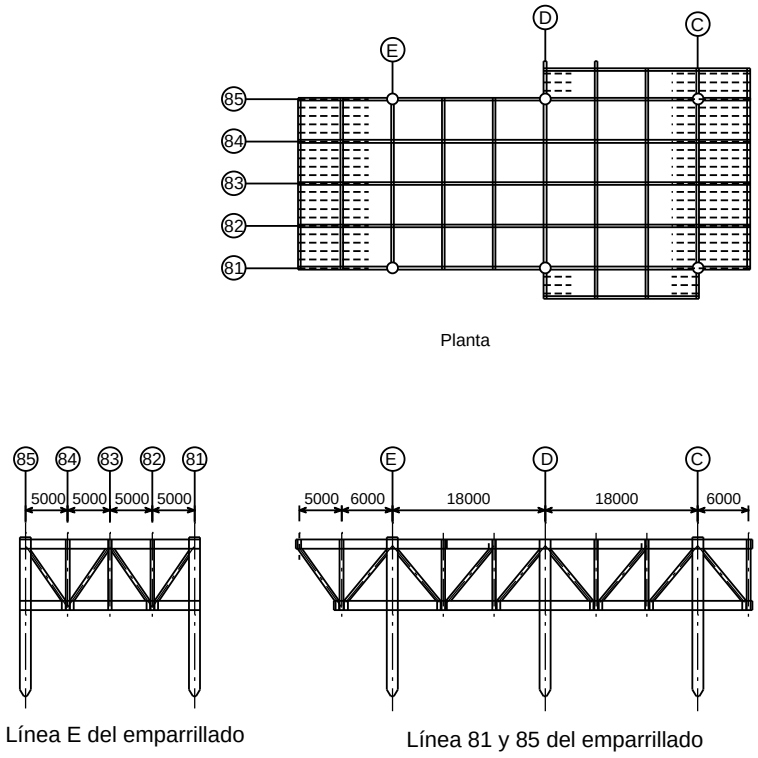


Figura 4 Estructura de plataforma de vigas de celosía

2. ASPECTOS BÁSICOS DEL DISEÑO

2.1 Espacio y Elevaciones

El primer paso a la hora de desarrollar un nuevo concepto del diseño consiste en la consideración de todos los requisitos de la estructura del módulo. A continuación se discuten los requisitos del diseño y su impacto sobre el sistema estructural.

La distribución del módulo está influida por el tipo de procesado de los hidrocarburos que se lleve a cabo.

El área necesaria para el equipo, tubos y recorridos del cableado, la tolerancia de altura y los requisitos de acceso/escape determinan tanto el área del módulo como las elevaciones.

La altura de las cubiertas inferiores depende de las condiciones del entorno. La altura de la cubierta inferior, se basa en la altura máxima de la cresta de la ola calculada, incluyendo el potencial de temporales y mareas, más un espacio de aire mínimo de 1,5 m.

Normalmente, en el Mar del Norte la distancia vertical entre las cubiertas del módulo oscila entre 6 - 9 m.

Es muy importante tener en cuenta la dirección predominante del viento a la hora de determinar la posición de los diversos componentes sobre la plataforma, tales como la antorcha, las grúas, el helipuerto, etc; y también las provisiones logísticas y de seguridad.

2.2 Requisitos de la Distribución

A continuación se ofrece una breve descripción, basada en API-RP2G [1], de los requisitos de los diversos componentes del módulo.

Pozos: la posición de los pozos depende de si su perforación y trabajos se efectuarán utilizando una torre de perforación autoelevadora en ménsula independiente o mediante una torre de perforación situada sobre la plataforma. En el primer caso, los pozos deben estar cercanos al borde de la plataforma y requieren la existencia de un área de considerables dimensiones, por encima de ellos, libre de obstáculos. En el segundo caso, es necesario proporcionar un par de vigas de alta resistencia con el fin de soportar la unidad de perforación.

Equipo, tubos y soportes para los cables: todos los dispositivos para el tratamiento del petróleo o del gas deberán satisfacer los requisitos de API-RP2G [1].

Alojamientos y helipuerto: el helipuerto debe situarse en las proximidades de los alojamientos con el fin de permitir una rápida evacuación. Generalmente, el helipuerto se sitúa en el área libre de obstáculos situada encima de los alojamientos.

Módulo compresor de gas: la presión de las reservas de gas disminuye debido a la explotación. Es posible que la compresión sea necesaria en el futuro con el fin de conseguir un flujo de gas aceptable en el gaseoducto.

Módulo de inyección de agua o de gas: la producción de petróleo disminuye tras varios años de explotación. En ese momento, es necesario estimular las reservas mediante, por ejemplo, la inyección de agua.

Grúa del módulo: el emplazamiento de la grúa debe seleccionarse de tal manera que se obtenga la mayor cobertura del módulo y el gruísta pueda mantener contacto visual tanto con el objeto levantado como con el buque de suministro. Este emplazamiento debe estar situado fuera del área libre de obstáculos del helipuerto y no debe interferir con instalaciones futuras.

Chimenea o antorcha: una chimenea de escape libera los productos gaseosos en el aire sin quemarlos; una antorcha libera y quema estos productos. Tanto las chimeneas de escape como las de combustión deben estar situadas fuera de las áreas peligrosas y lejos del helipuerto. La punta de estas chimeneas superará la altura del helipuerto por lo menos en 100 pies. Se deberá comprobar la irradiación de calor.

Torre de comunicaciones: Es necesaria una instalación elevada con el fin de proporcionar un apoyo libre de obstáculos a las antenas de comunicaciones. Se necesita un apoyo rígido con el objeto de satisfacer el estricto criterio de la flecha.

Cápsulas de supervivencia y grúa de evacuación: normalmente las estructuras de apoyo de estos elementos se encuentran en ménsula desde la estructura principal. La carga de impacto y la amplificación dinámica aumentan las reacciones en el apoyo durante la operación.

Pasarelas, escalas y escaleras: estos elementos deben mantenerse libres de obstáculos, ser anti-deslizantes y tener la anchura suficiente que permita la evacuación del personal en camilla.

Cerramientos, paredes, puertas y persianas: el tipo de cerramiento depende de los requisitos operacionales y de las preferencias de la compañía petrolífera. Debido a razones de seguridad, es posible que las paredes y las puertas tengan que satisfacer unos requisitos específicos relativos a explosiones y resistencia al incendio. Las persianas se pueden utilizar para permitir la ventilación natural, al tiempo que evitan la entrada de la lluvia, nieve o pájaros.

Áreas para la distribución de equipos, recambios y consumibles: estas áreas se disponen en ménsula desde la estructura principal con el fin de permitir el acceso de la grúa del módulo a los niveles de las cubiertas inferiores, sin necesidad de disponer escotillas a través de las cubiertas.

Escotillas: el acceso a los pisos inferiores dentro del radio de acción de la grúa es necesario con el fin de posibilitar el mantenimiento, reparaciones y modificación de la plataforma. Es necesario identificar las escotillas en una etapa inicial del diseño.

Tuberías de conducción, caissons, sumideros: La sección de la tubería de conducción sube desde el lecho marino hasta el módulo. Introduce cargas verticales y horizontales (del entorno y de trabajo) en la estructura del módulo. Los caissons para las bombas y los sumideros para la descarga se cuelgan de la cubierta inferior e introducen cargas horizontales y verticales significativas en el módulo.

Drenajes: es necesario que se instalen drenajes para que los vertidos caigan sobre cubetas recolectoras situadas bajo los equipos y también para la recogida del agua de lluvia contaminada con petróleo con el fin de evitar su vertido al mar.

Elementos pasantes de cubiertas: es posible que los tubos de unión de procesos-elementos situados en niveles diferentes y los depósitos, recorridos del cableado, etc, necesiten la existencia de un área importante libre de elementos estructurales. Es necesario identificar estos elementos pasantes de cubiertas en una etapa inicial del diseño y coordinar su ubicación con la de los elementos estructurales principales.

Otras provisiones: también es posible que sean necesarios elementos tales como monocarriles y pasarelas de inspección.

2.3 Cargas

En la lección 17.3 se han identificado y cuantificado parcialmente los diferentes tipos de cargas.

Las cargas que se van a discutir en esta sección son el peso propio, la carga no permanente del tanque lleno y la carga del viento. El peso propio incluye el peso de la estructura, equipos, tubos, cableado, maquinaria y elementos auxiliares. La carga del tanque lleno cubre el peso del agua potable, combustible diesel, combustible de los helicópteros, glicol, metanol, lodo para cegar pozos, aceite de lubricación, desechos, etc.

La carga no permanente también cubre todo tipo de cargas varias tales como consumibles en sacos o paletizados, repuestos, equipo de mantenimiento, etc.

La aplicación de la carga no permanente es normal a los módulos. A la hora de realizar el

diseño, es necesario disponer de criterios de ingeniería en lo relativo a:

- la magnitud de la carga que se va a aplicar a los diversos elementos estructurales:
  - trancanil con carga directa
  - bao de cubierta
  - viga de celosía de cubierta
  - pilar de cubierta
  - jacket
  - pilote
  - resistencia del cojinete del pilote
- el área sobre la que se va a aplicar la carga no permanente. En el reglamento este área se describe como el área no ocupada.

En lo referente a la resistencia local, las pasarelas, vías de escape, etc, se consideran zonas no ocupadas por los equipos y, por lo tanto, con cargas no permanentes.

En lo referente a la resistencia global, las pasarelas, vías de escape, etc, se consideran ocupados (mantenidos libres de obstáculos para la evacuación) y, por lo tanto, no se aplica carga no permanente.

- la distribución de cargas que genera la máxima tensión. Es necesario desarrollar una política con respecto a este punto, que debe indicar tanto la variación de cargas sobre una cubierta como sobre varias.

Es necesario evaluar adecuadamente las cargas del viento. En lo relativo a la integridad estructural global, el complejo perfil de la plataforma plantea problemas a la hora de evaluar el área efectiva para la carga del viento. Algunos elementos especiales tales como torres de comunicación y antorchas exigen el tratamiento de estructuras sensibles al viento.

Con el fin de controlar el proceso del diseño, el personal de gestión de éste efectuará el pesaje, tal y como se explica a continuación en el apartado 2.5. Todos los análisis estructurales deben realizarse de acuerdo con la información más reciente disponible en el informe de pesaje. Esto exige que tanto el expediente de carga para el análisis estructural como el informe de pesaje sean compatibles con respecto al peso total, distribución del peso y centros de gravedad.

2.4 Control de Interconexiones

Las muchas funciones del módulo provocan que el número de disciplinas involucradas en el diseño también sea elevado.

Debido al elevado coste que conlleva el proporcionar espacio en la plataforma, es necesario proyectar la instalación de manera que sea muy compacta. Este requisito provoca la existencia de varias áreas importantes de control interdisciplinario.

- distribución del espacio: la estructura no debe hacer uso de espacio asignado para los equipos o las rutas de acceso. Es necesario respetar la distancia entre tubos, recorridos del cableado, equipos y la cubierta superior.
- control directo de interconexiones: las bombas, depósitos y tuberías necesitan soportación en la estructura metálica.
- Interconexión entre la perforación y las operaciones complementarias.
- Interconexión entre la grúa y helipuerto, módulo de vivienda, unidad de perforación y antorcha.
- Interconexión con la tubería de conducción de exportación.
- Interconexión entre los módulos.
- Interconexión entre el módulo y el puente de la plataforma adyacente.
- Interconexión con la subestructura.

2.5 Ingeniería de Pesaje

El peso de la instalación global, así como el de sus principales componentes es crítico. La falta de control sobre el peso puede provocar costosas

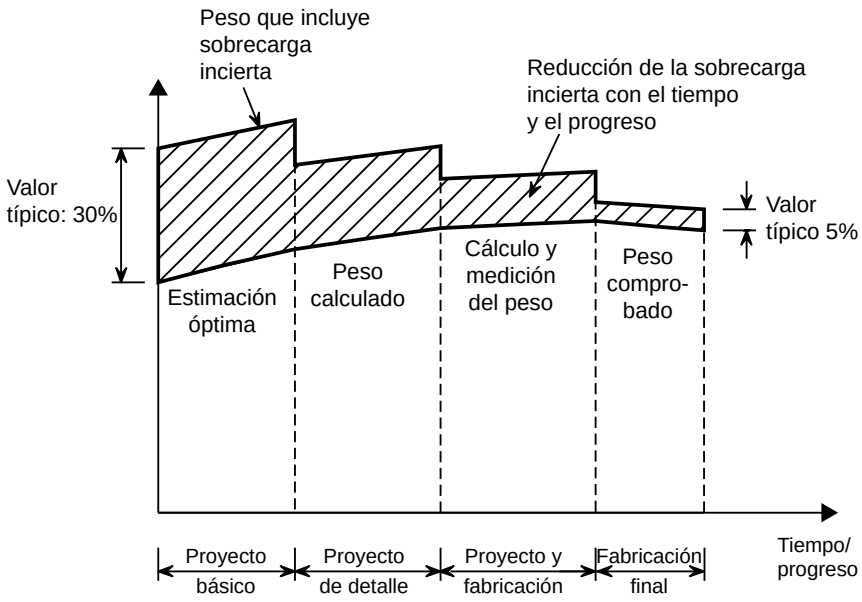


Figura 5 Reducción de la incertidumbre del peso

modificaciones en el Diseño y en las disposiciones principales con el objeto de no rebasar los límites de la filosofía del proyecto.

La ingeniería del peso consiste en:

- pronóstico del peso
- informe del peso
- control del peso
- pesaje

El pronóstico del peso es la metodología que aplica un recargo de incertidumbre de hasta +30% durante la fase conceptual del Diseño y de +5% en la fase final de fabricación (véase la figura 5.)

3. SISTEMAS ESTRUCTURALES

3.1 Selección del Módulo para las estructuras Principales Soportadas en Jackets

La selección del tipo de módulo constituye el segundo paso del desarrollo de un sistema estructural. Las dos posibles alternativas básicas: tipo viga de celosía (figura 4) o tipo porticado sin refuerzos (figura 3) se comparan en la tabla 1.

3.2 Selección de los Módulos sobre Estructuras verticales de Hormigón (E.V.H.)

Los módulos de las estructuras de hormigón presentan grandes diferencias con los módulos soportados por jackets (véase la figura 17.1.) El módulo representa un elemento importante en el sistema global de tipo porticado. Las estructura de hormigón se han construido con un número de ejes que oscila de uno a cuatro. Se ha adoptado una disposición rectangular o en T

Nº	Concepto	Tipo viga de celosía	Tipo porticado
1	Ausencia de interferencia entre disciplinas	–	+ +
2	Flexibilidad durante la construcción	–	+ +
3	Flexibilidad durante la operación	–	+ +
4	Trabajo de taller automatizado	–	+ +
5	Altura de la construcción	+ +	0
6	Inspección	–	+ +
7	Mantenimiento	–	+
8	Peso de la estructura	+	0
9	Reserva de resistencia	+	+ +
10	Potencial para acero de alta resistencia	+	+ +
11	CAPEX estructural	+	+
12	CAPEX de la plataforma	+	+ +

Nota: + + Indica un mayor beneficio.
– Indica una desventaja mayor.

Tabla 1 Comparación de los conceptos para las estructuras principales soportadas en jackets

La selección del concepto de tipo de módulo, viga de celosía o pórtico, está asociada con la decisión que se adopte con respecto a la posición de la estructura longitudinal en la sección transversal. En un módulo de 20-25 m de anchura, las vigas de celosía se disponen normalmente en filas longitudinales: la línea media y ambas paredes exteriores (figura 6).

No obstante, en este tipo de módulo los pórticos se disponen en dos filas longitudinales, a una distancia aproximada de 14-16 m, permitiendo estructuras en voladizos de aproximadamente 5 m (figura 3).

de los cuatro ejes. La forma básica consiste en un módulo compartimentado con un emparrillado de vigas en cajón de alta resistencia.

A continuación se indican tan sólo unos pocos elementos del Diseño estructural del módulo de una estructura de hormigón:

- debido a la acción del pórtico, la cubierta está sometida a la fatiga; un caso difícil de controlar en el Diseño de un módulo.
- la optimización de la disposición del equipo, tubos y recorridos del cableado, la logística

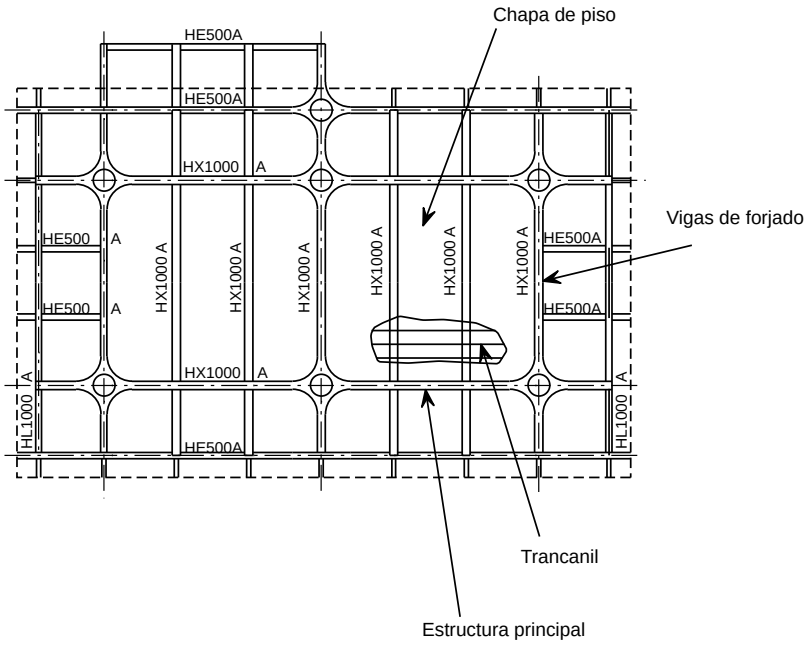


Figura 6 Emparrillado estructural básico para un suelo sobre jacket

y las salidas de emergencia requiere grandes aberturas y perforaciones de las paredes de chapa, creando, por lo tanto, grandes concentraciones de tensiones.

- es necesario ejercer un estricto control sobre las fijaciones de las estructuras secundarias y de los apoyos para equipos/tubos/cableado a la estructura principal con el fin de evitar problemas de fatiga.

- el área de unión con el cuerpo de hormigón debe proporcionar la transición desde el perfil circular (cuerpo) al cuadrado (módulo). Este área alberga barras de anclaje de alta resistencia, dispositivos temporales para el acoplamiento con el módulo y requiere tolerancias con respecto a las dimensiones tanto del módulo como de la infraestructura.

- es necesario planear cuidadosamente las opciones para la inspección y el mantenimiento, especialmente debido a que puede producirse fatiga.

Generalmente, el material que se utiliza actualmente es acero de alta resistencia con una límite elástico de 355 MPa. También se observa una tendencia hacia la utilización de aceros de mayor resistencia (420-460 MPa).

3.3 Tipos de Piso

El tipo de piso en las estructuras petrolíferas es convencional: vigas laminadas en caliente, normalmente a una distancia entre ejes de 1000-1200 mm, cubiertas con chapa de acero plana o estriada de un espesor de 6-10 mm.

Las opciones disponibles son:

- piso de acero convencional
- emparrillado de acero (tipo barra o tipo chapa)
    - estructura del piso de aluminio
- piso ortotrópico de acero
- chapa de acero corrugada

La estructura del piso convencional de acero representa aproximadamente la mitad del peso de la estructura metálica de las plataformas petrolíferas.

Es posible que la utilización de los emparrillados de acero, especialmente los de tipo chapa, experimente un aumento debido a que su peso por metro cuadrado resulta muy favorable.

Recientemente se ha observado un gran interés por el aluminio; el desarrollo de este material que se está efectuando actualmente en Noruega revelará su potencial real.

Los pisos ortotrópicos de acero se han aplicado en el helipuerto. Todavía no se dispone de los estudios suficientes que permitan evaluar su viabilidad real para los pisos de los módulos de las plataformas petrolíferas.

En los alojamientos, se ha utilizado la chapa de acero corrugada (de un espesor aproximado de 1-3 mm) como base del piso.

En resumen, el concepto que se utiliza para las estructuras típicas de los pisos de las plataformas petrolíferas de los módulos consiste en una estructura convencional de acero o en un emparrillado de acero.

3.4 Tipos de paneles de piso para pisos con aceros convencionales

El panel del piso, definido como el montaje de la chapa del piso y el trancanil, puede conectarse a la estructura general de dos maneras:

- mediante superposición: el trancanil colocado sobre los baos de la cubierta.
- a nivel: el trancanil soldado entre el bao de la cubierta, con el ala superior en un plano. Resulta prácticamente imposible cambiar de la disposición a nivel a la de superposición en una etapa posterior del Diseño.

Todas las alturas y huelgos juegan un papel en la elección de una distribución. Los márgenes de espacio libre son de una gran importancia en lo relativo a la altura del equipo, recorrido de los tubos, tensión de los tubos, recorrido del cableado, etc. El aspecto subestructural independiente más importante consiste en el grado de prefabricación abierta que es posible efectuar fuera del astillero de fabricación principal. El coste también es un factor de gran importancia.

3.5 Estabilización del Piso

La estructura del módulo requiere la estabilización lateral de cada piso con respecto a:

- la inestabilidad lateral de los baos
- las fuerzas horizontales, como por ejemplo el viento, reacciones de los tubos, transporte marítimo
- componentes horizontales de los refuerzos permanentes
- componentes horizontales de los refuerzos temporales como, por ejemplo, el amarre para el transporte marítimo
- componentes horizontales de las fuerzas de las eslingas
- inclinación de los módulos durante el montaje

Existen básicamente dos opciones para la estabilización del piso:

- disposición de arriostramientos horizontales independientes colocados bajo el piso
- asignar la función estabilizadora a la chapa del piso.

Existe una clara preferencia por la estabilización mediante la chapa del piso. Cuando se adoptan los arriostramientos colocados bajo el piso, se producen dos opciones para la configuración (véase la figura 11). Para el módulo se debe elegir la solución romboidal, debido a la congestión del pilar producida por los cáncamos utilizados para el levantamiento. La situación estructural que se produce cuando se coloca el arriostramiento bajo un piso de chapa es confusa. Se asume que el arriostramiento se hace cargo de la función estabilizadora en su totalidad, pero en la práctica la chapa del piso es demasiado rígida para permitirlo. Es una práctica habitual, en los análisis estructurales para los arriostramientos colocados bajo el piso, ignorar completamente la chapa.

4. DISEÑO DE LA CUBIERTA

4.1 Introducción

En secciones anteriores ya se ha considerado la selección de las principales dimensiones del módulo en relación con los requisitos de distribución.

La distancia entre pilares se obtiene como resultado del proceso interactivo del Diseño de la jacket y del módulo. En el sector holandés del Mar del Norte, la distancia entre los pilares transversales es generalmente de 9 m en el caso de plataformas de extracción y de 15 m en el de plataformas de producción. Normalmente la distancia longitudinal es de 15 m.

A continuación es necesario adoptar una decisión en lo relativo a:

- estructura del piso: chapa frente a emparrillado.
- estructura principal: viga de celosía frente a pórtico
- tipo de panel del piso: superpuesto frente a nivel
- estabilización del piso: arriostramiento colocado bajo el piso frente a chapa.

En este momento se ha completado el concepto estructural.

Un principio para la economía del Diseño de las estructuras metálicas consiste en que los recorridos de las cargas deben ser cortos.

Las dimensiones típicas para el Diseño del piso de un módulo de producción son las siguientes:

Elemento estructural	**Vano típico**
1. chapa del piso	1 m
2. trancanil (longitudinal)	5 m
3. bao de cubierta (transversal)	15 m
4. estructura principal (longitudinal)	15 m
5. pilar	

Estos componentes se identifican en la figura 6.

4.2 Chapa del Piso

Diseño

Las opciones consisten en elegir entre chapa plana, chapa estriada o chapa desmontable. Otra opción disponible para proporcionar resistencia al deslizamiento consiste en emplastecer con un acabado arenoso. Normalmente el espesor de la chapa del piso es de 8-10 mm y de 6 mm para los pisos sometidos a cargas más ligeras, aunque es posible que la deformación debida a la soldadura descarte el espesor de 6 mm.

En la práctica la chapa del piso se comporta como un arriostramiento horizontal entre los pilares.

Es necesario tener un cuidado especial con el fin de asegurar que ninguna de las soldaduras entre la chapa del piso y la estructura subyacente creen puntos frágiles. El colapso de este tipo de soldaduras podría producir la iniciación de una fisura en el resto de la estructura.

El mismo cuidado de debe aplicar al pandeo de la chapa del piso producido por tensiones recogidas involuntariamente.

Resistencia de la Chapa del Piso

La resistencia de la chapa del piso es muy elevada, tanto en el caso de las cargas uniformes como en el de las concentradas.

La elasticidad, la teoría de pequeñas flechas producen resultados antieconómicos.

API-RP2A (2) no especifica cargas no permanentes. Es el operador quien las especifica.

Las cifras habitualmente aceptadas para las cubiertas principales son:

p = 20kN/metros cuadrados, o

F = 10-25 kN sobre un área de carga de 0,3 x 0,3 m

Det Norske Veritas [3] presenta una expresión para el espesor de la chapa t necesario que incorpora el efecto membrana y que reviste un interés especial para el cálculo de las cargas locales.

Habitualmente la grúa descarga el equipo y los contenedores sobre algunas áreas del cubiertas, tales como las áreas de distribución y las plataformas para los contenedores de alimentos. Es posible que sea necesario un incremento del espesor en estas áreas debido al aumento de la magnitud de las cargas concentradas (1).

4.3 Trancaniles

El trancanil típico para una plataforma de producción es un perfil IPE 240-270 o HE 240-280A colocado a una distancia de apoyos de 1 m y salvando un luz de 5 m.

Es importante elegir, especialmente en el caso de los paneles del piso superpuestos, un perfil que permita la selección de secciones más pesadas de una altura prácticamente idéntica con el fin de albergar equipos pesados locales.

Los diseñadores deben evitar la elección de secciones de mayor altura o su refuerzo con el fin de hacer frente a requisitos de carga extra posteriores mediante la soldadura de otra sección por debajo. Cuando se procede de esta manera es muy probable que se produzcan interferencias con tuberías de pequeño diámetro o con bandejas de cables.

La unión de la chapa del piso y los trancaniles debe efectuarse mediante soldadura. Generalmente la soldadura intermitente no resulta aceptable. Normalmente, se especifica una soldadura fina continua (a = 4 mm). El esfuerzo cortante en esta soldadura es bastante reducido.

La unión entre el trancanil y el bao del cubierta varía de acuerdo con el tipo de panel del piso elegido.

- los pisos superpuestos tienen una soldadura a filete continua alrededor del área de contacto del ala y normalmente no presentan rigidización del alma de los trancaniles.

  si la parte superior del bao de cubierta resulta inaccesible para el mantenimiento, algunas operadores requerirán la soldadura de chapas de sellado entre el bao de cubierta y la chapa del piso. Este procedimiento tiene un coste elevado. En la figura 7 se ilustra una unión típica.

  Es preferible que la decisión relativa al tipo de unión del trancanil se adopte antes de efectuar el pedido del material.

- pisos a nivel. La soldadura del piso entre los baos del tablero requiere la retirada del ala superior del trancanil cerca de su extremo, así como un ajuste perfecto entre los baos de cubierta y el piso. También es necesaria la prefabricación de los baos de cubierta.

4.4 Baos de Cubierta

Normalmente, los baos de cubierta que sirven de apoyo a los paneles del piso o que pro-

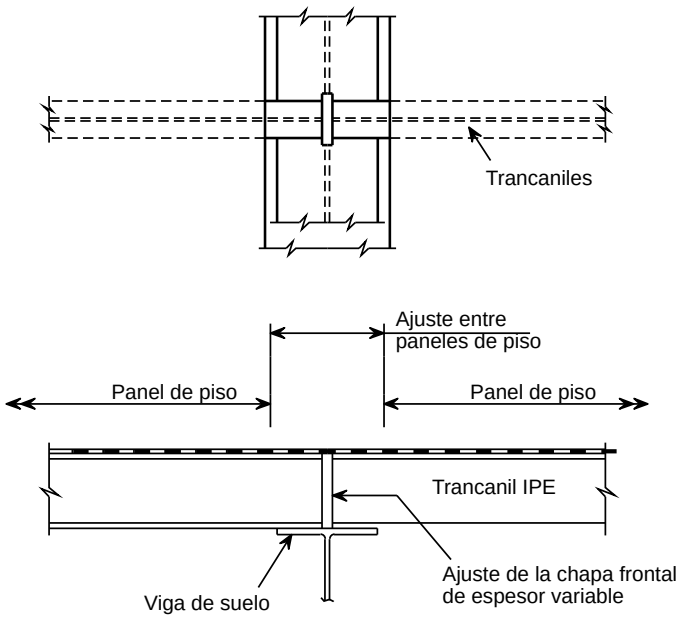


Figura 7 Detalle de unión de trancaniles sobre vigas de suelo para un concepto de piso flotante con paneles prefabricados

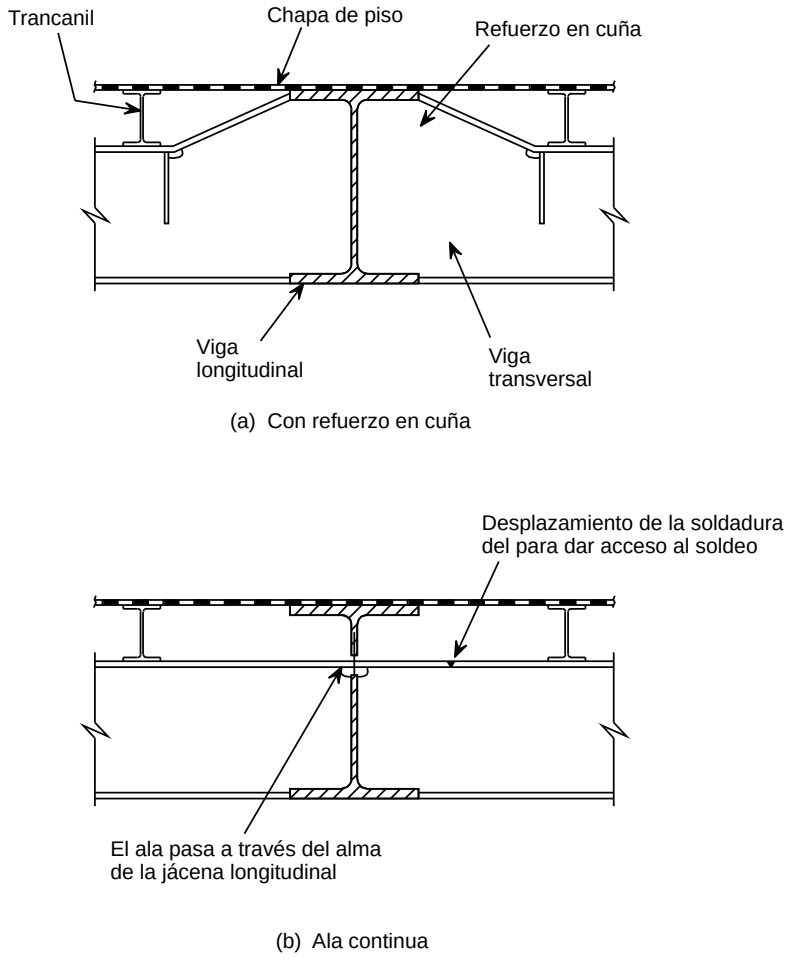


Figura 8 Unión de las vigas transversales a la jácena longitudinal para un concepto de suelo parcialmente flotante

porcionan un apoyo directo a los equipos principales consisten en vigas HE 800-1000, a pesar de que también se utilizan las HL 1000 (400 mm de anchura) o HX 1000 (450 mm de anchura) en el caso de cargas de mayor magnitud o de luces mayores.

La unión más importante en el bao de cubierta es la que se produce con la estructura principal.

La disposición del empalme está determinada en gran medida por el tipo de la prefabricación y por el alzado de las alas. Esta configuración varía entre el concepto de superposición y el concepto a nivel.

Piso en Superposición

Las figuras 8 y 9 ilustran los problemas.

En el caso del concepto de superposición plena (figura 9), en el que tanto el bao principal transversal como el longitudinal se colocan en una posición inferior, la soldadura de las alas superiores se puede practicar directamente.

Únicamente es posible soldar el ala inferior, generalmente de un espesor de 40 mm, al alma, que normalmente tiene un espesor de 20-25 mm, si se asegura la alineación de ambas alas.

El ala inferior de la estructura principal debe estar por lo menos 250 mm por debajo, con el fin de permitir el resanado del cordón de raíz.

En el caso menos adecuado del concepto de la superposición parcial, en el que tan sólo se coloca en una posición inferior la viga maestra transversal, la unión para el ala superior del bao transversal es más difícil. Se debe rechazar la soldadura directa del ala superior del bao al alma. En la figura 9 se muestran las opciones; el detalle (a) enriñonado

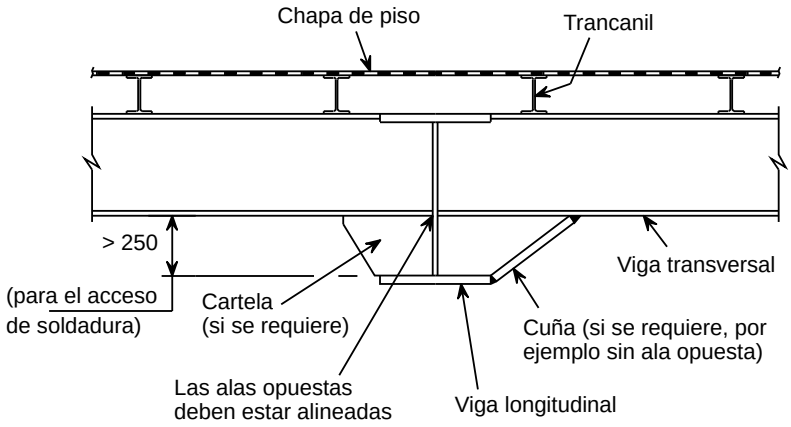


Figura 9 Unión de la viga de suelo transversal a la jácena longitudinal para el concepto de suelo totalmente flotante

y el detalle (b) ranuración del ala superior a través del alma.

Una vez más resulta obvio que es necesario tomar una decisión acerca de la disposición del empalme antes de efectuar el pedido del material.

Concepto del Piso a Nivel

La configuración de los detalles depende de la política adoptada con respecto a la prefabricación.

Si el panel del piso se prefabrica como un montaje formado por la chapa, trancanil y bao, el detalle que se muestra en la figura 10a resulta más apropiado.

Con el fin de permitir la soldadura del ala superior, una tira del piso se ajusta y se suelda en último lugar.

Si el panel del piso se fabrica como un montaje formado únicamente por la chapa y el trancanil, el detalle más viable es el de la figura 10b.

4.5 Arriostramiento Horizontal

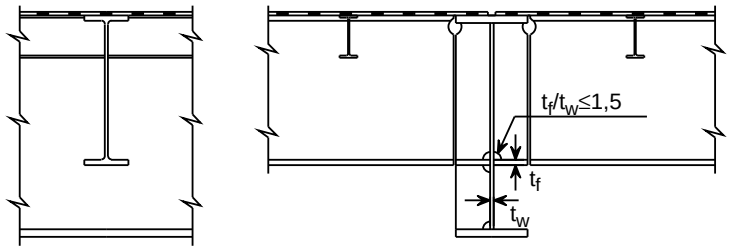
En el apartado 3.5 se indicó la preferencia en el sentido de que la chapa del piso actúe como arriostramiento horizontal.

No obstante, si se necesitan barras de arriostramiento independientes, es necesario elegir cuidadosamente su altura. Las barras de arriostramiento tienen que pasar con la suficiente holgura por debajo de los trancaniles y penetrar en el alma de los baos a la suficiente distancia del ala inferior. También precisan de un buen acceso para la soldadura de la unión.

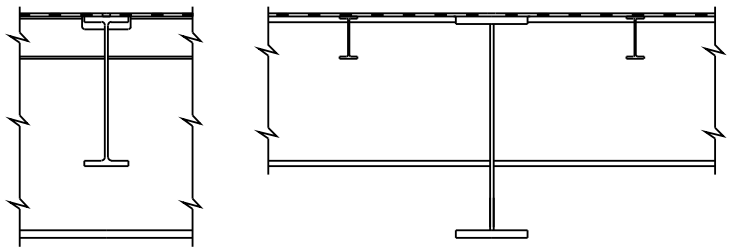
Estos requisitos son los que dictan la altura y el diámetro máximo viable del refuerzo (figura 11).

La interferencia del arriostramiento horizontal con los tubos verticales y las escotillas se puede producir con facilidad.

Normalmente el montaje de los refuerzos resulta bastante incómodo.

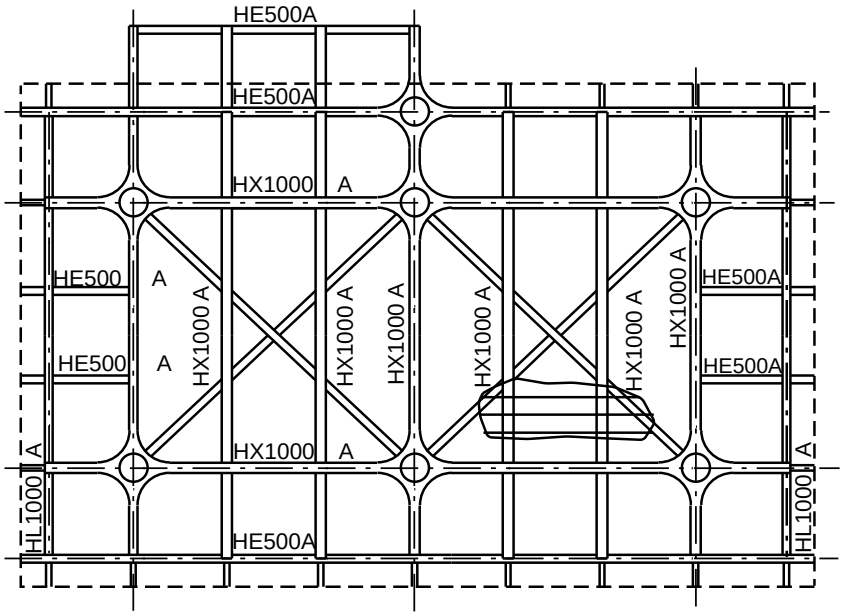


(a) Para la prefabricación del panel: piso + trancanil + viga de suelo

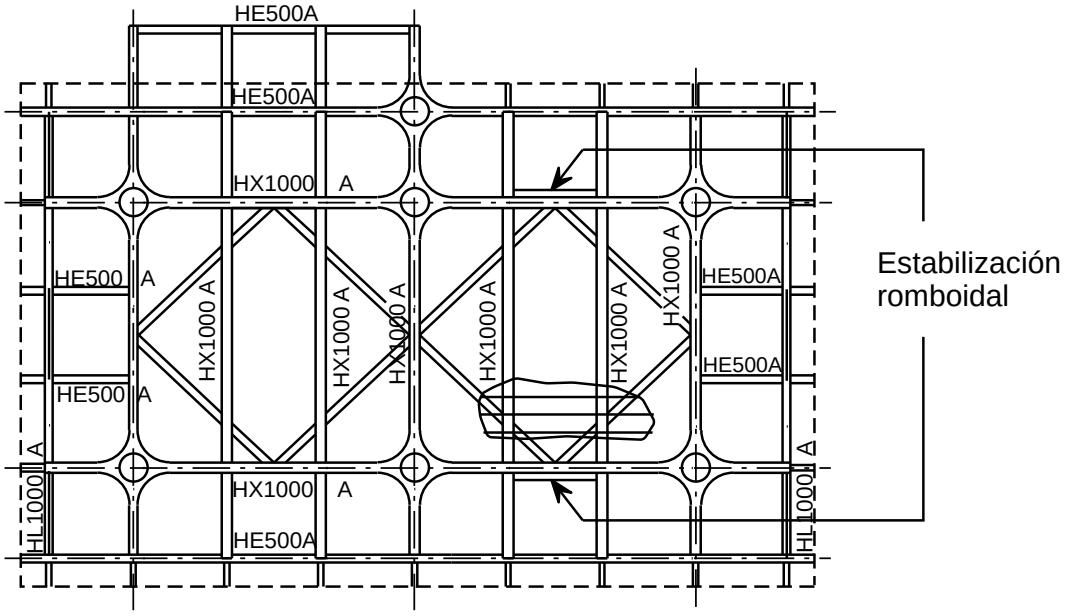


(b) Para la prefabricación del panel: piso + trancanil + viga de suelo + jácena

Figura 10 Unión entre la viga del suelo transversal y la estructura principal para un concepto de suelo enrasado



(a) Cruzado, no muy fiable para el suelo superior debido a la interferencia entre la unión arriostramiento/pilar y los cáncamos o elementos rigidizados



(b) Romboidal, más fiable para el suelo superior, sin embargo, requiere estabilización

Figura 11 Configuraciones posibles para el arriostramiento bajo el piso

5. RESUMEN FINAL

- Se ha discutido la distribución del módulo, tomando como referencia a API-RP2G, junto con los aspectos generales relativos al control de la coordinación y al control del peso.

- Basándose en el tipo de infraestructura, jacket y basada en la gravedad, se han introducido y descrito los diversos tipos de estructuras de la parte superior. Estos tipos son:

  Módulo integrado.

  estructura de soporte del módulo.

  módulos.

- Se han descrito varios conceptos del piso.

- Se han tratado varios aspectos de la concepción de la construcción de las estructuras de chapa de los pisos.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] API-RP2G: Production facilities on offshore structures.

American Petroleum Institute 1 ed. 1974.

Introduce los requisitos básicos.

[2] API-RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed platforms.

American Petroleum Institute 18th ed., 1989.

El reglamento estructural para las plataformas petrolíferas que rige la mayor parte de las plataformas.

[3] DNV: Rules for the classification of steel ships.

Part 5, Chapter 2.4.C, Permanent decks for wheel loading.

Det Norske Veritas.

Un enfoque práctico para el Diseño económico de las chapas de pisos bajo carga estática.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. M. Langseth & c.s.: Dropped objects, plugging capacity of steel plates.

BOSS Conference 1988 Trondheim, pp 1001-1014.

Comportamiento de los pisos y techos de chapa bajo carga accidental.

2. D. v.d. Zee & A.G.J. Berkelder: Placid K12BP biggest Dutch production platform.

IRO Journal, nr. 38, 1987, pp 3-9.

Presenta un ejemplo reciente para un módulo porticado.

3. P. Gjerde et al: Design of steel deckstructures for deepwater multishaft gravity concrete platform.

9th. OMAE conference Houston 1990, paper 90-335.

La presentación más reciente relativa a las estructuras de los módulos basados en la gravedad.

4. P. Dubas & c.s.: Behaviour and design of steel plated structures, IABSE Surveys S 31/1985, August 1985, pp 17-44.

Unos buenos antecedentes a la teoría de la estructuras enchapadas.

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.11: Superestructuras II

OBJETIVOS/CONTENIDO

Profundizar en los aceros de construcción para los módulos integrados, soportes para los módulos y para módulos. Mostrar los principios y los métodos de construcción (desde el astillero hasta el emplazamiento de la plataforma petrolífera).

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones 1 y 2:	Construcción en Acero
Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lección 3.5:	Selección de la Calidad del Acero
Lecciones 4.1:	Fabricación General de Estructuras de Acero
Lección 8.3:	Modelos de Inestabilidad Elástica
Lección 9.6:	Pilares compuestos
Lecciones 10.4:	Comportamiento y Diseño de Vigas Armadas
Lección 13.2:	Uniones soldadas
Lección 14.2:	Introducción Avanzada a la Fatiga
Lecciones 17:	Plataformas Petrolíferas

RESUMEN

Se ofrece una introducción de los sistemas estructurales para cada tipo de estructura del módulo, es decir, de vigas de celosía, pórticos, vigas en cajón y cerramientos resistentes.

Se tratan algunos temas especiales de la concepción de la construcción y se presentan con más detalle las fases de construcción, que son:

1. Fabricación
2. pesaje
3. embarque
4. transporte marítimo
5. montaje en el emplazamiento marino, especialmente el acoplamiento de la plataforma
6. montaje de los módulos
7. conexión
8. puesta en servicio.

Esta lección concluye con una breve discusión tanto de la reparación y mantenimiento como de la retirada de las plataformas.

1. INTRODUCCIÓN

Esta lección se ocupa del diseño estructural de las estructuras de los módulos de las plataformas petrolíferas basadas sobre jackets, como continuación de la introducción ofrecida en la lección 17.10.

Las plataformas de más de 10.000 toneladas, están equipados con una estructura de apoyo modular sobre la que se coloca una serie de módulos, consultar la lección 17.1, figuras 4 y 5. Actualmente, los módulos de menor tamaño, tales como los existentes en la zona sur del Mar del Norte, se instalan ya completos con todos sus equipos en un solo levantamiento con el fin de minimizar el número de conexiones que es necesario efectuar en el emplazamiento marino. Esta lección hace referencia en su mayor parte a este tipo de plataforma integrada que ya se describió en la lección 17.10.

La selección del concepto para el forjado estructural es una labor que se efectúa en íntima colaboración con las demás disciplinas.

Cuando se procede al diseño de las estructuras de forjado, es necesario considerar las condiciones en el emplazamiento, junto con las diversas etapas previas tales como la fabricación, embarque, transporte y montaje.

Los sistemas estructurales para las estructuras de módulos comprenden varios de los siguientes elementos:

- Pisos (chapa o emparrillado de acero)
- Trancanil del tablero (vigas laminadas doble T, nervios o troughs)
- Arriostramiento horizontal
- Baos de cubierta

} Discutidos en la lección 17.10

- Viguetas primarias
- Vigas de celosía o arriostramiento vertical
- Pilares del módulo

} Discutidos en esta lección

2. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

2.1 Introducción

A continuación se estudian algunos de los aspectos más importantes del diseño estructural de los módulos.

2.2 Diseño del Pórtico de la Estructura Principal

En varios importantes diseños recientes, tales como Amoco P15, Placid K12 [5] y Penzoil L8, del sector holandés se ha utilizado un determinado diseño del pórtico.

La unión de la viga principal/pilar, tal y como se muestra en la figura 1, tiene una gran importancia a la hora de determinar la altura. La disposición más práctica consiste en colocar las alas de las vigas principales longitudinales y transversales a la misma altura.

No obstante, el enriñonado de la viga principal transversal, cuya carga en el plano es menor, no constituye en realidad una opción, ya que estas vigas soportan cargas muy elevadas durante el transporte.

El fuerte embridado que supone el efectuar la soldadura de un tubular en un diafragma exige la selección de acero TTP para la sección del pilar.

Debido a la gran importancia de las chapas transversales de refuerzo entre almas para la integridad global de la estructura y a los constreñimientos de la soldadura en las chapas de alma situadas en medio, también se selecciona el acero TTP para el diafragma.

Otra opción consiste en soldar las vigas directamente sobre la sección no rigidizada del pilar. Recientemente se han llevado a cabo estudios relativos a la evaluación de la resistencia máxima y a la resistencia a la fatiga (consultar lección 17.12).

Es necesaria una mejora de los conocimientos básicos tanto teóricos como experimentales. En el caso de las estructuras de vigas de celosía que soportan una carga menor, este tipo de unión no rigidizada se ha utilizado con éxito.

Una tercera solución consiste en soldar las vigas directamente a la sección del pilar, la cual está rigidizada circularmente en su interior. El inconveniente más serio consiste en la dificultad que entraña la inspección del interior del pilar.

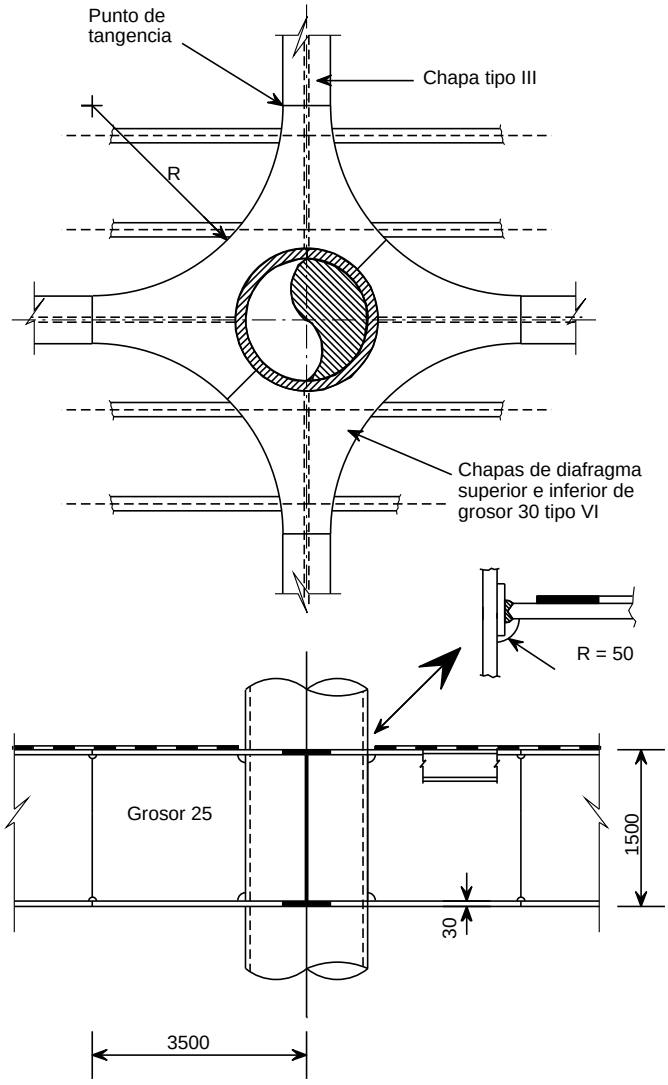


Figura 1 Unión tipo en una estructura principal de tipo pórtico

La desventaja de ambas uniones directas viga/pilar consiste en que el dimensionamiento de las vigas está determinada por los elevados momentos presentes en el punto de transición pilar/viga laminada.

Los nudos de fundición constituyen una alternativa a los diseños soldados.

Normalmente, la selección de las barras para las estructuras porticadas con módulos de sección creciente incluye:

- vigas laminadas de 300 mm de anchura.
- vigas laminadas de 400 mm de anchura.
- vigas laminadas de 450 mm /460 mm de anchura
- vigas alveoladas fabricadas a partir de vigas laminadas, lo cual proporciona una altura de 1,5 veces la altura original de la viga laminada.
- vigas compuestas a partir de perfiles T de vigas laminadas con una chapa de alma soldada en medio.
- vigas compuestas.

Evidentemente, las vigas compuestas proporcionan la mayor flexibilidad para el diseño, selección del material y adquisición, si bien su coste por tonelada es aproximadamente el doble que el de la viga laminada.

2.3 Diseño de las Vigas de Celosía de la Estructura Principales

La mayor parte de las estructuras petrolíferas de tamaño medio se han equipado con estructuras de tipo viga de celosía. Normalmente este tipo de vigas de celosía están formadas por vigas laminadas como cordones y tubulares como jabalcones.

Para efectuar el diseño de las vigas de celosía hay varias opciones que afectan a la eficacia estructural y que además influyen sobre otras disciplinas:

- número y configuración de los refuerzos
- refuerzos ascendentes o descendentes

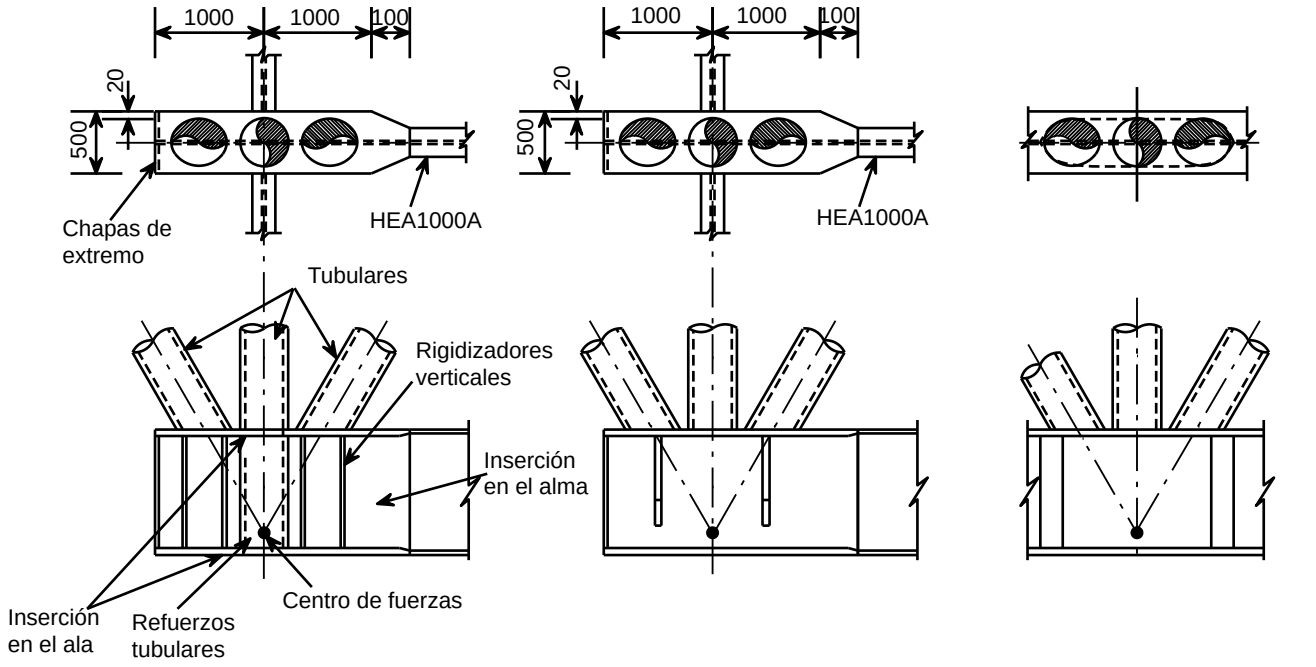


Figura 2 Unión en una celosía típica: 3 diseños distintos para la unión

- elemento intermedio cargado de los cordones
- presencia de momentos externos en las uniones
- arriostramientos: tubulares o perfiles laminados en doble T
- cordones: perfiles laminados o vigas compuestas
- uniones de celosía: cordón con refuerzo local o perfil de nudo prefabricado.

La figura 2 muestra diferentes configuraciones de los arriostramientos (fundamentalmente de tipo N o W) obtenidos mediante la variación del número de nudos. Debe tenerse en cuenta que todos los jabalcones y montantes producen obstrucciones con respecto a todo tipo de tubos y recorridos del cableado.

En el caso de las vigas de celosía transversales, la transparencia adquiere una mayor importancia, especialmente en las proximidades del área del pozo. Por lo tanto, el número de las barras necesarias se debe limitar al mínimo.

Se debe evaluar la opción de proporcionar una viga de celosía en W con montantes ligeros frente a la elección de un perfil de la estructura principal más pesado.

Si una unión situada en el módulo superior, como, por ejemplo, la antorcha o el pedestal de la grúa o el soporte de la grúa, se ve sometida a momentos elevados debido al levantamiento, una gran parte de la tensión del arriostramiento se produce como resultado de la solicitación a flexión no deseada. Normalmente, el embridado de los pilares del tablero plantea un problema similar en la cubierta inferior. Por lo tanto, una evaluación de la situación indicará que el emplazamiento más apropiado para el nudo es el arriostramiento del extremo.

La viga de celosía se flexa bajo su carga vertical, lo cual produce el embridado de la estructura principal de las patas y la flexión de la estructura principal. Ambos efectos pueden afectar seriamente a la eficacia. Por lo tanto, es necesario que el perfil de cordón sea compacto y no se le debe proporcionar demasiada altura.

Se pueden escoger barras tubulares (circulares, cuadradas o rectangulares) o perfiles laminados para los arriostramientos.

La elección depende fundamentalmente de las cargas y de la anchura de la estructura principal. Una anchura de la estructura principal de 300 mm tan sólo puede acomodar un arriostramiento de 10 pulgadas. En vista de ello, es preferible un ala de cordón de mayor anchura.

2.4 Diseño de los Cerramientos Resistentes de las Estructuras Principales

Una tercera, e importante, opción estructural consiste en el concepto del cerramiento resistente, en el que paredes de chapa en toda la altura se hacen cargo de la función de la viga de celosía o del pórtico.

Los módulos de los alojamientos se construyen frecuentemente de acuerdo con este concepto. La razón por la que no se han construido otros módulos con cerramientos resistentes es que durante la construcción originan importantes obstrucciones.

En el caso de los módulos con cerramientos resistentes de menor tamaño, es posible utilizar chapa ondulada trapezoidal con el fin de proporcionar una pared en una estructura de secciones huecas cuadradas.

En el caso de los módulos de mayor tamaño, las paredes se fabrican mediante la utilización de chapa plana reforzada con rigidizadores.

La única manera de efectuar el diseño detallado consiste en un plano claro para el montaje del módulo que indique cuáles son los paneles que es necesario prefabricar.

2.5 Paredes Sin Carga

Las plataformas petrolíferas deben contar con muros cortafuegos o anti explosión. Debido a su función, frecuentemente la soldadura a la estructura principal resulta inevitable (véase la figura 3a.)

Es necesario prestar una atención especial a los siguientes aspectos:

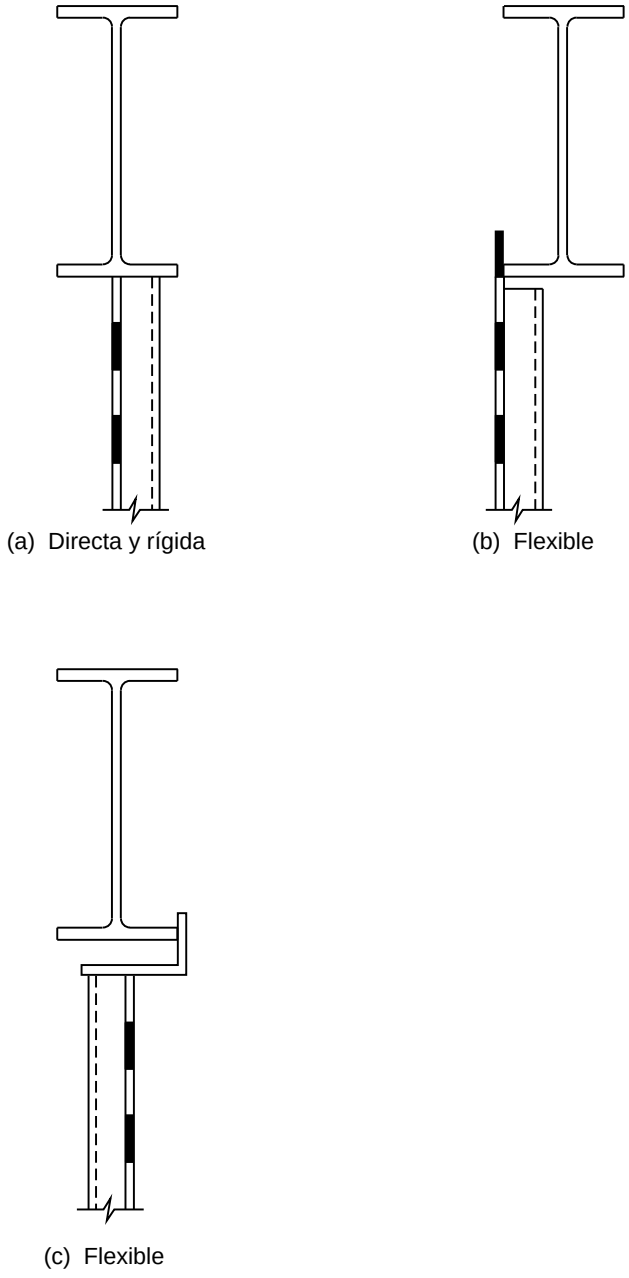


Figura 3 Formas de entrega de las paredes de chapa secundarias a la estructura principal

- la capacidad de las paredes para ajustarse a la deformación de la estructura principal producida durante el embarque, transporte marítimo, levantamiento y durante el servicio.

- que la resistencia de las soldaduras a la estructura principal sea mayor que la de la chapa con el fin de evitar la rotura y la iniciación de una fisura potencial en la estructura principal.

Una solución consiste en proporcionar un detalle flexible, véase las figuras 3b y 3c, con unos rigidizadores que se queden cortos.

2.6 Soportes de las Grúas

A continuación se discuten brevemente las sillas de apoyo de las grúas.

Desde un punto de vista estructural, resulta económico colocar el soporte de la grúa sobre un pilar principal. En el caso de la estructura tipo viga de celosía, la estructura principal se encontrará próxima a la periferia de la plataforma, de manera que una longitud moderada de la pluma de la grúa es suficiente.

En el caso de las estructuras tipo pórtico cuyos pilares están cercanos a la periferia exterior, es necesario un pilar especial para las sillas de apoyo con el fin de evitar la utilización de una grúa con una pluma de gran longitud. La figura 4 ilustra una solución de este tipo.

Las funciones de la estructura principal con respecto al soporte de la grúa son las siguientes:

- proporcionar un apoyo torsional, preferiblemente en el nivel de la plataforma

- proporcionar embridado lateral en el nivel de la plataforma

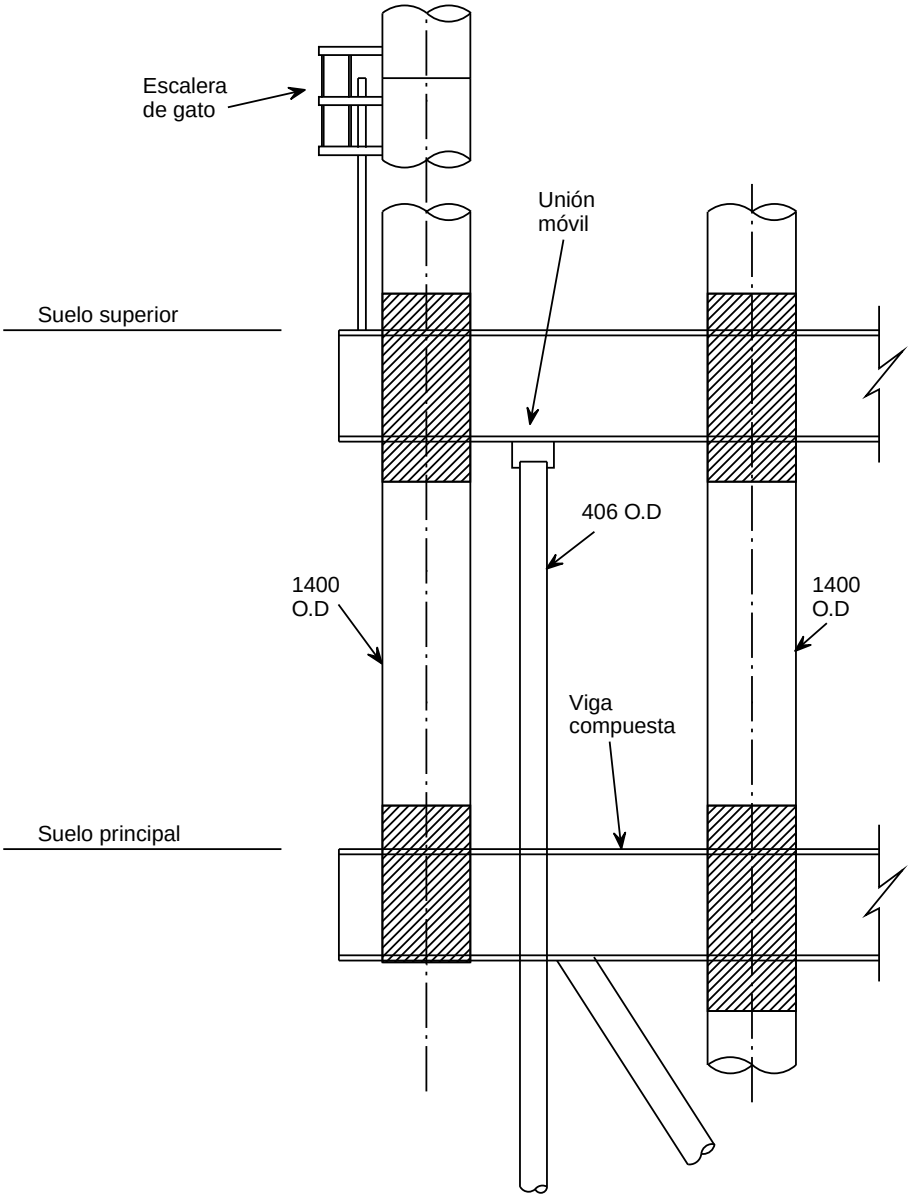


Figura 4 Disposición de un pedestal para grúa en el exterior del cerramiento de una pared de la plataforma

- proporcionar embridado lateral en el extremo inferior del soporte
- proporcionar apoyo vertical, preferiblemente en el extremo inferior del soporte.

El embridado para la flexión mediante baos de cubierta y/o de las vigas de la estructura principal no resulta necesario y se debe reducir allí donde sea posible hacerlo. Es preferible que sea la chapa del piso, el elemento más rígido, el que resista la torsión causada por la rotación de la grúa.

Se ha convertido en una práctica habitual el incluir la sección superior del soporte de la grúa como componente de la misma. La sección superior contiene un plato de gran tamaño para el apoyo de la rotación.

La fatiga debida al uso de la grúa es un criterio del diseño que precisa de una cuidadosa configuración de los detalles, tanto del soporte como de la estructura adyacente.

3. ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS DEL MODULO

3.1 Introducción

Si bien el análisis de las estructuras del módulo es una tarea normalizada, existen varios aspectos que requieren una atención especial:

- Diseño de las vigas compuestas
- Resistencia de las uniones
- Resistencia de la chapa del piso
- Puntos para el levantamiento
- Modelación de las chapas del piso
- Soporte para los módulos.

3.2 Diseño de las Vigas Compuestas

El diseño de las vigas compuestas es una labor que exige la selección tanto de un gran número de variables dimensionales como de enfoques para la evaluación de la resistencia de la carga. Las lecciones 10.4 se ocupan con más detalle del diseño de las vigas compuestas.

El pandeo del alma resultado de la flexión, el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante limitan la esbeltez del alma, que se expresa como la altura del alma (h) dividida por su espesor (t).

API-RP2A [2] hace referencia al manual AISC [3] que proporciona las cifras que se indican a continuación para un material con un límite elástico de 355 MPa:

Tensión de flexión admisible	0,66 Fy	0,60 Fy
Indice de la altura del alma h frente al espesor t	90	138
Indice de la anchura del ala b frente al espesor t	18	27

En lugar de utilizar el enfoque anterior, algunas investigaciones más recientes, [3] y [6], permiten la utilización de la pospandeal. En este caso no son aplicables los límites altura/espesor que se han indicado anteriormente.

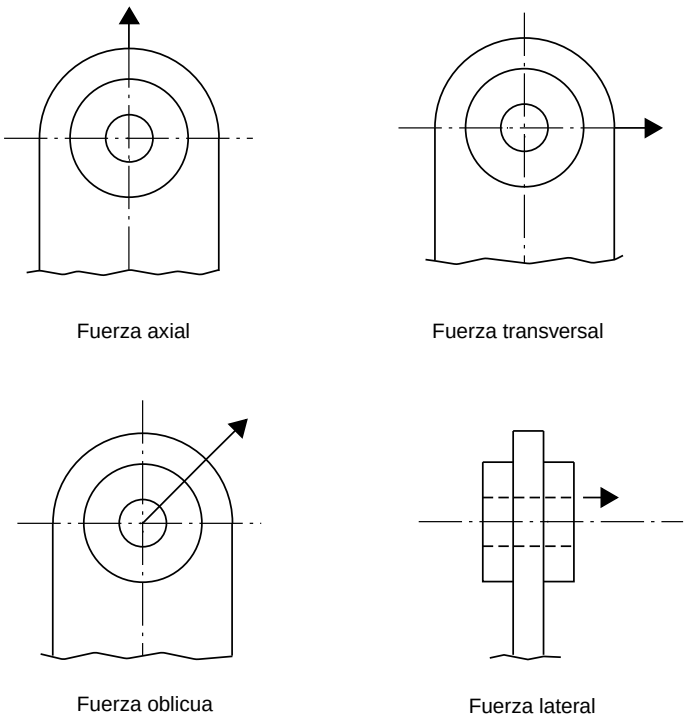


Figura 5 Fuerzas que actúan en un cáncamo

3.3 Resistencia de las Uniones

Las uniones más importantes situadas en una estructura metálica de un módulo son las siguientes:

- la unión con rigidización circular situada entre vigas laminadas o vigas compuestas y un pilar circular.
- la unión no rigidizada situada entre vigas laminadas o vigas compuestas y un pilar circular.
- la unión del refuerzo tubular a vigas de alma simple.
- la unión tubular sin solape.

Estas uniones se discuten en la lección 17.12.

3.4 Puntos para el Levantamiento

El efecto de los puntos para el levantamiento sobre el diseño del módulo es considerable. Por ejemplo, las fuerzas locales que actúan sobre los puntos de levantamiento (figura 5) tienen que transmitirse de manera segura hasta la estructura del forjado.

Existen dos tipos de puntos de levantamiento, muñones y cáncamos, figura 6.

Los muñones, si bien desde otros puntos de vista son adecuados (véase el apartado 4), pueden generar un descentramiento considerable de la fuerza de la eslinga con respecto a los puntos del sistema del módulo. Se genera una flexión significativa que se transfiere a las vigas del módulo hasta el punto de contribuir a la rigidez de la unión. Resulta más eficaz dejar estos momentos flectores en el pilar, mediante la utilización de pilares rígidos.

Generalmente la utilización de cáncamos proporciona una buena ocasión para minimizar o eliminar el descentramiento, siempre y cuando éstos estén situados sobre el pilar. La necesidad de utilizar cáncamos empotrados (estos cáncamos son los que se colocan entre la altura del ala superior e inferior), así como la presencia de otras estructuras en la cubierta, puede producir una disposición muy excéntrica y unos elevados momentos resultantes. Debido a esta razón, es necesario desarrollar el concepto del levantamiento durante la fase conceptual del desarrollo de la estructura.

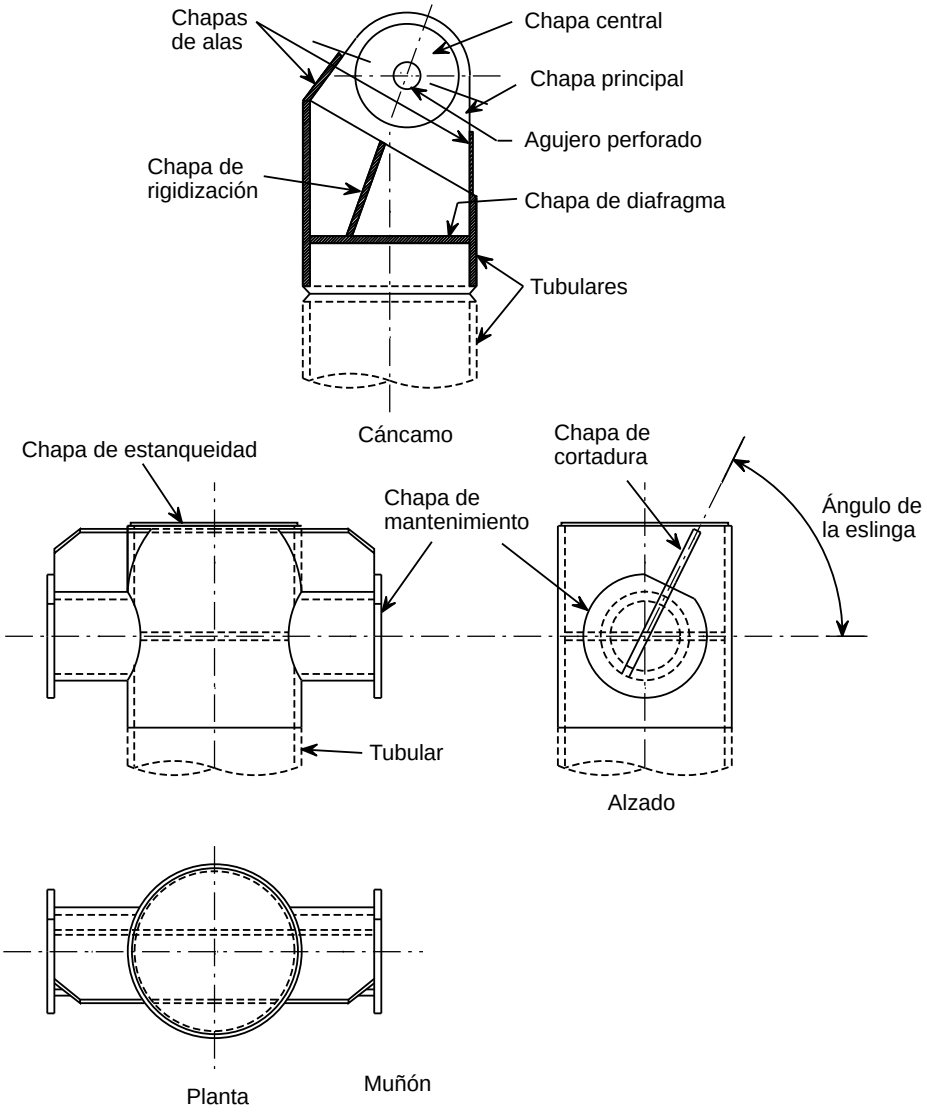


Figura 6 Diseño de puntos de levantamiento

API-RP2A[1] exige la utilización de coeficientes de ponderación más elevados en el caso de barras cargadas directamente mediante cáncamos o muñones.

3.5 Diseño del Piso

Hay dos puntos que tienen un interés especial:

- la representación del piso de chapa en el modelo estructural
- la altura real

Existen varias maneras de diseñar el piso. La más directa consiste en

elegir un programa informático que permita la selección de los elementos de chapa. Una segunda opción consiste en definir elementos representativos que diseñen la rigidez de la chapa mediante diagonales.

Frecuentemente, la chapa del piso se coloca en el diseño a la altura de la línea media, es decir, la altura media de las vigas de la estructura principal, con el fin de ahorrar nudos en el diseño. No obstante, es necesario reconocer que este “error” de la altura, que puede ascender a 0,5 - 1 m, puede afectar a los resultados. Así pues, es necesario efectuar una evaluación independiente del efecto de este “error” deliberado por lo menos en algunos puntos críticos.

3.6 Soportes para los Módulos

Los módulos y las estructuras de cubierta interaccionan estructuralmente. API-RP2A [1] exige que los módulos se diseñen como estructuras elásticas para el análisis de la cubierta de apoyo. Durante la década de los años 70, las dificultades más importantes se produjeron en los módulos para las estructuras de hormigón, ya que los módulos se representaban como una serie de cargas, para los diferentes casos de carga, actuando sobre los puntos de apoyo, y se ignoraba la interacción estructural. El fenómeno básico de esta interacción consiste en que la distribución de las reacciones en el apoyo del módulo es bastante desigual y varía con el caso de carga. El control dimensional de los módulos, así como el del apoyo, junto con medidas correctivas, proporcionan un mayor grado de control sobre la interacción entre los módulos y la cubierta. Algunos módulos, tales como los de los alojamientos, compresor de gas y de inyección se colocan sobre placas antivibratorias con el fin de aislarlos de las vibraciones.

4. CONSTRUCCIÓN

4.1 Introducción

En la lección 17.1 se introdujeron los aspectos más importantes de la construcción de las plataformas petrolíferas y de sus equipos principales.

A continuación se discuten aspectos más específicos de los módulos.

4.2 Fabricación

4.2.1 Operaciones

El diseño debe permitir la suficiente prefabricación efectiva de las secciones principales. La prefabricación evitará que se produzca la congestión en un área de trabajo al tiempo que acelera el proceso de construcción en su totalidad.

Tanto la prefabricación como el montaje deben incorporar adecuadamente todos los aspectos del montaje de las instalaciones mecánicas principales y secundarias, así como el equipamiento de tubos, cableado eléctrico e instrumental y líneas. Debe tenerse en cuenta que con frecuencia las principales instalaciones mecánicas y eléctricas no están disponibles durante el inicio del montaje y deben incorporarse durante la fabricación.

4.2.2 Aspectos del Diseño

Puesto que el espacio superior está completamente cubierto por extensas rutas de tubos y bandejas de cables durante la construcción, es preferible no colocar los trabajos estructurales “tardíos” en una posición elevada en ese área debajo del piso.

Normalmente, el montaje del conjunto estructural de las estructuras metálicas de las plataformas petrolíferas se efectúa fundamentalmente mediante soldaduras.

Tanto el concepto de la prefabricación como la configuración de los detalles de las uniones deben maximizar la productividad de las soldaduras mediante una gran cantidad de soldaduras horizontales efectuadas utilizando preferiblemente la tecnología SCA.

Es necesario controlar adecuadamente el soporte del módulo durante la construcción con el fin de evitar el asiento y de no rebasar los límites de las tolerancias de construcción.

Se debe prestar una atención especial a la selección de los materiales adecuados para la fabricación. En aquellos casos en los que se empleen elementos con un gran espesor de pared que requieran un tratamiento térmico posterior a la soldadura (TTPS), el diseño debe colocar tanto estas soldaduras como el tratamiento en la fase de prefabricación.

4.3 Pesaje

El módulo debe someterse a un estricto control del peso, tal y como se explicó en la lección 17.10. Con el fin de efectuar este control, normalmente se pesa la cubierta antes de proceder al embarque de la barcaza. El diseño básico de un sistema de pesaje consiste normalmente en una serie de gatos hidráulicos, equipados con células de carga eléctricas en su parte superior, que se instalan entre el suelo superior y el piso del taller. Generalmente la exactitud de este tipo de sistemas es del 0,5-1%.

La exactitud es necesaria con el fin de verificar la posición real del centro de gravedad. El conocimiento de esta posición es de vital importancia para el montaje.

El sistema para el soporte del módulo debe ser similar al método que se anticipó para el embarque.

4.4 Embarque

4.4.1 Operaciones

Normalmente el embarque combina dos operaciones:

- el desplazamiento del módulo desde la nave de fabricación hasta el muelle cercano.

- el desplazamiento del módulo desde el muelle hasta colocarla sobre la barcaza.

El corto viaje por tierra puede complicarse cuando la vía no es plana o es necesario tomar curvas.

La opción que se utiliza con mayor frecuencia para el embarque consiste, por lo tanto, en la utilización de una plataforma-remolque con ruedas suspendidas individuales, véase la figura 7 y la diapositiva 1.

El remolque sube a la barcaza desde el muelle pasando por encima de una pasarela oscilante que se apoya sobre el muelle y la barcaza. La barcaza mantiene la estiba adecuada mediante el bombeo del lastre.

Una vez ha alcanzado la posición adecuada, el módulo se coloca sobre el emparrillado

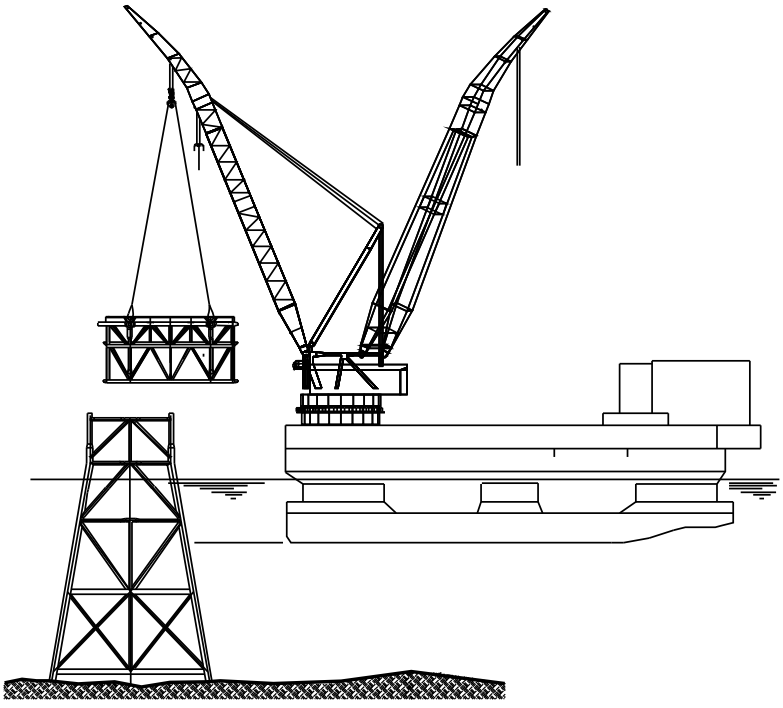


Figura 7 Disposición básica de levantamiento para una plataforma basada en una jacket



Diapositiva 1

de vigas de la estructura para el amarre durante el transporte marítimo.

4.4.2 Aspectos del Diseño para el Embarque

Cuando se utilizan plataformas-remolque, la cubierta inferior ha de estar diseñado de tal manera que cumpla tres requisitos básicos para el embarque:

- todas las chapas del ala inferior de las vigas transversales deben estar en el mismo plano.

- la distancia entre las vigas transversales no debe ser superior a aproximadamente 7 m.

- el forjado inferior debe ser capaz de resistir una reacción ascendente que generalmente tendrá un campo de 50-60 kN/m^2 del área del piso.

Para las plataformas-remolque se asume que la distribución de las cargas es uniforme. Los sistemas de deslizamiento que no estén

provistos de un sistema de reparto de la carga adecuado producirán una repartición de la carga no uniforme.

El diseño para el embarque exige la coordinación con el diseño del amarre para el transporte marítimo.

4.5 Transporte Marítimo y Sujeción Durante el Mismo

4.5.1 Operaciones

El transporte marítimo constituye una operación extremadamente crítica, especialmente en el caso de los módulos (véase la diapositiva 2).



Diapositiva 2

Una vez completado el embarque y el amarre total a la barcaza, ésta se lastra hasta alcanzar el calado necesario y se hace a la mar para iniciar el transporte.

Uno o dos remolcadores transportan la barcaza hasta el emplazamiento de la plataforma. Una vez allí, la barcaza se coloca junto al buque grúa.

Antes de proceder al levantamiento, se liberan los amarres utilizados para el transporte marítimo.

La programación del transporte marítimo consta de varias etapas:

- identificación de las dimensiones de los huelgos críticos como por ejemplo la profundidad del puerto, la anchura de puentes o esclusas, etc, en las aguas cercanas a la costa.
- la selección de la barcaza (estabilidad, comportamiento dinámico, emplazamiento de los topes para la carga).
- evaluación de la ruta marítima (condiciones meteorológicas, distancia del remolcado).
- evaluación de los movimientos de la barcaza debido al estado de la mar.
- desarrollo del concepto del amarre para el transporte marítimo.
- evaluación de la integridad del módulo.
- evaluación de la integridad de la barcaza.

Con algunos buques grúa existe la opción de efectuar el transporte del módulo a bordo de estos barcos. Normalmente es necesaria una operación extra debido a que el calado del buque grúa es superior a la profundidad del muelle del fabricante. No obstante, la ventaja de este método consiste en que se facilita el amarre para el transporte marítimo. Además, la operación en el emplazamiento de la plataforma es más rápida y más simple, puesto que se evita la operación

más sensible a las condiciones meteorológicas - el levantamiento desde la barcaza.

4.5.2 Aspectos del Diseño del Transporte Marítimo y del Amarre Durante el Mismo

Las condiciones de la carga durante el transporte dominan varios elementos de la estructura (véase la lección 17.1.)

Todos los equipos situados en o sobre la cubierta (paneles de control, rodillos del generador, grúa de la plataforma) también se ven sometidos a cargas pesadas durante el transporte.

El arriostramiento interno de la cubierta para el transporte no constituye una opción práctica debido a que crea obstáculos y riesgo de daños o incendio en el cableado, instrumental, tubos y equipos durante su retirada subsiguiente. El arriostramiento externo tampoco está libre de problemas. La anchura de la cubierta exige una barcaza que tenga una anchura extra. Resulta difícil encontrar puntos “fuertes” en la parte externa de la cubierta. Por lo tanto, el concepto básico consiste en efectuar la fijación de la cubierta a la barcaza únicamente por sus pilares.

El diseñador debe ser consciente de que, frecuentemente, la rigidez a la flexión del módulo supera a la de la barcaza. Es posible que se produzca una considerable “acción conjunta” cuando la barcaza se flexa en condiciones de fuerte mar de proa.

Un aspecto muy importante en todos los conceptos del amarre marítimo consiste en considerar los aspectos de la retirada de estos amarres, es decir, de su suelta antes de proceder al levantamiento, así como la necesidad de proporcionar seguridad en un estado del mar moderado.

La suelta de los amarres debe ser tal que no precise de la operación de grúas. Por lo tanto, es necesario que los refuerzos liberados en un extremo se mantengan estables y seguros cuando tan sólo se encuentren fijados por uno de sus extremos.

El diseño del amarre marítimo no debe incluir ninguna soldadura en la unión del pilar, puesto que en ese caso el módulo no estaría preparado para ser colocado inmediatamente sobre la jacket.

Cuando la duración del remolcado sea superior a uno o dos días, es posible que resulte necesario considerar la fatiga en los nudos críticos.

4.6 Montaje

4.6.1 Operaciones

El montaje de la infraestructura puede consistir en:

- acoplamiento del módulo a una de hormigón sumergida a gran profundidad (diapositiva 3)
- levantamiento para la colocación sobre una jacket previamente instalada (diapositiva 4).

El acoplamiento del módulo constituye una operación flotante que se lleva a cabo en un emplazamiento protegido como, por ejemplo, un fiordo noruego o una ensenada escocesa. Para



Diapositiva 3



Diapositiva 4

efectuar esta operación es necesario que el módulo se encuentre apoyado temporalmente de tal manera que los apoyos finales estén libres. Este requisito produce una situación de la carga muy complicada en la estructura del módulo.

El levantamiento constituye el método de instalación habitual para los módulos basados sobre jackets. Es necesario definir la estrategia del levantamiento durante el desarrollo del concepto de la plataforma como parte de la estrategia global de la construcción. La capacidad de carga de los buques grúa se define en base a la carga del gancho y al radio de alcance.

El radio de alcance necesario se determina fundamentalmente en base a la anchura del módulo y/o de la barcaza de transporte.

Las etapas principales de este proceso son las siguientes:

- estudio del informe del peso.
- evaluación de las alturas “críticas”.
- evaluación de los buques grúa viables.
- desarrollo del concepto del levantamiento.
- dimensionamiento preliminar de las eslingas, grilletes, muñones, etc.
- diseño del concepto de las guías y topes.
- análisis de la estructura de los módulos o del suelo para las condiciones del levantamiento.

4.6.2 Aspectos del Diseño del Montaje Mediante Levantamiento

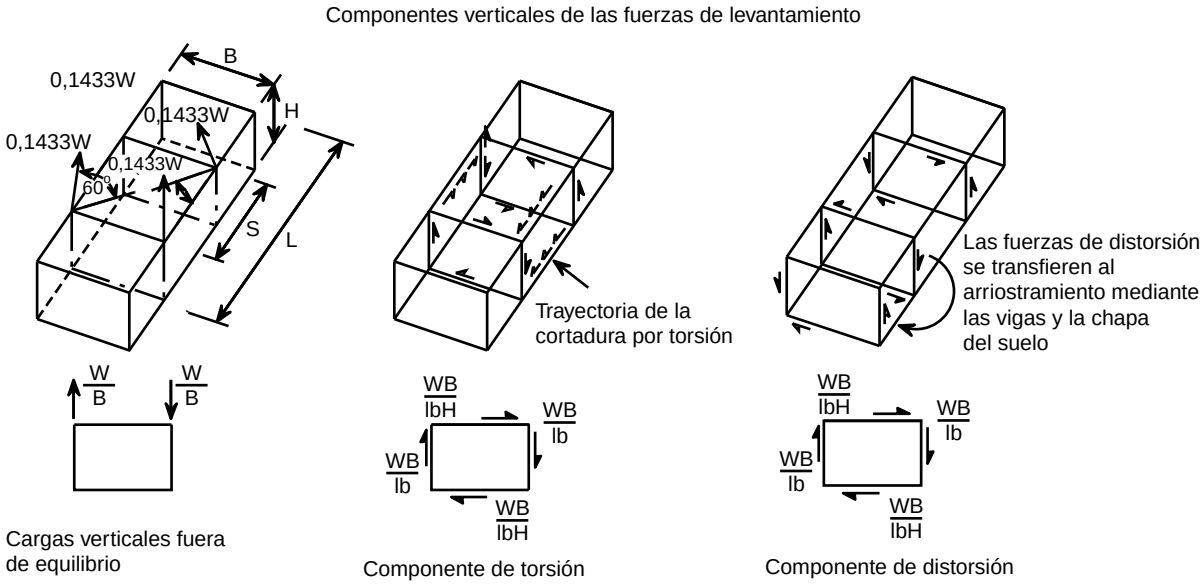
El concepto del levantamiento consta de varios elementos:

- levantamiento mediante grúa simple o doble
- la configuración de las eslingas
- la elección de los puntos de levantamiento del módulo
- la necesidad (o no) de barras de distribución o incluso de bastidores de distribución
- eslingas simples, dobles o aparejadas
- la elección de los cáncamos o muñones.

En la lección 17.1 se ofreció una lista de los buques grúa. Las eslingas disponibles tienen un diámetro nominal de hasta 400 mm con unas cargas útiles de seguridad de 20-25 MN.

Un elemento básico en todos los levantamientos lo constituye la inevitable tolerancia en la longitud de las eslingas que produce un reparto desigual de las fuerzas de éstas (generalmente de un 25%-75%) en el caso de un levantamiento con cuatro eslingas. Este desequilibrio de las fuerzas de las eslingas produce tensiones significativas en el módulo (véase la figura 8).

La utilización de barras distribuidoras proporciona un levantamiento totalmente equilibrado sin que se produzcan distorsiones en el módulo. No obstante, las barras distribuidoras resultan bastante caras y generalmente exigen una altura mayor del gancho.



Nota:
Las expresiones anteriores y adjuntas pueden obtenerse a partir de un enfoque de mecánica básica. Son muy aptas para una evaluación del diseño conceptual.

Trayectoria de la cortadura en la cubierta, las paredes y el suelo de un módulo rectangular, con distribución de fuerzas de eslingas de 75/25 y una inclinación de eslingas de 60 grados

Figura 8 Análisis del levantamiento

La utilización del bastidor distribuidor debe considerarse únicamente en casos excepcionales y no impide la deformación del módulo. La opción de cáncamos/grilletes está limitada por la carga útil de seguridad (máximo 10MN) del grillete mayor. La utilización de muñones permite el manejo de cargas mayores.

4.7 Conexión

La conexión consiste en la finalización de todas las uniones y uniones tras el montaje.

Debido a razones de índole económico, la estrategia de construcción global debe limitar la unión al mínimo. Las labores de unión críticas son aquellas que han de efectuarse inmediatamente para asegurar la estructura con el fin de que sobreviva al siguiente temporal.

4.8 Puesta en Servicio

La puesta en servicio carece de relevancia para el diseño estructural.

4.9 Inspección, Mantenimiento y Reparaciones (IMR)

Estas actividades constituyen una importante fuente de gastos de explotación, OPEX, tal y como se indicó en la lección 17.1.

Los siguientes son algunos de los requisitos de estas actividades:

- la inspección de la estructura primaria constituye una actividad reglamentaria, totalmente programada.

- la inspección tan sólo resulta posible cuando se proporciona el acceso al área o a la unión.

- la disponibilidad de acceso resulta costosa y requiere que se deje espacio libre detrás de los equipos.

- algunas disposiciones mínimas como, por ejemplo, pequeñas abrazaderas bajo el suelo, aceleran en gran medida la colocación del andamiaje.

- la propagación de fisuras como consecuencia de la fatiga es lenta. Normalmente una fisura es detectable antes de que haya transcurrido una cuarta parte de su vida.

- la acumulación de suciedad favorece los daños causados por la corrosión.

- se debe hacer el mayor uso posible de los resultados de las inspecciones. La evaluación de estos resultados debe producir modificaciones del programa de inspección cuando así resulte apropiado.

4.10 Retirada

Los requisitos de la retirada varían según los países. En el caso de ciertas profundidades del agua, algunos países exigen la retirada completa desde el nivel del lodo. En otros casos tan sólo es necesario retirar la estructura que esté a 75 o más metros por encima del nivel del lodo.

Es necesaria un amplio desarrollo de la ingeniería de la retirada con el fin de lograr una operación segura y efectiva. En el Golfo de México las plataformas retiradas se sumergen en el mar para la formación de arrecifes. Actualmente resulta muy difícil e ineficaz incluir la ingeniería conceptual de la retirada en la fase del diseño. Por contra, en aquellos casos en los que se planea la reutilización de la instalación es necesario desarrollar la ingeniería de la retirada en una etapa inicial del diseño.

5. RESUMEN FINAL

- Se han introducido los sistemas estructurales para cada uno de los tipos de estructura del módulo, es decir, los sistemas de vigas de celosía, pórticos, vigas en cajón y cerramientos resistentes.
- En el apartado dedicado a la concepción de la construcción se han discutido algunos aspectos con más detalle.
- En el apartado dedicado a la construcción se ha efectuado una presentación más detallada de las diversas fases, es decir:

  i. Fabricación

  ii. pesaje

  iii. embarque

  iv. transporte marítimo

  v. montaje en el emplazamiento marino, especialmente el acoplamiento del módulo

  montaje de los módulos

  vii. unión

  viii. puesta en marcha

- La lección concluye con una breve discusión acerca de la inspección, reparación y retirada de la plataforma.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] API-RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed platforms.

American Petroleum Institute 18th ed., 1989.

El reglamento estructural para las plataformas petrolíferas, rige la mayor parte de las plataformas.

[2] AISC: Allowable stress design manual (ASD).

9th ed., American Institute of Steel Construction, 1989.

Un reglamento estructural ampliamente utilizado para los módulos.

[3] API-Bulletin 2V: Bulletin on design of flat plate structures.

American Petroleum Institute, 1st ed., 1987.

Un valioso apéndice a API-RP2A.

[4] API-Bulletin 2U: Bulletin on stability design of cylindrical shells.

American Petroleum Institute, 1st ed., 1987.

Un valioso apéndice a API-RP2A.

[5] D.v.d. Zee & A.G.J. Berkelder: Placid K12BP biggest Dutch production platform.

IRO Journal, nr. 38, 1987, pp 3-9.

Presenta un ejemplo reciente de un módulo porticado.

[6] R. Narayanan: Plated structures/Stability and Strength.

Applied Science Publishers, London, 1983.

Una buena guía para el diseñador relativa a la concepción de la construcción de las estructuras enchapadas.

[7] ANON: Gullfaks C platform deckmating.

Ocean Industry, April 1989, pp 24.

Una acertada descripción del acoplamiento real del módulo a la estructura basada en la gravedad (EBG).

[8] A.G.J. Berkelder: Seafastening 105 MN Brent C deck.

Bouwen met Staal, nr.24 1979.

Una presentación de la concepción de la construcción del amarre para el módulo de una estructura basada en la gravedad (EBG).

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Lección 17.12: Uniones en Estructuras de Cubierta de Plataformas Petrolíferas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Señalar y explicar los mejores métodos para la conformación de las uniones estructurales en las estructuras de cubierta de las plataformas petrolíferas; discutir la importancia de una elección adecuada del tipo de unión con el fin de obtener tanto la resistencia como la rigidez necesarias, así como de facilitar la fabricación.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones 13.2.1:	Generalidades sobre Uniones Soldadas
Lecciones 13.4:	Análisis de Uniones
Lecciones 15:	Estructuras Tubulares
Lecciones 17:	Sistemas Estructurales de Plataformas Petrolíferas

LECCIONES AFINES (que cubren aspectos específicos com mayor detalle)

Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero
Lección 3.5:	Selección de la Calidad del Acero
Lecciones 4.6:	Inspección/Garantía de Calidad
Lección 5.5:	Corrosión en Plataformas Petrolíferas y Tablestacas
Lecciones 13.5:	Uniones simples para edificaciones
Lección 14.2:	Introducción Avanzada a la Fatiga
Lecciones 14.4:	Comportamiento de la Fatiga en Secciones Huecas

RESUMEN

Se discuten varios tipos de uniones estructurales en los módulos de las plataformas petrolíferas; éstas incluyen las uniones entre trancaniles de cubierta y vigas maestras, entre las mismas vigas maestras, entre las vigas maestras y los pilares de cubierta, uniones de las vigas de celosía y uniones entre pilares y vigas. Se enfatiza la importancia de un diseño y dimensionamiento encaminados a minimizar tanto la fabricación como el mantenimiento.

1. INTRODUCCIÓN

Tradicionalmente, los grandes módulos de las plataformas petrolíferas se han ensamblado utilizando componentes modulares, véase las lecciones 17.10 y 17.11; se construye una estructura de apoyo modular sobre los pilares de la cubierta de la estructura de la jacket sobre la que se instalan varios módulos. Las elevadas capacidades de carga de las que se dispone actualmente permiten que el montaje de los suelos superiores de las estructuras de las plataformas petrolíferas ligeras y de peso medio se efectúe mediante un único levantamiento. Este desarrollo ha ejercido una considerable influencia tanto sobre la fabricación como sobre la concepción de la construcción de los módulos; ha producido módulos más pesados, en cuya construcción se utilizan elementos más grandes y pesados, todo lo cual ha tenido sus consecuencias para las uniones.

Otro aspecto que influye sobre la fabricación y, por lo tanto, sobre el diseño, lo constituye el desarrollo de aceros más limpios, con composiciones químicas modificadas y buenas propiedades en la totalidad del espesor. Este acero denominado acero TTP, (es decir, acero con propiedades en la totalidad del espesor, véase la lección 3.4) tiene un bajo contenido de azufre con el fin de evitar el desgarro laminar. Además, si el carbono y su equivalente (CEV) es bajo, es posible reducir la temperatura de precalentamiento del acero, lo que produce una soldadura más fácil (sin calentamiento previo), que, una vez más, influye sobre el diseño de las uniones.

Tanto el aumento de la capacidad de carga como la prospección de gas y petróleo en aguas más profundas han tenido como resultado unas estructuras de mayor tamaño y han propiciado la utilización de aceros de mayor resistencia, que proporcionan resistencias superiores a 355 N/mm^2.

Es necesario diseñar las uniones con el objeto de que resistan las diversas condiciones de carga (véase las lecciones 17.2 y 17.3) experimentadas durante la fabricación, embarque, transporte, montaje y también durante las condiciones de servicio (proceso de trabajo y temporales). Con el fin de permitir la redistribución de las tensiones, es importante que las uniones sean más fuertes que los elementos conectados; si no es este el caso, las uniones mismas deben disponer de la suficiente capacidad de deformación/rotación.

El diseño de las uniones debe tener en cuenta todos los aspectos que se acaban de mencionar y debe considerarse como un procedimiento interactivo que incluye la elección de un plan de conjunto estructural, la secuencia de la fabricación y las calidades y clases de acero que se han de utilizar. También es necesario considerar otros aspectos tales como la inspección y la protección frente a la corrosión.

Puesto que los costes de la fabricación están gobernados en gran medida por los costes de las soldaduras, las uniones deben ser simples y, cuando sea posible, se debe evitar la utilización de rigidizadores.

2. UNIONES EN LOS MÓDULOS DE LAS CUBIERTAS DE LAS PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

El tipo de uniones utilizadas en los módulos de las plataformas petrolíferas depende directamente del tipo de estructura en cuestión:

- tipos de viga de celosía
- tipos de pórtico
- tipos de cerramiento resistente

Tal y como se ha discutido detalladamente en las lecciones 17.10 y 17.11, el sistema estructural para un módulo incluye varios de los siguientes elementos:

- piso (chapa o emparrillado de acero)
- trancaniles de cubierta (vigas en I, llantas con nervio)
- baos de cubierta
- vigas maestras o vigas laminadas (vigas situadas en las líneas principales del emparrillado)
- vigas de celosía o refuerzos verticales
- pilares de cubierta

Dependiendo de su función, carga y disponibilidad de perfiles, estos elementos pueden fabricarse a partir de perfiles laminados en I o en doble T, secciones laminadas huecas tubulares o rectangulares o secciones soldadas; para las magnitudes mayores se utilizan vigas compuestas de cajón o en I soldadas o barras tubulares soldadas.

Es necesario conectar estos elementos entre sí; puesto que los módulos se fabrican normalmente bajo condiciones controladas en el astillero de fabricación, las uniones soldadas constituyen una práctica habitual. A continuación se describen con mayor detalle los principales tipos de uniones. Si bien la utilización de API-RP2A [1] o de las reglas AISC [2] es una práctica común en el diseño de las plataformas petrolíferas, en esta lección se discute el comportamiento básico de las uniones sin hacer referencia a los coeficientes de seguridad que se han de utilizar.

3. UNIONES ENTRE TRANCANILES Y VIGAS

La estructura del piso del módulo puede diseñarse como una chapa del piso con trancaniles o como una chapa ortotrópica. La chapa del piso con trancaniles constituye el tipo más habitual ya que proporciona flexibilidad al diseño en lo relativo a las modificaciones posteriores (cargas concentradas, elementos a través de cubiertas, etc). Normalmente las estructuras de chapa ortotrópica se utilizan en los helipuerto (véase las lecciones 17.10 y 17.11.)

La utilización de trancaniles superpuestos, tal y como se muestra en la figura 1, facilita la fabricación y es, por lo tanto, preferible frente a la utilización de uniones continuas, como la que se muestra en la figura 2.

Con motivo de facilitar la fabricación, se deben evitar los rigidizadores siempre que sea posible. Esto significa que las almas tendrán que transmitir las cargas verticales, tal como se muestra en la figura 1, a lo largo de una longitud l_s en el caso del trancanil y l_b en el del bao; también es posible el colapso del alma debido al pandeo y debe verificarse. Estos detalles son detalles habituales de los que se ocupa tanto el Eurocódigo 3 [3] como otros reglamentos.

En el caso de las uniones continuas, mostradas en la figura 2, se asume que la unión del ala transfiere el momento y la del alma el esfuerzo cortante.

El tipo de soldadura de penetración total del ala superior para las uniones continuas depende de la secuencia de la fabricación y es el fabricante quien ha de tomar la decisión al respecto. Normalmente, la unión del ala inferior y del alma puede realizarse mediante soldaduras a filete. Es preferible una soldadura de penetración total del ala, sin un agujero tipo “ratonera”, por motivos de protección frente a la corrosión, aunque este procedimiento produce un pequeño defecto de la soldadura en la garganta entre el ala y el alma. No obstante, incluso cuando las condiciones son de carga de fatiga, este tipo de

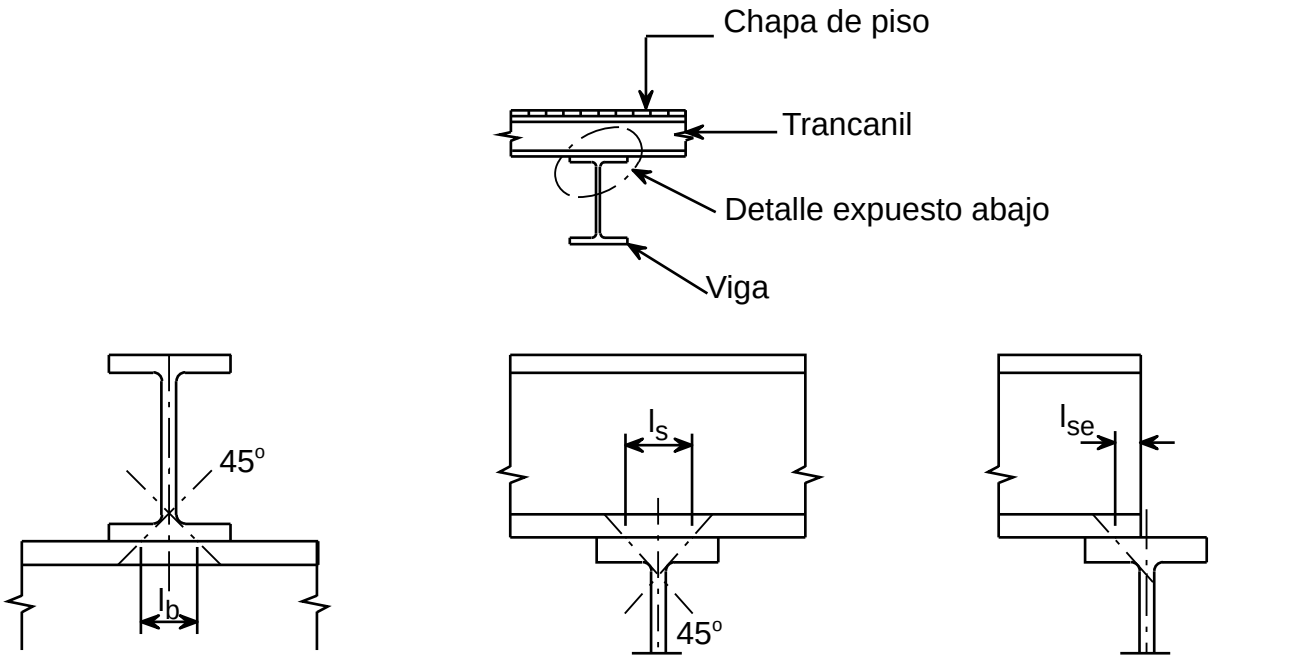
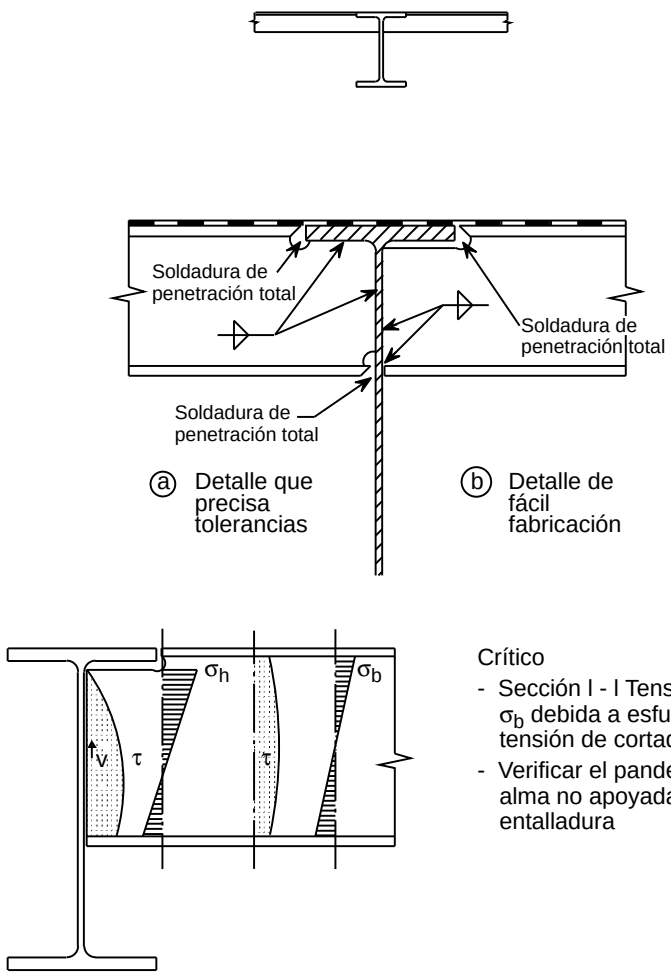


Figura 1 Transferencia de cargas en la unión trancanil continuo/viga de suelo



Crítico
- Sección l - l Tensión de flexión σ_b debida a esfuerzo cortante v tensión de cortadura elástica τ
- Verificar el pandeo local del alma no apoyada en la entalladura

Transferencia de cargas en un trancanil enresado con agujero de ratón

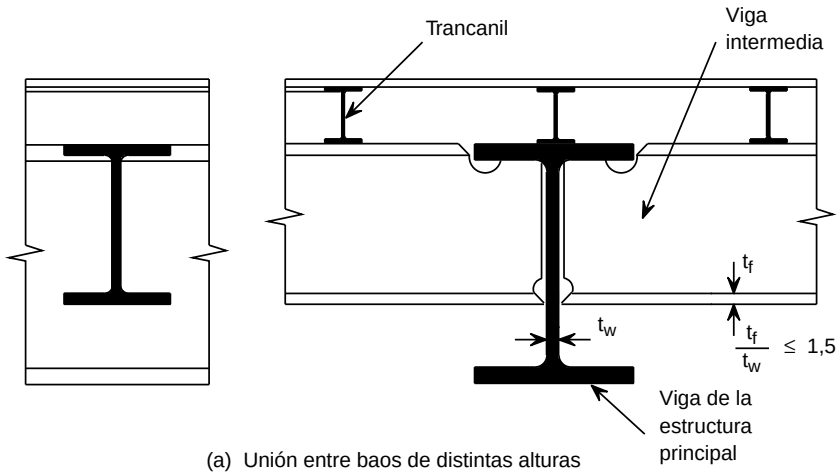
Figura 2 Transferencia de cargas en una unión enrasada entre trancanil y viga de suelo

defecto resulta aceptable [4]; lo mismo puede decirse con respecto a la carga estática. Tan sólo en los casos en los que se utiliza un acero de muy alta resistencia (f_y > 500N/mm^2) y se produce un indice de la fluencia con respecto al límite de rotura elevado, por ejemplo f_y/f_u > 0,9, es necesaria una evaluación rigurosa de este detalle. Puesto que no siempre se verifican todos los casos de carga, es necesario diseñar las soldaduras de manera que tengan, por lo menos, la misma resistencia que las partes conectadas, es decir la misma resistencia que el ala o el alma.

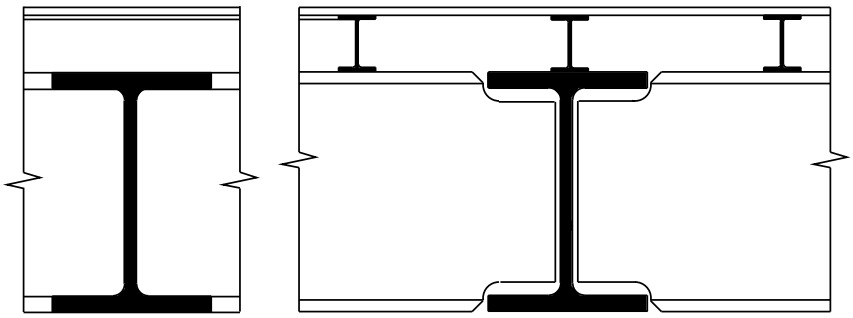
Debe tenerse en cuenta que la distribución de la tensión tangencial (figura 2) para un detalle que presente un agujero tipo “ratonera” es más grave que la de un detalle que carezca de este tipo de agujero. Debe prestarse mucha atención a la cara superior sin apoyo del alma que se muestra en la figura 2b, puesto que la abolladura puede constituir un problema (véase la lección 8.2 y [5].)

4. UNIONES ENTRE LOS BAOS PRINCIPALES E INTERMEDIOS

La unión entre los baos de cubierta resulta más conveniente si estos baos son de la misma altura, tal como se indica en la figura 3b. En este caso las alas están conectadas mediante soldaduras de penetración total y el alma mediante soldaduras a filete o mediante soldaduras de penetración completa, dependiendo del espesor. El control de la tolerancia es necesario con el fin de evitar problemas en el nivel de cubierta, entre trancaniles. Normalmente, las cargas de esfuerzo cortante son demasiado elevadas como para permitir una entalladura por una o por las dos caras, tal y como se muestra en la figura 3b, puesto que esta configuración produce una tensión tangencial mayor (véase la figura 2.) Cuando las alturas son iguales, no es necesario utilizar acero TTP para las vigas. No obstante, en el caso de uniones de vigas de diferentes alturas, como el que se muestra en la figura 3a, el alma de la viga maestra debe estar fabricada en acero de calidad TTP debido a que las cargas se transfieren a través del espesor de alma. Además, con el fin de satisfacer los requisitos destinados a impedir la fisuración en frío, etc, o bien el espesor de ala del bao intermedio debe ser inferior a 1,5 veces el espesor de alma de la viga maestra, o el material debe tener un bajo contenido en carbono (véase la lección 3.5).



(a) Unión entre baos de distintas alturas



(b) Unión entre baos de igual altura

Figura 3 Uniones viga-viga para un sistema de suelo flotante

Una solución alternativa de elevado coste consiste en hacer pasar una chapa que conecte las alas a través del alma, tal como se muestra en la figura 4. Las alternativas basadas en el enriñonado se indican en las lecciones 17.10 y 17.11.

El diseño de todas las soldaduras debe ser tal que és-

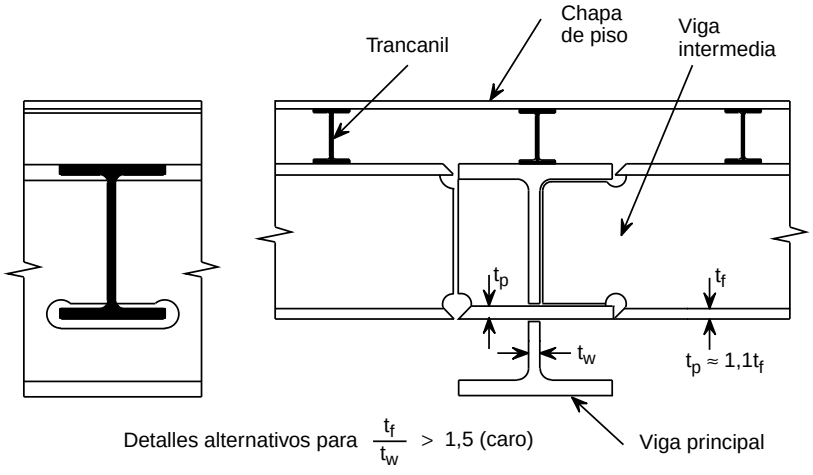


Figura 4 Unión entre baos de distinta altura y alas gruesas

tas tengan la resistencia de las partes conectadas.

Como consecuencia de ello, la unión es tan fuerte como la barra; únicamente es necesario verificar la tensión tangencial y la posible abolladura de la parte del alma sin apoyo [5] en el caso de que existan grandes agujeros de tipo “ratonera”.

5. UNIONES DEL BAO AL PILAR DE CUBIERTA

Las vigas maestras, bien sean perfiles laminados en doble T o vigas compuestas, deben conectarse a los pilares de cubierta, que normalmente están formados por barras tubulares soldadas. En el caso de una estructura de tipo pórtico, esta unión debe ser rígida y capaz de transmitir la resistencia al momento de fluencia de las vigas conectadas. Generalmente, estas uniones, o nudos, son prefabricadas y consisten en un módulo tubular con unas chapas "romboidales" situadas alrededor (diafragma) para la unión con los baos, tal y como se muestra en la figura 5. Este tipo de unión requiere unas especificaciones del material y procedimientos de soldadura especiales.

Uniones Rigidizadas

La unión de las chapas del alma a las paredes del tubo transfiere las cargas de esfuerzo cortante. La chapa romboidal transmite el momento en combinación con una anchura anular efectiva del módulo tubular. La resistencia diseñada, para las cargas ponderadas, se verifica normalmente mediante la fórmula de Kamba experimental, simplificada por Kurobane [6] de la siguiente manera:

$$N_{Rd} = f_y \cdot (4{,}29 \frac{b_f'}{d_o} + 1{,}9)\, t_o \sqrt{t_s\,(t_o + h_s)}$$

donde:

- N_{Rd} es la resistencia proyectada para el ala para la carga ponderada
- f_y es la tensión de fluencia del módulo del pilar de cubierta
- b_1 es la anchura de ala del bao de cubierta
- d_o es el diámetro exterior del tubo
- t_o es el espesor de pared del módulo del pilar de cubierta
- t_s es el espesor de la chapa anular
- h_s es la anchura menor de la chapa anular

$$b_f' = \left(\frac{d_o}{2} + h_s\right)\sqrt{2}$$

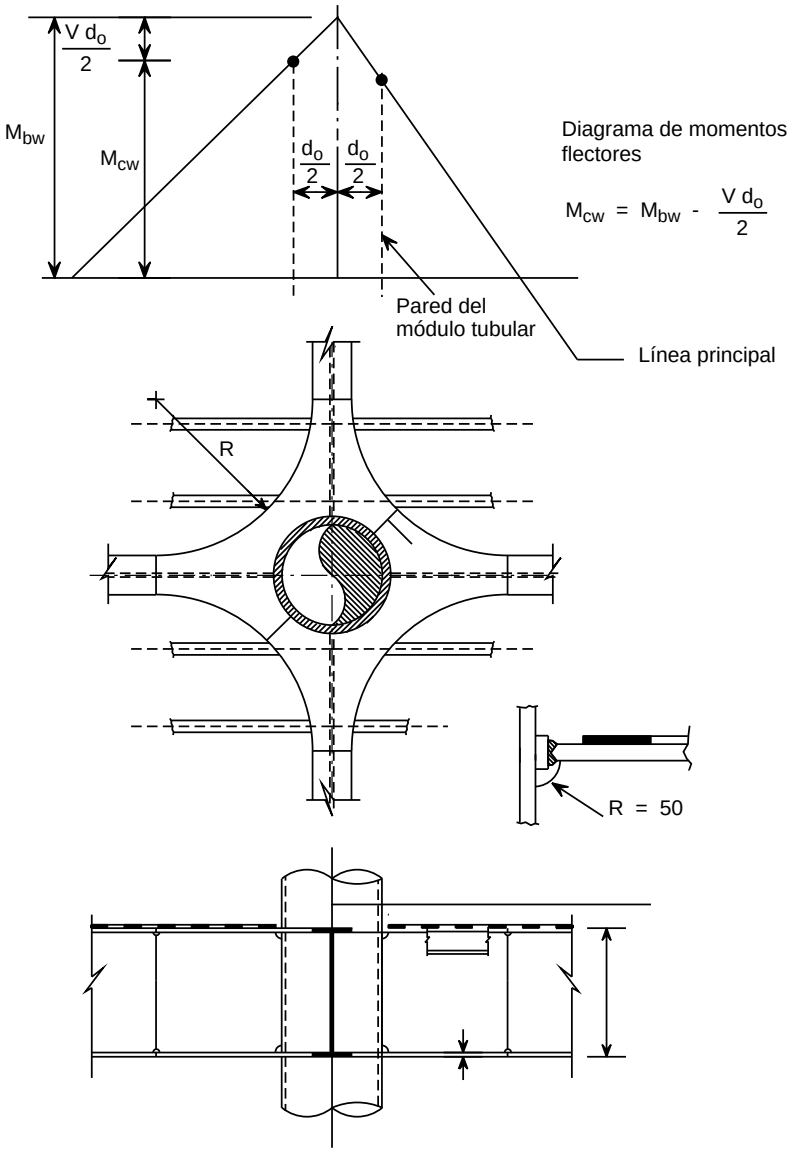


Figura 5 Unión típica en una estructura principal tipo pórtico

Campos de validez:

$$15 \le \frac{d_o}{t_o} \le 50 \qquad 0{,}07 \le \frac{h_s}{d_o} \le 0{,}3 \qquad 0{,}3 \le \frac{b_1}{d_o} \le 0{,}7$$

El esfuerzo axial del ala N, se deriva a partir de $N = M_{cw}/(h_1 - t_1)$ (véase la figura 5). Esta fórmula se basa en los resultados de ensayos efectuados sobre una unión con rigidización circular con dos cargas opuestas; actualmente se está llevando a cabo una investigación más detallada [7]. En el caso de carga multiplanar, para cuatro cargas que actúen en la misma dirección, la resistencia de la unión será mayor. No obstante, si las dos cargas en una dirección son de tracción y las dos que actúan en la dirección perpendicular a la de estas primeras cargas son de compresión, es posible que se observe una reducción de la resistencia de la unión. La referencia [7] informa que se observó que este aumento ascendía como máximo al 30%. Además, si el pilar se carga mediante una tensión de compresión axial que ascienda al 60% del valor de fluencia, es necesario reducir la resistencia de la unión en un 20%.

Uniones No Rigidizadas

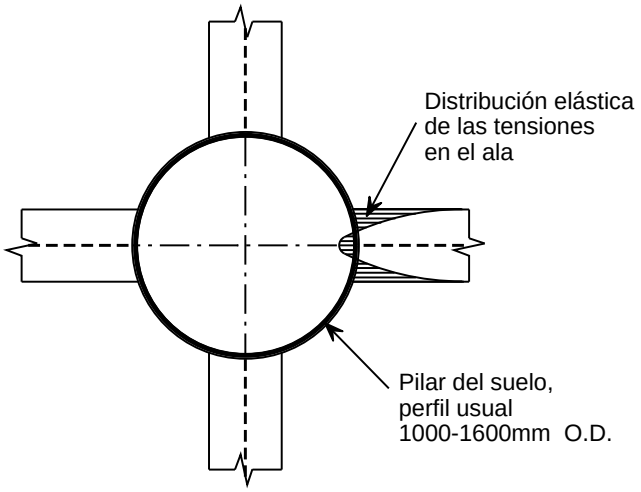
En el caso de las estructuras de tipo viga de celosía, la unión del bao al pilar ha de transferir fundamentalmente la carga axial y podría utilizarse una unión no rigidizada, como la que se muestra en la figura 6; no obstante, este procedimiento todavía no constituye una práctica habitual. Si existe la suficiente capacidad de deformación, es posible ignorar los momentos flectores secundarios en el caso de cargas estáticas. No obstante, si resulta necesario verificar la carga de fatiga, se debe tener cuidado con estos momentos flectores secundarios, puesto que los coeficientes de concentración de tensiones en la unión del ala a la barra tubular son bastante elevados. En la práctica, estos coeficientes de concentración de tensiones pueden ser del orden de 10 para $\frac{d_o}{t_o} = 25$, $\frac{b_1}{d_o} = 0{,}4$ y $\frac{t_1}{t_o} = 1{,}0$ (véase [8].)

La resistencia estática proyectada para la carga ponderada de la unión no rigidizada se determina mediante la resistencia de la unión del ala al tubo, que puede basarse en el modelo anular de Togo (véase la lección 15.2.) Eurocódigo 3 [3] y [9] proporciona la resistencia proyectada para las cargas del ala en una dirección (carga de unión en X).

$$N_{Rd} = f_{yo} \cdot t_o^2 \cdot \frac{5{,}0}{(1 - 0{,}81\beta)} \cdot k_p$$

donde:

N_{Rd} es la resistencia diseñada para el ala para la carga ponderada



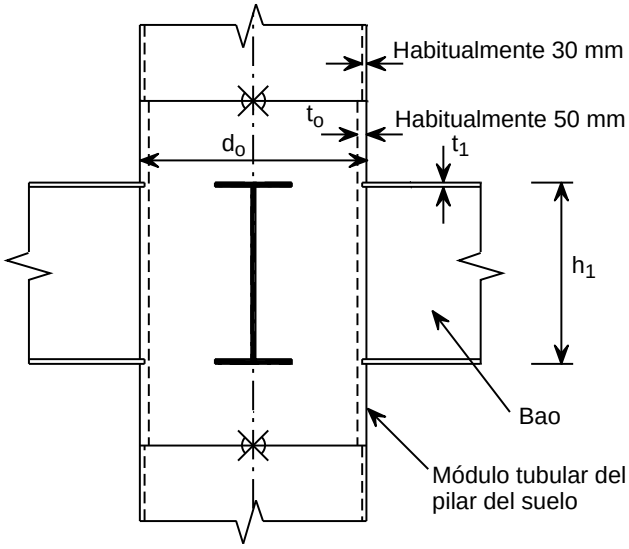


Figura 6 Unión no rigidizada entre bao y pilar del suelo

f_{yo} es la tensión de fluencia del módulo de la unión

t_o es el espesor de la pared del módulo de la unión

β es el indice de la anchura de ala b_1 con respecto al diámetro del módulo d_o

k_p es la función de influencia para la tensión adicional en el cordón.

Campos de validez:

$$0,4 \leq \beta \leq 1,0 \quad 15 \leq \frac{d_o}{t_o} \leq 50$$

Para los momentos flectores en el plano, el esfuerzo axial N se deriva de $N = M_{cw}/(h_1 - t_1)$, tal y como se muestra en la figura 5.

En el caso de una carga axial, las uniones de ala pueden interactuar de manera que la resistencia de la unión (perfil en I a barra tubular) no sea el doble de la resistencia de una unión de ala, pero:

$$N_{Rd} \cdot \left(1+ 0,25 \frac{h_1}{d_o}\right)$$

Por lo tanto, es necesario verificar la unión del bao al pilar con respecto a:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \left(1+ 0,25 \frac{h_1}{d_o}\right)$$

$$M_{ipsd} \leq N_{R.d} (h_1 - t_1)$$

Actualmente, en el caso de carga multiplanar con cargas y momentos que actúan en dirección opuesta, se recomienda la misma reducción de la resistencia de la unión de un 30% que se ha recomendado anteriormente, a pesar de que las investigaciones iniciales indiquen que se trata de un margen demasiado cauteloso [10]. No es necesario aplicar ninguna reducción cuando las cargas actúan en la misma dirección.

6. UNIONES ENTRE BAOS Y PILARES

Los pilares entre las cubiertas resultan necesarios cuando las superficies externas de los módulos están revestidas o cuando se proporcionan estructuras en ménsula o áreas para la distribución. La unión con los baos de cubierta puede ser flexible en la dirección longitudinal si estos pilares únicamente han de resistir la carga lateral. No obstante, si se utilizan con el fin de transferir cargas desde las estructuras en ménsula a ambas cubiertas, las uniones deben tener la misma resistencia que el pilar o la suficiente capacidad de deformación.

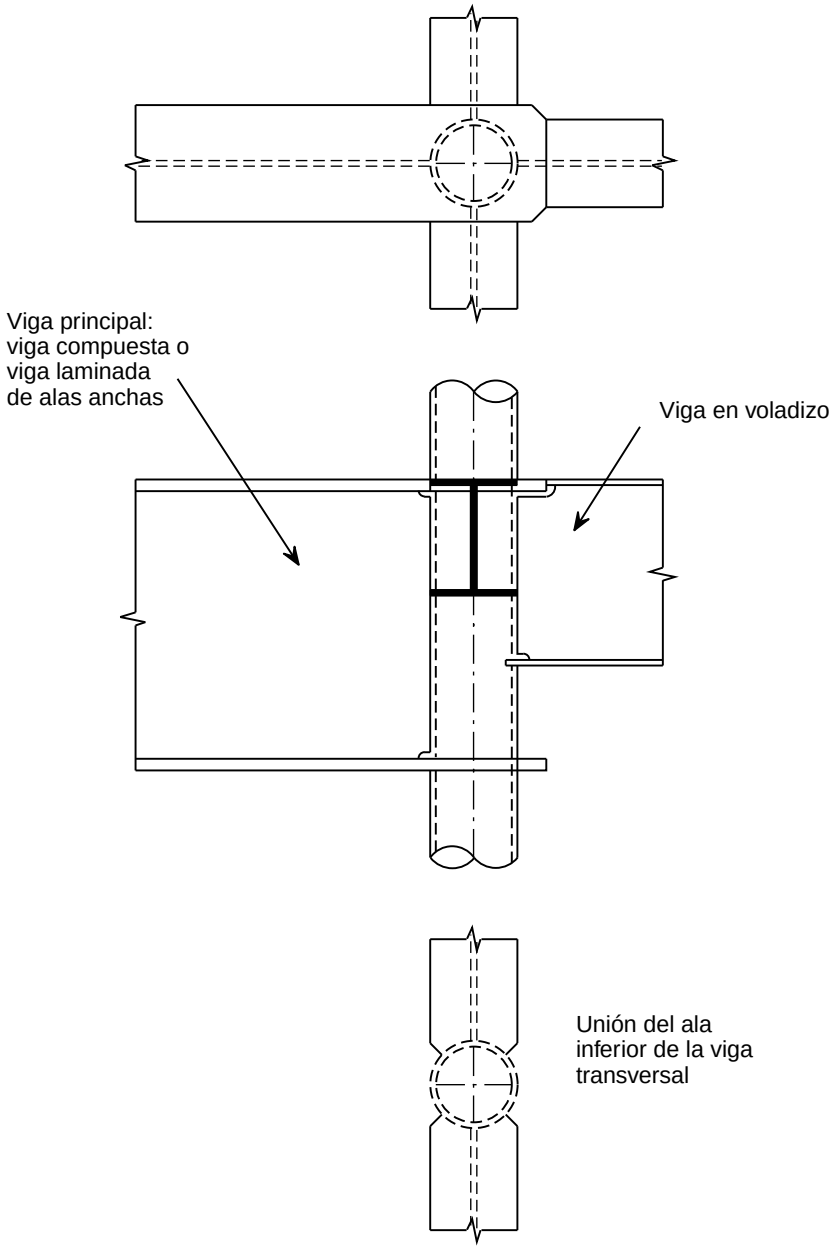


Figura 7 Unión entre pilar de pared y viga de suelo, aplicando un elemento tubular soldado

La figura 7 muestra un posible detalle de resistencia total para pilares conectados a una viga compuesta, con posibles vigas laterales conectadas y una estructura en ménsula extendida. En este caso, el alma de la viga compuesta finaliza antes del ala con el fin de permitir la soldadura de la sección tubular entre las alas. Los perfiles de vigas en I, incluso de diferentes alturas, pueden soldarse fácilmente a esta sección tubular y los pilares pueden soldarse a las alas.

El módulo de la unión debe tener aproximadamente el mismo diámetro y espesor que el pilar. En la figura 7, las vigas longitudinales y una viga Gerber también se conectan a este módulo. En este caso, la resistencia al momento flector la determina la unión del ala inferior al módulo tubular, de manera similar a la discutida en el apartado 5.

7. UNIONES DE LAS VIGAS DE CELOSÍA

Puesto que las vigas principales de las vigas de celosía forman parte de los pisos de las cubiertas, casi siempre se fabrican a partir de perfiles en I o en doble T; en casos excepcionales se utilizan secciones tubulares soldadas. Las diagonales son secciones huecas tubulares o rectangulares o perfiles en doble T; todos ellos presentan ventajas y desventajas con respecto al coste del material, mantenimiento y fabricación. Cuando estas diagonales se conectan a una viga principal de perfil en I, se debe rigidizar la viga principal con el fin de obtener una resistencia completa de la unión; debe tenerse en cuenta que es posible que se tengan que conectar los baos intermedios a la viga principal en este lugar. El diseño de la unión debe ser tal que tanto la fabricación como la inspección sean fáciles de llevar a cabo.

La figura 8 muestra algunos detalles de la unión para vigas de celosía sometidas a una carga ligera.

Generalmente, estas uniones no desarrollan una resistencia igual o mayor que el límite elástico de las diagonales. Por lo tanto, es necesario que la unión disponga de la suficiente capacidad de deformación. No obstante, tan sólo se dispone de evidencias experimentales para las uniones efectuadas de acuerdo con la figura 8a.

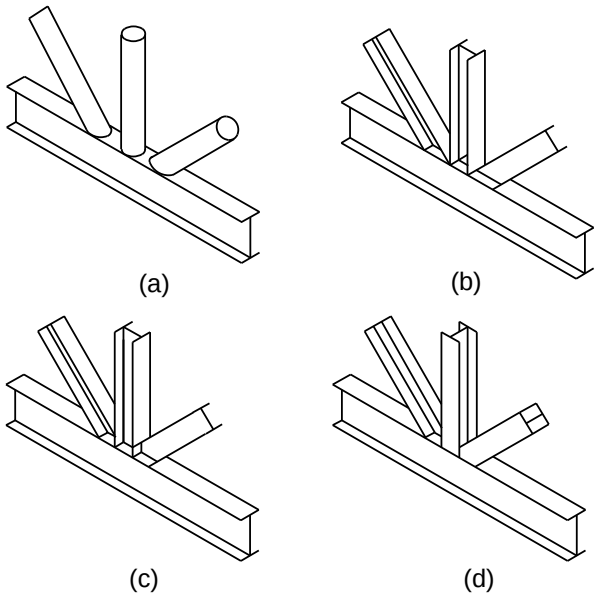


Figura 8 Uniones sin rigidizar de vigas de celosía bajo carga ligera

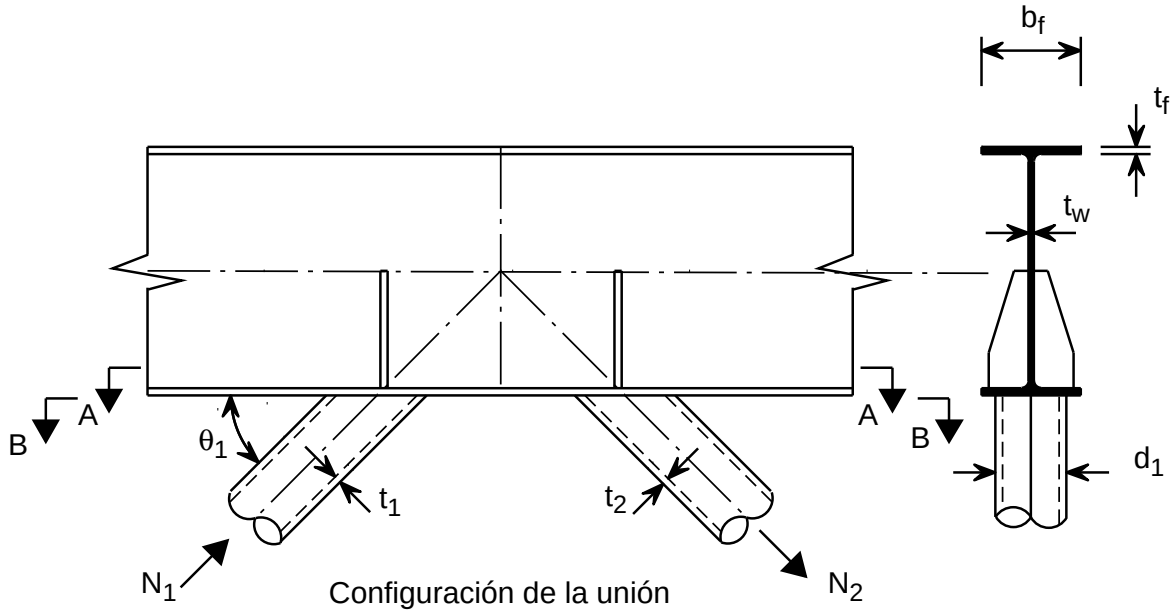
Desde el punto de vista de la fabricación, son preferibles las uniones con una separación entre los refuerzos. No obstante, las uniones con arriostramientos solapados, como las que se muestran en las figuras 8c y 8d, son más fuertes.

La resistencia de la unión puede estar controlada por varios criterios, dependiendo de la geometría:

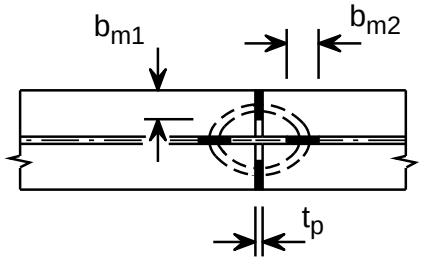
a. resistencia del alma de la viga principal
b. pandeo del alma del cordón bajo un arriostramiento de compresión
c. el esfuerzo cortante del alma de la viga principal entre las diagonales de una unión con separación
d. el pandeo del alma del cordón
e. la anchura efectiva del arriostramiento (diagonal)
f. el colapso por esfuerzo cortante del arriostramiento en la unión del ala
g. el colapso de la soldadura (que se ha de evitar mediante soldaduras de resistencia total)
h. desgarro laminar (que se ha de evitar mediante la utilización de material TTP para el ala)

En el caso de las uniones efectuadas de acuerdo con la figura 8a, Eurocódigo 3 [3] proporciona unas fórmulas para la resistencia calculada que pueden utilizarse, modificadas, para las uniones de las figuras 8b a 8d.

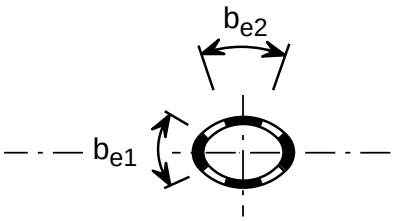
El alcance de esta lección no permite que se traten detalladamente todas las uniones, aunque, no obstante, en la figura 9 se ofrece un ejemplo para una unión entre refuerzos tubulares y un cordón de perfil en I.



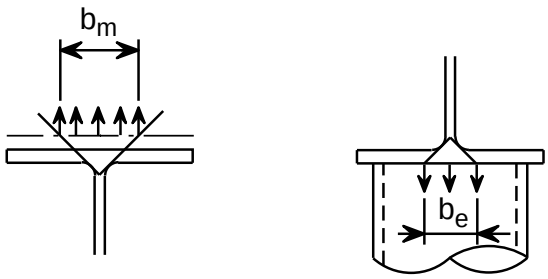
Configuración de la unión



Área eficaz en la sección transversal A - A (una diagonal)

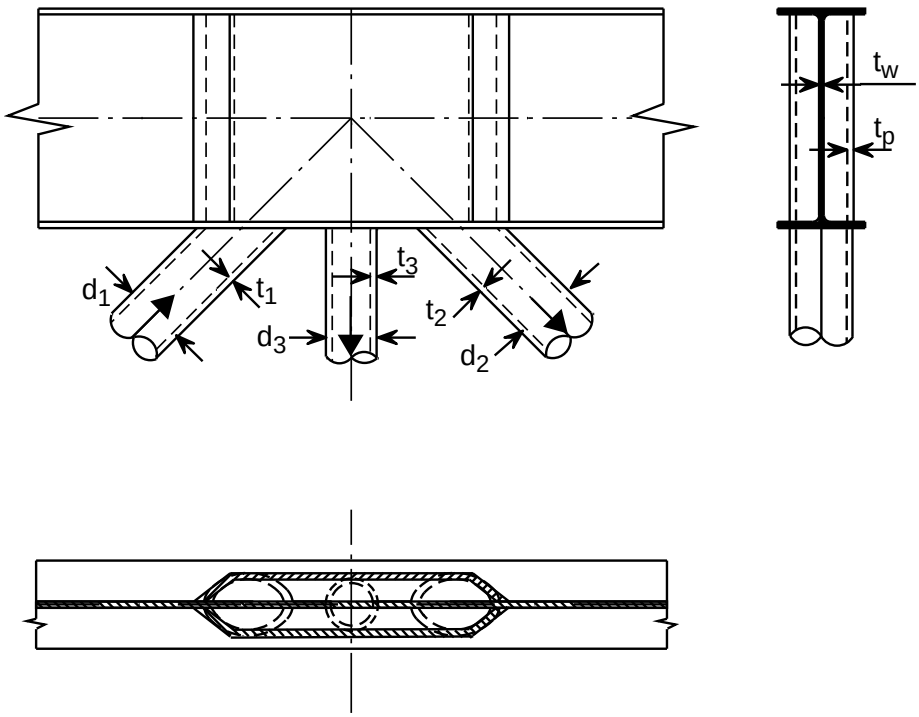


Área eficaz en la sección transversal B - B (una diagonal)



Transferencia principal de carga

Figura 9 Áreas eficaces para el diseño de una unión de celosía rigidizada con chapas y con separación



Para áreas eficaces, aplicación de los principios de las figura 7 y 9

Figura 10 Unión de viga de celosía rigidizada

La resistencia de la unión con respecto a las cargas axiales en la intersección del cordón (sección transversal A) está gobernada por el área de la anchura efectiva:

$$A_{eff.c} = 2 (b_{m1} t_p + b_{m2} t_w)$$

Para la intersección del arriostramiento, la anchura eficaz se obtiene mediante:

$$A_{eff.b} = 2 (b_{e1} + b_{e2}) t_p$$

Por lo tanto, la resistencia de la unión se obtiene a partir de:

$$N_2 \text{sen } \theta_2 = A_{eff.c} f_{yo}$$

y

$$N_2 \text{sen } \theta_2 = A_{eff.b} f_{yo}$$

Eurocódigo 3 (6.6.8 y Apéndice K, tabla K.8.2) proporcionan las anchuras eficaces b_{m1}, b_{m2}, b_{e1} y b_{e2}.

Es necesario verificar, como comprobación adicional, la sección transversal del cordón entre los arriostramientos en lo relativo al esfuerzo cortante en combinación con la carga axial y los momentos flectores (véase la tabla K.8.2. de Eurocódigo 3.)

Además, el cordón y los arriostramientos han de satisfacer los límites para d/t y h/t con el fin de evitar la abolladura.

Es necesario evitar siempre tanto el colapso de la soldadura como el desgarro laminar mediante la elección de soldaduras de resistencia completa y la selección de la clase y calidad del acero.

Cuando la resistencia de la unión es inferior a la resistencia de la barra del arriostramiento y, además, se ignoran los momentos flectores, es necesario disponer de la suficiente capacidad de rotación. Puesto que es difícil demostrar que existe la suficiente capacidad de deformación debido a la falta de evidencias de las investigaciones, es necesario o bien incorporar los momentos flectores a la evaluación de la resistencia o rigidizar la unión de tal manera que su resistencia sea superior a la resistencia de la barra del arriostramiento, como se muestra en la figura 10.

8. UNIONES ESPECIALES

Las secciones anteriores se han ocupado de los tipos de unión más comunes; no obstante, dependiendo del plan de conjunto de la plataforma, es posible que resulten necesarios otros tipos de uniones. La figura 11, por ejemplo, muestra la unión entre dos paneles de chapas rigidizadas. En este caso, ambos paneles han sido fabricados mediante procesos de soldadura (semi) automática. Las tolerancias de la soldadura se proporcionan efectuando el soldeo de los trancaniles con posterioridad al montaje de los paneles. Este procedimiento puede utilizarse para los módulos diseñados mediante la utilización del método del cerramiento resistente.

El levantamiento de los módulos exige disposiciones especiales; es posible, por ejemplo, proporcionar cáncamos y muñones para este fin, tal y como se muestra en la figura 12; actualmente, hay ocasiones en las que estos dispositivos se fabrican en fundición. Es importante que estos dispositivos para el levantamiento se diseñen de tal manera que puedan conectarse a la estructura del módulo durante una etapa posterior en la que se conozcan tanto el emplazamiento exacto del centro de gravedad del módulo como el procedimiento de levantamiento.

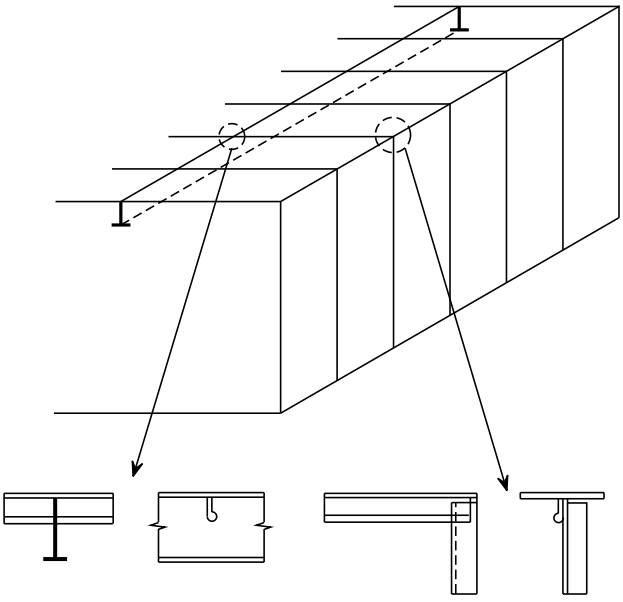


Figura 11 Unión entre dos paneles de chapas rigidizadas

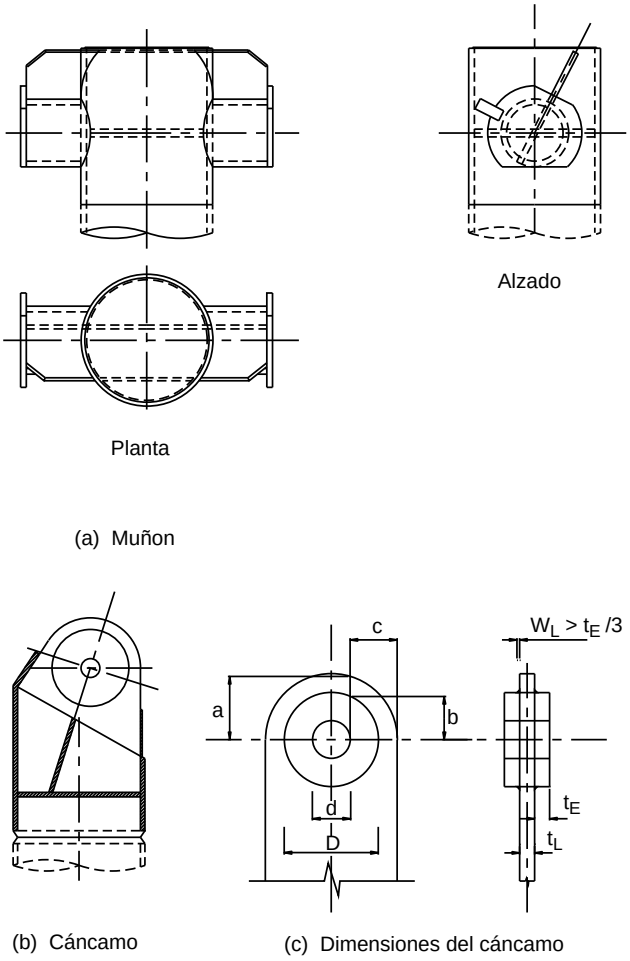


Figura 12 Diseño de los puntos de elevación

Frecuentemente la evaluación de la resistencia de los cáncamos se efectúa mediante las fórmulas de “Lloyds”, que se presentan en el formato de carga útil de seguridad (CUS).

La carga útil de seguridad es el menor de los siguientes valores de N_i:

$$N_1 = 0{,}60\ (a\ t_L + 2\ b\ t_E)\ f_y$$

$$N_2 = 1{,}08\ (c\ t_L + (D - d)\ t_E)\ f_y$$

$$N_3 = 0{,}87\ d\ (t_L + 2\ t_E)\ f_y$$

donde son aplicables las siguientes limitaciones:

- $1{,}0 \leq \left\{ \dfrac{d}{t_L + 2\ t_E} \right\} \leq 8{,}0$

- y si $\frac{d}{t_L + 2\,t_E} \leq 1{,}0$

entonces se utiliza $t_L + 2\ t_E = d$ en las fórmulas anteriores.

- t_E no debe ser superior a $t_L/2$

- $d_{AGUJERO}/d_{PERNO} \leq 1{,}05$

Esta lección no se ocupa de las uniones tubulares puesto que éstas ya se discutieron con mayor detalle en las lecciones 15.2 y 15.3.

En el caso de las estructuras de cubierta de las plataformas petrolíferas ensambladas a partir de paneles de chapa rigidizada, se deben consultar las lecciones 10.3 y 10.4.

Para los alojamientos y el helipuerto, se puede utilizar la información contenida en las secciones anteriores.

9. RESUMEN FINAL

- El diseño óptimo de las estructuras de los módulos de las plataformas petrolíferas depende en gran medida de la coordinación entre los especialistas de las diversas disciplinas; la coordinación entre los ingenieros estructurales, mecánicos, eléctricos, de fabricación, del embarque y del montaje reviste una gran importancia para el plan de conjunto.

- El diseñador de estructura tiene que considerar la siguiente secuencia; las condiciones para la soldadura y la inspección (por ejemplo, ¿es posible efectuar la soldadura correctamente?); las consecuencias de la elección de la clase y de la calidad del material sobre la fabricación; y las diversas condiciones de carga.

- En general, el diseño de la mayor parte de las uniones puede basarse en las fórmulas básicas utilizadas para las uniones tubulares y para las uniones viga/pilar. En [1, 2, 9, 11 - 15] se proporcionan unas nociones básicas al respecto.

- Recientemente se ha llevado a cabo un estudio con el fin de investigar la utilización de RHS en las estructuras de los módulos [16]. Este estudio demuestra que la utilización de RHS, en lugar de vigas laminadas, para las vigas de celosía de los módulos puede resultar una opción económica. No obstante, debido a las limitaciones en cuanto a los tamaños disponibles, las soluciones económicas han de buscarse en menores tamaños de las plataformas y en estructuras metálicas secundarias tales como torres de escaleras, plataformas de acceso y apoyos para los equipos.

10. BIBLIOGRAFÍA

[1] API-RP2A “Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms”. American Petroleum Institute, 18th Edition, 1989

[2] AISC “Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings”. American Institute of Steel Construction, Chicago, 1980

[3] Eurocódigo 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: ENV 1993-1-1: ENV 1993-1-1: Part 1.1, General Rules and Rules for Buildings, CEN, 1992.

[4] Dijkstra, O.D., Wardenier, J. “The Fatigue Behaviour of Welded Splices with and without Mouseholes in IPE 400 and HEM 320 beams”. Paper 14 Int. Conference Weld Failures, November 1988, London

[5] Lindner, F. and Gietzeit, R. “Zur Tragfähigkeit ausgeklinkter Träger” Stahlbauwz. 1985.

[6] Kurobane, Y. “New Developments and Practices in Tubular Joint Design”. IIW doc. XV-488-81/XIII-1004-81, International Institute of Welding, 1981

[7] Rink, H.D., Wardenier, J. and Winkel, G.D. de “Numerical Investigation into the Static Strength of Stiffened I-Beam to Column Connections”. Proceedings International Symposium on Tubular Structures, Delft, June 1991. Delft University Press.

[8] Hertogs, A.A., Puthli, R.S. and Wardenier, J. “Stress Concentration Factors in Plate to Tube Connections”. Proceedings ASME/OMAE Conference, March 1989, Vol. II, pp. 719-727

[9] Wardenier, J. “Hollow Section Joints”. Delft University Press, Delft, 1982

[10] Broek, T.J. van der, Puthli, R.S. and Wardenier, J. “The Influence of Multiplanar Loading on the Strength and Stiffness of Plate to Tubular Column Connections”. Proceedings International Conference “Welded Structures 90”, London, UK, November 1990

[11] DNV “Rules for the Design, Construction and Inspection of Fixed offshore Structures” 1977 (con correcciones 1982)

[12] Lloyd's Register "Rules and Regulations for the Classification of Fixed Offshore Installation". London, July 1988

[13] IIW-XV-E "Design Recommendations for Hollow Section Joints - Predominantly Statically Loaded - 2nd edition". 1989, IIW doc XV-701-89

[14] UEG "Design of Tubular Joints for Offshore Structures". UEG, London, 1985 (3 volumes)

[15] Voss, R.P. "Lasteinleitung in geschweisste Vollwandträger aus Stahl im Hinblick auf die Bemessung von Lagersteifen". Ph.D-Thesis, TU Berlin D83, 1983

[16] Guy, H.D. "Structural Hollow Sections for Topside Constructions". Steel Construction Today, 1990, 4

11. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Marshall, P.W. "Design of Welded Tubular Connections: Basis and Use of AWS Provisions". Elsvier, 1991

2. Schaap, D., Pal, A.H.M. v.d., Vries, A. de., Dague. D. and Wardenier, J. "The Design of Amoco's `Rijn' Production Platform". Proceedings of the International Conference on Steel and Aluminium Structures, Cardiff, UK, 8-10 July 1987, Vol. Steel Structures

3. Paul, J.C., Valk, C.A.C. v.d., and Wardenier, J. "The Static Strength of Circular Multiplanar X-joints". Proceedings of the third IIW International Symposium on Tubular Structures, Lappeenranta, September 1989

ESDEP TOMO 17
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

Problema resuelto 17.3:
Unión del Bao al Pilar de Suelo

CONTENIDO

Problema Resuelto 17.3: Unión del Bao al Pilar de Suelo

1. Resumen

2. Ejemplo de proyecto: unión del bao al pilar de suelo

    2.1 Unión de bao rigidizado al pilar de suelo

    2.2 Unión de bao no rigidizado al pilar de suelo

    2.3 Comparación de las uniones de los baos rigidizados y no rigidizados al pilar de suelo

1. RESUMEN

Este ejemplo proporciona cálculos para las uniones de vigas I a un pilar de suelo tubular. Se evalúan los efectos de varias cargas, así como el efecto de un rigidizador circular.

Referencia

2. EJEMPLO DE PROYECTO: UNIÓN DEL BAO AL PILAR DE SUELO

Normalmente, las uniones del bao al pilar de suelo se efectúan mediante chapas romboidales, tal y como se muestra en la figura 5 de la lección 17.12. No obstante, en el caso de cargas ligeras es posible utilizar uniones no rigidizadas, como también se muestra en la figura 11 de la lección. En este ejemplo se consideran ambos tipos de unión. En las plataformas petrolíferas resulta habitual trabajar con tensiones admisibles y cargas no ponderadas; sin embargo, en este ejemplo se utilizan cargas ponderadas y las resistencias del cálculo del estado límite con el fin de mantener la coherencia con el Eurocódigo 3.

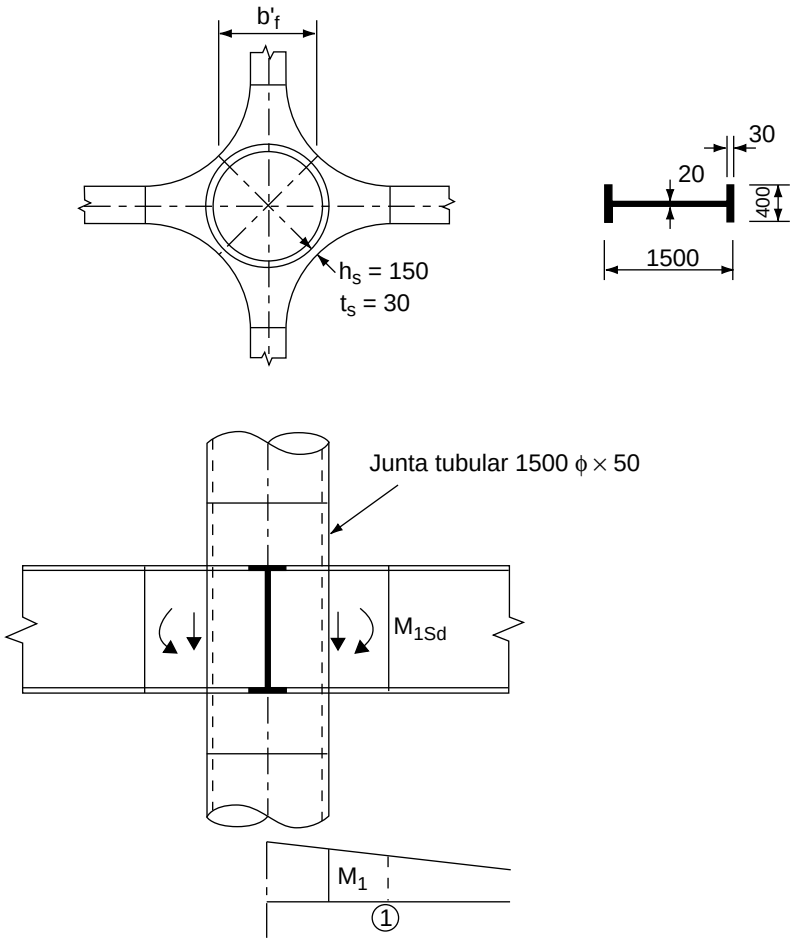


Figura 1 Unión rigidizada que es necesario verificar

2.1 Unión de Bao Rigidizado al Pilar de Suelo

Referencia

d_o	=	1500 mm	}	Tubular
t_o	=	50 mm	}	Pilar de suelo
h_1	=	1500 mm	}	
b_1	=	400 mm	}	Viga compuesta
t_1	=	30 mm	}	Bao
t_w	=	20 mm	}	
h_s	=	150 mm	}	
t_s	=	30 mm	}	chapas romboidales
b_f	=	1272 mm	}	

Clase de Acero S355

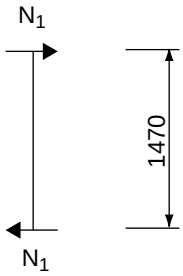
f_y	=	355 N/mm^2	($t \leq 40$ mm)
f_y	=	335 N/mm^2	($t > 40$ mm)

En el emplazamiento (1), el momento máximo del cálculo elástico de la resistencia del bao (sección transversal del alma: Clase 3) es:

$$M_{1.\,Sd} = \left\{400 \times 30 \times (1500 \times 30) + \frac{1}{6} \times 20 \times (1500 - 60)^2\right\} 355$$

$$= \quad 8715 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Supongamos, para este ejemplo, que $M_{1.Sd}$ en la unión del pilar de tablero será un 10% mayor, es decir, $M_{1.Sd}$ = 9587 kNm.



Las chapas romboidales han de transferir este momento; las fuerzas resultantes $N_{1.Sd}$ son:

$$N_{1.Sd} = \frac{9587}{1{,}47} = 6522 \text{ kN}$$

Nota: Si el bao está cargado mediante la combinación de un momento y una carga axial, las chapas romboidales también tienen que hacerse cargo de la carga axial y es necesario tener en cuenta la carga combinada.

En este caso es necesario verificar la unión de las chapas romboidales para $N_{1.Sd}$ = 6522 kN.

Referencia

Lección 17.12

La resistencia proyectada se obtiene mediante la ecuación:

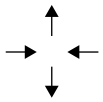
$$N_{1.Rd} = f_{yo}\left(4{,}29\,\frac{b_f'}{d_o} + 1{,}9\right)t_o\sqrt{t_s\,(t_o + h_s)}$$

$$= 0{,}355\left(4{,}29\,\frac{1272}{1500} + 1{,}9\right)50\sqrt{30\,(50 + 150)}$$

$$= 7614\ \text{kN} > 6522\ \text{kN}$$

Por lo tanto, la unión del bao al pilar es más fuerte que el bao; no obstante, es preciso tener presentes los puntos siguientes:

- Si el pilar soporta una carga pesada a compresión, la resistencia de la unión puede reducirse hasta un 20%.
- Si todos los baos están cargados hasta la resistencia proyectada máxima, con los momentos en los dos planos en sentidos opuestos, la resistencia de la conexión puede reducirse hasta un 30%.



El esfuerzo de cizallamiento del bao puede transferirse directamente al pilar a través de las soldaduras. Las soldaduras se calculan de manera que sean, por lo menos, igual de fuertes que el alma.

2.2 Unión de Bao no Rigidizado al Pilar de Suelo

Por motivos de simplicidad, se han tomado las mismas dimensiones y clases de acero que en el caso de la unión rigidizada.

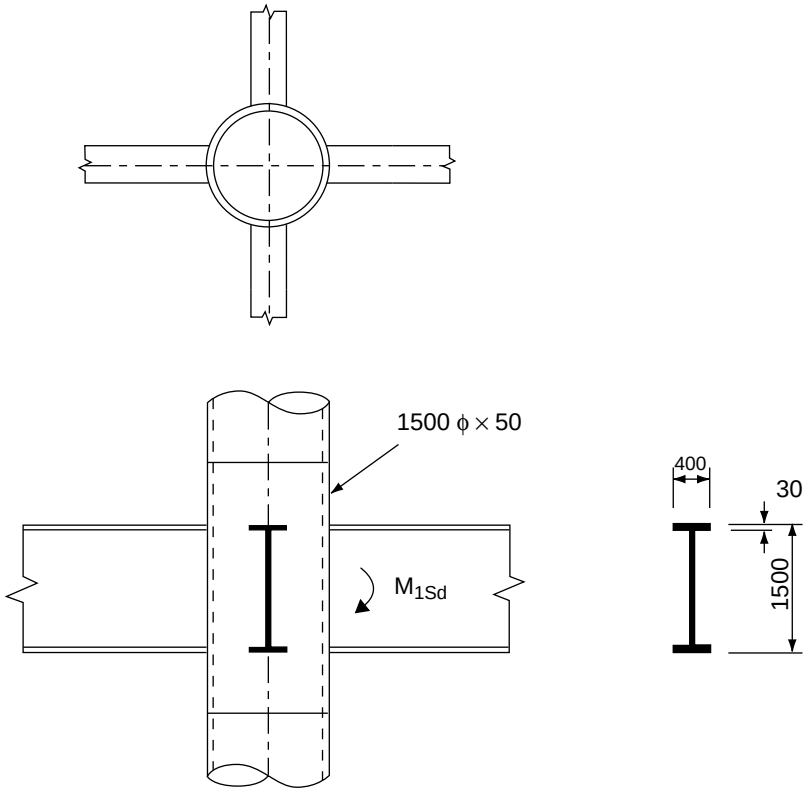


Figura 2 Unión no rigidizada que es necesario verificar

El momento proyectado de resistencia del bao es 8715 kNm (ya indicado anteriormente).

El momento calculado de resistencia de la unión se obtiene mediante la resistencia calculada al esfuerzo axil de la unión del ala multiplicada por la altura del bao:

$$M_{1.Rd} = f_{yo} \times t_0^2 \frac{5,0}{1 - 0,81\beta} \times k_p \times (h_1 - t_1)$$

Lección 17.12

No obstante, la validez de esta fórmula se limita a $\beta \geq 0,4$ mientras que $\beta = 0,27$ (k_p: se expresa a continuación).

Considerando la función de influencia, f(β), es posible adoptar la siguiente hipótesis cautelosa:

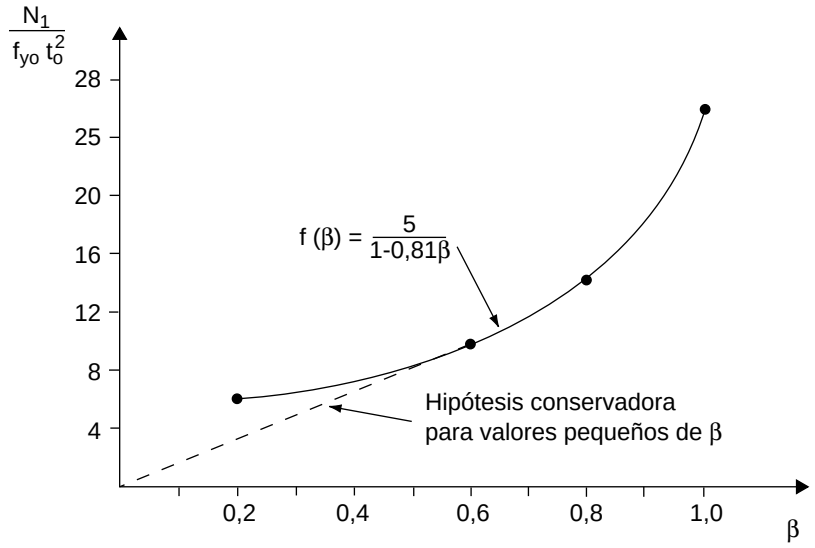


Figura 3 Coeficiente del momento (f(β)

Para valores de β reducidos f(β) ≈ 16,2 β (consultar la figura 3).

Así pues, utilizando la ecuación:

$$M_{1.Rd} = f_{yo} \times t_o^2 \times (16{,}2\ \beta) \times k_p\ (h_1 - t_1)$$

$$= 0{,}355 \times 50^2 \times 16{,}2 \times 0{,}27 \times 1{,}470\ k_p \text{kNm}$$

$$= 5706\ k_p \quad \text{kNm}$$

$$k_p = 1 + 0{,}3\ (n_p - n_p^2) \leq 1{,}0$$

con $n_p = \frac{\sigma_{op}}{f_{yo}}$

- Donde la tensión de compresión σ_{op} en el pilar, en el estado límite, es igual a la tensión de fluencia f_{yo} del pilar: $n_p = -1$ lo que proporciona $k_p = 0{,}4$. Esto da como resultado una reducción del 60% de la resistencia de la unión.

- En el caso de carga multiplanar, con momentos iguales en sentido opuesto en los dos planos, es necesario aplicar una reducción de la resistencia aún mayor, de un 30%.

2.3 Comparación de las Uniones de los Baos Rigidizado y No Rigidizado al Pilar de Suelo

- La comparación muestra que la resistencia calculada de la unión rigidizada es mayor que la de la conexión no rigidizada, si bien la diferencia es menor de lo que podría esperarse en un principio.

- Este resultado se produce fundamentalmente como consecuencia de la diferencia en el margen de seguridad adoptado para cada caso. Debido a que tan sólo se dispone de evidencias experimentales limitadas para la conexión rigidizada, el margen de seguridad adoptado es mayor que en el caso de la unión no rigidizada. Además, el colapso de la unión rigidizada es debida al pandeo plástico de la chapa romboidal, mientras que el colapso de la unión no rigidizada está causada por la plastificación de la pared del cordón asociada a grandes deformaciones, lo que finalmente produce un colapso por cizallamiento de punzonamiento.

- La resistencia de la unión no rigidizada se ve afectada en mayor medida por la carga del cordón o del pilar que la de la unión rigidizada. Este efecto está directamente relacionado con las deformaciones de la pared del cordón.

- El efecto de la carga multiplanar es prácticamente el mismo, a pesar de que podría esperarse que fuera peor en el caso de la unión no rigidizada.

- Bajo carga de fatiga, el comportamiento de la unión rigidizada es considerablemente mejor que el de la unión no rigidizada, puesto que los coeficientes de concentración de tensiones son unas 3 o 4 veces inferiores a los de las uniones no rigidizadas.

- Actualmente las uniones mencionadas con anterioridad se están estudiando en mayor profundidad dentro del marco de un programa de investigación.

En vista de las consideraciones anteriores, es posible concluir que no siempre es necesario rigidizar una unión bao-tubo.

DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS DEL TOMO 17: SISTEMAS ESTRUCTURALES. PLATAFORMAS PETROLÍFERAS



T17c1 Fabricación



T17c2 Fabricación



T17c3 Fabricación



T17c4 Fabricación



T17c5 Fabricación



T17c6 Fabricación: transporte de nudo en plataforma



T17c7 Fabricación de estructura de tablero



T17c8 Montaje de plataforma mediante izada de elementos prefabricados



T17c9 Montaje de plataforma de la BP en dique seco



T17c10 Fase final de soldadura de plataforma antes del transporte



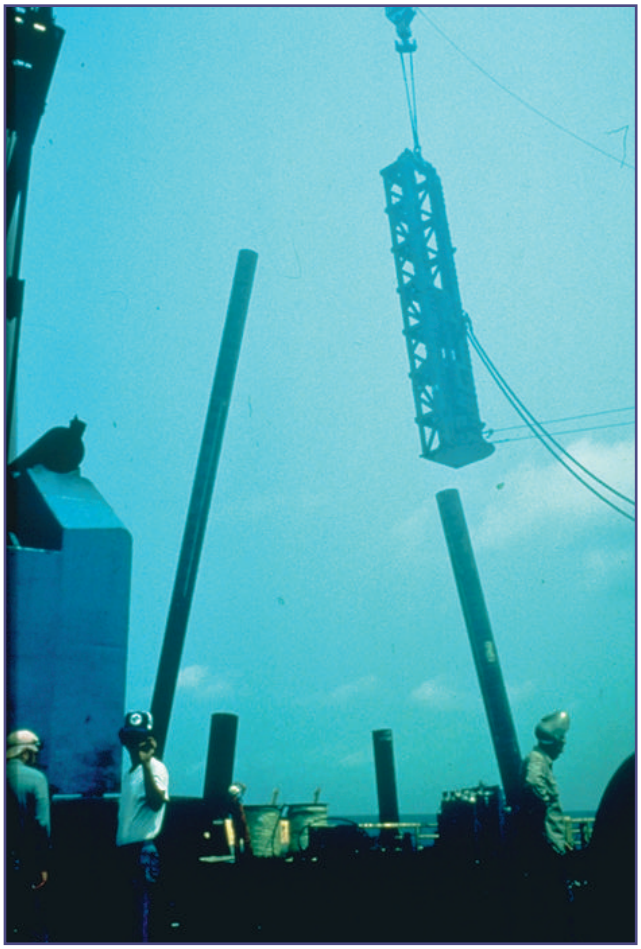
T17c11 Plataforma petrolífera preparada para transporte



T17c12 Montaje de plataforma petrolífera



T17c13 Montaje de plataforma petrolífera



T17c14 Instalación de plataforma



T17c15 Construcción de plataforma de perforación semi-sumergible



T17c16 Plataforma de perforación semisumergible



T17c17 Construcción de plataforma de perforación semi-sumergible



T17c18 Plataforma de perforación semisumergible



T17c19 Construcción de plataforma en dique seco



T17c20 Transporte de plataforma con patas en posición elevada



T17c21 Plataforma CFEM T 2005 de forma triangular



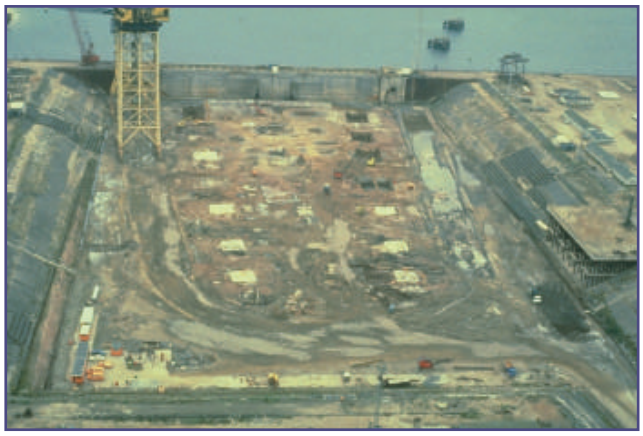
T17c22 Pata de anclaje



T17c23 Extremo de pata de anclaje



T17c24 Pata de anclaje en ubicación definitiva



T17c25 Preparación de dique seco (comienzo de proyecto, mes 0)



T17c26 Preparación de nudos principales



T17c27 Pata de anclaje en ubicación definitiva



T17c28 Izado de tanques de flotación



T17c29 Prefabricación de guías conductoras



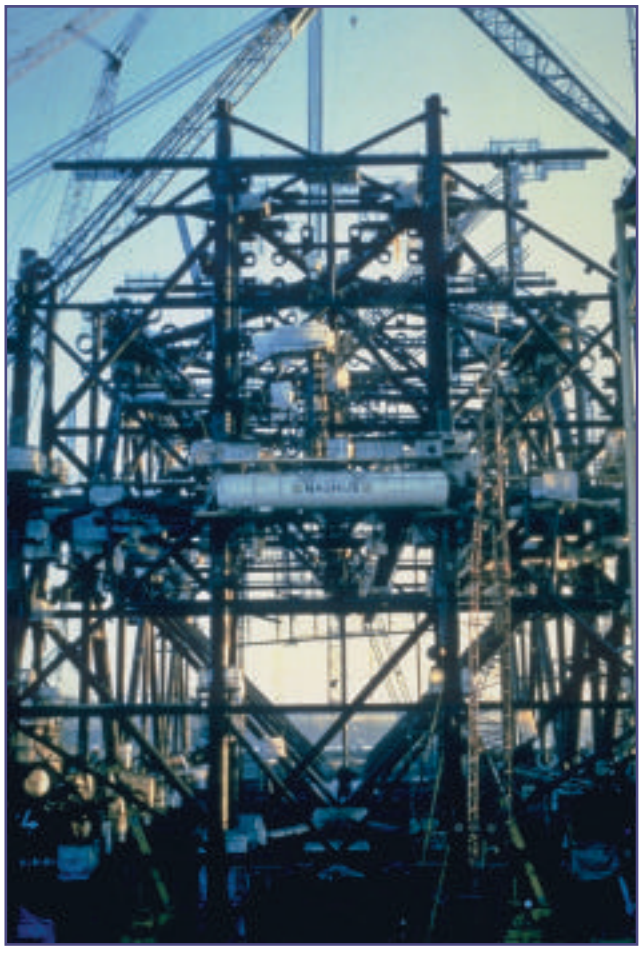
T17c30 Comienzo de montaje



T17c31 Comienzo de montaje (mes 8)



T17c32 Fase final del montaje (mes 13)



T17c33 Fase final del montaje (mes 15)



T17c34 Transporte de estructura acabada a su ubicación definitiva



T17c35 Estructura montada en su ubicación definitiva