

**ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE FACILIDADES PETROLERAS TIPO PIPE RACK  
POR CARGAS DE IMPACTO**

**PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

**CAPT: DE .TORRES ARMAS PAÚL ALEXIS**

**SANGOLQUÍ, 30 DE JULIO DE 2010**

## **Extracto**

El presente trabajo trata sobre el diseño de facilidades petroleras tipo *pipe rack* por cargas de impacto. Las cargas de impacto que se estudiarán aquí son provocadas por posibles explosiones que se pueden producir dentro de las plantas petroleras.

Para diseñar este tipo de estructuras se explica en primer lugar cómo determinar las cargas producto de una explosión que actúan sobre los *pipe rack* y cómo se distribuyen sobre estos, utilizando específicamente el método de TNT equivalente; una vez que se han determinado las cargas se procede a establecer la diferencia de reacción del acero frente a cargas estáticas y dinámicas, estableciendo así las características del material para que responda de una forma dinámica adecuada modificando su resistencia con factores que dependen del tipo de acero a utilizarse en el diseño.

Finalmente, se establecen los pasos para un diseño lógico basado en la investigación realizada, aplicándolo en un ejemplo de cálculo que permitirá obtener las conclusiones y recomendaciones que son el aporte que se brinda producto de esta investigación.

## **Abstract**

The current work discusses the design of pipe racks type in petrochemical facilities by impact loads. The impact loads that will be studied are produced by explosions that may occur in petrochemical plants.

To design such structures first is explained how to determinate loads produced by explosion acting over the pipe racks and how they are distributed over them, by using the TNT equivalent method specifically. Once the loads are determined is necessary to establish the difference in reaction of steel under static and dynamic loads, thus establishing the characteristics of the material to respond in an appropriate dynamically changing its resistance to factors that depend on the type of steel used in the design.

Finally, it is provided a guide of steps to perform a logical design based on research conducted by applying it in a calculation example that will draw conclusions and recommendations are the contribution that provides a product of this research.

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. Capt. Torres Armas Paúl Alexis como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, 30 de Julio de 2010

---

ING. MARCELO GUERRA AVENDAÑO.

---

ING. ANA HARO BAEZ.

REVISADO POR

---

ING JORGE ZUÑIGA

## **DEDICATORIA**

Mi tesis está dedicada con todo mi amor y cariño

A mi esposa, por estar conmigo a cada paso que doy, por fortalecer mi corazón y no dejarme solo ni un solo momento incluso en los más difíciles, por ser la persona que me alienta y no deja que desmaye, por entender todo el tiempo que he dedicado a mi trabajo y a mis estudio, por ser esa persona incondicional que todos necesitamos a nuestro lado para crecer por quien los sacrificios valen la pena.

**CAPT.DE. E. TORRES ARMAS PAÚL ALEXIS**

## **AGRADECIMIENTO**

Es indudable que el primer agradecimiento que debo dar es a Dios por todas las bendiciones recibidas que me han permitido llegar a una meta más en mi vida.

Agradezco a mis padres por ser el ejemplo y el apoyo, porque me dieron la educación y sobre todo el amor de familia que hace que me sienta orgulloso de ser su hijo.

A mis hermanos por todo el apoyo brindado en todo momento especialmente en esta tesis, por que sin su ayuda y aporte no hubiera llegado a terminar cada uno en circunstancias diferentes pero igualmente importantes.

A mi esposa y a su familia por todo el cariño, paciencia y comprensión que me han brindado en todo este tiempo muchas gracias.

Y por último, pero no menos importante a mi director y codirectora por el tiempo invertido a esta tesis, por su conocimiento, y dedicación que fueron fundamentales en mi formación profesional.

Gracias a todos por confiar en mí.

**CAPT.DE. E. TORRES ARMAS PAÚL ALEXIS**

# ÍNDICE

CAPITULO I.....	22
1.1    Introducción.....	22
1.2    Antecedentes.....	22
1.3    Justificación e importancia.....	24
1.4    Objetivo general del proyecto.....	24
1.5    Objetivos específicos.....	25
1.6    Alcance del proyecto.....	26
CAPITULO II.....	28
DISEÑO DE <i>PIPE RACK</i> EN ACERO ESTRUCTURAL.....	28
2.1    Introducción.....	28
2.2    Cargas Primarias.....	33
2.2.1    Carga muerta (D).....	33
2.2.2    Cargas por productos ( $P_L$ ).....	34
2.2.3    Carga de prueba (Pt).....	38
2.2.4    Cargas térmicas (TL).....	38
2.2.4.1    Fuerzas de fricción (FF).....	38
2.2.4.2    Fuerzas de anclaje (AF).....	39
2.2.4.3    Fuerzas por temperatura (TF).....	40

2.2.5	Cargas de viento (W).....	40
2.2.6	Carga sísmica (E) .....	41
2.2.7	Otras cargas .....	42
2.3	Combinaciones de carga .....	43
2.3.1	Combinaciones de carga – diseño por esfuerzo admisible.....	43
2.4	Esfuerzos admisibles y requisitos de resistencia .....	43
2.4.1	Acero estructural .....	43
2.4.2	Elementos de concreto fundidos en sitio.....	44
2.5	Diseño de la superestructura de los <i>Pipe Rack</i> .....	44
2.5.1	Generalidades .....	44
2.5.2	Vigas transversales.....	45
2.5.3	Columnas.....	46
2.5.4	Puntales longitudinales.....	47
2.5.5	Refuerzo vertical .....	47
CAPITULO III .....		49
DETERMINACIÓN DE CARGAS .....		49
3.	Introducción.....	49
3.1.1	Detonaciones y deflagraciones.....	50
3.2	Tipos de explosión .....	52
3.2.1	Explosiones de Nubes de vapor .....	52



3.2.2	Explosiones de recipientes a presión.....	54
3.2.3	Explosiones de fase condensada .....	57
3.2.4	Explosiones de polvo .....	57
3.2.5	BLEVE-bola de fuego .....	59
3.2.6	Método del TNT equivalente .....	62
3.2.7	Método multienergía .....	68
3.2.8	Otros métodos .....	69
3.2.9	Carga que actúa sobre las estructuras como resultado de la interacción de éstas con la onda de sobrepresión.....	70
3.2.10	Respuesta de las estructuras ante los efectos de la onda de choque.....	72
3.2.10.1	Ejemplo de cálculo: explosión de una nube de vapor .....	73
3.3	Parámetros de la onda explosiva.....	74
3.3.1	Parámetros de una onda por carga explosiva .....	76
3.3.2	Presión de pico reflexivo. (Pr) .....	77
3.3.3	Presión dinámica (polvo explosivo), $q_0$ .....	80
3.3.4	Velocidad de choque frontal, U.....	80
3.3.5	Medida (o distancia) de onda explosiva, $L_w$ .....	81
3.3.6	Parámetros de Onda Explosiva Idealizada .....	82
3.4	Determinación de diseño de sobrepresión de nubes de vapor .....	83
3.5	Carga Explosiva en Estructuras .....	86
3.5.1	Carga de pared frontal .....	89

3.5.2	Paredes laterales .....	90
3.5.3	Cargas de techo .....	92
3.5.4	Carga de paredes traseras .....	93
3.5.5	Carga de Marco .....	94
3.5.6	Presión Negativa y Carga de Rebote .....	95
	EJEMPLO DE CARGA EXPLOSIVA .....	96
	CAPITULO IV .....	103
	TIPOS DE CONSTRUCCIÓN.....	103
4.1	Introducción .....	103
4.2	Consideraciones generales .....	103
4.3	Sistemas comunes para edificaciones petroquímicas .....	105
	CAPITULO V .....	106
	RESISTENCIA DEL MATERIAL Y LOS CRITERIOS DE RESPUESTA DINÁMICA .....	106
5.1	Introducción .....	106
5.2	Respuesta estática versus dinámica .....	107
5.3	Función resistencia-deflexión .....	108
5.3.1	Acero Estructural.....	109
5.4	Propiedades dinámicas del material .....	110
5.4.1	Relaciones esfuerzo-deformación .....	111
5.4.2	Factor de incremento de fuerza (SIF).....	113

5.4.3	Incremento de la fuerza dinámica .....	114
5.4.4	Factores de incremento dinámico.....	117
5.4.5	Diseño dinámico por esfuerzo.....	119
5.5	Límites de deformación .....	121
5.5.1	Parámetros de deformación límite.....	123
5.5.2	Valores límite de deformación .....	124
APENDICE 5.A .....		125
Resumen de los cuadros de la fuerza dinámica para los materiales .....		125
APENDICE 5.B.....		129
Resumen de cuadros de los criterios de respuesta.....		129
CAPITULO VI.....		132
MÉTODO DINÁMICO DE ANÁLISIS .....		132
6.1	Introducción .....	132
6.2	Conceptos claves.....	132
6.2.1	Objetivos .....	132
6.2.2	Precisión .....	133
6.2.3	Interacción de los elementos estructurales .....	134
6.2.4	Cargas vivas .....	137
6.2.5	Confirmación de los mecanismos de fallo supuestos.....	138
6.3	Método estático equivalente .....	138

6.4	Sistema de un grado de libertad .....	138
6.4.1	Conceptos básicos .....	139
6.4.2	Factor de transformación.....	142
6.4.3	Método de solución gráfica .....	148
6.4.4	Soluciones de forma cerrada .....	153
6.4.5	Integración numérica.....	154
6.4.6	Reacción en los apoyos .....	155
CAPITULO VII.....		158
PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO .....		158
7.1	Introducción .....	158
7.2	Conceptos generales diseño .....	158
7.2.1	Absorción de Energía.....	158
7.2.2	Factores de seguridad.....	159
7.2.3	Combinaciones de Carga.....	159
7.2.4	Consideraciones sobre el rendimiento estructural.....	160
7.2.5	Análisis dinámico.....	160
7.3	Diseño en acero.....	160
7.4	Procedimiento de diseño .....	161
7.4.1	Ejemplo de cálculo .....	162
CAPITULO VIII .....		181

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	181
8.1 Conclusiones:.....	181
BIBLIOGRAFÍA .....	184
HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS .....	186
ELABORADO POR.....	186
DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL .....	186
DIRECTORA DE LA UNIDAD DE ADMISION Y REGISTRO .....	186

## LISTADO DE TABLAS

Tabla 2.1 (Cuadro 9.2.2.7ASCE 7 – 95) .....	30
Tabla 2.2 (tabla 1-1 ASCE 7) .....	30
Tabla 2.3 Valores de peso unitario de tuberías y contenido de agua.....	36
Tabla 6.1. Accidentes BLEVE más notorios ocurridos entre 1926 y 1986 [PRUG91] .	61
Tabla 6.2. Causas externas más frecuentes que han originado BLEVE.....	62
Tabla 5.6 años producidos por la onda de sobrepresión sobre las estructuras, en función de la sobrepresión .....	72
Tabla 5.A.1: Factor de incremento de la fuerza (SIF) .....	125
Tabla 5.A.2 Factor de incremento dinámico (DIF) .....	126
para varillas de refuerzo, concreto y mampostería .....	126
Tabla 5.A.3 Factor de incremento dinámico (FID) .....	127
Para acero estructural, conformados en frío y aluminio .....	127
Tabla 5.A.4 Diseño dinámico de esfuerzos para el hormigón armado .....	128
Tabla 5.A.5 Diseño dinámico de esfuerzos para el acero.....	128
Tabla 5.B.1 Criterio de respuesta para el concreto reforzado .....	130
Tabla 5.B.2 Criterio de respuesta para mampostería.....	131
Tabla 5.B.3 Criterio de respuesta para acero estructural .....	131

## LISTADO DE FIGURAS

Figura 2.1 Conexión tipo rodamiento.....	31
Figura 2.2 Conexión con deslizamiento crítico .....	32
Figura 2.3 Conexiones por momento final del tipo placa empernada.....	32
Figura 2.4 Estructuras Pipe Rack .....	44
Figura 3.1 (Esquema de una onda de choque para diferentes tipos de .....	51
explosión ( $P_0$ =presión ambiental, $\Delta P$ = pico de sobrepresión, .....	51
$t_+$ =duración de la fase positiva, $i_+$ =impulso positivo)).....	51
Figura 3.2 Relación de la velocidad del frente de llama y la sobrepresión (Lees, 1996)	52
Figura 3.3 Esquema de la detonación de una nube de vapor (Schultz, E. et al, 1999)..	54
Figura 3.4: formas características de ondas de explosión .....	57
Figura 3.8 Valor del pico de sobrepresiones según la distancia normalizada (BERG93)	64
.....	
Figura 3.9. Sobrepresión de la onda en función de la distancia escalada para el .....	65
método del TNT equivalente (IChemE, 1994) .....	65
Figura. 3.10 Duración de la fase positiva de la onda de choque .....	66
según la distancia normalizada (BERG 93).....	66
Figura. 3.11 Impulso de la fase positiva de la onda de choque .....	67
en función de la distancia normalizada (BERG93) .....	67

Figura 3.12. Impulso escalado en función de la distancia escalada para el método del TNT equivalente (IChemE, 1994).	67
Figura. 3.13 Gráficos necesarios para determinar los parámetros característicos de la onda de sobrepresiones según el método multienergía	69
Figura. 3.14 Efectos de la reflexión de la onda de choque al colisionar con dos edificios. Las líneas representan isobaras separadas per 0,5 kPa. Simulación con el programa BLAST [BERG93]	71
FIGURA 3.15: Coeficiente de onda explosiva reflejada Vs. Ángulo de incidencia (de TNO Libro Verde)	79
FIGURA 3.16: shock idealizado y cargas de presión	81
Figura 3.17: carga de presión equivalente idealizada	82
FIGURA 3.18: Esquema de interacción de una onda explosiva con una edificación rectangular (del Libro Verde de TNO)	88
Figura 3.19: Arreglo General de Onda Explosiva para una edificación rectangular (de Forbes 1995)	88
Figura 3.20: Carga de pared frontal	89
FIGURA 3.21: Carga para techo y paredes laterales	91
FIGURA 3.22: Valores efectivos de sobrepresión (de TM 5-1300)	92
FIGURA 3.23: Carga para paredes traseras	94
FIGURA 3.24: carga de la red lateral en una edificación de planta rectangular (del Libro verde de TNO)	95



Figura 4.1: Edificio de acero prefabricado mejorado .....	105
FIGURA 5.1: Curva típica de Resistencia-Deflexión .....	109
FIGURA 5.3: Curva típica esfuerzo-deformación para el hormigón .....	111
(de ASCE Manual 42) .....	111
FIGURA 5.4: Curva típica de esfuerzo-deformación para acero .....	113
De (Manual ASCE 42) .....	113
FIGURA 5.5: Efecto de la velocidad de deformación de la curva esfuerzo-deformación del acero.....	115
(de TM 5 - 1300) .....	115
FIGURA 5.6: Efecto de la velocidad de deformación en la curva de esfuerzo-deformación para el hormigón (de TM 5 - 1300).....	116
FIGURA 5.7: Efecto de la velocidad de deformación en la fuerza dinámica del material (de TM 5 - 1.300) .....	117
FIGURA 5.8: Curva Bilineal de Resistencia –Desviación.....	120
FIGURA 5.9: la bisagra de rotación .....	123
Figura 6.1: fuerzas que actúan sobre elementos estructurales primarios .....	137
Figura 6.2: Estructuras típicas representan un sistema SDOF equivalente .....	139
Figura 6.3 Sistema SDOF de análisis dinámico .....	140
Figura 6.5 Distribución de masa de un típico sistema de varios miembros.....	149
Figura 6.6: Cuadro de una solución grafica típica.....	150
Para un sistema elasto-plástico SDOF (de Biggs 1964) .....	150

Figura 6.7: P-I vs daño estructural .....	152
Figura 6.8: reacción para un miembro a flexión.....	157
Con carga & masa distribuida .....	157

## NOMENCLATURA

L = Longitud del vano .....	29
D – Carga muerta .....	33
PL – Carga de producto.....	33
Pt - Carga de prueba .....	33
TL - Carga térmica .....	33
W - Carga de Viento.....	33
E – Carga sísmica.....	33
O - Otras cargas.....	33
S = Distancia entre apoyo de los tubos (ft) .....	34
WDL = peso de la tubería grande por pie (lb/ft) .....	34
pDL = tubería promedio en carga de cubierta (lb/ft <sup>2</sup> ).....	34
D = diámetro de la tubería de gran tamaño (ft) .....	34
S = Distancia entre apoyo de los tubos (ft) .....	35
WPL = peso de la tubería grande por pie (lb/ft) .....	35
pPL = tubería promedio en carga de cubierta (lb/ft <sup>2</sup> ).....	35
D = diámetro de la tubería de gran tamaño (ft) .....	35
qz = 0.00256 Kz Kzt V <sup>2</sup> I (lb/ft <sup>2</sup> ) (ASCE 7-Eq. 6-1) .....	41
I = Factor de importancia .....	41
V = Velocidad del viento (mph) .....	41
Kz = Coeficiente de exposición.....	41
Kzt = Factor topográfico (ASCE 7; 6.5.5).....	41
G = Factor de repuesta a ráfagas.....	41
Cf = Coeficiente de fuerza .....	41
A = Área proyectada normal al viento.....	41
$\alpha$ Rendimiento de la explosión (---).....	74
co Velocidad del sonido en condiciones normales (m/s).....	74
d Distancia hasta el lugar de la explosión (m) .....	74
dn Distancia normalizada en el método TNT equivalente (m · kg – 1/3) .....	74

E	Energía liberada en la combustión (J).....	74
$\Delta H_c$	Calor de combustión del hidrocarburo (J/kg).....	74
$\Delta H_{TNT}$	Calor de combustión del TNT (J/kg) .....	74
I	Impulso de la onda de choque (bar s) .....	74
i+	Impulso de la fase positiva de la onda de sobrepresión (bar s).....	74
$\eta$	Rendimiento de la combustión (---).....	74
$\Delta P$	Pico de sobrepresión (bar).....	74
$\Delta P_s$	Pico de sobrepresión adimensional según el método multienergía (---) .....	74
$\Delta P_s$	Pico de sobrepresión según el método multienergía (bar) .....	74
Po	Presión atmosférica (bar) .....	74
R	Distancia (m).....	74
R	Distancia normalizada según el método multienergía (---).....	74
t+	Duración de la fase positiva de la onda de sobrepresión (s) .....	74
t + )	Duración de la fase positiva adimensional según el método multienergía (----) 74	74
Wc	Masa de combustible involucrada en la explosión (kg) .....	74
WTNT	Masa de TNT equivalente (kg).....	74
P(t)	= sobre presión con respecto al tiempo .....	76
P so	= picos de sobrepresión .....	76
td	= duración de la fase positiva .....	76
c	= el valor varía entre 0.2 y 0.5 dependiendo de P so .....	76
	Pico de presión de refleja. Pr.....	77
	Pico de presión Dinámica (polvo explosivo), qo .....	77
	Velocidad de choque frontal, U.....	77
	Longitud de onda de la explosión, Lw .....	77
Cr	= coeficiente de reflexión .....	78
S	= distancia, la más pequeña entre H o B/2.....	90
H	= alto del edificio.....	90
B	= ancho del edificio .....	90
td	= duración de la fase positiva.....	90
L	= longitud de la estructura .....	91
U	= velocidad de choque.....	91

Pa = sobre presión efectiva sobre el lado .....	92
Lw = Medida (o distancia) de onda explosiva .....	92
L= longitud de la estructura .....	92
M = masa .....	140
a = aceleración .....	140
C = constante de amortiguamiento viscoso .....	140
v = velocidad.....	140
K = rigidez .....	140
y = desplazamiento .....	140
F(t) = fuerzas aplicadas en función del tiempo .....	140
R = menor de K y o Ru. ....	141

# CAPITULO I

## 1.1 Introducción

El enfoque de este trabajo es acerca de los aspectos estructurales de diseño de facilidades petroleras sometidas a cargas de impacto, específicamente a cargas producidas por explosiones accidentales que pueden darse en la industria petroquímica. Generalmente esto involucra la cuantificación de presiones muy altas que pueden resultar de explosiones accidentales, estableciendo el diseño de cargas explosivas a partir de esas presiones muy altas, se configuran los requerimientos de funcionamiento estructural, y se diseña la estructura de la edificación para soportar éstas cargas dentro de los límites de rendimiento requerido.

El diseño resistente a explosiones, o la fortificación estructural de edificaciones, es una de las medidas que un propietario debe emplear para minimizar el riesgo hacia personas y facilidades frente a amenazas de explosiones accidentales en una planta. Otras medidas mitigantes o preventivas, incluyendo situar (espaciar adecuadamente de potenciales amenazas de explosión) y reducción de riesgos (inventario y control de procesos, limitaciones de ocupación, etc.), no se cubren en esta tesis.

## 1.2 Antecedentes

Las plantas procesadoras en la industria petroquímica manejan hidrocarburos y otros combustibles que pueden y han producido explosiones accidentales, su diseño se debe realizar a fin de minimizar la incidencia de tales eventos. Si bien estos pueden ser relativamente raros, las consecuencias pueden ser extremadamente severas cuando ocurren, involucrando daños al personal, pérdidas financieras e impactar potencialmente la seguridad pública. Para este trabajo se ha tomado como referencia, principalmente, datos de otros países, porque estos han tenido la prolijidad de reportar y documentar en detalle estos incidentes, cosa que no ha ocurrido en nuestro país.

En algunas ocasiones las consecuencias han involucrado edificios de plantas. Por ejemplo, *Klett 1975* reportó 18 muertes debido al colapso de un edificio de control en el incidente de explosión de Flixborough (Reino Unido) en 1974, causado por la liberación accidental de cerca de 40 toneladas de ciclohexano. Las pérdidas materiales reportadas excedieron los 50 millones de dólares. De manera similar, en EEUU, recientes explosiones en plantas petroquímicas resultaron en un número significativo de fallecimientos por daños severos o colapso de edificios (ASCE, 1997:1.1). De la concentración de dichas muertes en estas edificaciones surge la necesidad de diseñar plantas que soporten efectos de explosiones con la finalidad de proteger a las personas en el interior para que, al menos, el edificio no se convierta en otra amenaza para los ocupantes. Adicionalmente a la seguridad del personal, algunas compañías en la industria consideran la resistencia a explosiones para ciertos edificios críticos como centros de control, aún estando desocupados, para minimizar el impacto de explosiones accidentales en plantas de operación.

Usualmente las altas presiones causadas por ondas expansivas son las más dañinas características de una explosión accidental en una planta de proceso. Sin embargo, en adición a los efectos de impactos de aire, tales eventos pueden causar incendios, proyectiles y golpes transmitidos por el piso que pueden ser perjudiciales para edificios y su contenido.

Históricamente, la tecnología de diseño resistente a explosiones en la industria petroquímica ha evolucionado de cargas estáticas equivalentes y métodos de diseño estático convencionales (Bradford y Culbertson), a métodos simplificados de diseño dinámico que toman en cuenta características dinámicas y ductilidad de componentes estructurales, y basados en cargas explosivas equivalentes en TNT (Forbes, 1982 en ASCE 1997: 1.2), y finalmente a los más complejos y racionales métodos que involucran modelos de explosiones de nubes de vapor para caracterizar las cargas explosivas y modelos dinámicos de varios grados de libertad no lineal para analizar la estructura de edificios.

Las prácticas actuales dentro de la industria parecen cubrir todas estas aproximaciones. La presente tesis intenta proveer líneas guía sobre los varios métodos disponibles para

el diseño estructural de edificios resistentes a explosiones en plantas de proceso de petróleo y de químicos.

### **1.3 Justificación e importancia**

El interés en este tema nace principalmente de una de las premisas de la ingeniería que es la de diseñar estructuras durables en el tiempo, económicamente viables, pero sobre todo, seguras para sus ocupantes. Como ya se ha señalado anteriormente, si bien es cierto que la ocurrencia de una explosión es menos común que la acción de cargas vivas (viento o sismos), sus efectos son catastróficos sobre las estructuras y afectan sobre todo a los trabajadores de esta industria, es por esta razón que este tema merece un tratamiento especial en nuestro país ya que nuestra economía depende en alto grado de esta actividad.

Es importante tener en cuenta que todo edificio tiene algún nivel de resistencia a explosiones. Usualmente las construcciones resistentes a explosiones son referidas como “a prueba de explosiones”. Esta expresión es incorrecta ya que no es realista el brindar un nivel absoluto de protección contra explosiones. En otras palabras, siempre hay alguna probabilidad de que un evento de base de diseño pueda ser excedido.

Las necesidades y requerimientos para resistencia a explosiones en plantas dentro de la industria petroquímica han evolucionado en los últimos años. Los procesos petroquímicos se han vuelto más complejos y las plantas han incrementado su tamaño y con él el riesgo de explosiones accidentales. Las explosiones han demolido edificaciones, resultando en algunos casos en sustanciales y lamentables pérdidas humanas y materiales. Estos eventos han elevado la atención de la industria, el manejo de plantas y agencias reguladoras acerca de temas de protección contra explosiones en lugares con el potencial riesgo de explosión. Generalmente, estos tópicos se relacionan con la seguridad de la planta y la gestión del riesgo para prevenir o minimizar la incidencia de tales eventos y garantizar las prácticas de construcción de edificaciones para mitigar los efectos sobre los trabajadores de las plantas y las operaciones.

El aporte fundamental que se realizará con este estudio es tener un lineamiento claro del comportamiento de las cargas de impacto y su efecto sobre las estructuras, para tenerlas



en cuenta el momento del diseño de facilidades petroleras, ya que no se ha tratado este tema en estudios anteriores donde los esfuerzos se centran únicamente en cargas como sismo o viento.

#### **1.4 Objetivo general del proyecto**

El diseño resistente a explosiones deberá brindar un nivel de seguridad para personas dentro del edificio que no sea menor que el de las personas fuera del edificio en el momento de una explosión y de igual manera, asegurar una estructura que permita resguardar la infraestructura de la planta, es por eso que se plantea como objetivo principal:

Realizar el análisis y diseño estructural de facilidades petroleras tipo *Pipe Rack* que resistan las acciones de impacto producidas específicamente por explosiones.

#### **1.5 Objetivos específicos**

- Recopilar información y elaborar un manual de diseño de estructuras tipo *Pipe Rack* para Ecuador.
- Establecer una metodología de análisis para cargas de impacto producidas por explosiones que afectan a este tipo de estructuras.
- Analizar el comportamiento de una estructura tipo *Pipe Rack* sometida a cargas de impacto, utilizando un módulo de *Pipe Rack* de 6 metros de largo por 3 metros de ancho, suponiendo que la fuente de la explosión se producirá a una distancia de 150 metros de dicha estructura.

## 1.6 Alcance del proyecto

El propósito de esta tesis es el de proveer una guía de diseño en la industria petroquímica envuelta en el diseño de nuevos edificios resistentes a explosiones. Esto provee las consideraciones básicas, principios, procedimientos y detalles involucrados en diseño estructural.

Este trabajo se enfoca primero en cómo diseñar o evaluar las edificaciones resistentes a explosiones una vez que la carga explosiva ha sido definida para un escenario de explosión postulado.

El Capítulo 2 indicará cómo se conforman las estructuras tipo *Pipe Rack* y su filosofía de diseño. El Capítulo 3 describe los tipos de explosiones que pueden ocurrir y las características generales de la carga explosiva resultante, pero no prescribe magnitudes para diseño. El capítulo provee una breve revisión de las aproximaciones usadas en la industria para cuantificar las cargas explosivas para propósitos de diseño y muestra típicos ejemplos de dichas cargas. En el Capítulo 4 se discuten los tipos de construcción de edificaciones apropiadas para varios niveles de resistencia explosiva. El criterio de diseño de la fuerza dinámica fundamental (*dynamic ultimate strength*), incluyendo las propiedades dinámicas de los materiales y los límites de deformación aplicables al diseño resistente a explosiones se cubren en el Capítulo 5.

Los métodos y procedimientos para diseño resistente a explosiones pueden variar considerablemente en complejidad, exactitud, costo y eficiencia desde la convencional aproximación del diseño simple estático, a los complejos métodos de diseño multigrado de libertad no lineal. Para asistir a diseñadores para alcanzar un equilibrio entre estos, el Capítulo 6 provee una discusión de los variados métodos de análisis de resistencia a explosiones, identificando los principales aspectos, ventajas y desventajas de cada método.

El Capítulo 7 delinea procedimientos recomendados y provee ayuda para el diseño de los varios componentes de edificios con estructuras de acero tipo *Pipe Rack*. El Capítulo 8 finalmente presenta las conclusiones y recomendaciones de todo el análisis realizado.

Adicionalmente a la investigación realizada, este trabajo se sustenta con un software de diseño estructural SAP 2000 y una hoja electrónica donde se automatizan los cálculos requeridos en la investigación

## CAPITULO II

### DISEÑO DE *PIPE RACK* EN ACERO ESTRUCTURAL

#### 2.1 Introducción

Los *Pipe Racks* son estructuras que soportan tuberías y equipos auxiliares de apoyo dentro y entre las áreas de procesos de plantas industriales. La carga de la tubería puede variar mucho de un proyecto a otro así como las cargas de viento y sísmicas. Evidentemente, es difícil definir criterios específicos para el diseño de estas estructuras. El presente trabajo, sin embargo, establece los requisitos generales, que el ingeniero debe incorporar en los diseños de *Pipe Rack* como por ejemplo los que se indican a continuación:

- El diseño en acero estructural se hará de conformidad con lo referido en el código AISC y sus especificaciones. El método plástico de diseño no se utiliza en el manual AISC para el diseño con acero. Para el diseño de *Pipe Racks* normalmente se utilizará acero A-36 o ASTM A992/A992M (Abu-Adas, 2002: 6)
- Los *Pipe Racks* y sus cimientos deberán estar diseñados para soportar las cargas asociadas con la utilización plena del espacio disponible, y cualquier expansión futura que se prevea. (Ibíd.)
- Los cimientos de hormigón estarán diseñados de acuerdo con el ACI 318. Para esto se tomara en cuenta un mínimo de 28 días de fraguado y una resistencia mínima a la compresión del hormigón de 4000 psi (2812280.11626 kg/m<sup>2</sup>) (Ibíd.).
- La cimentación y la superestructura del *Pipe Rack* deberán estar diseñadas para las cargas y combinaciones de cargas especificadas en los apartados 2.1 y 2.2 de este trabajo (Ibíd.).
- Los requisitos de deflexión para vigas y vigas transversales en *Pipe Rack* será el siguiente:

La deflexión máxima permitida en vigas ( $D_{max}$ ) debido a la carga total será la siguiente:

$$D_{max} = L/240$$

$L$  = Longitud del vano

Los límites máximos permisibles de deriva por sismo para *Pipe Rack* estarán en conformidad con la norma ASCE 7 - 95 Cuadro 9.2.2.7 (Estructura de categoría IV de conformidad con la norma ASCE 7 Tabla 1-1). Los *Pipe Racks* se considerarán como construcción.

Estructura	Categoría de ocupación		
	I o II	III	IV
Estructuras que no sean mampostería estructuras de muros de corte, menos de 4 pisos o con las paredes interiores, tabiques, techos y sistemas de pared exterior que han sido diseñados para dar cabida a las derivas	$0.025h_{sx}^{(c)}$	$0.020h_{sx}$	$0.020h_{sx}$
Estructuras de muros de cortante (d)	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otras estructuras de mampostería de muros de cortante	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
<b><i>Todas las otras estructuras</i></b>	<b><math>0.020h_{sx}</math></b>	<b><math>0.015h_{sx}</math></b>	<b><math>0.010h_{sx}</math></b>

- a)  $h_{sx}$  es la altura del piso por debajo del Nivel x.
- c) No habrá límite de la deriva de las estructuras de una sola planta con paredes interiores, tabiques, techos y sistemas de pared exterior que han sido diseñados para dar cabida a las derivas de piso.
- d) Estructuras en que el sistema estructural básico está formado por muros de cortante diseñados como elementos verticales en voladizo desde su base o apoyo en las cimentación, están

construidos de tal manera que la transferencia de momento entre muros de corte (de enganche) es despreciable.

Tabla 2.1 (Cuadro 9.2.2.7ASCE 7 – 95)

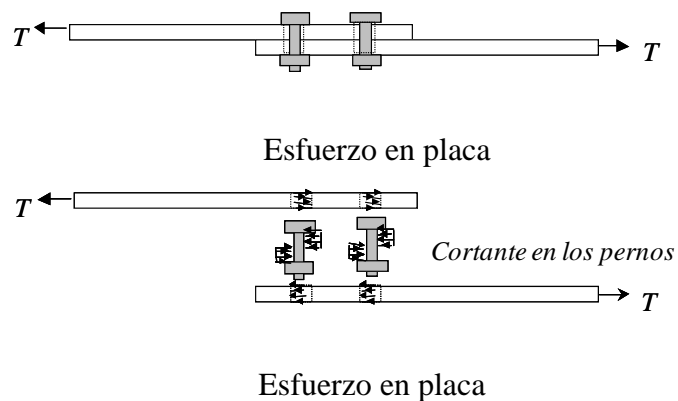
Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalaciones Agrícolas.</li> <li>▪ Ciertas instalaciones temporarias.</li> <li>▪ Instalaciones menores para almacenamiento.</li> </ul>	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras para guarderías, escuelas primarias y secundarias con capacidad mayor que 150 personas.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 personas para universidades o instalaciones para educación de adultos.</li> <li>▪ Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.</li> <li>▪ Instalaciones para cárceles y detenciones.</li> <li>▪ Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV.</li> </ul> Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalaciones petroquímicas.</li> <li>▪ Instalaciones para almacenamiento de combustibles.</li> <li>▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos.</li> <li>▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos.</li> </ul> Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de sustancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a, tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivas para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como estructuras de Categoría II.	III
Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.</li> <li>▪ Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia.</li> <li>▪ Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias.</li> <li>▪ Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias para respuestas a emergencias.</li> <li>▪ Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de utilidad pública necesarias en una emergencia.</li> <li>▪ Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de sub-estaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego).</li> <li>▪ Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia.</li> <li>▪ Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional.</li> </ul>	IV

Tabla 2.2 (tabla 1-1 ASCE 7)

- Los límites máximos permisibles de deriva para las estructuras *Pipe Rack* no excederán  $H/100$  (donde  $H$  = altura del *Pipe Rack*).

Las conexiones para *Pipe Racks* de acero se ajustarán a los siguientes requisitos:

- Las conexiones pueden ser empernadas o soldadas. Las conexiones al piso en lo posible deberán estar empernadas. Las conexiones pueden estar soldadas al piso cuando las condiciones son tales que una conexión empernada, no es adecuada.
- Para las conexiones empernadas de miembros primarios se utilizan pernos de alta resistencia conforme a la norma ASTM A-325-N, y en una conexión de tipo rodamiento que incluye un plano de corte. Además en las conexiones con deslizamiento crítico deberían ser utilizados ya que estas conexiones están sujetas a vibraciones o esfuerzo reversible.



*Figura 2.1 Conexión tipo rodamiento*

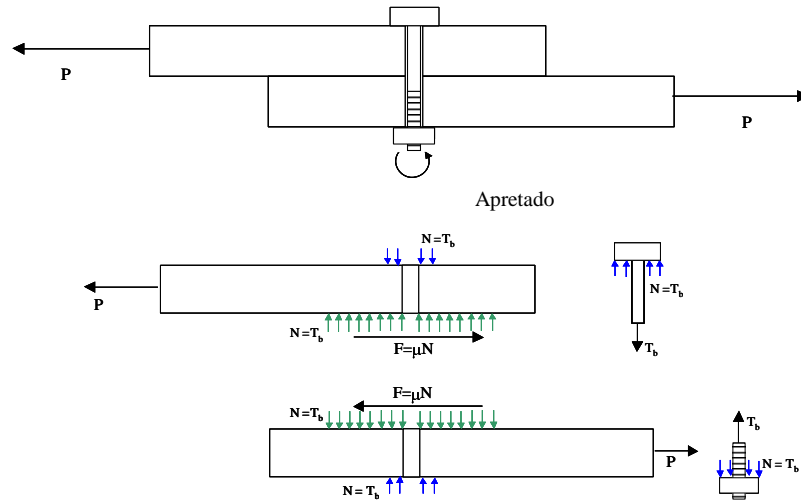


Figura 2.2 Conexión con deslizamiento crítico

- Las conexiones estándar se diseñarán de conformidad con las especificaciones del proyecto de construcción y cargas indicadas en los planos. Los momentos en las conexiones y conexiones especiales serán diseñados por el ingeniero y se consignarán en los planos estructurales del proyecto.
- Conexiones por momento final serán, preferentemente, del tipo placa emperrada como la que se muestra a continuación:

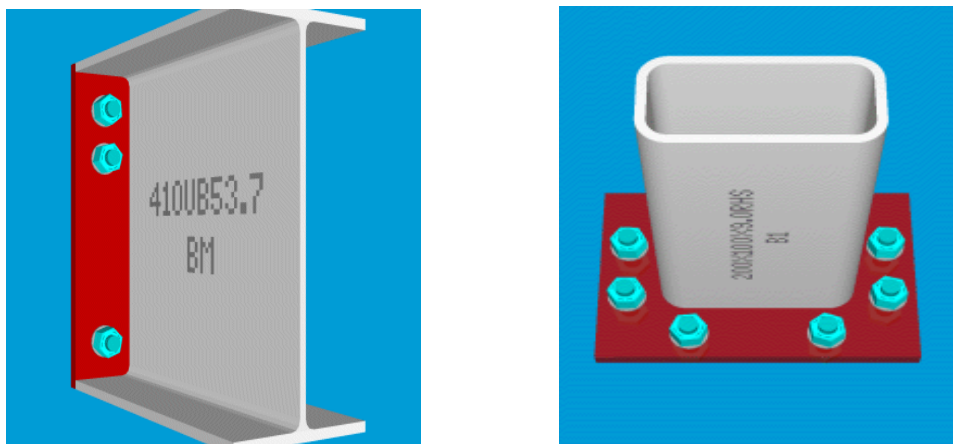


Figura 2.3 Conexiones por momento final del tipo placa emperrada



## 2.2 Cargas Primarias

Las siguientes cargas se considerarán en el diseño de la superestructura y cimentación de las estructuras tipo *Pipe Rack*: D – Carga muerta

PL – Carga de producto

Pt – Carga de prueba

TL - Carga térmica

W – Carga de Viento

E – Carga sísmica

O – Otras cargas

Las cargas anteriores se definen de la siguiente manera:

### 2.2.1 Carga muerta (D)

Se denomina carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como muros divisorios, los revestimientos de los pisos, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma permanente sobre la estructura.

Para los *Pipe Rack* la carga muerta, incluirá el peso de todos los equipos de proceso, tuberías, válvulas y accesorios, bandejas eléctricas y conductos de alumbrado, el tablero de switch, instrumentación, protección contra incendios, aislamiento, placas de acero estructural, etc. El peso de la cimentación de concreto junto con cualquier sobrecarga del suelo también se considerará como carga muerta. Todas las tuberías se considerarán vacías de carga de producto (PL) en el cálculo de la carga muerta.

Los *Pipe Racks* estarán diseñados para cargas muertas presentes y futuras. La tubería y las cargas eléctricas no serán inferiores a las siguientes:

- a) Una carga mínima de tubería de cubierta de 23 libras por pie cuadrado (112.17 kg/m<sup>2</sup>) se utilizará para el diseño de *Pipe Racks* importantes. Esto es equivalente

a 8 pulgadas (203 mm) de diámetro, cédula 40 tubos espaciados a 15 pulgadas (381 mm) desde los centros.

- b) Junto con las cargas mínimas de tuberías de cubierta antes mencionadas, una carga concentrada, se añade en las tuberías que son más grandes de 12 pulgadas (300 mm) de diámetro nominal en el apoyo. La carga concentrada en libras,  $P_{DL}$ , se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$P_{DL} = S(W_{DL} - p_{DL}D)$$

Donde:

S = Distancia entre apoyo de los tubos (ft)

WDL = peso de la tubería grande por pie (lb/ft)

pDL = tubería promedio en carga de cubierta (lb/ft<sup>2</sup>)

D = diámetro de la tubería de gran tamaño (ft)

- c) Las bandejas de cables eléctricos de un nivel individual y doble nivel deberán tener un mínimo de peso a distribuirse de manera uniforme de 20 libras por pie cuadrado (97.89 kg/m<sup>2</sup>) y 40 libras por pie cuadrado (195.78 kg/m<sup>2</sup>), respectivamente. La carga de la bandeja de cables se considerará como carga muerta. Los lugares de la bandeja serán según se indica en los planos eléctricos.

## 2.2.2 Cargas por productos ( $P_L$ )

La carga por producto se define como la carga impuesta por la gravedad al material líquido o viscoso en la tubería durante la operación. La estructura tipo *Pipe Racks* estará diseñada para cargas de productos actuales y futuras. Las cargas de producto no deberán ser inferiores a las siguientes:

Una carga de productos mínima de 17 libras por pie cuadrado (82.59 kg/m<sup>2</sup>) se utilizarán en cada nivel para el diseño de *Pipe Racks* importantes. Esto es equivalente a tuberías de agua de 8 pulgadas (203 mm) espaciados a 15 pulgadas (381 mm) entre centros.

Junto con el mínimo de cargas de tubería de los productos mencionados anteriormente, una carga concentrada, se añade en las tuberías que son mínimo de 12 pulgadas (300 mm) de diámetro nominal. La carga concentrada en libras,  $P_{PL}$ , se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$P_{PL} = S(W_{PL} - p_{PL}D)$$

Donde:

S = Distancia entre apoyo de los tubos (ft)

WPL = peso de la tubería grande por pie (lb/ft)

pPL = tubería promedio en carga de cubierta (lb/ft<sup>2</sup>)

D = diámetro de la tubería de gran tamaño (ft)

		Tubería Estándar (ST)				Tubería XS				Tubería XXS 160			
D (inch)	OD (inch)	t (inch)	We (lbf/pie)	Ww (lbf/pie)	Wf (lbf/pie)	t (inch)	We (lbf/pie)	Ww (lbf/pie)	Wf (lbf/pie)	t (inch)	We (lbf/pie)	Ww (lbf/pie)	Wf (lbf/pie)
1	1,32	0,133	1,7	0,4	2,1	0,179	2,2	0,3	2,5	0,358	3,7	0,1	3,8
1½	1,875	0,145	2,7	0,9	3,6	0,2	3,6	0,7	4,3	0,375	6,0	0,4	6,4
2	2,375	0,154	3,7	1,5	5,2	0,218	5,0	1,3	6,3	0,400	8,4	0,8	9,2
3	3,5	0,215	7,6	3,2	10,8	0,3	10,3	2,9	13,2	0,600	18,6	1,8	20,4
4	4,5	0,237	10,8	5,5	16,3	0,337	15,0	5,0	20,0	0,674	27,6	3,4	31,0
5	5,6	0,258	14,7	8,8	23,5	0,375	20,9	8,0	28,9	0,75	38,9	5,7	44,6
6	6,625	0,28	19,0	12,5	31,5	0,432	28,6	11,3	39,9	0,864	53,2	8,2	61,4
8	8,625	0,322	28,6	21,7	50,3	0,5	43,4	19,8	63,2	0,906	74,8	15,8	90,6
10	10,75	0,365	40,5	34,2	74,7	0,5	54,8	32,4	87,2	1,125	115,8	24,6	140,4
12	12,75	0,375	49,6	49,0	98,6	0,5	65,5	47,0	112,5	1,312	160,4	34,9	195,3
14	14,0	0,375	54,6	59,8	114,4	0,5	72,2	57,5	129,7	1,406	189,3	42,6	231,9
16	16,0	0,375	62,6	79,2	141,8	0,5	82,8	76,6	159,4	1,593	245,3	55,9	301,2
18	18,0	0,375	70,7	101,3	172,0	0,5	93,5	98,4	191,9	1,718	299,0	72,2	371,2
20	20,0	0,375	78,7	126,1	204,8	0,5	104,2	122,9	227,1	1,968	379,4	87,8	467,2
22	22,0	0,375	86,7	153,7	240,4	0,5	114,9	150,1	265,0	*1.000	224,5	136,1	360,6
24	24,0	0,375	94,7	184,0	278,7	0,5	125,6	180,0	305,6	2,343	542,4	127,0	669,4
26	26,0	0,375	102,7	217,0	319,7	0,5	136,3	212,7	349,0	*1.000	267,3	196,0	463,3
28	28,0	0,375	110,7	252,7	363,4	0,5	147,0	248,1	395,1	*1.000	288,6	230,1	518,7
30	30,0	0,375	118,8	291,2	410,0	0,5	157,7	286,2	443,9	*1.000	310,0	266,8	576,8
32	32,0	0,375	126,8	332,4	459,2	0,5	168,4	327,1	495,5	*1.000	331,4	306,3	637,7
34	34,0	0,375	134,8	376,3	511,1	0,5	179,1	370,6	549,7	*1.000	352,8	348,5	701,3
36	36,0	0,375	142,8	422,9	565,7	0,5	189,8	416,9	606,7	*1.000	374,2	393,4	767,6
42	42,0	0,375	166,9	579,1	746,0	0,5	221,8	572,1	793,9	*1.000	438,3	544,5	982,8

**We =** Peso de la tubería vacía (kgf/m)  
**Ww =** Peso del agua contenida en la tubería (kgf/m)  
**Wf =** Peso de la tubería llena de agua (kgf/m)  
**\* =** Máximo tamaño en stock

Tabla 2.3 Valores de peso unitario de tuberías y contenido de agua

D (inch)	OD (inch)	Tubería Estándar (ST)				Tubería XS				Tubería XXS 160			
		t (inch)	We (kgf/m)	Ww (kff/m)	Wf (kgf/m)	t (inch)	We (kgf/m)	Ww (kff/m)	Wf (kgf/m)	t (inch)	We (kgf/m)	Ww (kff/m)	Wf (kgf/m)
1	1,32	0,133	2,54	0,60	3,13	0,179	3,28	0,45	3,73	0,358	5,52	0,15	5,67
1½	1,875	0,145	4,03	1,34	5,37	0,2	5,37	1,04	6,41	0,375	8,95	0,60	9,54
2	2,375	0,154	5,52	2,24	7,76	0,218	7,46	1,94	9,40	0,400	12,53	1,19	13,72
3	3,5	0,215	11,33	4,77	16,11	0,3	15,36	4,32	19,69	0,600	27,74	2,68	30,42
4	4,5	0,237	16,11	8,20	24,31	0,337	22,37	7,46	29,83	0,674	41,16	5,07	46,23
5	5,6	0,258	21,92	13,12	23,50	0,375	31,17	11,93	43,10	0,75	58,01	8,50	66,51
6	6,625	0,28	28,34	18,64	46,98	0,432	42,65	16,85	59,51	0,864	79,34	12,23	91,57
8	8,625	0,322	42,65	32,36	75,02	0,5	64,73	29,53	94,25	0,906	111,55	23,56	135,12
10	10,75	0,365	60,40	51,00	111,40	0,5	81,73	48,32	130,05	1,125	172,70	36,69	209,39
12	12,75	0,375	73,97	73,08	147,05	0,5	97,68	70,09	167,78	1,312	239,21	52,05	291,26
14	14,0	0,375	81,43	89,18	170,61	0,5	107,68	85,75	193,43	1,406	282,32	63,53	345,85
16	16,0	0,375	93,36	118,12	211,48	0,5	123,48	114,24	237,72	1,593	365,83	83,37	449,20
18	18,0	0,375	105,44	151,08	256,51	0,5	139,44	146,75	286,19	1,718	445,92	107,68	553,59
20	20,0	0,375	117,37	188,06	305,43	0,5	155,40	183,29	338,69	1,968	565,82	130,94	696,77
22	22,0	0,375	129,30	229,22	358,52	0,5	171,36	223,85	395,21	*1.000	334,81	202,97	537,79
24	24,0	0,375	141,23	274,41	415,64	0,5	187,32	268,45	455,76	2,343	808,92	189,40	998,32
26	26,0	0,375	153,16	323,63	476,79	0,5	203,27	317,21	520,49	*1.000	398,64	292,31	690,95
28	28,0	0,375	165,09	376,87	541,96	0,5	219,23	370,01	589,24	*1.000	430,41	343,16	773,57
30	30,0	0,375	177,17	434,29	611,46	0,5	235,19	426,83	662,02	*1.000	462,32	397,90	860,22
32	32,0	0,375	189,10	495,73	684,83	0,5	251,15	487,83	738,97	*1.000	494,24	456,80	951,04
34	34,0	0,375	201,04	561,20	762,24	0,5	267,10	552,70	819,80	*1.000	526,15	519,74	1045,89
36	36,0	0,375	212,97	630,70	843,66	0,5	283,06	621,75	904,81	*1.000	558,07	586,70	1144,77
42	42,0	0,375	248,91	863,65	1112,56	0,5	330,78	853,21	1.183,99	*1.000	653,66	812,05	1465,71

Donde: D = Diámetro nominal de la tubería  
OD = Diámetro exterior de la tubería  
t = Espesor de pared  
We = Peso de la tubería vacía (lbf/pie)

### **2.2.3 Carga de prueba (Pt)**

La carga de prueba se define como la carga de gravedad impuesta por el líquido (normalmente agua) a la presión de ensayo de la tubería. Grandes líneas de vapor pueden requerir pruebas hidráulicas. Si es así, puede ser posible probar una a la vez, mientras las otras líneas en el soporte están vacías y evitar así una pesada carga en el soporte de las tuberías.

Cuando se utilicen tales procedimientos, se deben colocar notas especiales en los planos estructurales y de tuberías para especificar los procedimientos de prueba. Las pequeñas líneas de vapor, se consideran normalmente llenas de agua.

### **2.2.4 Cargas térmicas (TL)**

Se define a la carga térmica como las fuerzas causadas por cambios en la temperatura de la tubería. Los soportes para las tuberías deben ser diseñados para resistir fuerzas longitudinales resultantes de la expansión y contracción térmica de tuberías. En el sistema de tuberías promedio, las líneas se expanden y contraen cantidades variables en momentos aleatorios. Estas cargas se aplican a las vigas transversales ya sea por fricción o por medio de los anclajes de la tubería. Las cargas térmicas se considerarán como carga muerta y se incluyen en las combinaciones de carga adecuadas.

#### **2.2.4.1 Fuerzas de fricción (FF)**

Las fuerzas de fricción son causadas por el calentamiento de las líneas y el deslizamiento sobre el soporte de tuberías durante el arranque y parada, se supone que son parcialmente resistidas por las líneas frías adyacentes. La fuerza resultante longitudinal de fricción, sin embargo, se tomará como el mayor de los siguientes:

- a) 10% del peso global de funcionamiento de todas las líneas afluentes en el soporte.
- b) 30% del peso global de funcionamiento de las líneas afluente al soporte, que se expanden o se contraen de forma simultánea.

Se recomienda que:

El 10% del peso total de las tuberías se tomará como un estimado de las fuerzas de rozamiento longitudinal (FF) sólo es aplicable a las vigas soportantes locales. Sin embargo, una fuerza de rozamiento estimado equivalente al 5% del peso total de las tuberías se acumulará y será llevada a puntales, columnas, marcos arriostrados de anclaje, y la cimentación del *Pipe Rack*.

Las cargas de fricción de la tubería no podrán combinarse con el viento o cargas sísmicas para el diseño de los puntales, columnas, marcos arriostrados de anclaje, y la cimentación del *Pipe Rack*, cuando hay varios marcos. Cabe anotar que durante viento fuerte o un sismo, la vibración y la deformación de los soportes con carga probablemente aliviarán las fuerzas de rozamiento.

#### **2.2.4.2 Fuerzas de anclaje (AF).**

Las fuerzas de anclaje pueden dictar el uso de canales horizontales o refuerzos horizontales y también verticales anclados inclinadamente. Esto no debe ocurrir con demasiada frecuencia desde tuberías principales como también a barras de grandes líneas de conducción, se permitirá sólo unos pocos refuerzos inclinados en un sistema de tuberías. La localización de los anclajes y las guías de fuerzas se obtendrá a partir del análisis de deformación y dibujos isométricos de las tuberías.

Las fuerzas de anclaje de las tuberías y la guía de fuerza (AF) producida a partir de la expansión térmica, y de la carga de presión interna se considerarán como cargas muertas.

Las vigas, soportes, columnas, marcos de anclaje arriostrados, y la cimentación de los *Pipe Racks* deberán ser diseñados para resistir las cargas reales de anclaje de las tuberías y guías. Para el diseño local de vigas se consideran sólo la brida superior que actúa en flexión horizontal a menos que el tubo de anclaje involucre ambos patines de la viga. El anclaje y las fuerzas de la tubería se obtendrán del análisis de esfuerzos de la tubería realizando en computadora.

El ancla y carga guía (excepto su componente de fricción) se combinan con el viento o cargas sísmicas.

#### **2.2.4.3 Fuerzas por temperatura (TF).**

Se debe considerar en el diseño la fuerza térmica causada por la expansión y contracción de la estructura, esto se hará con el chequeo del acero estructural marcado por el cambio de temperatura. El cálculo de temperatura deberá ser definido como la diferencia entre el valor máximo y mínimo de temperatura registrado en un día promedio, la temperatura del acero estructural para efectos del calentamiento por sol se puede estimar en alrededor de 20 ° C.

#### **2.2.5 Cargas de viento (W)**

Es cualquiera de las fuerzas ejercidas por una masa de aire en movimiento, que provoca una presión en ciertas partes de la estructura, mientras que se produce una succión en otras.

La presión ocasionada por el viento es proporcional al cuadrado de la velocidad y debe ser calculada, principalmente, en las superficies expuestas de una estructura. Debido a la rugosidad de la tierra, la velocidad del viento es variable y presenta turbulencias. Sin embargo, se asume que la edificación adopta una posición deformada debido a una velocidad constante y que vibra a partir de esta posición debido a la turbulencia. El procedimiento analítico para evaluar los efectos producidos por la fuerza del viento involucra el análisis simple, si los efectos producidos por la fuerza del viento no son fundamentales en el diseño, o el análisis completo, si por el contrario, las fuerzas de viento en algún sentido resultan determinantes en el diseño. Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones.

Las cargas de viento en todas las tuberías, equipos, elementos estructurales, bandejas de cables, plataformas, escaleras y otros accesorios del *Pipe Rack* se considerarán en el



diseño. Para la presión del viento, la distribución de la presión del viento y coeficientes de presión se calculará y aplicará de acuerdo con la norma ASCE 7-95.

La carga total del viento por metro de tubería,  $M$ , se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$F = q_z G C_f A \quad (\text{ASCE 7-TABLA 6-1})$$

Donde:

$$q_z = 0.00256 K_z K_{zt} V^2 I \quad (\text{lb/ft}^2) \quad (\text{ASCE 7-Eq. 6-1})$$

$I$  = Factor de importancia

$V$  = Velocidad del viento (mph)

$K_z$  = Coeficiente de exposición

$K_{zt}$  = Factor topográfico (ASCE 7; 6.5.5)

$G$  = Factor de repuesta a ráfagas

$C_f$  = Coeficiente de fuerza

$A$  = Área proyectada normal al viento

Para los *Pipe Racks* principales, la carga lateral de diseño por viento, en cada paquete de tuberías no deberá ser inferior a la carga de viento calculada para tubos de 12 pulgadas (300 mm).

Cuando la carga longitudinal del viento sobre los *Pipe Racks* es insignificante en comparación con otras fuerzas longitudinales, normalmente se puede pasar por alto.

### **2.2.6 Carga sísmica (E)**

Las cargas sísmicas son cargas inerciales causadas por movimientos sísmicos, estas pueden ser calculadas teniendo en cuenta las características dinámicas del terreno, de la

estructura (amortiguamiento masa y rigidez), y las aceleraciones esperadas. Son cargas dinámicas que también pueden ser aproximadas a cargas estáticas equivalentes. Los edificios pueden utilizar este procedimiento cuasi-estático, pero también se puede utilizar un análisis modal o dinámico. Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de ésta. Sus magnitudes dependen de la velocidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura.

La carga sísmica se calculará y aplicará de acuerdo con la norma del CEC. 2001. Las cargas por sismo en el CEC. 2001 son cargas sísmicas estado límite y esto debe tenerse en cuenta cuando se utilicen el método de esfuerzos permisible y la aplicación de factores de carga de otros códigos, etc.

Se utilizará también, para el diseño sísmico la Orientación de Evaluación Sísmica de Diseño de Instalaciones Petroquímicas del ASCE. Los factores  $R_w$  de las Tablas 4.4 de las Directrices sísmicas del ASCE se pueden convertir a los factores  $R$  para su uso con ASCE 7 para lo que se dividirá por 1,4. Para *Pipe Rack* de acero, Pórtico Resistente a Momentos Ordinarios, el valor de  $R_w$  es 6. Por lo tanto, el factor de modificación de respuestas que se utilizará en ASCE 7 es de 6 dividido por 1,4 es igual a  $R = 4,29$ .

En zonas sísmicas, la aceleración máxima efectiva, velocidad máxima efectiva y el coeficiente de sitio del suelo se determinará de conformidad con SAES-A-112 "Datos de diseño meteorológicas y sísmicas". Todas las estructuras en el área de la planta se considerarán instalaciones esenciales.

El Factor de Importancia  $I$  será Categoría IV.

### **2.2.7 Otras cargas**

Los *Pipe Racks* pueden ser sometidos a cargas que no estén cubiertas por las seis categorías antes descritas. En este caso estarían las cargas por explosión objeto de la presente tesis.

## 2.3 Combinaciones de carga

### 2.3.1 Combinaciones de carga – diseño por esfuerzo admisible

Las siguientes combinaciones de carga son para uso en conjunción con el método de esfuerzo admisible de diseño. Las combinaciones que se muestran son las más comunes, pero no pueden cubrir todas las posibles. Cualquier combinación de carga creíble que podría producir la tensión máxima o influir en la estabilidad, debe ser considerada en los cálculos. Las siguientes tesis de combinaciones de carga se tendrán en cuenta para la superestructura y el diseño de la cimentación de *Pipe Racks*.

Combinación de carga 1       $D + P_L + FF + TF + AF$

Combinación de carga 2       $0.75(0.90D + W)$

Combinación de carga 3       $0.75(D + W)$

Combinación de carga 4       $0.90D \pm 1.3W$

Combinación de carga 5       $0.6D+0.7E$

## 2.4 Esfuerzos admisibles y requisitos de resistencia

### 2.4.1 Acero estructural

Los esfuerzos admisibles y el aumento de la tensión especificada en el manual AISC se utilizarán para todo el diseño de acero de los *Pipe Rack* con la siguiente excepción:

*Excepción:*

*En condiciones de ensayo, la tensión admisible para todos los elementos estructurales de acero y sus conexiones puede ser aumentada en un 20% cuando un viento parcial o carga sísmica está incluida.*

## 2.4.2 Elementos de concreto fundidos en sitio

Se utilizarán los métodos de diseño y de resistencia del CEC 2001 como fundamentos en el diseño *Pipe Rack*.

## 2.5 Diseño de la superestructura de los *Pipe Rack*

### 2.5.1 Generalidades

Los principales componentes estructurales de un *Pipe Rack* son las vigas transversales, columnas, puntales longitudinales, verticales y refuerzos. Los criterios de diseño aplicables a cada uno de estos componentes se presentan a continuación. En general, el sistema de apoyo de tuberías está diseñado como una estructura rígida con inclinaciones fijas o sujetas a sus bases en el sentido transversal y como marcos arriostrados en la dirección longitudinal. A continuación presentamos algunos de los soportes de tubería más utilizados.

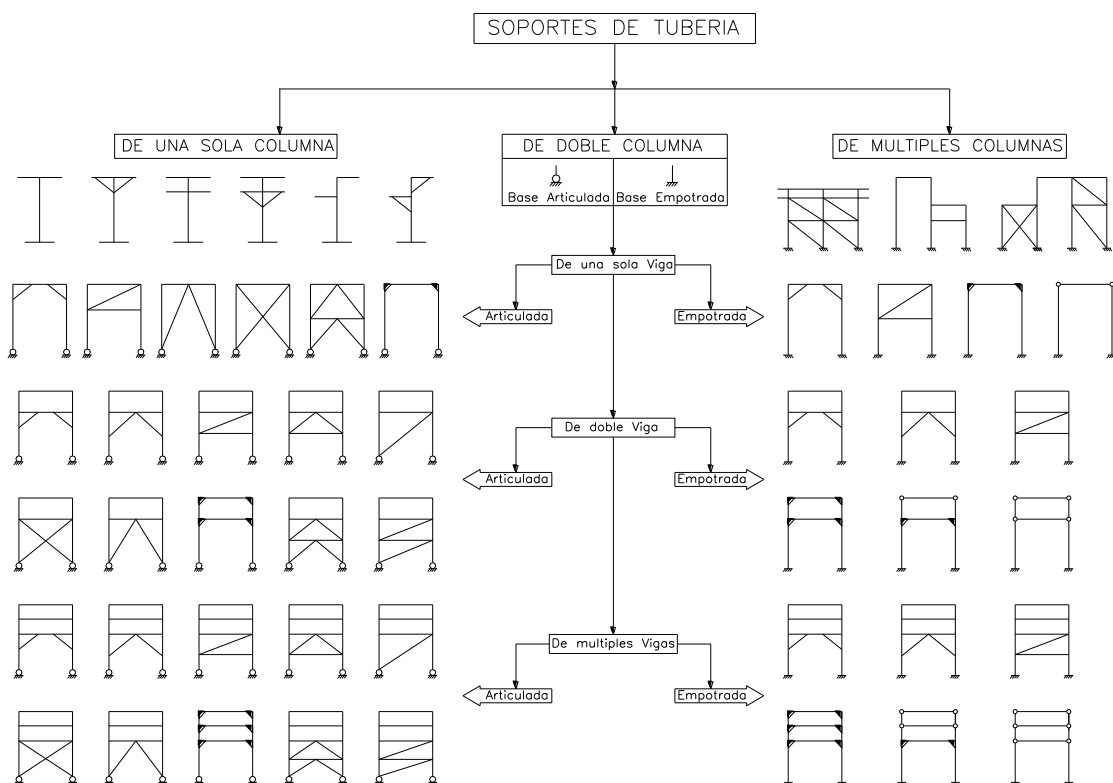


Figura 2.4 Estructuras *Pipe Rack*

Se debe hacer un esfuerzo con antelación en el proyecto para establecer el número correcto de vigas transversales y niveles necesarios para las tuberías y soportes eléctricos, y establecer el número de vigas longitudinales necesarias para apoyar las tuberías que entran o salen del sistema de tuberías. Pueden ser necesarias vigas longitudinales adicionales y / o transversales intermedias para soportar la conducción eléctrica, líneas de instrumentación u otras pequeñas líneas. Los conductos eléctricos y bandejas de cables por lo general deben ser apoyados cada 10 pies (30 metros) preferentemente.

Los componentes estructurales del *Pipe Rack* deben ser capaces de resistir las cargas axiales, cortantes, momentos, y la torsión producida por las combinaciones de carga indicadas en la Sección 2.2 de este trabajo. Generalmente se utiliza un análisis elástico para determinar los momentos y fuerzas en los miembros del *Pipe Rack*.

Para el diseño de *Pipe Rack*, se tomará en cuenta siempre la expansión de acero estructural y se adoptarán las disposiciones para la expansión térmica del acero, con el chequeo respectivo por el cambio de temperatura. Conexiones ranuradas (conexión de deslizamiento) se facilitará en cada segmento del *Pipe Rack* entre los refuerzos verticales para permitir la expansión térmica de acero estructural.

Por experiencia se tiene que el segmento máximo para los *Pipe Rack* se limitará a 140 pies (42,5 metros) de longitud a menos que los cálculos demuestren lo contrario. Los detalles y requisitos para la conexión ranurada se plasmarán en los planos respectivos.

### **2.5.2 Vigas transversales**

Una viga transversal es una barra sujeta a cargas normales a su eje, aunque este nombre se asigna comúnmente sólo cuando la barra es horizontal. Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante. La variación de esfuerzos normales a lo largo de la sección define una resultante de compresión y una de tensión que deben ser iguales, ya que la carga axial externa es nula. La magnitud del momento máximo que puede resistir la sección está definida por una magnitud de las resultantes de los esfuerzos internos de tensión y compresión que pueden desarrollarse y del brazo de palanca de dichas fuerzas. Para aumentar la eficiencia de una sección conviene

concentrar más área cerca de los extremos. En acero las secciones I son ideales para esta función; en el concreto reforzado la sección T proporciona una mayor área de concreto en la parte superior para equilibrar en compresión la fuerza de tensión que puede desarrollar el acero en la parte inferior de la sección.

Se debe tomar en cuenta que al calcular la tensión admisible de flexión,  $F_b$ , la longitud libre se considerará el espacio de la viga entre los apoyos y el factor dado por el AISC  $C_b$  se utilizará para dar cuenta de la fijeza final. Un valor de 1,0 de  $C_b$  es una suposición muy conservadora y segura. En ningún caso se asumirá la del apoyo lateral de la tubería en el cómputo de  $F_b$ .

Como recomendación general, el espesor de los miembros horizontales no debe ser inferior a  $1 / 24$  del tramo.

Si las cargas laterales de la brida superior son significativas, la viga transversal será investigada por flexión y por torsión alrededor del eje  $y-y$ . Esto puede ser estimado por medio de  $M_y \times 2 / S_y$ .

En el diseño de la carga axial, la longitud total de la viga debe ser utilizada, modificada por el factor de longitud efectiva adecuada para cada dirección. Este factor debe ser igual a 1,0 para la dirección débil de la viga.

Se prestará especial atención al diseño de vigas transversales que soportan grandes líneas de vapor para pruebas hidráulicas o que soportan el anclaje o una guía de fuerzas. Un arriostramiento horizontal puede ser necesario de forma local si los esfuerzos locales de flexión son demasiado altos.

### **2.5.3 Columnas**

En *Pipe Racks* arriostrados, las columnas normalmente estarán diseñadas y fijadas con pernos a las bases en función de los requisitos de desplazamiento lateral.

En *Pipe Racks* no arriostrados, las bases de las columnas se considerarán empernadas en la dirección transversal y fijada en la dirección longitudinal. El eje principal de las columnas que normalmente debe ser perpendicular a la dirección longitudinal del *Pipe*

*Rack* (es decir, el plano formado por alma de la columna es paralela a la dirección longitudinal).

Los soportes "T" de bases de las columnas se consideran fijas tanto en sentido transversal como longitudinal. El eje principal de las columnas puede convertirse en cualquier dirección.

Las placas base de la columna para *Pipe Racks* principales y soportes "T" se sujetarán a los cimientos de concreto con placas base de al menos cuatro pernos.

#### **2.5.4 Puntales longitudinales**

En las zonas donde hay cargas por gravedad debe proveerse puntales, los puntales deberán estar diseñados para las cargas axiales producidas por las tuberías longitudinales más los momentos y, cortantes por cargas de gravedad. Estos soportes deben estar diseñados para resistir la carga real, pero nunca menos del 50% de la carga de gravedad de la viga transversal que soporta la tubería. Este requisito de carga se considera para las tuberías comunes y los conductos eléctricos que son "desarrollados fuera" del *Pipe Rack*. Las cargas concentradas de tubos grandes, se incluirá también en el diseño.

Cuando la carga por gravedad no se prevé, los puntales deberán estar diseñados para carga axial solamente. La principal fuente de cargas axiales es la carga longitudinal del tubo.

#### **2.5.5 Refuerzo vertical**

Cuando un modelo no es estable, para convertirlo en una estructura estable se puede recurrir a elementos específicos llamados refuerzos, que ante cambios de la configuración teórica de la estructura generan fuerzas que tienden a restituirla. Una estructura está adecuadamente arriostrada cuando cualquier cambio arbitrario de su configuración implica la deformación de elementos que generan fuerzas suficientes como para restituir la configuración original.

El refuerzo vertical puede ser utilizado para transmitir las fuerzas transversales y longitudinales a la cimentación. Refuerzo - K o refuerzo - X se utilizan generalmente para este propósito.

Tomando como referencia los sistemas *Pipe Rack* arriostrados, los tramos de *Pipe Rack* deben espaciarse a 140 pies (42,5 metros) como máximo. El refuerzo longitudinal deberá preverse aproximadamente cada cuatro vanos.

El refuerzo por compresión para los sistemas *Pipe Rack* de acero normalmente se diseña con formas estructurales tipo "T" de ala ancha. Para refuerzos de tensión, se utiliza ángulos simples, aunque también pueden ser utilizados ángulos dobles o "T" estructurales.



## CAPITULO III

### DETERMINACIÓN DE CARGAS

#### 3. Introducción

Para la mayoría de la gente una explosión se asocia inmediatamente a una imagen de destrucción. No obstante, la mayoría de explosiones que se llevan a cabo diariamente son controladas, como las de los motores de los vehículos, la demolición de edificios, la extracción de metales, minerales, etc. Aquí se tratará únicamente las explosiones accidentales, no deseadas, las cuales pueden generar grandes pérdidas económicas y también de vidas humanas, principalmente en el ámbito de la industria petroquímica.

En general se puede definir una explosión como una liberación repentina de energía, que genera una onda de presión que se desplaza alejándose de la fuente mientras va disipando energía. Esta liberación tiene que ser, no obstante, bastante rápida y concentrada para que la onda que se genera sea audible. No es necesario, pues, que se produzcan daños para poder considerar este fenómeno como explosión.

La energía liberada puede haber sido almacenada inicialmente bajo una gran variedad de formas: nuclear, química, eléctrica o de presión.

En los capítulos anteriores se discutieron las consideraciones envueltas, es decidir la necesidad de protección contra explosiones para edificios localizados en plantas petroquímicas. El diseño estructural, para resistir los efectos de explosiones accidentales, fue identificado como una de las opciones disponibles para alcanzar el nivel apropiado de protección contra dichas explosiones. El diseño resistente a explosiones requiere que las cargas de tales eventos se cuantifiquen y que los requerimientos de rendimiento estructural se establezcan para edificios sujetos a estas cargas. Métodos para determinar las cargas explosivas y los límites de rendimiento estructural están bien establecidos en *TM 5-1300* para edificios expuestos a explosiones de TNT u otros explosivos de alto rendimiento en aplicaciones militares y plantas de

munición. Sin embargo, este no es el caso para los términos de explosiones accidentales que han ocurrido en plantas petroquímicas.

Este capítulo provee información general de las características de las cargas explosivas. Una discusión detallada puede encontrarse en varias publicaciones que incluyen *Baker 1983* y *Líneas guías sobre explosiones de CCPS* (en ASCE, 1997). El capítulo discute también cómo las explosiones que ocurren en plantas de procesos son caracterizadas con el fin de determinar las cargas explosivas para el diseño estructural. Primero, la Sección 3.2 discute los tipos de explosiones que pueden ocurrir en plantas petroquímicas. La Sección 3.3 da una descripción de los parámetros básicos que definen una onda expansiva. Algunos métodos actualmente usados en la industria y algunos valores de sobrepresiones por explosiones accidentales usadas para diseñar se cubren en la sección 3.4. Finalmente, la Sección 3.5 provee un método para determinar las cargas de explosión en varias partes de una edificación rectangular.

### **3.1.1 Detonaciones y deflagraciones**

Muchas de las explosiones accidentales, aunque no todas, suelen originarse por una reacción de combustión o por reacciones exotérmicas fuera de control. Por esta razón en este capítulo se considerará, en términos generales, que la explosión va unida a uno de estos dos tipos de reacciones.

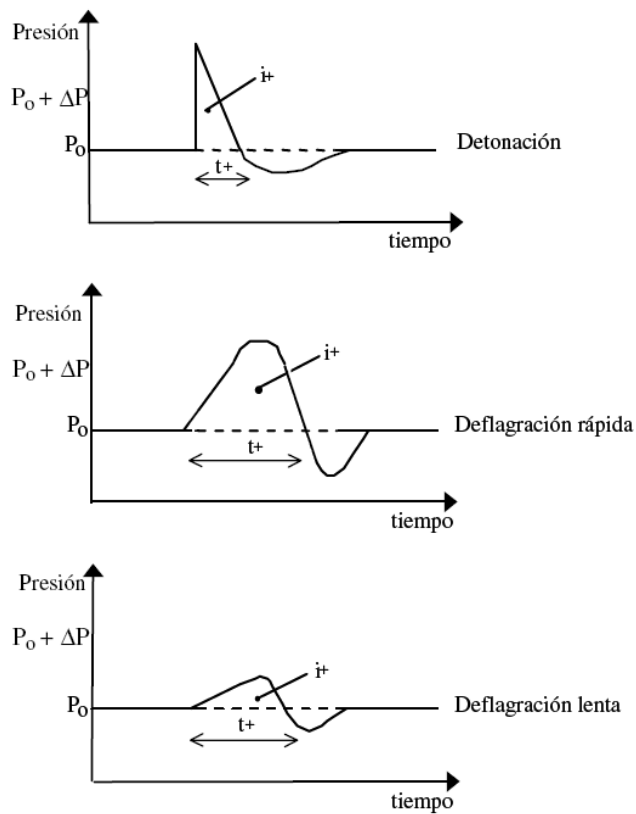


Figura 3.1 (Esquema de una onda de choque para diferentes tipos de explosión ( $P_0$ =presión ambiental,  $\Delta P$ = pico de sobrepresión,  $t_+$ =duración de la fase positiva,  $i_+$ =impulso positivo))

Las explosiones pueden ser de dos tipos: deflagraciones y detonaciones. En una deflagración, la velocidad de la onda de sobrepresión en el medio sin reaccionar es subsónica; la onda de presión tiene forma como la de la figura 3.1, con una fase positiva y una fase negativa. En una detonación, la velocidad de la onda de sobrepresión en el medio sin reaccionar es supersónica; la onda de sobrepresión muestra un incremento de la presión casi instantáneo hasta el pico de máxima presión, presenta también una fase positiva y otra negativa figura 3.1.

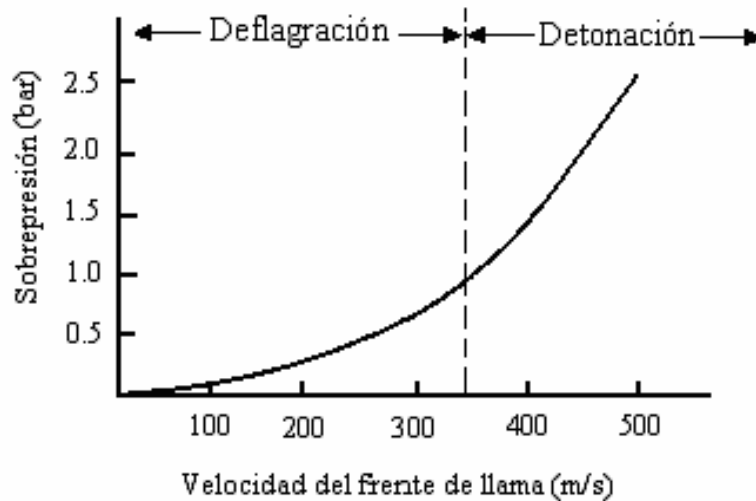


Figura 3.2 Relación de la velocidad del frente de llama y la sobrepresión (Lees, 1996)

Las detonaciones son siempre para una determinada cantidad de energía mucho más destructivas que las deflagraciones los valores máximos son de unos 8 bar (81577.28 kg/m<sup>2</sup>). De todas formas también hay que tener en cuenta que es muy difícil iniciar una detonación; por el contrario, las deflagraciones requieren de muy poca energía. En determinadas situaciones; sin embargo, una deflagración puede llegar a convertirse en detonación (por ejemplo, en el caso de un frente de llama que se propaga dentro de una tubería).

### 3.2 Tipos de explosión

Las explosiones dentro de la industria petroquímica pueden ser clasificadas en cuatro tipos básicos: Explosiones de Nubes de Vapor, Explosiones de recipientes a presión, Explosiones de fase Condensada y las Explosiones de Polvo. *Baker 1983* y *Líneas guías sobre explosiones de CCPS* también dan información para caracterización de algunos de esos tipos de explosiones.

#### 3.2.1 Explosiones de Nubes de vapor

Las nubes de vapor no confinadas se generan a raíz del escape de una cantidad determinada de un vapor combustible, o bien de un líquido a partir del cual se formará

el vapor; esto puede ocurrir en una planta de proceso, durante un transporte o por la rotura de un gaseoducto.

Cuatro condiciones son necesarias para que una Explosión de Nubes de Vapor (ENV) cause daños (ref. CCPS Líneas Guías de presión).

Primero, debe producirse la liberación de material inflamable en condiciones apropiadas de presión y temperatura. Esto incluye gases licuificados bajo presión, líquidos inflamables ordinarios (especialmente a elevadas presiones y/o temperaturas), y gases inflamables. Cuando un líquido inflamable se derrama, algunos o todos, tienden a evaporarse y/o formar un aerosol. Esta dispersión es llamada Nube de Vapor.

Segundo, la ignición debe ser retrasada lo más que se pueda mientras la nube de vapor alcanza el tamaño y forma adecuada. El tamaño máximo de una nube inflamable es alcanzado entre 30 y 60 segundos, entonces, la ignición liberada no es larga. Si la combustión ocurre casi instantáneamente, fuego o una “bola de fuego” puede suceder, pero no una (ENV).

Tercero, la relación aire-combustible en una cantidad suficiente para que el vapor pueda estar en el rango inflamable. Cuanto más uniforme la mezcla aire-combustible, más cerca de la relación estequiométrica<sup>1</sup> mayor será la explosión

Finalmente, debe haber un mecanismo de aceleración inflamable, como áreas congestionadas, dentro de la porción inflamable de una nube de vapor. Las sobrepresiones producidas por una explosión de nube de vapor son determinadas por la velocidad de propagación de la flama a través de la nube. Objetos en el camino o ruta inflamable (como áreas congestionadas de tubería, proceso de equipamiento, etc.) promueven el vapor y turbulencia de la flama. Esta turbulencia resulta en una más

---

<sup>1</sup> **Relación estequiométrica:** Para que la combustión de la mezcla aire / gasolina se lleve a cabo de forma perfecta, la relación ideal debe ser de 14,7 gramos de aire por cada gramo de gasolina. En estas proporciones, la relación aire / gasolina se conoce con el nombre de relación estequiométrica, y el valor Lambda en este caso es igual a la unidad. En los motores dotados de catalizador (todos los modernos de gasolina), la proporción de la mezcla utilizada no se realiza en función de la calidad de la combustión, sino de la necesidad de que los gases de escape sean pobres en oxígeno, para poder reducir los óxidos de nitrógeno y descomponerlos en nitrógeno y oxígeno. La sonda lambda se encarga de medir la composición de estos gases de escape y de enriquecer o empobrecer la proporción de gasolina en la mezcla de admisión

rápida velocidad de la flama que, en cambio, puede producir sobrepresiones significativas. El aislamiento que limita la expansión de la flama, como cubiertas sólidas en un proceso de estructuras de varios niveles, también incrementa la velocidad de la flama. Se anota que, sin la aceleración de la flama, puede resultar una gran bola de fuego o chispazo, pero no explosión.

Entonces, el centro de una ENV no es necesariamente donde el material inflamable es liberado, el punto de ignición, o el centro de la nube de vapor. En su lugar, el centro de explosión de una nube de vapor es usualmente un área de confinamiento dentro de la nube de vapor. Si hubiese múltiples áreas de congestión dentro de la porción inflamable de la nube de vapor, múltiples explosiones podrían ocurrir mientras la flama se propaga a través de cada área congestionada.

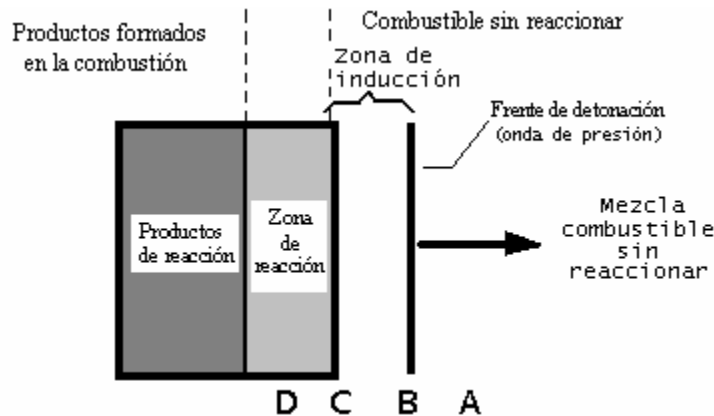


Figura 3.3 Esquema de la detonación de una nube de vapor (Schultz, E. et al, 1999).

Así, en primer lugar se distingue la mezcla combustible sin reaccionar (A), a la que llega la onda de presión (B), provocando un brusco aumento de la presión. Ésta se mantiene en la zona de inducción, donde las especies se encuentran en un estado de transición previo a la reacción química. A continuación comienza el frente de llama (C), tras el cual tiene lugar la reacción química (D), que genera los productos de reacción.

### 3.2.2 Explosiones de recipientes a presión

El origen de este tipo de explosiones puede ser muy diverso. En primer lugar, el estallido de un recipiente se puede producir simplemente porque tenga algún defecto de

construcción o bien porque haya una pérdida de resistencia a causa de la corrosión; estos casos son muy poco frecuentes pero pueden ser particularmente peligrosos si el contenido del recipiente es inflamable.

Otro caso sería cuando el recipiente se calienta desde el exterior (a causa de un incendio o por cualquier otra razón), de manera que la presión en el interior va aumentando mientras el recipiente va perdiendo también resistencia por el aumento de temperatura, hasta que se produce la rotura.

También se encuentran dentro de este tipo de explosiones las originadas por reacciones fuera de control (*runaway reactions*) y los BLEVE.

Finalmente, entrarían también en este apartado las explosiones originadas en sistemas de aire comprimido. En algunos casos, parte del aceite utilizado para lubricar el compresor pasa a la tubería de aire comprimido donde forma una película en su interior. Temperaturas elevadas del aire a la salida del compresor ( $> 250^{\circ}\text{C}$ ) pueden vaporizar este aceite y provocar su ignición. A menudo el resultado de la ignición será un incendio, pero éste puede derivar hacia una explosión con las características propias de una detonación.

En plantas petroquímicas, explosiones de recipientes pueden ocurrir en uno de los siguientes subtipos:

- a. Deflagraciones y detonaciones de gases puros no mezclados con oxidantes: El acetileno es un ejemplo de gas que podría experimentar una descomposición autosostenida que libera energía. El acetileno puede quemarse con oxígeno del aire, igual con una deflagración o detonación. De todas formas, el acetileno solo, sin oxígeno, puede incendiarse o detonarse.
- b. Combustión, deflagración y detonación en contenedores: estos pueden ser combustibles en estado gaseoso, líquido o partículas de polvo combustibles. Contenidos en un recipiente demasiado débil para mantener la presión resultante de la combustión, estos podrían explotar.

- c. Fuga Exotérmica reacciones químicas: muchos reactores químicos industriales son exotérmicos es decir que liberan energía. Ciertas reacciones pueden estar dentro de condiciones de aceleración (fugas) si la energía liberada no es removida rápidamente. Si un recipiente contenedor tiene insuficiente capacidad de ventilación, una presión considerable puede producirse. Si la presión excede las capacidades de presión del contenedor, puede explotar.
- d. Sobrepresión simple de equipamiento con contenido de gases no reactivos: También son llamadas explosiones mecánicas. La ruptura de contenedores de presión como consecuencia de la sobre presión puede ocurrir debido a errores humanos o fallas del equipo auxiliar, tomado en cuenta una presión interna acumulada demasiado alta.
- e. Explosiones físicas de vapor: las explosiones físicas de vapor ocurren cuando entran en funcionamiento ampliamente dos distintas temperaturas que se mezclen repentinamente, como el líquido congelante que se convierta rápidamente en vapor y genera una presión más allá de la capacidad de presión del contenedor. Entonces el contenedor explota. Fundiciones pueden experimentar explosiones similares si el metal fundido es accidentalmente derramado dentro de un molde húmedo, o agua dentro de aceite caliente.
- f. Líquidos hirvientes expanden las explosiones de vapor (LHEEV): Esto sucede cuando una gran cantidad de líquido presurizado es repentinamente ventilado a la atmósfera como resultado de la ruptura del contenedor. La ruptura puede darse por un sin número de causas, pero a menudo se debe a un calentamiento excesivo por contacto con fuego externo que entra en contacto con las paredes del contenedor sobre el nivel del líquido. En este caso el contenedor no es presionado sobre su tasa de presión, pero es debilitado por el calor. Mucho del líquido se evapora rápidamente, y mucho del remanente rompe en gotas de aerosol. La mezcla de vapor de los aerosoles es típicamente encendido como el material si de repente sale a la atmósfera La tasa de combustión se limita a la velocidad a la cual el aire puede mezclar el combustible. En términos relativos a la velocidad de las llamas, la proporción de mezcla con el aire es relativamente



lenta. Una enorme, ondeante y muy radiante bola de fuego resulta, y una onda de presión también puede ocurrir.

### 3.2.3 Explosiones de fase condensada

Los materiales en fase de condensación son aquellos en fase líquida o sólida, en contraste a la fase gaseosa. El ejemplo clásico de materiales en fase condensada que pueden detonar son los explosivos. Algunos materiales encontrados en plantas petroquímicas tienen propiedades que causan su explosión por un proceso realizado en malas condiciones.

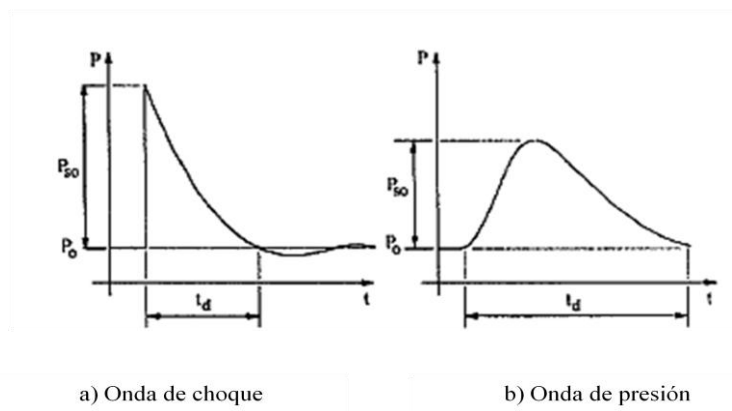


Figura 3.4: formas características de ondas de explosión

### 3.2.4 Explosiones de polvo

Suspensiones de combustible sólido finamente dividido (polvo inflamable), pueden explotar en la mayoría de las condiciones que los gases inflamables. Es significativo que, en una suspensión de polvo en el aire, pequeñas concentraciones de gas inflamable, incluso muy por debajo del límite inferior de inflamabilidad del gas, pueden contribuir a una explosión más grave que el polvo sola. Estas son llamadas mezclas híbridas.

En principio, cualquier producto sólido que sea combustible en aire puede experimentar este tipo de explosión, siempre y cuando se encuentre dividido en partículas lo suficientemente pequeñas y esté en suspensión en una cantidad de aire lo bastante grande, como para que cada partícula tenga espacio suficiente para arder libremente. En [ECKH91] se dan como referencia dimensiones de partícula del orden de 0,1 mm o

menores, cuanto más pequeñas sean, más fácil será su ignición y más violenta la explosión. Sólidos aparentemente tan inofensivos como la harina o el polvo de aspirina han originado explosiones muy destructivas. (ASCE, 1997: 3-4)

En algunos casos las partículas metálicas pueden reaccionar con otros gases, pero lo más frecuente es que la reacción tenga lugar con oxígeno. Únicamente aquellos materiales que son estables en oxígeno no experimentan este tipo de fenómeno; es el caso del polvo de silicatos, sulfatos, nitratos, carbonatos y fosfatos, como pueden ser el cemento portland, la arena, etc. Ejemplos de materiales que pueden experimentar este fenómeno son: cereales, lino, fibras, azúcar, plásticos, pigmentos orgánicos, pesticidas, carbón y metales como el aluminio, el magnesio, el zinc, el hierro, etc.

Para que se produzca la explosión de una nube de polvo es necesario, como ya se ha señalado, que el polvo sea combustible, que las partículas tengan unas dimensiones y una distribución adecuadas para la combustión y que exista suficiente oxígeno para que la misma se mantenga; pero, principalmente, es necesario que exista una fuente de ignición con energía suficiente para iniciar la reacción. En general, las llamas, las chispas eléctricas o las debidas a la fricción o a herramientas de corte y soldadura, la electricidad estática y las superficies calientes pueden provocar la ignición.

Un hecho importante que hay que tener en cuenta es que las concentraciones que marcan los límites de explosividad en una nube de polvo, si bien dependen en parte del tipo de material, son en general muy elevadas. Como referencia, el límite inferior puede estar entre 50-100 g/m<sup>3</sup> y el límite superior cercano a los 2-3 kg/m<sup>3</sup>. Para dar una idea de lo que esto representa, una nube que contuviera 40 g/m<sup>3</sup> de polvo de carbón dejaría ver con mucha dificultad una luz situada a 2 m del punto donde estuviera el observador. Este hecho es interesante ya que una nube con concentraciones muy por debajo del límite inferior de explosividad es fácilmente detectable puesto que resulta muy molesta para el hombre.

Normalmente las explosiones de nubes de polvo grandes comienzan por pequeñas explosiones en el interior de los equipos de proceso; cuando éstos estallan, provocan

turbulencia y mezcla de más polvo con el aire, originando otra explosión de dimensiones mucho mayores y con efectos altamente destructivos.

### 3.2.5 BLEVE<sup>2</sup>-bola de fuego

Las explosiones de tipo BLEVE son uno de los peores accidentes que pueden ocurrir en la industria química o en el transporte de mercancías peligrosas. Desde un punto de vista riguroso, como se verá más adelante, estas explosiones no siempre tienen efectos térmicos. No obstante, en la mayoría de los casos reales la substancia involucrada es combustible; esto provoca que la explosión sea seguida por la formación de una bola de fuego, de efectos muy graves. En realidad, cuando se habla de BLEVE, en general a lo que se hace referencia realmente es a la combinación de los fenómenos BLEVE-bola de fuego, esto es, a un accidente que involucra simultáneamente efectos térmicos y mecánicos. (Casal, et al., 1999)

El BLEVE es un accidente que sucede con cierta periodicidad: las substancias que lo pueden producir (butano, propano, cloruro de vinilo, cloro, etc.) son relativamente comunes en la industria, y abundan las instalaciones susceptibles de sufrirlo (depósitos, cisternas). Por otra parte, de vez en cuando sucede durante el transporte, ya sea por carretera o por tren, con las connotaciones especiales que esto conlleva. El origen puede ser diverso (reacción fuera de control, colisión, etc.), pero una de las causas más frecuentes es la acción del fuego sobre un recipiente. En la tabla 6.1 [PRUG91] se muestra una lista con una breve información de los BLEVE más notorios ocurridos en todo el mundo entre 1926 y 1986. Como puede observarse, en muchos de ellos ha habido víctimas mortales, a veces en un número muy elevado. Otra fuente [LOND95] cita 900 personas muertas y unas 9.000 heridas en 77 BLEVE ocurridos entre 1941 y 1990.

Desde que la palabra BLEVE, formada por las iniciales de *Boiling Biquid Expanding Vapor Explosión* (explosión del vapor en expansión de un líquido hirviendo) fue utilizada por primera vez por Smith, Marsh y Walls el año 1957 (Wall, s/f: 58 en Casal, 1999), muchos autores han tratado este tipo de accidente. Una parte importante de ellos

---

<sup>2</sup> BLEVE: por sus siglas en inglés significa: *Boiling Biquid Expanding Vapor Explosión* (explosión del vapor en expansión de un líquido hirviendo)

se han dedicado a describir el fenómeno. Otros han analizado casos concretos y unos cuantos han propuesto expresiones matemáticas para estimar sus efectos. Por la complejidad de este fenómeno, que tiene al mismo tiempo características de explosión y de incendio, es oportuno dedicarle específicamente un capítulo. En el mismo se hace una descripción de las características principales de estos accidentes y de sus aspectos fundamentales, y también se presenta una metodología práctica para la estimación de sus efectos.

<i>Fecha</i>	<i>Lugar</i>	<i>Causa</i>	<i>Material</i>	<i>Tone- ladas</i>	<i>Núm. muertos</i>
13-12-1926	St. Auban, F	rebosamiento	cloro	25	19
28-5-1928	Hamburgo, G	reacción fuera de control	fosgeno	10	10
10-5-1929	Syracusa, USA	explosión (H <sub>2</sub> )	cloro	25	1
24-12-1939	Zarnesti, Rum.	rebosamiento	cloro	10	60
29-7-1943	Ludwigshafen, G	rebosamiento	butadieno	16	57
5-11-1947	Roemo, Finl.	rebosamiento	cloro	30	19
28-7-1948	Ludwigshafen, G	rebosamiento	éter etílico	33	209
7-7-1951	Port Newark, USA	fuego	propano	2.600	0
4-4-1952	Walsum, G	rebosamiento	cloro	15	7
4-1-1954	Institute, USA	reacción fuera de control	acroleína	20	0
1957	Quebec, Can.	fuego	butano	?	1
1958	Michigan, USA	rebosamiento	butano	55	1
28-6-1959	Meldria, USA	descarrilamiento	propano	55	23
18-8-1959	Kansas City, USA	fuego	gasolina	20	5
17-4-1962	Doe Run, USA	reacción fuera de control	óxido de etileno	25	1
4-1-1966	Feyzin, F	fuego	propano	1.000	18
1-1-1968	Donreith, USA	descarrilamiento (fuego)	óxido de etileno	2	0
21-8-1968	Lieven, F	mecánica	amoníaco	20	5
2-1-1969	Repcelak, Hung.	rebosamiento	dióxido de carbono	35	9
25-1-1969	Laurel, USA	descarrilamiento (fuego)	propano	65	2
18-2-1969	Crete, USA	descarrilamiento	amoníaco	65	8
1969	Cumming, USA	descarrilamiento	amoníaco	?	?
11-9-1969	Glendora, USA	fuego	cloruro de vinilo	55	0
21-6-1970	Crescent City, USA	descarrilamiento (fuego)	propano	275	0
19-1-1970	Baton Rouge, USA	sobrepresión	etileno	4	0
19-10-1971	Houston, USA	descarrilamiento (fuego)	cloruro de vinilo	50	1
9-2-1972	Tewksbury, USA	colisión	propano	28	2
30-3-1972	Río de Janeiro, Br.	fuego	propano	1.000	37
21-9-1972	New Jersey, USA	colisión	propileno	18	2
27-11-1972	S. Antonio, USA	corrosión	dióxido de carbono	0,01	0
5-7-1973	Kingman, USA	fuego	propano	100	13
11-1-1974	West S. Paul, USA	fuego	propano	27	4
12-2-1974	Oneonta, USA	descarrilamiento (fuego)	propano	288	0
29-7-1974	Pueblo, USA	fuego	propano	80	0
29-4-1975	Eagle Pass, USA	colisión	propano	18	16
14-12-1975	Niagara Falls, USA	reacción fuera de control	cloro	20	4
11-5-1976	Houston, USA	colisión	amoníaco	20	6
31-8-1976	Gadsden, USA	fuego	gasolina	4	3
1977	Cartagena, Colomb.	sobrepresión	amoníaco	7	30
22-2-1978	Waverly, USA	descarrilamiento	propano	45	12
11-7-1978	Els Alfacs, E	dilatación/sobrepresión	propileno	23,6	216
30-5-1978	Texas City, USA	fuego	butano	1.500	7
30-8-1979	Good Hope, USA	colisión de barcos	butano	120	12
1-8-1981	Montonas, Méx.	descarrilamiento	cloro	110	29
19-1-1982	Spencer, USA	sobrecalentamiento	agua	0,3	7
11-12-1982	Taft, USA	reacción fuera de control	acroleína	250	0
12-7-1983	Reserve, USA	reacción fuera de control	clorobutadieno	1	3
4-10-1983	Houston, USA	rebosamiento	bromuro de metilo	28	2
19-11-1984	Ciudad de México	fuego	propano	3.000	500
28-1-1986	Kennedy S C, USA	fuego	hidrógeno	115	7

Tabla 3.1. Accidentes BLEVE más notorios ocurridos entre 1926 y 1986 [PRUG91]

Esta información permite hacer un análisis estadístico elemental sobre cuáles han sido las causas externas que han originado con más frecuencia un accidente de este tipo. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 6.2.

<i>Causa</i>	<i>%</i>
fuego	26
rebosamiento	18
descarrilamiento	20
reacción fuera de control	12
colisión	10
sobrepresión	6
otras	8

*Tabla 3.2. Causas externas más frecuentes que han originado BLEVE*

Algunas de las causas pueden existir simultáneamente (por ejemplo, de los 18 casos de “fuego”, 5 tuvieron lugar inmediatamente después de un descarrilamiento). Incluso así, da buena cuenta del elevado número de casos en los que un incendio ha provocado un incremento de presión en el recipiente con la explosión consiguiente, como también de la importancia que tienen el rebosamiento, los accidentes en el transporte de determinadas sustancias y las reacciones fuera de control. Estos datos ponen de manifiesto que este tipo de accidente ocurre tanto en instalaciones fijas como en transporte.

### **3.2.6 Método del TNT equivalente**

El TNT (trinitrotolueno) es un explosivo convencional. Militarmente ha sido uno de los explosivos más utilizados y esto ha permitido que sus efectos hayan sido ampliamente estudiados y tabulados. El método del TNT equivalente permite predecir, de una forma rápida y sencilla, los daños ocasionados por la explosión de una nube de vapor no confinada, a partir de la masa del TNT que equivale a la cantidad de hidrocarburo implicado, es decir, que ocasionaría el mismo nivel de daños. Este es probablemente el método más utilizado (por su facilidad de aplicación). La relación entre la masa de hidrocarburos y el equivalente TNT viene dada por la expresión siguiente:

$$W_{TNT} = \infty \cdot W_C \frac{\Delta H_C}{\Delta H_{TNT}}$$

Una vez conocida la masa TNT equivalente, se puede determinar el valor del pico de sobrepresiones ( $\Delta P$ ), el impulso (I), la duración de la fase positiva ( $t^+$ ) en un punto situado a una distancia  $d$  del lugar de la explosión. Para ello hay que recurrir a una serie de gráficos (Figuras. 3.8, 3.9, 3.10, 3.11, 3.12) en los cuales cada uno de estos parámetros viene dado según la “distancia normalizada”; ésta se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$d_n = \frac{d}{\sqrt[3]{W_{TNT}}}$$

El principal problema de este método es estimar el valor del parámetro ( $\infty$ ), que representa el rendimiento de la explosión. Este rendimiento representa la fracción de la energía liberada que se invierte en generar la onda de presión. Lannoy (*BERG93*), en un estudio realizado sobre 23 acciones, observó que para nubes de vapor de hidrocarburos,  $\infty$  se podría encontrar en la gama de valores comprendida entre 0,02% y 15,9% con una media de 3%. En un 97% de las veces  $\infty \leq 10\%$  y en el 60% de los casos la media es del 4%. Los valores propuestos de  $\infty$  por otros autores son:

Cugan( <i>CUGA79</i> ).....	0,1
ACMH( <i>ACMH</i> ).....	0,042
Brasie y Simpson ( <i>BRAS68</i> ).....	0,03
Devenport ( <i>DEVEN</i> ).....	0,02

En general el valor de 0,1 es muy conservador. Los valores más recomendados actualmente son los de 3 o el 4% (es decir  $\infty=0,03-0,04$ ). Es interesante observar, pues, que la relación mecánico de las explosiones de nubes de hidrocarburos es, por suerte, muy bajo. En realidad, solo una pequeña fracción de energía desprendida se convierte en energía mecánica; la mayor parte se convierte en energía luminosa (una llamarada). Teniendo en cuenta que en las explosiones de este tipo pueden verse implicadas

cantidades del orden de unas cuantas toneladas de vapor, y que la energía liberada para la combustión de 1 kg de hidrocarburo es aproximadamente igual a la liberada para 10 kg de TNT, es este bajo rendimiento lo que hace que las explosiones de nubes no confinadas, a pesar del poder destructivo que tienen, no sean tan devastadoras como en teoría podrían llegar a ser.

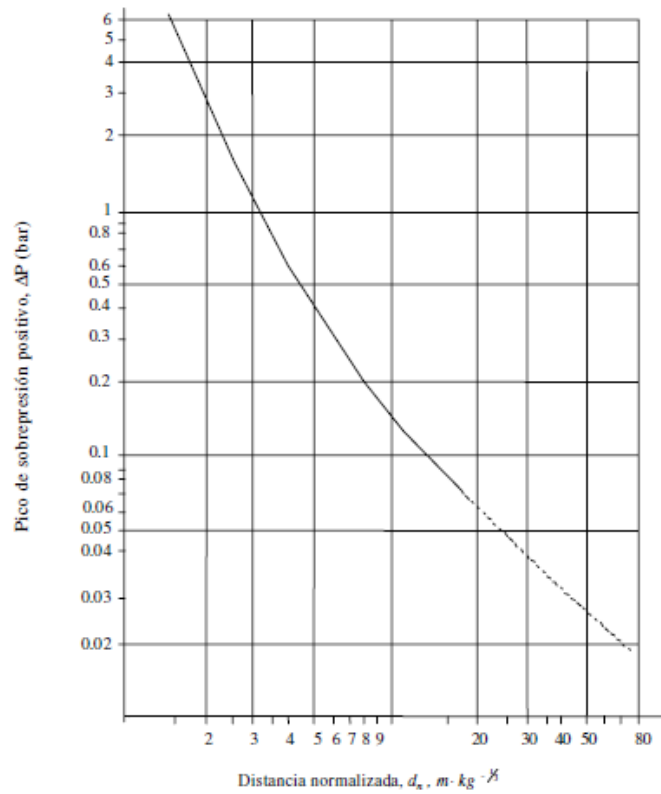


Figura 3.8 Valor del pico de sobrepresiones según la distancia normalizada (BERG93)



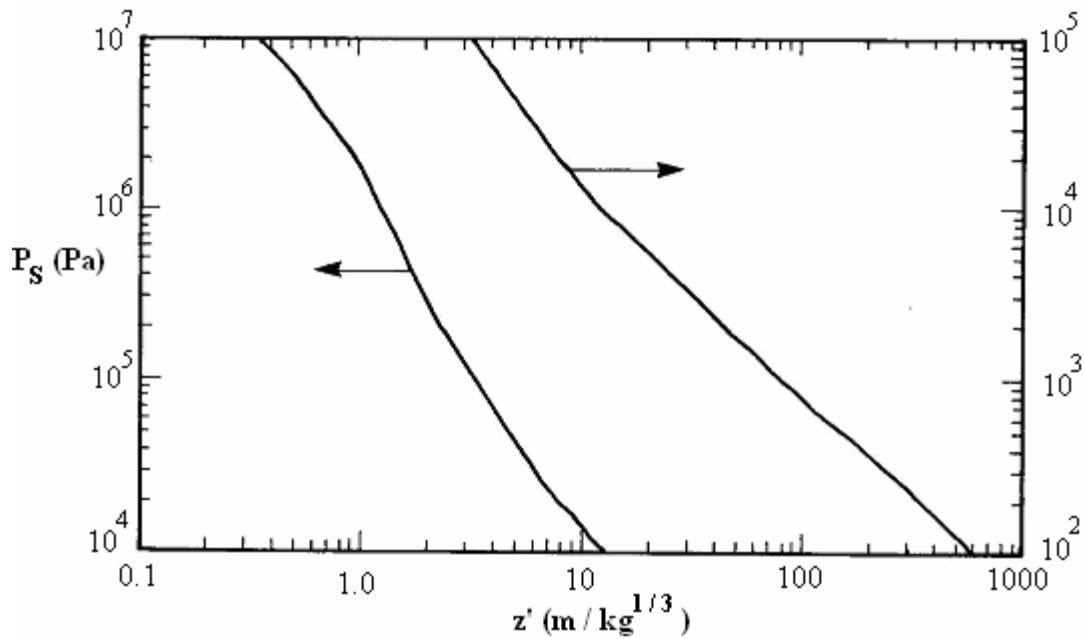


Figura 3.9. Sobrepresión de la onda en función de la distancia escalada para el método del TNT equivalente (IChemE, 1994)

En aplicaciones prácticas y para explosiones de nubes de vapor, hay que tener en cuenta que posiblemente no toda la nube está dentro de los límites de inflamación; éste método, pues, calcula el peor de los casos posibles.

Este bajo rendimiento mecánico de las deflagraciones de nubes no confinadas es la razón por la cual los hidrocarburos han sido muy poco usados como explosivos con finalidad bélica. Hay solo un par de precedentes: los explosivos *FAE* (*fuel-air-explosives*) utilizados por los norteamericanos en la guerra de Vietnam, y la denominada “bomba de combustible”, utilizada también por los norteamericanos en la guerra del golfo. Es necesario aclarar que en ambos casos, lo que se utilizaba realmente de la deflagración era la radiación térmica (llamarada) más que la energía mecánica.

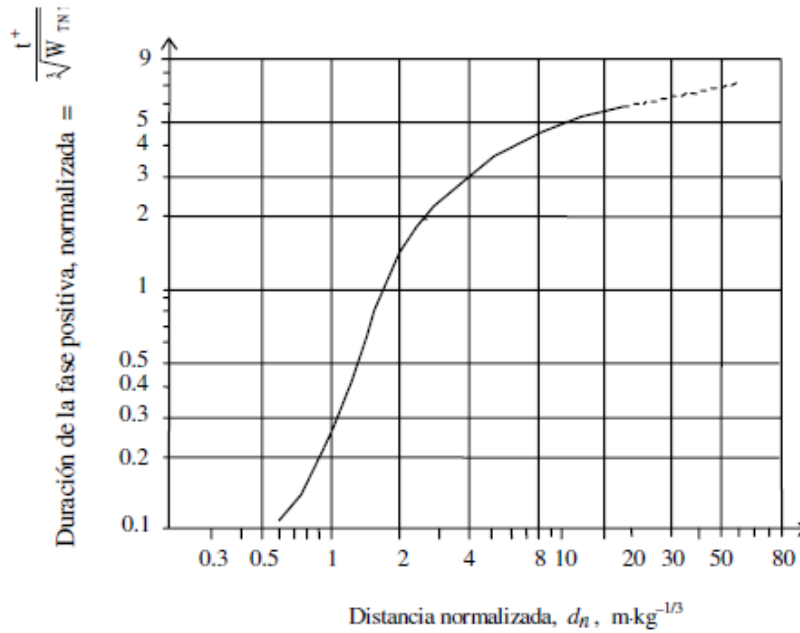


Figura. 3.10 Duración de la fase positiva de la onda de choque según la distancia normalizada (BERG 93)

Las limitaciones del método TNT equivalentes son debidas principalmente a la gran diferencia existente entre la explosión de una nube de vapor y una explosión de TNT. La onda de sobrepresión debida a una explosión de TNT tiene una amplitud muy grande pero es de corta duración, mientras que para las nubes de vapor la amplitud es menor pero de mayor duración. Esto hace que para puntos muy aproximados al origen de la explosión (aproximadamente hasta 3 veces el diámetro de la nube) el error derivado de este método sea grande, mientras que en puntos alejados (donde  $\Delta P < 30 \text{KPa}$  o bien en distancias de unas 10 veces el diámetro de la nube), la curva de sobrepresiones vs. tiempo se aproxima mucho más a la ideal y, por tanto, los resultados obtenidos con este método serán mejores. En cualquier caso, si lo que interesa es determinar la resistencia de la estructura ante una determinada explosión de una nube de vapor, lo importante no es el valor puntual de sobrepresión sino la evolución de ésta en el tiempo (forma y duración de la fase positiva); en estos casos, es mejor utilizar algún otro método más aproximado.

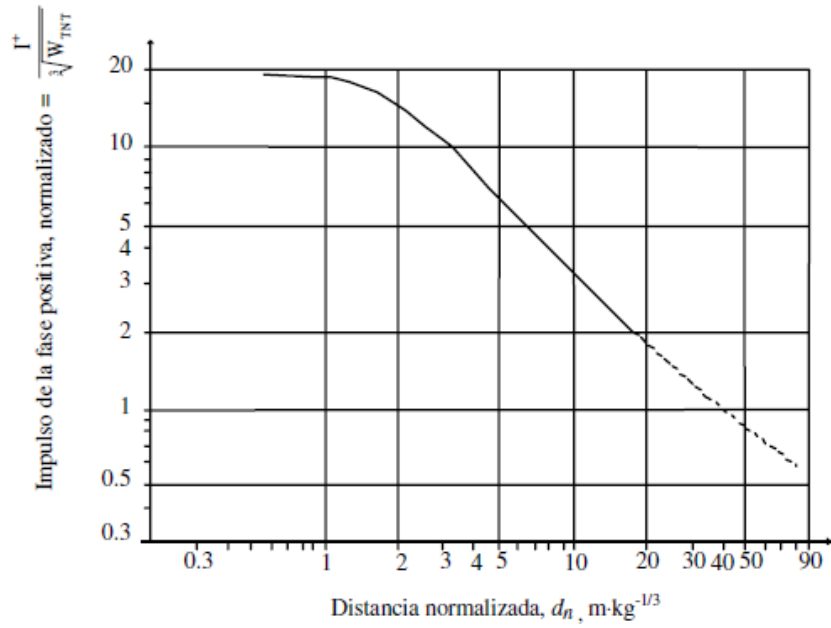


Figura. 3.11 Impulso de la fase positiva de la onda de choque  
en función de la distancia normalizada (BERG93)

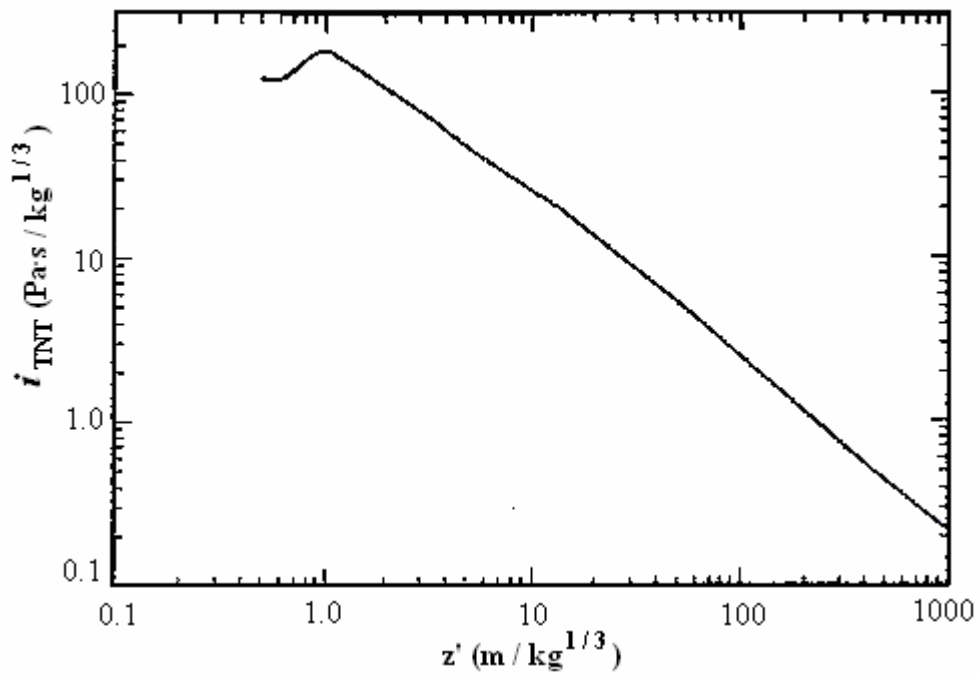


Figura 3.12. Impulso escalado en función de la distancia escalada para el método del  
TNT equivalente (IChemE, 1994).

### 3.2.7 Método multienergía

Este método desarrollado por Van den Berg, permite predecir la forma, la duración, la sobrepresión y el impulso de la onda de sobrepresión de una manera sencilla y rápida. El método se basa en la suposición de que únicamente la parte de la nube que se encuentra parcialmente o totalmente confinada genera la onda de sobrepresión. Esto significa que la explosión de una nube de vapor será considerada como un conjunto de subexplosiones correspondientes a las distintas áreas de la nube que se encuentra parcialmente confinada.

El método supone que toda el área confinada será ocupada por una mezcla estequiométrica combustible/aire. La carga generada por esta mezcla se considera de forma simétrica con un radio  $R_o$  ( $=[1,5V_{\text{área confinada}} / \pi]^{1/3}$ ). Los parámetros del modelo (sobrepresión, duración etc.) en su forma adimensional están representados gráficamente Figura. 3.13 en función de la distancia normalizada.

Energía liberada:

$$E = \eta \cdot \frac{V_{\text{área confinada}}}{C \cdot \rho_f} \cdot \Delta H_c$$

Sobrepresión adimensional:

$$\overline{\Delta P_s} = \frac{\Delta P_s}{P_o}$$

Duración de la fase positiva adimensional:

$$t^{\mp} = \frac{t^+ \cdot C_o}{(E/P_o)^{1/3}}$$

En cada uno de los gráficos se puede observar diez curvas numeradas del 1 al 10. Hay que escoger el valor que corresponda a la energía explosiva inicial. Este quizás es el problema importante de este método; en todo caso, si nos son necesarios resultados muy exactos, se puede resolver de la manera siguiente: para efectos en zonas cercanas se toma el valor 10, que es conservador ya que supone la existencia de detonación: para puntos alejados se puede tomar cualquier valor mayor que 6 ya que –como se puede deducir de las gráficas– los efectos en distancia largas no dependen de la energía inicial. En caso de que los resultados obtenidos sean exageradamente conservadores entonces

se tendrá que estimar la energía inicial de un modo más preciso (experimentalmente o bien mediante un análisis histórico de accidentes).

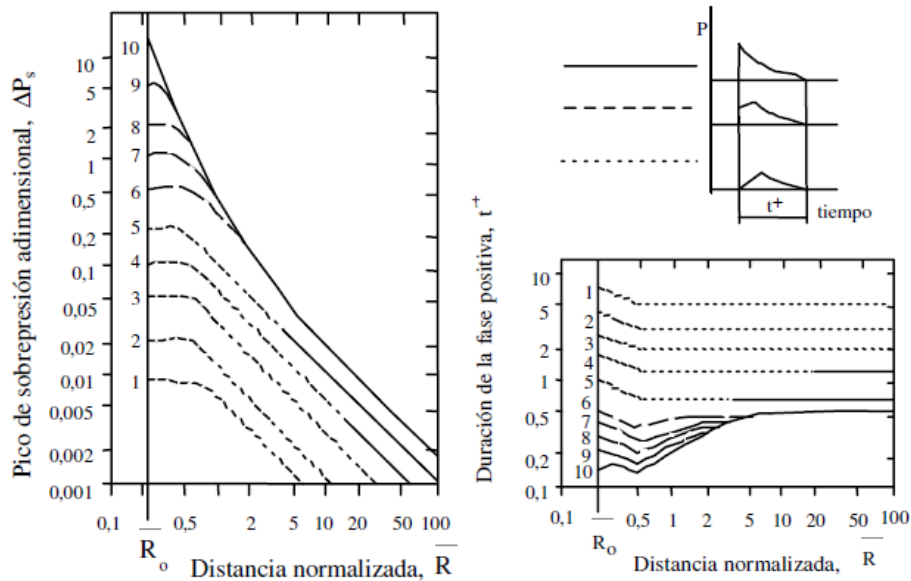


Figura. 3.13 Gráficos necesarios para determinar los parámetros característicos de la onda de sobrepresiones según el método multienergía

Hay que decir que, aun siendo un método conservador respecto al cálculo de la energía explosiva inicial, los resultados obtenidos mediante este método pueden considerarse más correctos y más acordes con la realidad que los que se obtienen con el método del TNT equivalente.

### 3.2.8 Otros métodos

En los últimos años se han ido desarrollando otros métodos más sofisticados, basados en la resolución de las ecuaciones de conservación de la masa, el momento y la energía mediante métodos numéricos.

Es el caso de los programas VENTEX, FLACS y REAGAS (bi- y tridimensionales). Hasta ahora los métodos que se han visto corresponden esencialmente a explosiones no confinadas (UVCE). Si hay un confinamiento parcial, se pueden producir sobrepresiones hasta diez veces más altas que las que existirían para una nube no

confinada. Desgraciadamente, los efectos del confinamiento parcial son muy difíciles de predecir con los métodos disponibles actualmente.

### **3.2.9 Carga que actúa sobre las estructuras como resultado de la interacción de éstas con la onda de sobrepresión.**

La carga generada sobre una estructura como resultado de la interacción de ésta con la onda de sobrepresión es debida a dos efectos: la difracción y el desplazamiento. La difracción es el efecto resultante de la diferencia de presión generada en la estructura cuando la onda de sobrepresión pasa por encima de ella. Al entrar en contacto la onda de sobrepresión y el objeto, se genera una onda que es reflejada y que, al colisionar con los vientos que siguen la onda inicial, origina una sobrepresión muy elevada (denominada sobrepresión reflejada) en la cara expuesta de la estructura. A medida que la onda inicial envuelve completamente la estructura se van generando otras ondas reflejadas en todas sus caras, y de este modo la presión se uniformiza.

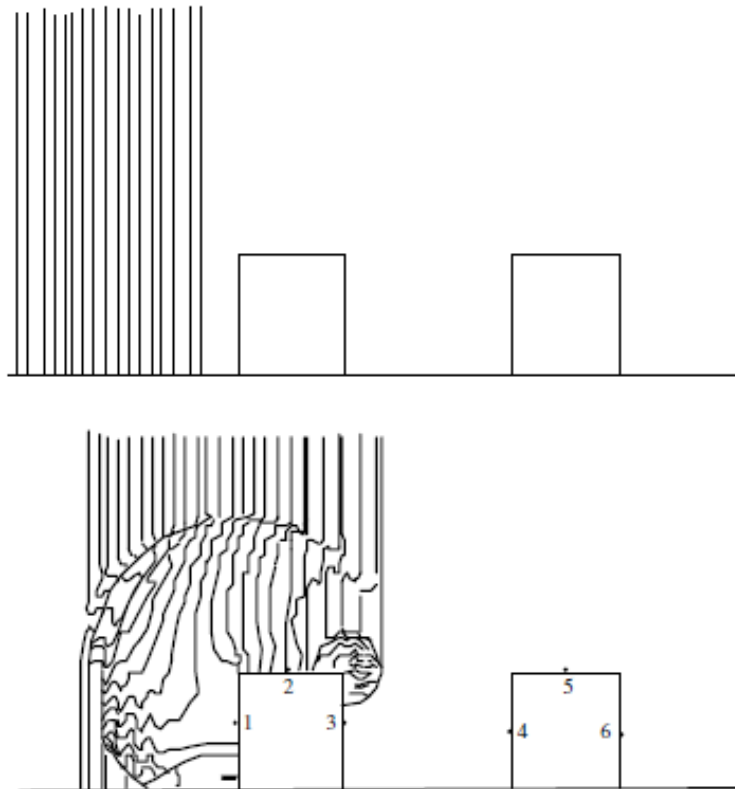
Respecto al efecto de desplazamiento, es debido a la denominada presión dinámica, ejercida por el viento que sigue siempre a la onda de sobrepresión.

Para grandes explosiones (con picos de sobrepresión superiores a 4,8 bars), la presión dinámica es superior al pico de sobrepresión, de manera que la carga más grande sobre la estructura será debida principalmente al efecto del desplazamiento. Para explosiones menores pero en estructuras poco resistentes (paredes, vidrios, puertas) que se rompan más fácilmente, la presión dentro y fuera se iguala rápidamente y el efecto de difracción se reduce a valores prácticamente despreciables, también es más importante el desplazamiento.

En general, en las explosiones que se producen en la industria el pico de sobrepresión es mayor que la presión dinámica y, por lo tanto, la carga se debe principalmente a los efectos de la difracción más que a los de desplazamiento; si bien no hay que olvidar que ambos efectos van unidos y están siempre presentes.

Los parámetros característicos de la onda de sobrepresión descritos en los apartados anteriores se refieren a la onda no perturbada. Cuando ésta choca con un medio más

denso que el aire es reflejada y la sobrepresión aumenta, pudiendo alcanzar incluso valores de 10 veces la inicial si bien normalmente tiende a ser 2 veces superior. Esto significa que la onda que colisiona con la estructura podrá ser muy diferente a la inicial si se tienen en cuenta las múltiples reflexiones que pueda haber sufrido con otros obstáculos o con el suelo [PRIT89]. Calcular la carga que actúa sobre la estructura puede resultar, en estos casos, realmente muy complicado.



*Figura. 3.14 Efectos de la reflexión de la onda de choque al colisionar con dos edificios. Las líneas representan isobaras separadas per 0,5 kPa. Simulación con el programa BLAST [BERG93]*

Algunos de los programas citados en puntos anteriores permiten resolver estos casos pero siempre que la geometría del sistema sea simple Figura. 3.14. Hay que tener en cuenta, que no estudiar el efecto de las reflexiones puede comportar una subestimación de los resultados.

### 3.2.10 Respuesta de las estructuras ante los efectos de la onda de choque

Existen distintas formas de determinar la respuesta de los equipos, de las estructuras e incluso de las personas frente a una explosión (Bake, 83 en Casal, 1997), pero puesto que es necesario conocer la evolución de la carga que actúa en función del tiempo, se suelen utilizar con frecuencia las tablas obtenidas a partir de datos históricos o experimentales. Se puede decir que habiendo tantos parámetros (difíciles de cuantificar) que pueden tener un efecto importante en la respuesta de una estructura (calidad de la construcción, edad, defectos preexistentes, etc.) recurrir a las tablas obtenidas mediante datos históricos resulta bastante sensato y, en general, es uno de los métodos más utilizados si lo que se quiere es tener una idea de la magnitud de las consecuencias derivadas de una explosión.

<b>Daño</b>	<b>Sobrepresión (bar)</b>	<b>Sobrepresión (Kg/m<sup>2</sup>)</b>
Demolición total	0,80	562,46
Destrucción de maquinaria pesada	0,70	492,15
Destrucción completa de viviendas	0,48	337,47
Daños irrecuperables	0,40	281,23
Destrucción de casas en un 50 %	0,17	119,52
Daños graves reparables	0,15	105,46
Destrucción parcial de muros	0,14	98,43
Daños estructurales menores	0,05	35,15
Cristales rotos en un 90%	0,04	28,12
Cristales rotos en un 50%	0,01	7,03

*Tabla 3.3 años producidos por la onda de sobrepresión sobre las estructuras, en función de la sobrepresión*

En general, se hace una distinción entre los efectos sobre las estructuras y los equipos frente a los efectos sobre las personas. En el primer caso se utilizan tablas como la 3.3, donde sólo es necesario conocer la sobrepresión generada.

Respecto a los efectos sobre las personas, además de los efectos directos debidos al contacto con la onda de sobrepresión también hay que tener en consideración los denominados efectos secundarios, como son los debidos a los efectos de desplazamiento del cuerpo y de la proyección de fragmentos.



### 3.2.10.1 Ejemplo de cálculo: explosión de una nube de vapor

Determinar –mediante el método del TNT equivalente– los daños producidos por la explosión de una nube de vapor no confinada que contenga 30.000 kg de gas natural, a una distancia de 500 m del centro de la explosión.

Datos: calor de combustión del gas natural, 53420000.00 J/kg; calor de combustión del TNT,  $4,6 \cdot 10^6$  J/kg; rendimiento de la explosión, 3%. Suponer que toda la nube se encuentra dentro de los límites de inflamabilidad.

En primer lugar, hay que hallar la relación entre la masa de hidrocarburo y el equivalente TNT, que puede determinarse mediante la siguiente ecuación:

$$W_{TNT} = \alpha \cdot W_c \frac{\Delta H_c}{\Delta H_{TNT}}$$
$$W_{TNT} = 0,03 \cdot 30000 \frac{53,42 \cdot 10^5}{4,6 \cdot 10^6} = 10451,74 \text{ kg}$$

Para poder entrar en el gráfico de la figura 3.9, previamente es necesario determinar la distancia normalizada. Ésta se determina con la:

$$d_n = \frac{d}{\sqrt[3]{W_{TNT}}}$$
$$d_n = \frac{500}{\sqrt[3]{10451,74}} = 22,87 \text{ m} \cdot \text{kg}^{1/3}$$

Entrando con este valor en la gráfica de la figura 3.9 se obtiene un valor para el pico de sobrepresión de 315.59 kg/m<sup>2</sup>. Si se toma este valor y se compara con los de la tabla 3.3, resulta que a 500 m del centro de la explosión se producirán daños irrecuperables en las estructuras.

Nomenclatura:

$\alpha$	Rendimiento de la explosión (---)
$c_0$	Velocidad del sonido en condiciones normales (m/s)
$d$	Distancia hasta el lugar de la explosión (m)
$d_n$	Distancia normalizada en el método TNT equivalente ( $m \cdot kg^{-1/3}$ )
$E$	Energía liberada en la combustión (J)
$\Delta H_c$	Calor de combustión del hidrocarburo (J/kg)
$\Delta H_{TNT}$	Calor de combustión del TNT (J/kg)
$I$	Impulso de la onda de choque (bar s)
$i_+$	Impulso de la fase positiva de la onda de sobrepresión (bar s)
$\eta$	Rendimiento de la combustión (---)
$\Delta P$	Pico de sobrepresión (bar)
$\Delta P_s$	Pico de sobrepresión adimensional según el método multienergía (---)
$\Delta P_s$	Pico de sobrepresión según el método multienergía (bar)
$P_0$	Presión atmosférica (bar)
$R$	Distancia (m)
$R$	Distancia normalizada según el método multienergía (---)
$t_+$	Duración de la fase positiva de la onda de sobrepresión (s)
$t_+$	Duración de la fase positiva adimensional según el método multienergía (----)
$W_c$	Masa de combustible involucrada en la explosión (kg)
$WTNT$	Masa de TNT equivalente (kg)

### 3.3 Parámetros de la onda explosiva

Para el diseño resistente a explosiones, la característica más significativa de una explosión es la repentina liberación de energía a la atmósfera resultante en una presión transitoria u onda explosiva. La onda explosiva se propaga externamente en todas las

direcciones desde la fuente a una velocidad sónica o supersónica. La magnitud y forma de la onda explosiva depende de la naturaleza de la energía liberada y su distancia del epicentro de la explosión.

Las figuras características de la onda son mostradas en la figura 3.4

Los dos tipos de ondas explosivas son:

- a. Onda de Choque: Esta tiene una repentina y casi instantánea subida de presión sobre las condiciones atmosféricas ambientales en un pico de campo libre (de lado o incidental) sobrepresión. El pico de sobrepresión incidental retorna gradualmente al ambiente con algunas oscilaciones altamente húmedas. Esto resulta en una onda de presión negativa seguida de una fase positiva de onda explosiva.
- b. Onda de Presión: esta tiene una subida gradual de presión en un pico de sobre presión incidental seguido por una decaída gradual de presión en una fase negativa similar a la de una onda de choque.

Las ondas de choque en los campos cercanos y lejanos, usualmente resultan de una detonación de gases condensados, o de una explosión de nube de vapor extremadamente energizada. Muchas de las deflagraciones de nubes de vapor dan pie a ondas de presión en campos cercanos que pueden propagarse como una onda de choque en el campo lejano.

La fase negativa de una onda de choque o presión es usualmente más débil y gradual que la fase positiva, consecuentemente, es usualmente ignorada en el diseño resistente a explosiones. En situaciones donde la carga explosiva de fase negativa puede ser importante, el lector es referido a *TM 5-1300* para la caracterización y tratamiento de la carga.

En la figura 3.4, la duración del sobre tiempo de una onda de sobrepresión, es referida como fase de duración positiva o duración simple. El área bajo la curva presión-tiempo es el impulso de la onda explosiva. En consecuencia, el impulso de la fase positiva es definido como:

Ecuación 3.1

$$I_o = \int_0^{t_d} P(t) dt$$

= 0.5  $P_{so} t_d$  de onda triangular

= 0.64  $P_{so} t_d$  de la mitad de onda sinusoidal

= 0.5  $P_{so} t_d$  de un decaimiento exponencial de ondas de choque

Donde:

P(t) = sobre presión con respecto al tiempo

P so = picos de sobrepresión

td = duración de la fase positiva

c = el valor varía entre 0.2 y 0.5 dependiendo de P so

### 3.3.1 Parámetros de una onda por carga explosiva

Para el diseño de edificios resistentes a explosiones, el parámetro principal de la onda explosiva requerido para definir la carga explosiva para una edificación es:

- Pico de Sobrepresión incidental positivo, Pso, fase de duración positiva, td, y el correspondiente impulso positivo, Io.
- Pico de Sobrepresión incidental negativo (succión), Pso, fase de duración negativa, td, y el asociado impulso negativo, Io.

La onda explosiva se atenúa durante la propagación desde el epicentro de la explosión. En consecuencia, los valores del pico de sobrepresión y el impulso decrecen con la

distancia mientras que la duración tiende a incrementarse. Los valores para los parámetros de onda explosiva pueden ser determinados desde un dato publicado en la escala de valores (sobrepresión, impulso, duración) como función de escala de distancia. *TM5-1300* provee datos de explosivos con altos niveles de energía en fase condensada, mientras, *Baker 1983*, *TNO 1985 Líneas guías sobre explosiones de CCPS*. Proveen valores para explosiones de nubes de vapor de acuerdo a sus modelos respectivos. Esas fuentes no proveen datos de la fase negativa de la onda explosiva de una nube de vapor. Porque las presiones de fase negativa son relativamente pequeñas y opuestas a la fuerza primaria lateral, es usualmente prudente ignorarlas para el diseño. Los valores de la sobrepresión de la explosión y duración apropiada para el diseño petroquímico se exponen en la sección 3.4.

Además del pico de sobrepresión, duración, el impulso, otros parámetros de onda explosiva que puede entrar en la determinación de la carga para una estructura incluyen:

Pico de presión de refleja.  $P_r$

Pico de presión Dinámica (polvo explosivo),  $q_0$

Velocidad de choque frontal,  $U$ .

Longitud de onda de la explosión,  $L_w$

Usualmente estos parámetros secundarios pueden ser determinados por los parámetros de la explosión primaria. Estos parámetros son discutidos a continuación.

### **3.3.2 Presión de pico reflexivo. ( $P_r$ )**

Cuando el campo de una onda de explosión golpea contra una superficie, este es reflexivo. El efecto de esta onda de explosión reflexiva es que la superficie experimente un valor mucho más alto que el valor incidental. La magnitud del pico reflexivo es usualmente determinada como una proporción amplificada de la presión incidental

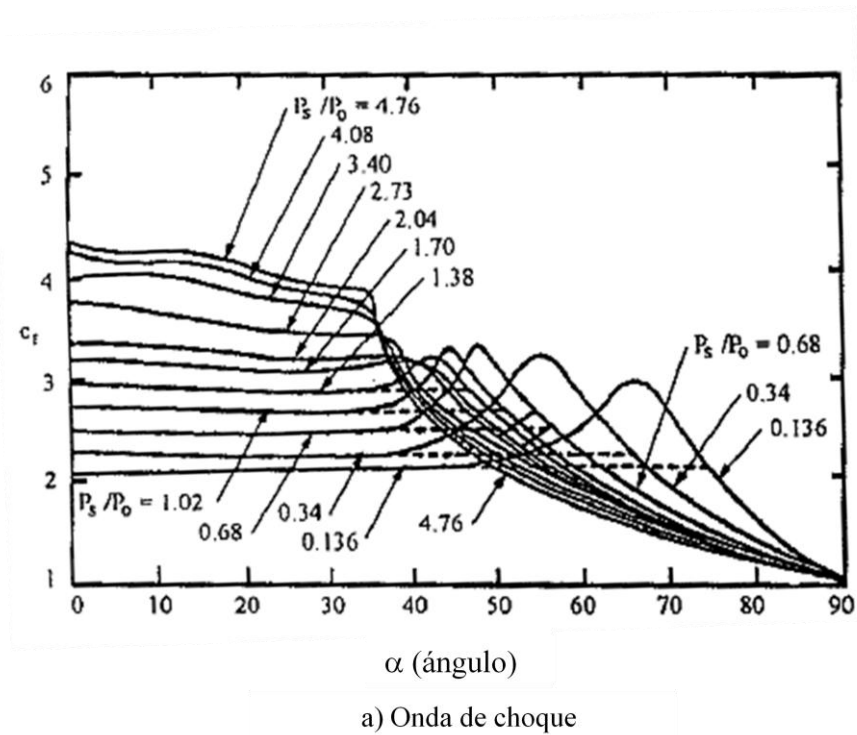
$$P_r = C_r P_{s0}$$

Donde:

Cr = coeficiente de reflexión

El coeficiente reflexivo depende del pico de sobrepresión, el ángulo de incidencia de la onda frontal relativa de la superficie reflexiva, y del tipo de onda explosiva. Las curvas en la figura 3.15 muestran los coeficientes de reflexión por ondas de choque y ondas de presión, para ángulos de incidencia variantes entre 0° (onda frontal paralela a la superficie) 90° (onda frontal perpendicular a una superficie) y para picos de sobrepresión hasta cinco veces la presión atmosférica.

Para picos de sobrepresión sobre los 20 psi (14061.40 kg/m<sup>2</sup>), el rango esperado en la mayoría de explosiones de nubes de vapor, *Newmark 1956* provee una fórmula simple para un coeficiente de onda explosiva reflejada a una incidencia normal de 0°, como la que sigue:



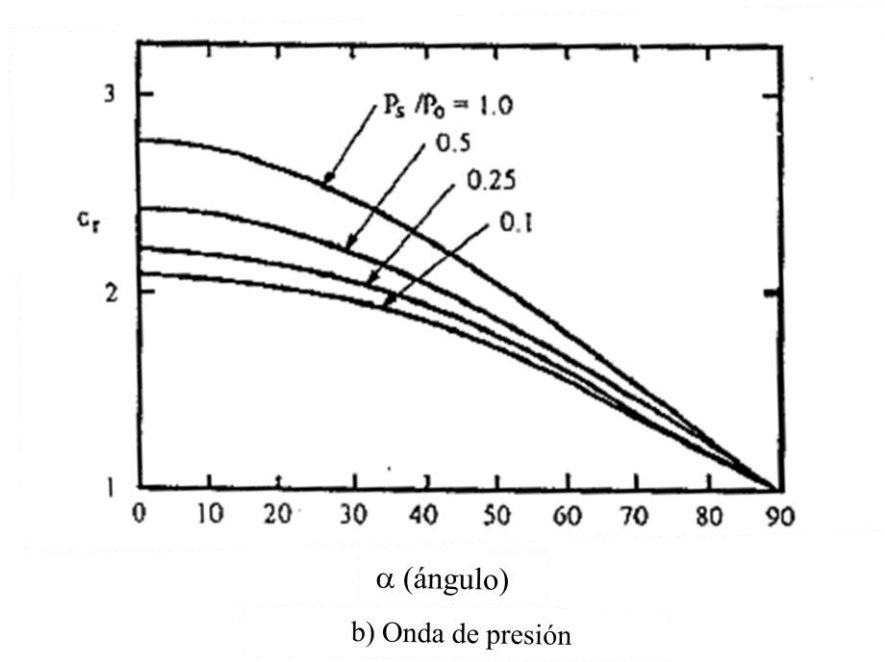


FIGURA 3.15: Coeficiente de onda explosiva reflejada Vs. Ángulo de incidencia

(de TNO Libro Verde)

$$C_r = \frac{P_r}{P_{so}} = (2 + 0.05P_{so}) \times (P_{so} \text{ en psi})$$

$$C_r = \frac{P_r}{P_{so}} = (2 + 0.0073P_{so}) \times (P_{so} \text{ en kPa})$$

La duración de la presión reflejada depende de la dimensión de la superficie reflejada, hasta un tiempo máximo aproximadamente igual al de la fase positiva de duración de la onda de explosión incidental. Este límite superior corresponde al total reflejado de la onda explosiva sin ninguna difracción alrededor de los límites de la superficie reflejante.

Más detalles sobre la duración son provistos en la sección 3.5.1

### 3.3.3 Presión dinámica (polvo explosivo), $q_o$

Este efecto explosivo se debe al movimiento del aire mientras la onda explosiva se propaga a través de la atmósfera. La velocidad de las partículas de aire, y de ahí la presión de aire, dependen del pico de sobrepresión de la onda explosiva, *Baker 1983* y *TM 5-1300* proveen datos para calcular el efecto explosivo de las ondas de choque. En un rango bajo de sobrepresión y en condiciones atmosféricas normales, la presión dinámica de pico puede ser calculada usando la siguiente fórmula empírica de *Newmark*

$$q_o = 2.5P_{so}^2(7P_o + P_{so}) = 0.022 P_{so}^2 \quad (psi)$$

$$q_o = 2.5P_{so}^2(7P_o + P_{so}) = 0.0032 P_{so}^2 \quad (kPa)$$

*Donde:*

$P_o$  = presión atmosférica ambiental

La presión de red dinámica en una estructura es el producto de la presión dinámica y del coeficiente de arrastre,  $C_d$ . El coeficiente de arrastre depende de la forma y orientación de la superficie de la obstrucción. Para una edificación rectangular, el coeficiente de arrastre puede ser tomado como +1.0 para la pared frontal y -0.4 para las paredes laterales, trasera y el techo.

La presión dinámica ejerce el efecto explosivo dominante en las estructuras de marco abierto, estructuras enmarcadas con revestimiento roto, y en pequeñas estructuras o componentes tales como postes, pilas (como pilares), etc. La presión dinámica también influye, pero en menor medida, explosión de las cargas netas en las paredes y el techo de un edificio cerrado como se discute en la sección 3.5

### 3.3.4 Velocidad de choque frontal, $U$

En el campo libre, la onda explosiva de una explosión viaja en, o por encima de la velocidad del sonido para el medio de propagación. *TM 5-1300* provee parcelas de velocidad de choque frontal versus distancia a escala de alta energía de explosivos TNT.



No se encuentra parcelas similares para propagación de ondas de presión. Sin embargo, para propósitos de diseño, puede ser una estimación prudente, que una onda de presión se desplaza a la misma velocidad que una onda de choque. En un rango bajo de presión, y en condiciones atmosféricas normales, el choque y presión frente a la velocidad en el aire se puede aproximar mediante la siguiente relación de *Newmark 1956*.

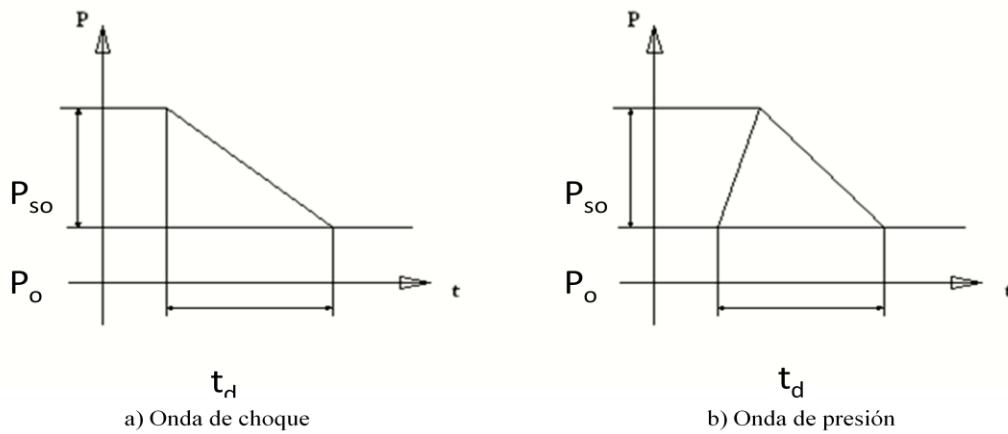


FIGURA 3.16: shock idealizado y cargas de presión

$$U = 1130(1 + 0.058P_{so})^{0.5} \quad (ft/s)$$

$$U = 345(1 + 0.0083P_{so})^{0.5} \quad (m/s)$$

### 3.3.5 Medida (o distancia) de onda explosiva, $L_w$

La propagación de la onda explosiva en cualquier instante de tiempo se extiende sobre una distancia radial limitada así como el golpe/presión frontal viaja al exterior de la explosión. La presión es más larga en el frente y se desvanece en el ambiente por encima de la distancia,  $L_w$ , distancia de onda explosiva. Los valores de  $L_w$  para

explosivos de alta energía pueden ser obtenidas de *TM 5-1300*. En un rango de baja presión la distancia de la onda explosiva puede ser aproximada con:

(3.6)

$$L_w = U * t_d$$

### 3.3.6 Parámetros de Onda Explosiva Idealizada

Para simplificar el procedimiento de diseño resistente a explosiones, los perfiles generalizados de ondas de choque, mostradas en la Figura 3.17, son usualmente idealizados; o linearizados como se ilustra en la Figura 3.16 para ondas de presión y choque. Es más, para usar ciertos diagramas y fórmulas en *TM 5-1300*, una onda de presión es simplificada usando una carga de choque equivalente que tenga el mismo pico de sobrepresión e impulso. Esta simplificación es mostrada en la figura 3.17. Las cargas de presión en varias partes de edificios basados en estos parámetros de onda de choque se discuten en la sección 3.5

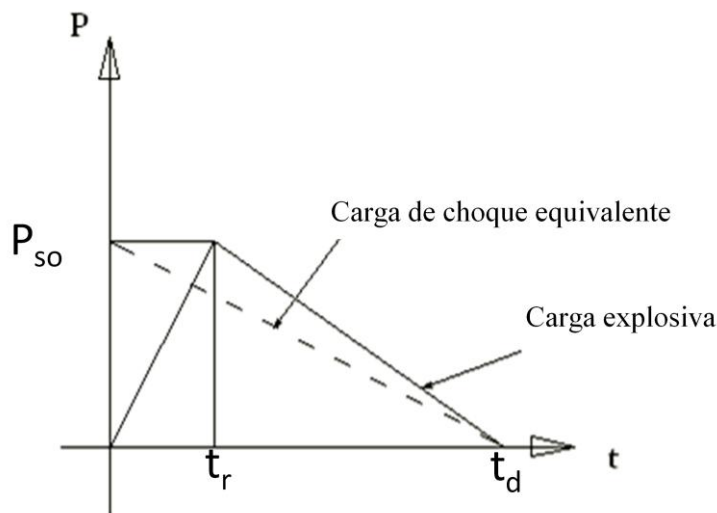


Figura 3.17: carga de presión equivalente idealizada

### 3.4 Determinación de diseño de sobrepresión de nubes de vapor

Si bien hay un amplio rango de tipos de explosiones, las explosiones de nube de vapor son la principal preocupación en la industria petroquímica. Porque no existen códigos o estándares industriales para determinar qué sobrepresión de explosión podrían ser utilizadas, el diseño de cargas explosivas es usualmente suplido por las facilidades del propietario. Considerando la gran variedad de procesos, es fácil entender por qué estas sobrepresiones podrían ser diferentes de un propietario al otro e inclusive para diferentes locaciones dentro de facilidades únicas. Algunos propietarios tienen muchos niveles de riesgo que son utilizados para clasificar diferentes áreas de la planta. Estos niveles de riesgo están basados en el material manipulado y el proceso utilizado.

El actual diseño de sobrepresión puede empezar el diseño de ingeniería de dos formas:

- a. La más sencilla es una declaración general establecida, tal como; "Todos los edificios serán diseñados con un pico de sobrepresión reflejada de X psi ( $\text{kg/m}^2$ ), un pico lateral de sobrepresión de Y psi ( $\text{kg/m}^2$ ), y una duración de Z milisegundos."
- b. Un refinamiento especial es especificar las sobrepresiones y duraciones basados en la distancia entre una estructura y una fuente potencial. Las distancias pueden ser en bloques escalonados o en funciones continuas. El diseñador de edificios podría entonces determinar diseños de cargas basadas en la distancia adecuada.

La base para el criterio de diseño de arriba podría haber sido desarrollado de un estudio de caso específico, de un criterio comúnmente utilizado, o de un dato histórico.

Un estudio de caso específico es el acercamiento más comprensible. Estudios específicos para identificar y cuantificar riesgos de explosión son usualmente conducidos por especialistas de procesos de seguridad de los propietarios, o por consultores especializados. Hay varios pasos que necesitan ser tomados, cada uno de ellos podría ser hecho de varias formas. Los pasos son delineados abajo con algunos

métodos encontrados. Información más detallada se encuentra en *Líneas guías de edificios de CCPS* y en *API RP-752*.

1. Definición de liberación: Este paso se basa en el peor caso posible, basándose en la máxima cantidad de material dentro de un proceso continuo, o en el peor caso probable (creíble) seleccionado de las revisiones de riesgo.
2. Formación de una nube explosiva: Este paso es usualmente hecho utilizando dos modelos de cómputo. El primero es un modelo de fuente de emisión que calcula qué pasa con la interface entre el material contenido y la atmósfera dentro de la que está siendo liberada. El segundo es un modelo de dispersión que calcula cómo el material liberado se dispersa y mezcla dentro del aire.
3. Cantidad de energía que contribuye a la explosión: Este puede estar basado en una fracción de la cantidad del total de material disponible, o determinando la masa de la nube que está dentro de los límites inflamables. Este puede ser aún más refinado viendo el nivel de confinamiento dentro del área de la nube.
4. Cálculo de los parámetros de explosión y sobrepresión: Actualmente hay tres métodos principales en uso. Uno es el Método de Equivalencia TNT que provee datos inexactos de explosiones de nube de vapor. Los otros dos métodos son Curvas de Strehlow de *Baker 1983* y el Método Multi-Energía de *TNO 1985*. Ambos proveen una familia de curvas basadas en la velocidad de la flama o en la fuerza de explosión. Estas curvas son utilizadas para seleccionar parámetros adimensionales sin escala que se utilizan entonces para determinar las sobrepresiones reales. (ASCE, 1997: 3-10)

Las sobrepresiones pueden ser determinadas en el punto de la estructura más cercano a la fuente, y de ahí, aplicarlo a toda la estructura. Si la estructura es grande, la presión media en la superficie o la sobrepresión en la mediana de la superficie puede ser utilizada. Normalmente, un edificio puede ser diseñado teniendo en cuenta la onda explosiva potencial en cualquier dirección horizontal, pero no todas las direcciones simultáneamente.

Criterios de uso común se incluyen en *SG-22*, y *CIA 1992*. Ambos documentos especifican al menos dos sobrepresiones para edificios espaciados a 100 pies (30 metros) de un peligro de explosión de vapor de nubes de la siguiente manera:

Alta presión, corta duración, carga de choque triangular: sobrepresión lateral de 10 psi (7030.70 kg/m<sup>2</sup>) con una duración de 20 milisegundos.

Baja presión, larga duración, carga triangular: sobrepresión lateral de 3 psi (2109.21kg/m<sup>2</sup>) con una duración de 100 milisegundos.

Estas cargas explosivas han sido ampliamente utilizadas en el pasado para el diseño resistente a explosiones en toda la industria. Sin embargo, algunos propietarios han desarrollado criterios específicos de carga explosiva de acuerdo a sus circunstancias específicas. Con avances en el modelado de explosiones de nube de vapor (*Baker 1983, Líneas guías de explosiones CCPS*) La tendencia es hacia el uso de cargas explosivas VCE<sup>3</sup> base.

Las sobrepresiones son específicas para compañías, procesos y sitios, y es entonces impráctico cuantificar una mínima o máxima explosión de sobrepresión unificada. Una encuesta sobre el proceso de diseño resistente a explosiones en algunas compañías operadoras y contratantes dentro de la industria, mostró que el diseño resistente a explosiones es considerado para edificaciones de 50 a 1,200 pies (15 a 365 metros) con peligro de explosiones de nubes de vapor. Sin embargo, muchos de los estándares industriales cubren edificios en un rango de 100 a 400 pies (30 a 120 metros). La especificación de carga explosiva, varía considerablemente dependiendo del tipo de planta, espacio y modelo utilizado para calcular la explosión. En total, las cargas explosivas especificadas usadas en diseño, tienen sobrepresiones laterales en un rango de 1.5 a 15psi (1054.60 a 10546.05 kg/m<sup>2</sup>) con una fase positiva de duración en un rango de 20 a 200 metros. Estas cargas son para edificios espaciados de 100 a 200 pies (30 a 60 metros) de la fuente de explosión. Generalmente, a mayor espaciamiento, menor sobrepresión e impulso, pero mayor será la duración de la carga explosiva.

---

<sup>3</sup> VCE por sus siglas en inglés *Vapor Cloud Explosions*: que en capítulos anteriores han sido reemplazadas por ENV. Explosiones de Nube de Vapor.

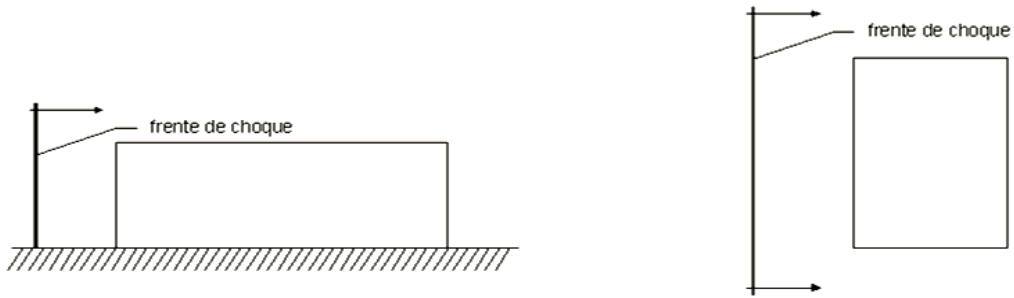
Datos históricos de explosiones industriales son difíciles de cuantificar con precisión así que solo pueden ser aproximaciones por nuevo cálculo de las deformaciones observadas en las estructuras. Sobrepresiones de explosión en VCE son especialmente difíciles de cuantificar porque tienden a ser direccionales, vienen de múltiples fuentes y varían por las condiciones del sitio. Adicionalmente existe menos información disponible que para explosivos de alta potencia. En la revisión a una compañía con cinco incidentes de explosiones por nube de vapor, medidas en un rango de 200 a 1,000 pies (30 a 60 metros), presiones de pico reflejado en un rango de 2 psi (1406.14 kg/m<sup>2</sup>) con 35 milisegundos de duración a 12 psi (8436.84 kg/m<sup>2</sup>) con 33 milisegundos de duración, ocurrieron. Estas presiones corresponden a una sobrepresión lateral en un rango de 1psi (703.07 kg/m<sup>2</sup>) a 5psi (3515.35 kg/m<sup>2</sup>). Una extensa lista de datos de este tipo de explosiones se incluye en *Lenoir 1993*.

### **3.5 Carga Explosiva en Estructuras**

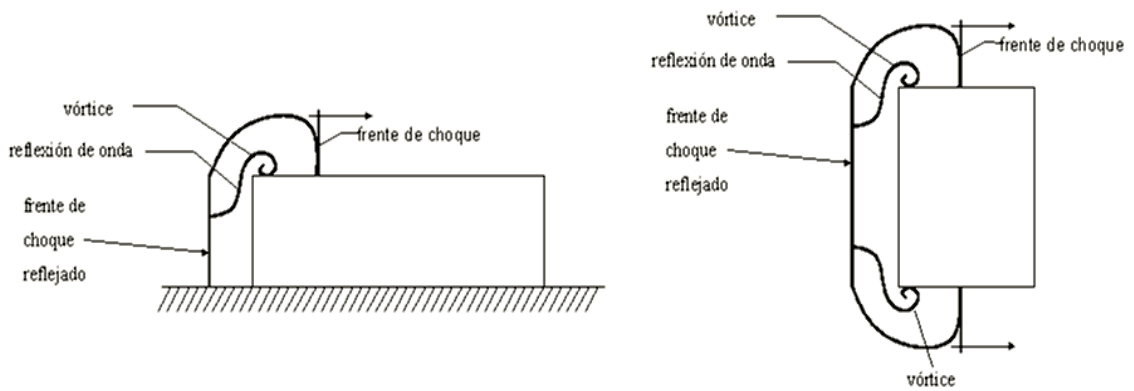
Para diseñar una edificación resistente a explosiones, el diseño de ingeniería primero debe determinar cargas en la totalidad del edificio así como en cada componente de la estructura: paredes, piso, marcos, etc., la sobrepresión de explosión de campo libre es usualmente proporcionada por el propietario. Para establecer estas cargas, el ingeniero de diseño debe entender la interacción de la propagación de la onda explosiva con el edificio.

Cuando una onda explosiva impacta contra una edificación, este es cargado por la sobrepresión y fuerzas de arrastre de la onda explosiva. La interacción entre la onda explosiva y la estructura es bastante compleja como se muestra esquemáticamente en la Figura 3.18. Para propósitos de diseño, la carga explosiva resultante puede ser simplificada, como se ilustra en la Figura 3.19, basándose en la onda de la choque idealizada que se discutió en la Sección 3.3.6. La onda explosiva en la figura 3.19 se muestra viajando horizontalmente de izquierda a derecha. Sin embargo, dependiendo de la ubicación del peligro de la potencial explosión, relativa al sitio del edificio, la

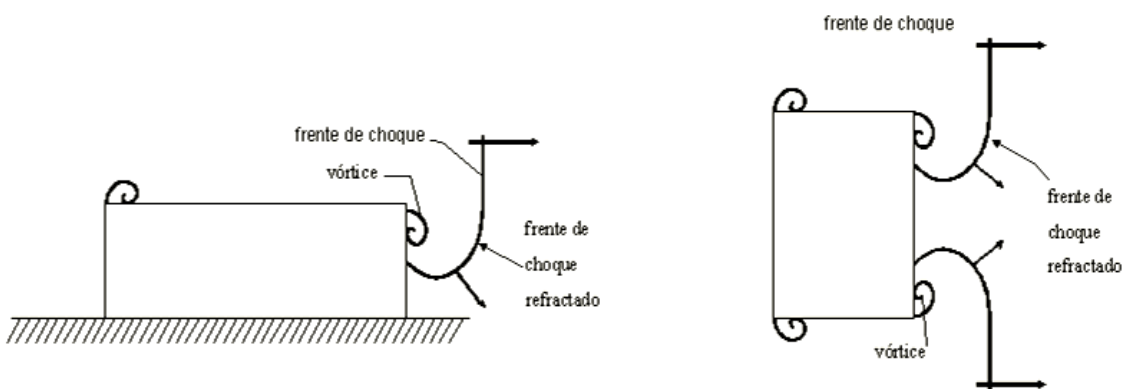
explosión puede impactar el edificio en cualquier dirección, y podría, en caso de una elevada fuente explosiva, inclinar hacia abajo el edificio.



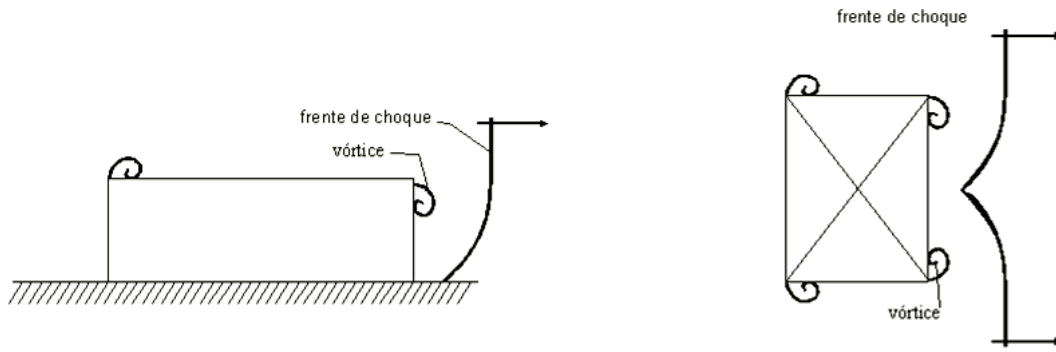
a) Vista de un choque frontal a la estructura



b) choque reflejado por la superficie frontal y refractado sobre la estructura



c) Difracciones continúan por toda la superficie trasera



d) Difracciones completas. El frente de choque pasa más allá de la estructura

FIGURA 3.18: Esquema de interacción de una onda explosiva con una edificación rectangular (del Libro Verde de TNO)

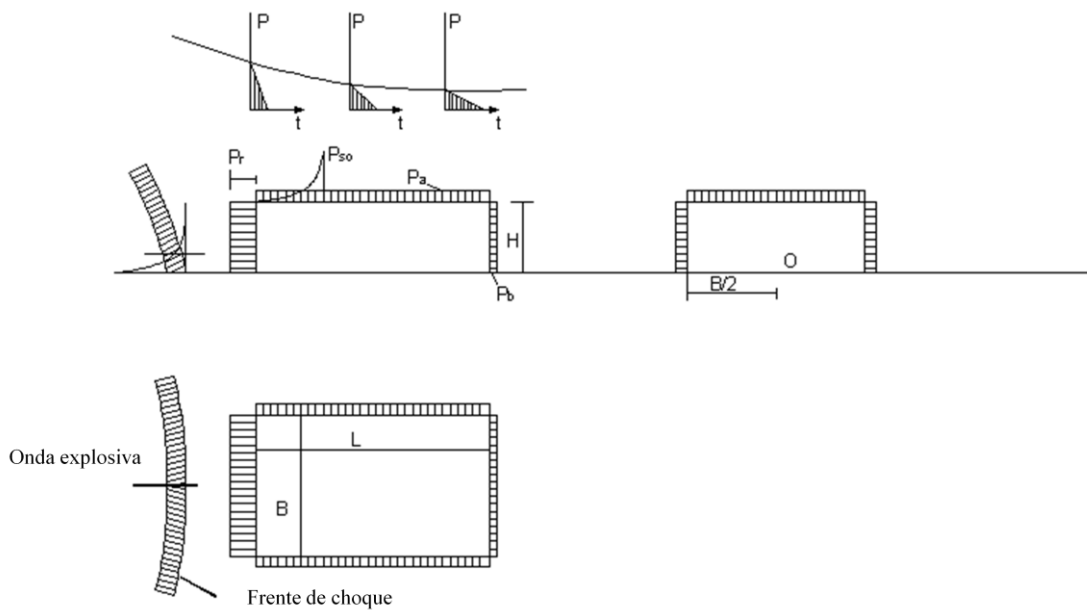


Figura 3.19: Arreglo General de Onda Explosiva para una edificación rectangular (de Forbes 1995)

Dependiendo de su distancia y orientación, relativa a la fuente explosiva, el edificio y sus componentes van a experimentar varias combinaciones de efectos explosivos



(sobrepresión reflejada, sobrepresión lateral, presión dinámica y presión negativa) previamente discutidos. Basado en una sobrepresión lateral y duración específicas de un propietario, el ingeniero de diseño puede determinar las cargas explosivas para varios componentes del edificio como se ilustra a continuación, para una edificación cerrada rectangular en forma de caja.

### 3.5.1 Carga de pared frontal

Las paredes que están frente a la fuente de la explosión van a experimentar sobrepresión reflejada. Como se mencionó anteriormente, la amplificación de presión reflejada de la onda de choque depende del ángulo de incidencia,  $\alpha$ , y en el tiempo de subida,  $t_r$ , de pulso lateral de sobrepresión. Para propósitos de diseño, las condiciones normales del choque de reflexión ( $\alpha = 0$ ,  $t_r = 0$ ) se deben asumir a menos que el escenario de diseño de explosión especifiquen otras cosas. De todas formas, en algunos casos la reflexión oblicua (alrededor de  $30^\circ$  o  $60^\circ$ ) puede ser más crítica para el conjunto del edificio debido a que toda la presión reflejada puede cargar dos lados adyacentes del edificio. La sobrepresión reflejada decae hasta la presión estancada,  $P_s$ , en el tiempo de compensación,  $t_c$ , como se define y se ilustra en la figura 3.20.

$$P_s = P_{s0} + C_d q_0$$

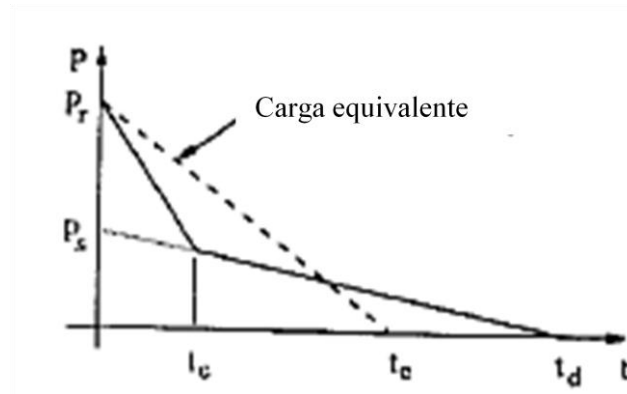


Figura 3.20: Carga de pared frontal

$$t_e = 3 \frac{S}{U} < t_d$$

Donde:

S = distancia, la más pequeña entre H o B/2

H = alto del edificio

B = ancho del edificio

td = duración de la fase positiva

Como se indica en la ecuación 3.8 y Sección 3.3.2, la duración del efecto de sobrepresión, te, no debe exceder las que el campo libre de exceso de presión positiva, td.

A fin de utilizar los gráficos de respuesta dinámica basados en una carga triangular, la curva bilineal presión-tiempo, mostrada en la figura 3.20 puede ser simplificada a un triángulo equivalente. Esta carga equivalente es calculada mediante una ecuación del impulso por cada modelo de carga y usando el mismo pico de presión, Pr. El impulso, Iw, bajo la curva bilineal presión-tiempo, es:

$$I_w = 0.5(P_r - P_s)t_c + 0.5P_s t_d$$

La duración, tc, del triángulo equivalente es determinada por la siguiente ecuación:

$$t_c = 2 \frac{I_w}{P_r} = (t_d + t_c) \frac{P_s}{P_r} + t_c$$

### 3.5.2 Paredes laterales

Las paredes laterales son definidas en relación a la fuente de explosión como se indica en la Figura 3.19. Estas paredes van a soportar menos carga explosiva que la pared frontal, debido a la falta de reflejo de sobrepresión y a la atenuación de la onda explosiva con la distancia de la fuente de explosión. En ciertos casos, la carga actual de pared lateral se combina con otras fuerzas de explosión inducidas (como las fuerzas en el plano de muros de corte exterior). La forma general de carga explosiva para paredes laterales se indica en la Figura 3.21.

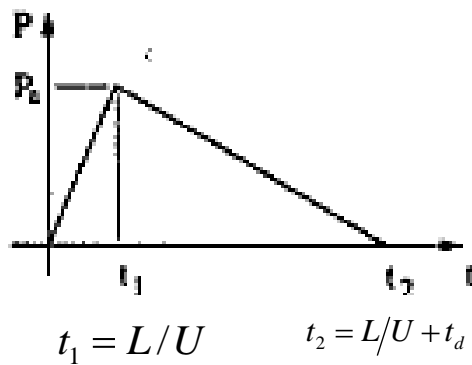


FIGURA 3.21: Carga para techo y paredes laterales

Donde:

L= longitud de la estructura

U= velocidad de choque

Como una onda de choque viaja a lo largo de un elemento estructural, el pico de sobrepresión lateral no será aplicado uniformemente. Este varía con tiempo y distancia. Por ejemplo, si la distancia de la pared lateral iguala la distancia de la onda de choque cuando el pico de sobrepresión lateral alcance el fin de la pared, la sobrepresión en el límite cercano habrá retornado a la del ambiente. Un factor de reducción  $C_e$ , es usado para describir este efecto en el diseño. Para los valores de  $C_e$  ver la Figura 3.22, dependen del largo del elemento estructural,  $L_1$ , en la dirección de viaje de la onda explosiva. Si la onda explosiva viaja de manera perpendicular al intervalo, entonces  $L_1$ , podría ser igual a un ancho nominal unitario del elemento.

La ecuación para paredes laterales es como sigue:

$$P_a = C_e P_{so} + C_d q_o$$

Donde:

$P_a$  = sobre presión efectiva sobre el lado

La carga de muro lateral tiene un incremento en el tiempo igual al tiempo que le toma a la onda explosiva viajar a través del elemento siendo considerada. La duración global es igual a esta subida de tiempo más la duración de la sobrepresión lateral de campo libre.

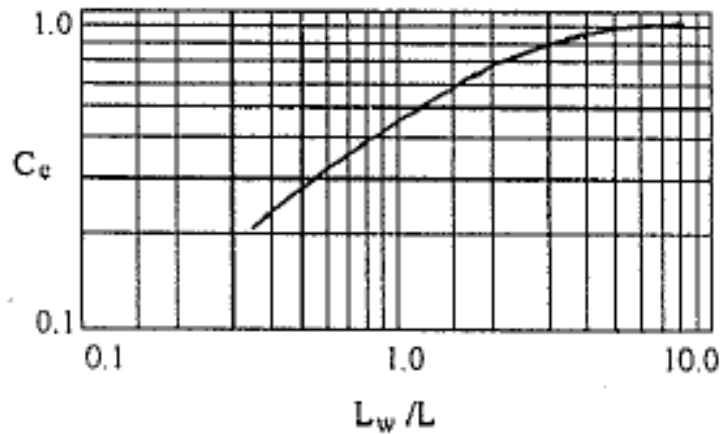


FIGURA 3.22: Valores efectivos de sobrepresión (de TM 5-1300)

Donde:

$L_w$  = Medida (o distancia) de onda explosiva

$L$  = longitud de la estructura

### 3.5.3 Cargas de techo

Para una edificación con un techo plano (con una inclinación/desnivel/declive menor a  $10^\circ$ ) se asume normalmente que la reflexión no ocurre cuando la onda viaja horizontalmente. En consecuencia, el techo experimentará una sobrepresión lateral combinada con la presión de comportamiento dinámico del viento, la misma que los muros laterales. La fuerza dinámica del viento en el techo actúa en la dirección opuesta de la sobrepresión (de ida). También debería considerarse la variación de la onda de choque con la distancia y tiempo mientras viaja a través del techo. El resultante de la

carga de techo, como se muestra en la figura 3.21, Depende de la relación entre la longitud de onda explosión al rango de medición del elemento de techo y de su orientación relativa a la dirección de la onda explosiva. El pico efectivo de sobrepresión para elementos del techo se calcula utilizando la ecuación 3.11 similar a la de muro lateral.

#### **3.5.4 Carga de paredes traseras**

La carga para paredes traseras es normalmente usada solo para determinar la red marco general de carga. Porque la carga de paredes traseras es opuesta en dirección a la carga de la pared delantera, su inclusión tiende a reducir toda la fuerza explosiva. Efectos de la pared posterior son muchas veces descuidados de forma conservadora.

La forma de la carga de la pared posterior es similar a la de los laterales y las cargas del techo; sin embargo, el tiempo de subida y duración están influidos por un no bien entendido patrón que se propaga desde el techo y las paredes laterales y de los efectos de reflexión del suelo. La carga explosiva de la pared posterior se rezaga que para la pared frontal  $L/U$ , el tiempo de la onda expansiva en recorrer la longitud,  $L$ , del edificio. El pico efectivo de sobrepresión es similar al de las paredes laterales y es calculado usando la Ecuación 3.11 ( $P_b$  es normalmente usada para designar el pico de sobrepresión de la pared trasera en lugar de  $P_a$ ). Referencias disponibles indican dos valores distintos para la subida de tiempo y fase positiva de duración.

El Libro verde de TNO y el Manual 42 ASCE usan el criterio que parece basarse en la larga duración de las cargas explosivas. La fase positiva tiene una subida de tiempo de  $4S/U$  y una duración total de  $t_d$  (Figura 3.23a) Nótese que para cargas explosiva de corta a moderada duración, la subida de tiempo puede aproximarse o exceder  $t_d$ . No se facilita información para el tratamiento de este tema.

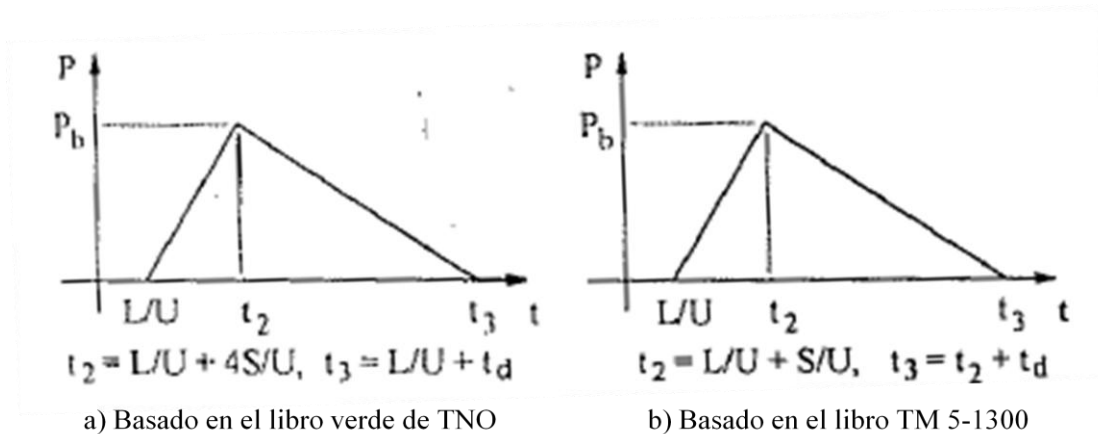


FIGURA 3.23: Carga para paredes traseras

Donde:

$S$  = distancia, la más pequeña entre  $H$  o  $B/2$

$L$  = longitud de la estructura

$U$  = velocidad de choque

TM 5-1300 establece criterios de cálculo de paredes traseras como si se tratara de una extensión del techo. Mediante gráficos que han sido provistos para determinar la subida de tiempo y duración, para los mayoría de edificios típicos de control, la fase positiva tendrá una subida de tiempo de aproximadamente  $S/U$  seguida de una duración de  $t_d$  (Figura 3.23b).

### 3.5.5 Carga de Marco

Adicionalmente a la carga del techo, el sistema de enmarcado para el edificio experimentará la carga de difracción que es la red de carga en los muros frontales y traseros teniendo en cuenta el tiempo gradual. Durante el tiempo  $L/U$  que se toma la onda explosiva para viajar de adelante hacia atrás de la estructura del edificio, el sistema de enmarcado será sometido a la gran presión horizontal desequilibrada en la pared frontal. Después de ese tiempo, la carga de la pared frontal es parcialmente compensada

por la carga de la pared trasera. Figura 3.24 indica la forma general de la carga del marco lateral.

### 3.5.6 Presión Negativa y Carga de Rebote

Los componentes de una edificación va a experimentar también efectos de carga explosiva, en dirección opuesta al sentido de explosión de la carga primaria, debido a la carga negativa (succión) de la onda explosiva, discutida en la sección 3.3.1 y 3.3.2 arriba, junto con el rebote de los componentes estructurales por los efectos inercia de la carga de sobrepresión.

Como se dijo arriba, las fuerzas negativas de presión son generalmente ignoradas ya que son relativamente pequeñas o están sin cuantificar para explosiones de nube de vapor. Sin embargo, los componentes estructurales del edificio deben estar adecuadamente detallados para llevar a cabo satisfactoriamente los efectos de rebote. Estos efectos pueden ser cuantificados desde el momento de análisis dinámico de los componentes estructurales como se revisará en el capítulo 6, o aproximadamente usando un diseño de gráficos como los que se utilizan en TM 5-1300 o en el Manual 42 ASCE.

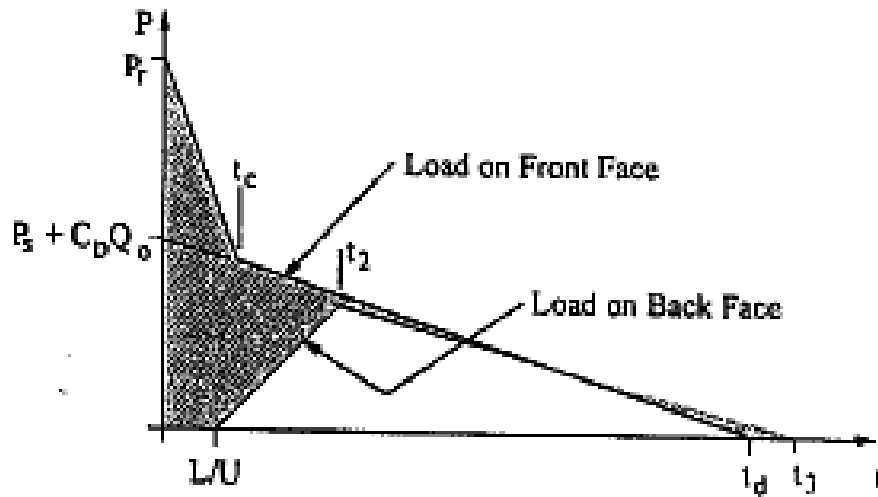


FIGURA 3.24: carga de la red lateral en una edificación de planta rectangular

(del Libro verde de TNO)

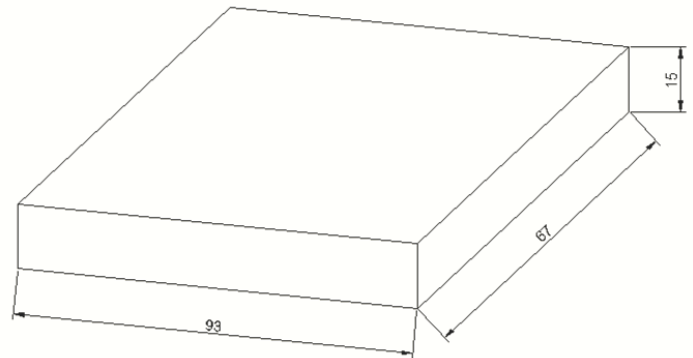
## EJEMPLO DE CARGA EXPLOSIVA

El ejemplo ilustra el cálculo de una carga explosiva sobre los componentes de una construcción sujeta a una onda de choque que viaja en forma horizontal, las dimensiones de la construcción son las siguientes:

$$\text{Largo B} = 93 \text{ ft} = 28.4 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad L} = 67 \text{ ft} = 20.4 \text{ m}$$

$$\text{Altura H} = 15 \text{ ft} = 4.5 \text{ m}$$



Carga explosiva:

Una onda expansiva dada se aplicará en forma normal al lado largo del edificio. Además, se determinó que la distancia a la explosión y la longitud del edificio son tales que la sobrepresión y la duración no cambian significativamente a lo largo del edificio, los parámetros de la onda explosiva (shock) son los siguientes:

$$\text{Pico de sobrepresión, } P_{so} = 8 \text{ psi } (5624.56 \text{ kg/m}^2)$$

$$\text{Duración, } t_d = 2 \text{ seg}$$

Velocidad de choque frontal

$$U = 1130(1 + 0.058P_{so})^{0.5} \left( \frac{ft}{s} \right)$$

$$U = 1130(1 + 0.058 \times 8)^{0.5}$$



$$U = 1367,25 \text{ (ft/s)}$$

$$U = 416,74 \text{ (m/s)}$$

Longitud de las ondas de presión

$$L_w = U * td$$

$$L_w = (1312 \text{ ft/s})_x(2 \text{ s})$$

$$L_w = 2734,51 \text{ ft}$$

$$L_w = 833,48 \text{ m}$$

Pico de presión dinámica del viento

$$q_o = 2.5P_{so}^2(7P_o + P_{so}) = 0.022 P_{so}^2 \text{ (psi)}$$

$$q_o = 0.0032 P_{so}^2 \text{ (kPa)}$$

$$q_o = 0.022 P_{so}^2 \text{ (psi)}$$

$$q_o = 0.022 \times 8(\text{psi})^2$$

$$q_o = 1.41 \text{ (psi)}$$

$$q_o = 989.92 \text{ kg/m}^2$$

Carga frontal en la pared:

La pared frontal se supone que abarca verticalmente desde la fundación hasta el techo, el diseño será para un segmento de muro típico un pie de ancho.

Reflejo de sobrepresión,

$$P_r = C_r P_{so}$$

$$C_r = \frac{P_r}{P_{so}} = (2 + 0.05 P_{so}) \cdot (P_{so} \text{ en psi})$$

$$C_r = (2 + 0.05 P_{so}) \cdot (P_{so} \text{ en psi})$$

$$C_r = (2 + 0.05 \times 8 \text{ psi}) \cdot 8 \text{ psi}$$

$$C_r = 19.20 \text{ psi}$$

$$C_r = 9702.366 \text{ kg/m}^2$$

Distancia libre:

S = distancia, la más pequeña entre H o B/2

$$H = 15 \text{ ft}$$

$$B/2 = 46.5 \text{ ft}$$

$$S = 15 \text{ ft}$$

$$S = 4.5 \text{ m}$$

Compensación de tiempo por sobrepresión reflejada

$$t_e = 3 \frac{S}{U} < t_d$$

$$t_e = 3 \frac{15}{1312} < 0.05 \text{ s}$$

$$t_e = 0.033 \text{ s}$$

Coefficiente de arrastre

$$C_d = 1.0$$

Estancamiento de presión

$$P_s = P_{so} + C_d q_o$$

$$P_s = 8 \text{ psi} + (1) \times (1.41 \text{ psi})$$

$$P_s = 9.4 \text{ psi}$$

$$P_s = 6614.48 \text{ kg/m}^2$$

Impulso pared frontal

$$I_w = 0.5(P_r - P_s)t_c + 0.5P_s t_d$$

$$I_w = 0.5(19.2 \text{ psi} - 9.4 \text{ psi})0.033 + 0.5(9.4 \text{ psi})(2 \text{ s})$$

$$I_w = 9.57 \text{ psi} \cdot \text{s}$$

$$I_w = 6727.78 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{s}$$

Duración efectiva

$$t_e = 2 \frac{I_w}{P_r} = (t_d + t_c) \frac{P_s}{P_r} + t_c$$

$$t_e = 2 \frac{I_w}{P_r}$$

$$t_e = 2 \frac{9.59(\text{psi} \cdot \text{s})}{19.2 \text{ psi}}$$

$$t_e = 1 \text{ s}$$

Carga lateral de la pared

La carga de la pared lateral es la misma que la pared frontal, que se extiende verticalmente desde la cimentación hasta el techo. Debido a que la carga más elevada

está en la pared frontal, un análisis de la pared lateral sólo sería necesario para comprobar la interacción en el plano y fuera del plano de las fuerzas de cizallamiento. Este cálculo es para un segmento de muro de  $L_1=1$  pie de ancho (0.3m).

Coefficiente de arrastre,  $C_d = -0.4$  sección 3.3.3

Coefficiente de carga equivalente

$$\frac{L_w}{L_1} = \frac{(2734,51 \text{ ft})}{(1 \text{ ft})} = 2734,51$$

Por lo tanto:

$$C_e = \text{esencialmente } 1,0 \quad \text{Figura 3.9}$$

Sobrepresión máxima equivalente

$$P_a = C_e P_{so} + C_d q_o$$

$$P_a = (1.0)(8 \text{ psi}) + (-0.4)(1.41 \text{ psi})$$

$$P_a = 7.44 \text{ psi}$$

$$P_a = 5228.59 \text{ kg/m}^2$$

Tiempo de subida

$$t_r = \frac{L_1}{U}$$

$$t_r = \frac{1 \text{ ft}}{1367.25 \text{ ft/s}}$$

$$t_r = 0.001 = \text{prácticamente } 0 \text{ s}$$

Duración  $t_d = 2 \text{ s}$

Si un exceso de presión media a lo largo de toda la pared lateral es necesario, el valor de  $L_1$  sería entonces la longitud del edificio. El valor de  $C_e$  sería entonces inferior a 1 y por lo tanto reducir el valor de  $P_1$ . El tiempo de subida sería significativo.

Carga de techo

El techo es una losa que se encuentra entre las vigas del techo. Para el diseño de la cubierta, una sección de 1 pie de ancho por 8 pies de largo, se utilizará:

$$l_1 = 8.0 \text{ ft } (2.4\text{m})$$

Coeficiente de arrastre  $C_d = -0.4$

Coeficiente de carga equivalente,

$$\frac{L_w}{L_1} = \frac{(2734,51 \text{ ft})}{(8 \text{ ft})}$$

$$\frac{L_w}{L_1} = 341.8$$

Por lo tanto  $C_e = 1$

Pico de presión equivalente

$$P_a = C_e P_{so} + C_d q_o$$

$$P_a = (1.0)(8 \text{ psi}) + (-0.4)(1.41 \text{ psi})$$

$$P_a = 7.44 \text{ psi}$$

$$P_a = 5228.59 \text{ kg/m}^2$$

Tiempo de subida

$$t_r = \frac{L_1}{U}$$

$$t_r = \frac{8 \text{ ft}}{1367.25 \text{ ft/s}}$$

$$t_r = 0.006 \text{ s}$$

Tiempo de duración  $t_d = 2 \text{ s}$

Total duración fase positiva,

$$t_0 = t_r + t_d = (0.006 \text{ s}) + (2) = 2.6 \text{ s}$$

Para un elemento estructural del techo orientado en la dirección opuesta, la longitud del elemento en la dirección de la onda viajera,  $L_1$  sería sólo de 1 pie. En este caso, como el panel de pared lateral, no es esencial un análisis.

Si un exceso de presión media a lo largo de todo el techo es necesario, el valor de  $L_1$  sería entonces la longitud del edificio. El valor de  $C_e$  sería entonces inferior a 1 y por lo tanto reducir el valor de  $P_1$ . El tiempo de subida sería significativo.

Tiempo de llegada.

$$t_d = \frac{L}{U} = \frac{67 \text{ ft}}{1367.25 \text{ ft}} = 0.05 \text{ s}$$

Tiempo de subida, (criterio de TM 5-1300)

$$t_1 = \frac{S}{U} = \frac{15 \text{ ft}}{1367.25 \text{ ft}} = 0.011 \text{ s}$$

Duración,  $t_d = 2 \text{ s}$

Total duración fase positiva

$$t_0 = t_r + t_d = (0.011 \text{ s}) + (2) = 2.011 \text{ s}$$

## CAPITULO IV

### TIPOS DE CONSTRUCCIÓN

#### 4.1 Introducción

El diseño de estructuras resistentes a explosiones requiere del uso de prácticas de buen diseño y construcción, así como un conocimiento de las características de la carga de la explosión y el comportamiento de la estructura y sus componentes en virtud de estas cargas. Después de determinar la condición de carga y el examen de colocación, los ingenieros participan en la decisión del tipo de construcción que se requiere para soportar las condiciones de la potencial carga. A pesar de que en todos los tipos de construcción se prevé un cierto nivel de resistencia, hay algunos tipos de construcción que son más apropiados que otros.

Consideraciones no estructurales tales como la seguridad, el funcionamiento, la arquitectura, el costo o una preferencia del propietario, pueden dictar la forma, orientación, y el diseño de la planta de una edificación. Determinando esto; sin embargo, el ingeniero debe también considerar los requerimientos para la construcción resistente a la explosión.

#### 4.2 Consideraciones generales

La característica más importante de una construcción resistente a explosiones es la capacidad de absorber la energía de la explosión, sin causar una falla catastrófica en la estructura en su conjunto. Los materiales de construcción en las estructuras de protección, deben tener ductilidad y resistencia adecuadas. Además, en la explosión de una planta, una edificación estará expuesta a una fuerza lateral resultante de la explosión principalmente en un lado de este. Para que una estructura pueda exhibir cualquier medida de resistencia al daño, el pórtico y cimentación deben ser capaces de absorber esta gran carga lateral. Este requisito es similar al del diseño sismo resistente. En

general, estructuras y tipos de construcción que son resistentes a los sismos son también, hasta cierto grado, resistentes a una explosión. Las partes componentes de la estructura deben poseer capacidad de deformación adecuada para el rendimiento del mecanismo.

El material frágil no es adecuado para estructuras resistentes a explosiones. El concreto no reforzado, ladrillo, madera y mampostería no reforzada son ejemplos de este tipo de material de construcción. Además de ser vulnerables al colapso catastrófico en virtud de la sobrecarga repentina por la explosión, estas proporcionan una fuente de desechos que pueden causar daños importantes en equipamientos y lesiones graves al personal cuando son lanzados por la explosión. La madera y productos de madera, utilizados para la construcción de plantas pueden convertirse en un riesgo de incendio. El criterio principal para evaluar dicha construcción es su modo de falla si ocurre una sobrecarga severa. Este tipo de material sólo se debe utilizar como recubrimiento exterior de una estructura resistente a una explosión, cuando está adecuadamente reforzado con acero se utiliza para asegurar un comportamiento dúctil que nos garantice que la estructura resistirá la carga lateral de la explosión. Si en una estructura de otra manera dúctil, el comportamiento frágil de algunos elementos no se puede evitar como en el caso de una columna de hormigón armado con carga axial o muros de cortante, el margen de seguridad para estos elementos se debe aumentar, es decir, su capacidad debe ser disminuida.

En general, el costo para un volumen de construcción para una resistencia por estas cargas de explosión aumenta dependiendo de que aumente la altura del edificio. Una edificación de bajo perfil experimenta cargas pequeñas y efectos de volteo pequeños en comparación con edificios altos. Edificios de más de dos pisos de altura, son entonces no recomendados como estructuras resistentes a explosiones.

La configuración en planta y elevación de edificios resistentes a explosiones debe ser lo más "limpio y simple" como sea posible. Las esquinas entrantes y las contrapartidas, en particular, deben ser evitadas. Dicha estructura, crea una alta concentración de la carga explosiva. La orientación del edificio debe ser la que la carga de explosión inducida se



reduzca en lo más posible. Esto requiere que, en lo posible, solo una pequeña área del edificio haga frente a la fuente más probable de una explosión.

### 4.3 Sistemas comunes para edificaciones petroquímicas

La construcción ordinaria de edificios puede proporcionar algún nivel de resistencia a una explosión. Sin embargo, ciertas características de la construcción de edificios comunes, tales como grandes ventanas, paredes de mampostería no reforzada, y la conexión estructural débil, podrían hacer de estas construcciones vulnerables a incluso explosiones de bajo nivel. La construcción convencional incluye pórticos de acero estructural y en ocasiones incluyen paredes de mampostería o prefabricados de hormigón. Usualmente, estos edificios están diseñados sólo para cargas de peso muerto, carga viva, de viento y cargas sísmicas. Este tipo de estructuras pueden resistir (sin colapsar) cargas explosivas del orden de 1,0 psi (29.4 kg/m<sup>2</sup>) de sobrepresión secundaria. A continuación se describen los tipos comunes de construcción apropiados para aumentar los niveles resistencia y disminuir el espacio de potenciales peligros.

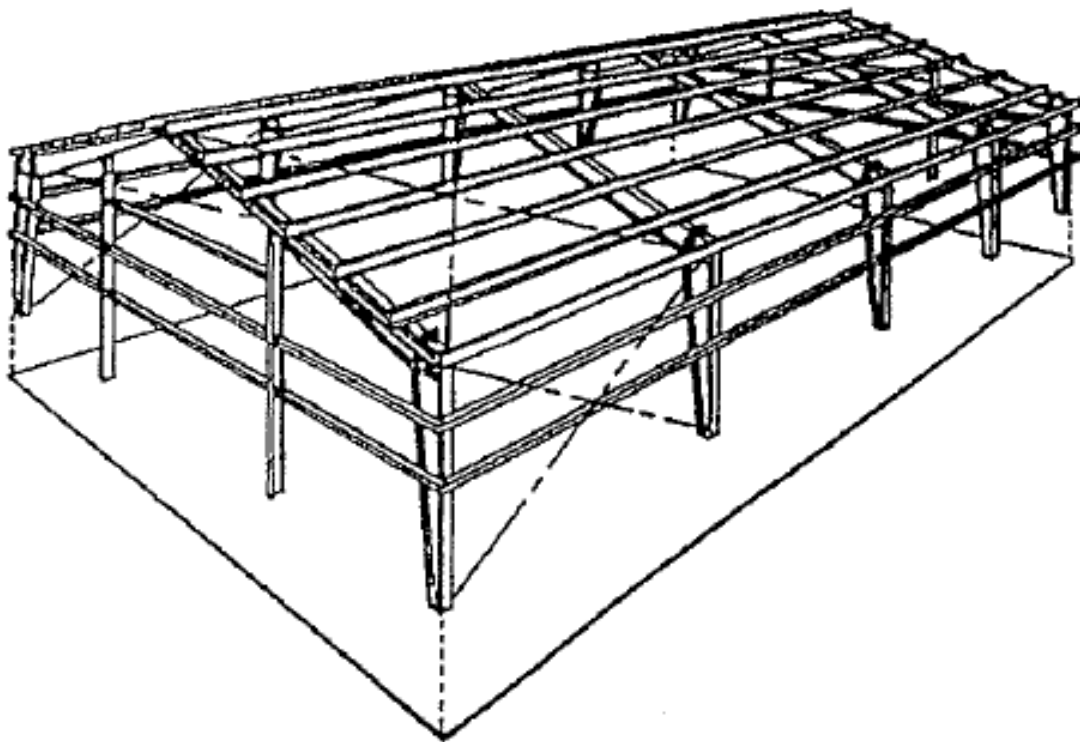


Figura 4.1: Edificio de acero prefabricado mejorado

## **CAPITULO V**

### **RESISTENCIA DEL MATERIAL Y LOS CRITERIOS DE RESPUESTA DINÁMICA**

#### **5.1 Introducción**

El diseño de estructuras, para resistir los efectos de las explosiones accidentales en plantas petroquímicas requiere un conocimiento de las propiedades dinámicas de los materiales estructurales así como de las respuestas permisibles de los componentes y sistemas. Los materiales y sistemas estructurales responden diferente a cargas dinámicas producidas por explosiones que las cargas aplicadas de forma estática convencional y es imperativo que el ingeniero entienda estas diferencias. Bajo cargas dinámicas, los materiales consiguen un incremento de fuerza que puede realzar considerablemente la resistencia estructural. Estructuras sometidas a cargas explosivas típicamente permiten someterse (permanente) a deformaciones para absorber la energía de la explosión, mientras que la respuesta a cargas convencionales normalmente requiere mantenerse en el rango elástico.

El diseño de facilidades petroquímicas para explosiones accidentales es similar, de varias maneras, al diseño de facilidades para explosiones de alta intensidad, los efectos de armas nucleares y accidentes de poder nuclear para los cuales las guías de diseño están disponibles. Sin embargo, el diseño explosivo para plantas petroquímicas es diferente en que el daño estructural puede ser tolerado de acuerdo con la filosofía de protección de cada compañía.

Este capítulo provee las propiedades de los materiales y criterios de respuesta necesarios para el diseño las facilidades en construcciones de hormigón armado o reforzado, mampostería reforzada, acero estructural y acero conformado en frío. Las propiedades estáticas y dinámicas están cubiertas por materiales usados en estas facilidades. Los criterios de respuesta permitidos están cubiertos por ambos miembros individuales y sistemas estructurales.

## **5.2 Respuesta estática versus dinámica**

Las cargas convencionales, como las de viento y las cargas vivas, se aplican de forma relativamente lenta a una estructura y permanecen constantes durante un período de tiempo relativamente largo en comparación con el tiempo de respuesta de la estructura. Las estructuras cargadas por explosiones experimentan una aplicación de la carga muy rápida. Esta carga es transitoria y normalmente retorna a condiciones ambientales en condiciones normales en un corto período de tiempo (milisegundos típicamente).

En el diseño convencional, los esfuerzos están limitados al rango elástico. En el diseño explosivo, el desempeño es aceptable y de hecho deseable por razones económicas. Como el miembro está bajo esfuerzo en la región plástica, continúa absorbiendo la explosión balanceando la energía cinética de la explosión contra la energía de deformación del miembro. La energía de deformación total disponible es una función de las propiedades dinámicas del material, propiedades de la sección y la cantidad de deformación plástica permitida. La cantidad total de energía explosiva necesaria para ser absorbida es una función de la carga máxima y la duración de la explosión. La absorción de la explosión en los elementos estructurales se base en la deformación máxima en vez de los niveles de esfuerzo.

La respuesta del material bajo cargas dinámicas es marcadamente diferente a la de las cargas estáticas. Como el material se carga rápidamente, no se puede deformar a la misma velocidad a la que se aplica la carga. Esto crea un aumento en el nivel de esfuerzo en el rendimiento que se produce, así como el último esfuerzo alcanzado antes de la ruptura. En general, cuanto más rápido el material se deforma (velocidad de deformaciones) mayor el incremento en la fuerza. El aumento de la fuerza resultante permite a los miembros desarrollar resistencia estructural por encima de su capacidad estática. Este aumento puede ser en el orden del 10 al 30%, entonces es demasiado importante para ignorar estos efectos cuando se calcula la respuesta a la flexión. Las fuerzas de conexión y carga a los miembros de apoyo serán subestimadas (no

conservadoras) si este aumento de la fuerza se ignora. Este efecto se cuenta en el diseño explosivo por el uso de un factor de crecimiento dinámico, o DIF (consulte la Sección 5.5.4).

### **5.3 Función resistencia-deflexión**

Los elementos estructurales resisten las cargas explosivas desarrollando una resistencia interna basada en el esfuerzo del material y las propiedades de la sección. Para diseñar o analizar la respuesta de un elemento es necesario determinar la relación entre resistencia y deformación. En respuesta a la flexión, el esfuerzo aumenta en proporción directa a la deformación en el miembro. Porque la resistencia es también una función del esfuerzo en el material, que también aumenta en proporción a la deformación. Después de que el esfuerzo en las fibras exteriores alcanza el límite de fluencia, la relación entre esfuerzo y deformación, se convierte en no lineal. Como las fibras exteriores del miembro continúan rindiendo, el esfuerzo en el interior de la sección también comienza a ceder y se forma una rótula plástica en el lugar del momento máximo en el miembro. Si se evita el pandeo prematuro, la deformación como miembro continúa y absorbe la carga hasta que la rotura de tensión se haya logrado.

La variación en la resistencia interna puede estar relacionada con la deformación ya que el esfuerzo en un miembro es una función de la tensión experimentada en un punto dado. La deformación de un punto clave en el miembro también puede estar relacionada al esfuerzo produciendo una relación entre la resistencia y deflexión, como se muestra en la curva en la Figura 5.1. La resistencia elástica es el nivel que alcanza en rendimiento el material en el lugar de momento máximo en el miembro. Más allá del punto de primer rendimiento de un miembro, las regiones plásticas se forman en la sección y se produce una condición elasto-plástica.

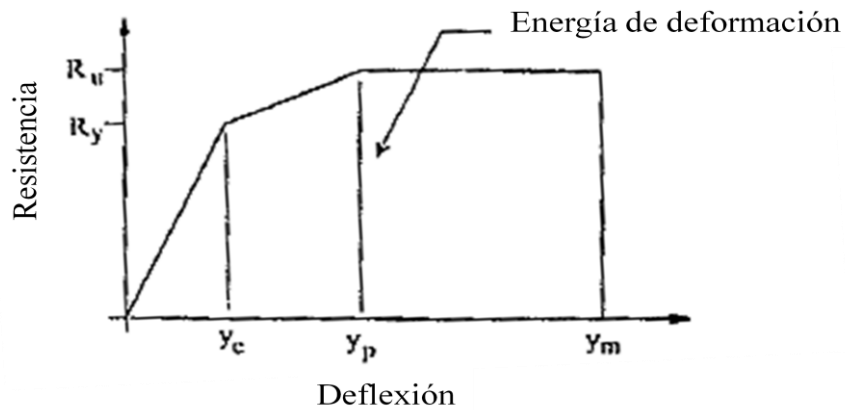


FIGURA 5.1: Curva típica de Resistencia-Deflexión

La resistencia interna continúa aumentando a medida que la tensión en otros lugares del miembro se eleva en respuesta a la carga aplicada, aunque con una pendiente menor que en la región elástica. Durante este período, las porciones del miembro están respondiendo plásticamente mientras que otras secciones están respondiendo de manera elástica sobre la base de la sección transversal y la ubicación a lo largo del miembro. A medida que la respuesta continúa, otras secciones críticas alcanzan el rendimiento y se forman rótulas plásticas adicionales. Cada punto de rendimiento cambia la pendiente de la curva de resistencia-deformación. Cuando la última sección rinde, ninguna resistencia adicional está disponible y la curva de resistencia-deformación es plana. El área bajo la curva representa la energía total de deformación disponible para resistir la carga a una deformación dada.

### 5.3.1 Acero Estructural

Aceros estructurales de bajo y medio contenido de carbono, como los A36 y A50, son lo suficientemente dúctiles para aplicaciones de diseño explosivo. El uso de materiales de alta resistencia se debe evitar en la mayoría de las aplicaciones para evitar problemas con la disminución de ductilidad. Materiales A50 son muy comunes en los diseños convencionales de estructuras con carga. Una doble especificación está siendo producida por varios proveedores. Adicionalmente, un acero de máxima resistencia está siendo evaluado por la industria para protegerse de los elementos que poseen mayor resistencia a la prevista. Esto puede producir una situación en la que las reacciones en

los apoyos pueden ser mayores de lo previsto. En ciertas situaciones, tales como puertas blindadas asegurada con pernos de acero de alta resistencia pueden ser requeridos para proporcionar la resistencia necesaria. Modos de falla frágiles, tales como corte, deben ser examinados cuidadosamente en estas aplicaciones.

Para alcanzar grandes deformaciones sin que se produzcan fallas, los miembros de acero deben estar lo suficientemente arriostrados lateralmente y conectados para evitar el pandeo y los problemas de inestabilidad. Para elementos por pandeo no atiesados las propiedades de corte transversal se reducen y la resistencia disminuye.

#### **5.4 Propiedades dinámicas del material**

Esta sección describe las propiedades dinámicas de los materiales utilizados en las estructuras diseñadas para resistir cargas explosivas en instalaciones petroquímicas. Las propiedades estáticas están disponibles en una serie de referencias y no se repiten en este capítulo, salvo para indicar los valores mínimos aceptables. La respuesta dinámica de estos materiales se ha estudiado extensamente; sin embargo, sus propiedades dinámicas no son tan ampliamente publicadas. Los procedimientos para obtener estas propiedades se cubrirán en detalle suficiente para permitir una determinación precisa para el diseño y análisis de las estructuras petroquímicas.

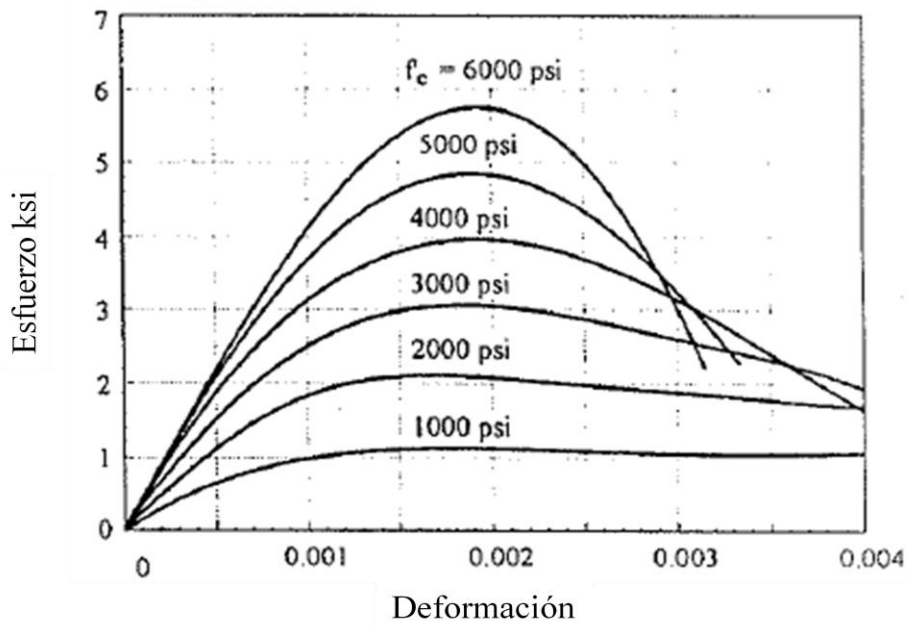


FIGURA 5.3: Curva típica esfuerzo-deformación para el hormigón

(de ASCE Manual 42)

#### 5.4.1 Relaciones esfuerzo-deformación

La respuesta de un material bajo carga estática o dinámica se rige por la relación esfuerzo-deformación. Un diagrama típico de esfuerzo-deformación para el hormigón se muestra en la Figura 5.3. Cuando las fibras de un material se deforman, la tensión en el material se cambia de acuerdo con su diagrama de esfuerzo-deformación. En la región elástica, el esfuerzo incrementa linealmente con la deformación creciente para la mayoría de los aceros. Esta relación se cuantifica mediante el módulo de elasticidad del material.

El concreto no tiene regiones elásticas y plásticas bien definidas debido a su naturaleza quebradiza. Un máximo valor de esfuerzo de compresión se alcanza en las deformaciones relativamente bajas y se mantiene para pequeñas deformaciones hasta que se produce el aplastamiento. La relación esfuerzo-deformación del hormigón es una curva no lineal. Así, el módulo de elasticidad varía continuamente con la deformación.

El módulo secante en la carga de servicio es normalmente usado para definir un valor único para el módulo de elasticidad. Este procedimiento se da en los textos más especializados. La mampostería tiene un diagrama de esfuerzo-deformación similar al del concreto, pero suele ser de menor resistencia a la compresión y módulo de elasticidad.

Para materiales de acero, la forma de la curva es muy diferente a la del hormigón como se puede observar en la Figura 5.4. El acero es relativamente dúctil y es capaz de alcanzar grandes deformaciones antes de la ruptura. Aceros estructurales de bajo grado de carbón (por ejemplo, A36, A992) exhiben un punto bien definido de rendimiento seguido de una meseta plana de rendimiento. Aceros de alta resistencia no tienen una clara ruptura en el límite elástico y la región de rendimiento no es muy lineal. Los materiales de acero con bajo carbón son especialmente adoptados para el diseño resistente a explosiones porque son capaces de deformarse mucho más allá del límite elástico sin romperse. Esto produce una larga curva de resistencia-deformación para absorber la energía por la explosión, evitando problemas de fragilidad o fractura. Los aceros de alta resistencia deben ser evitados por la construcción en general debido a su baja ductilidad. Aplicaciones especiales, tales como puertas y escudos, pueden requerir materiales de alta fuerza para lograr la resistencia deseada. La selección de las propiedades estáticas de los materiales de alta resistencia debe hacerse de forma conservadora.

La relación de esfuerzo-deformación para el suelo son difíciles de modelar debido a su complejidad. En la práctica normal, la respuesta del suelo consiste en analizar la compresión y esfuerzos cortantes producidos por la estructura que se aplica como cargas estáticas. El cambio en la resistencia del suelo con deformaciones suele no ser tenida en cuenta. Los suelos arcillosos presentan cierta respuesta elástica y son capaces de absorber la energía de la explosión; sin embargo, puede haber datos de prueba insuficientes para definir esta respuesta cuantitativamente. El suelo tiene una capacidad de tracción muy baja por lo tanto la relación esfuerzo-deformación es radicalmente diferente en la región de tensión que en la compresión.



#### 5.4.2 Factor de incremento de fuerza (SIF)

Las propiedades estáticas están disponibles de una variedad de fuentes y están bien definidas por los códigos nacionales y los organismos de normalización. Las especificaciones mínimas mencionadas en los códigos definen las propiedades mecánicas de las diferentes calidades del material.

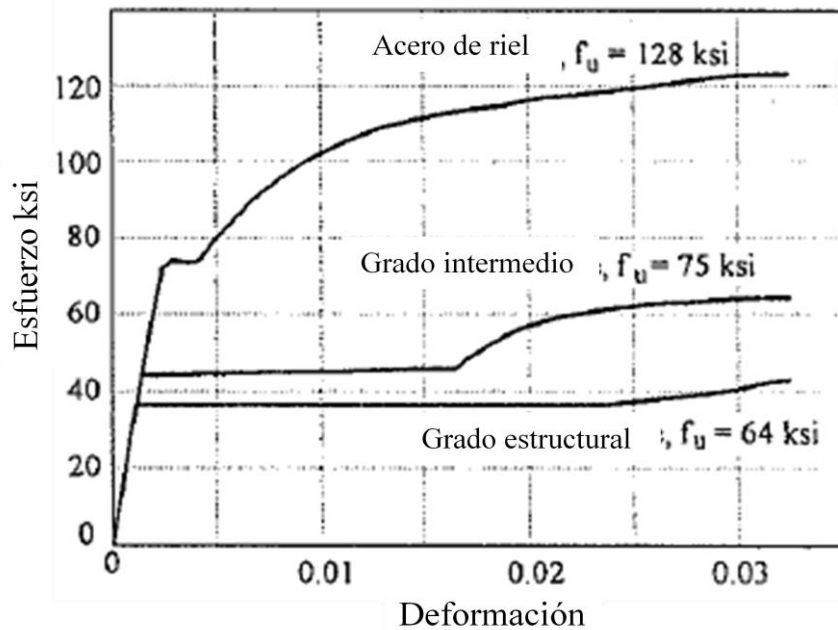


FIGURA 5.4: Curva típica de esfuerzo-deformación para acero

De (Manual ASCE 42)

En la práctica, el promedio de resistencia de materiales de acero se está instalando en aproximadamente un 25% más que los valores mínimos especificados. Un factor de incremento de fuerza se utiliza para dar cuenta de esta condición y no está relacionado con las propiedades de la tasa de deformación del material. El TM 5-1300 sugiere utilizar un factor de resistencia 1,1 incremento aplicado al esfuerzo de rendimiento mínimo de acero estructural con un rendimiento de 50 ksi (35153501.45 kg/m<sup>2</sup>) o menos y para el grado 60 de refuerzo. Varias referencias direccionadas a instalaciones nucleares ignoran estos factores de incremento de fuerza para añadir un mayor margen

de seguridad para el diseño. La aplicación del factor de 1,1 recomendado es una garantía para instalaciones petroquímicas donde es deseable reducir el conservadurismo y hacer uso de la total capacidad para explosión disponible.

El acero conformado en frío también exhibe un grado promedio de producción muy por encima del mínimo especificado. El TM 5-1300 recomienda un factor de aumento de 1,21 en el grado para este material.

La resistencia del concreto se especifica como la resistencia mínima a la compresión a los 28 días. Este valor se utiliza para el diseño y no suele ser mayor para dar cuenta de un aumento de la fuerza con la edad. Para la evaluación de una estructura existente, puede ser útil para determinar la resistencia en obra del hormigón a utilizar en el análisis. Esto no va a hacer una gran diferencia en la capacidad de flexión pero podría ser muy importante cuando se examine la resistencia de corte.

### **5.4.3 Incremento de la fuerza dinámica**

El concreto y el acero experimentan un aumento en la fuerza con cargas aplicadas rápidamente. Estos materiales no pueden responder a la misma velocidad a la que se aplica la carga. Así los aumentos de resistencia crecen y se produce una menor deformación plástica. En una rápida velocidad de deformación, una mayor carga se requiere para producir la misma deformación que cuando actúa una tasa más baja. Este aumento en el límite de elasticidad es muy significativo para los materiales de menor fuerza y disminuye a medida que aumenta el rendimiento la fuerza estática.

Para el acero, el módulo de elasticidad es el mismo en la región elástica y la meseta de rendimiento de respuesta estática y dinámica. En la región de endurecimiento por deformación la pendiente de la curva esfuerzo-deformación es diferente para la respuesta estática y dinámica, aunque esta diferencia no es importante para la mayoría de las aplicaciones de diseño estructural.

Un aumento de la fuerza también se produce en la resistencia a la rotura ( $F_u$ ) para los acero; sin embargo, la relación de resistencia dinámica a estática es menor que en el rendimiento. Una curva típica esfuerzo-deformación que describe la respuesta dinámica

y estática de acero se muestra en la Figura 5.5. Un alargamiento en la falla es relativamente poco afectado por la respuesta dinámica del material.

El aluminio presenta un ligero aumento con la velocidad de deformación que suele ser ignorado. Lindholm 1969 analiza datos de prueba disponibles relativos a las propiedades dinámicas de una serie de materiales. Este es un recurso muy útil para obtener información sobre los materiales menos utilizados.

La resistencia a la rotura del hormigón es mayor bajo las cargas dinámicas. Aunque el módulo de elasticidad también es mayor, esta diferencia es pequeña y es generalmente ignorada. La Figura 5.6 describe la relación entre la respuesta dinámica y estática para el hormigón.

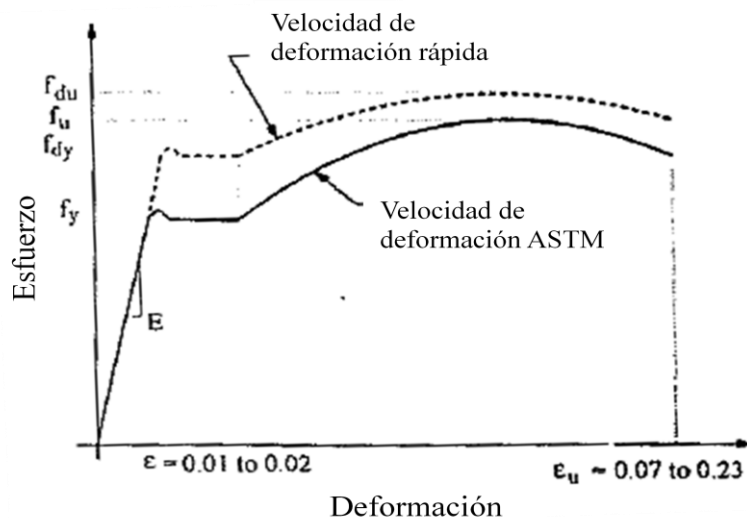


FIGURA 5.5: Efecto de la velocidad de deformación de la curva esfuerzo-deformación del acero

(de TM 5 - 1300)

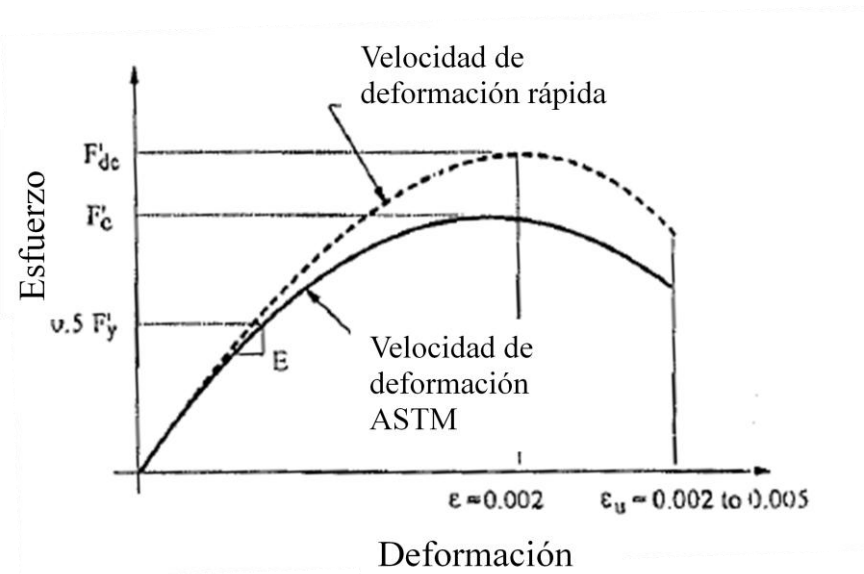


FIGURA 5.6: Efecto de la velocidad de deformación en la curva de esfuerzo-deformación para el hormigón (de TM 5 - 1300)

La magnitud del incremento dinámico depende de varios factores incluyendo la resistencia del material estático y la velocidad de deformación. En general, cuanto mayor es la resistencia estática de un material, menor será el aumento de la fuerza dinámica. Cuando más rápido el material se tense, mayor será el aumento en el rendimiento dinámico y la resistencia a la ruptura. La Figura 5.7 describe la relación entre la velocidad de deformación y la resistencia dinámica del material para estructuras de acero estructural, hormigón y acero de refuerzo.

Pruebas geotécnicas estandarizadas reportan el tratamiento típico de propiedades estáticas de suelo, tales como resistencia al corte y capacidad de carga, pero no puede proporcionar las propiedades dinámicas a menos que se soliciten expresamente. En estas situaciones es necesario el uso de las propiedades estáticas. Las propiedades dinámicas del suelo que se presentan pueden estar basadas en pruebas de esfuerzo de baja amplitud que pueden o no ser aplicables a la situación de interés. Los reportes de suelo generalmente proporcionan valores de rigidez vertical y lateral para el tipo de cimentación recomendado. Esto se puede utilizar junto con capacidades máximas de

tensión para realizar un cálculo de respuesta dinámica de las bases para la carga explosiva aplicada.

#### 5.4.4 Factores de incremento dinámico

Para incorporar el efecto de aumento de fuerza en el material por la velocidad de deformación, un factor de crecimiento dinámico (DIF) se aplica a los valores de resistencia estática. DIFs son simplemente relaciones de fuerza de material dinámico a fuerza estática y son una función del tipo de material, así como la velocidad de deformación como se describe anteriormente. DIFs también dependen del tipo de esfuerzo (es decir, flexión, corte directo), ya que los valores máximos para estas tensiones se producen en momentos diferentes. Esfuerzos de flexión ocurren muy rápidamente, mientras que picos de corte se pueden producir relativamente tarde en el tiempo resulta en una tasa más baja de la tensión cortante.

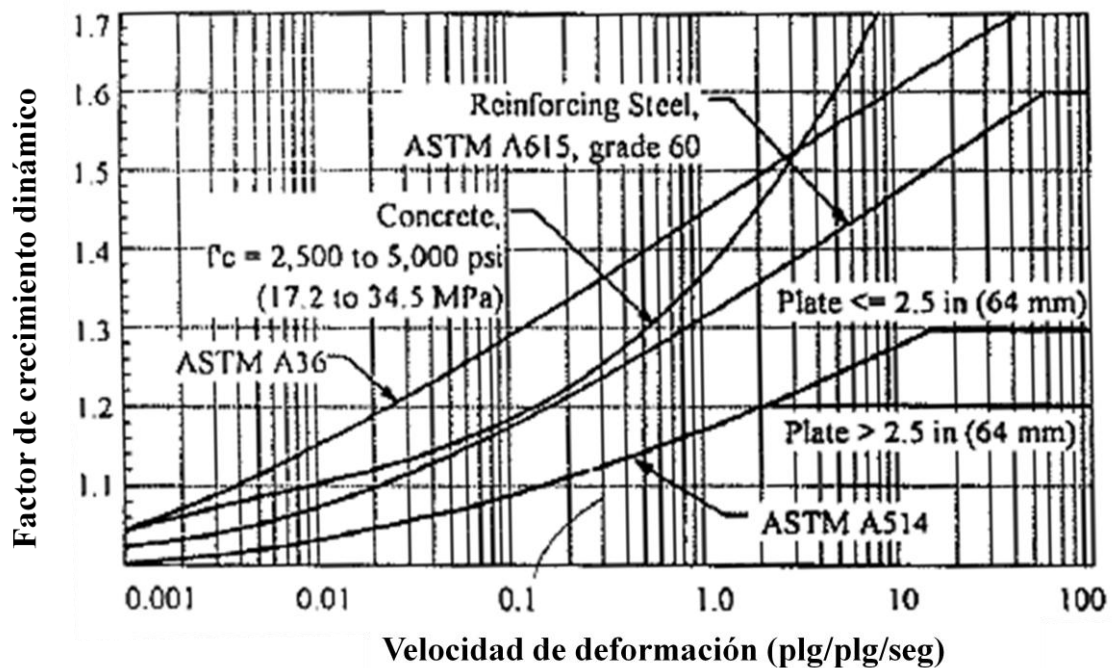


FIGURA 5.7: Efecto de la velocidad de deformación en la fuerza dinámica del material (de TM 5 - 1.300)

Es posible determinar la velocidad de deformación real de un material durante el cálculo de la respuesta dinámica mediante un procedimiento iterativo. Una tasa debe ser asumida y seleccionado un DIF. La fuerza dinámica se determina multiplicando la fuerza estática (aumento por el factor de incremento de la fuerza) por el DIF. El tiempo requerido para alcanzar la respuesta máxima se puede utilizar para determinar la velocidad de deformación revisada y una versión revisada del DIF. Este proceso se repite hasta que la velocidad de deformación calculada corresponda al valor supuesto. Hay incertidumbre en muchas de las variables utilizadas para calcular esta respuesta y la determinación de los tipos de tensión con gran precisión no está garantizada.

El TM 5-1300 y otras referencias sugieren la selección de valores DIF basados en el rango de presión o la reducción de la distancia a la fuente de la explosión. Este método agrupa cargas explosivas de menos de unos pocos cientos de psi en la categoría de baja presión con un único valor DIF para cada tipo de esfuerzo. Para las instalaciones petroquímicas, la gran mayoría de estructuras puede caer en esta categoría de baja presión.

Los valores DIF varían dependiendo de diferentes tipos de esfuerzo, tanto en hormigón como acero por varias razones. La respuesta de flexión es dúctil y se permiten valores DIF que reflejan tasas reales velocidad de deformación. Los esfuerzos cortantes en el hormigón producen fallas frágiles y por lo tanto requieren un grado de conservadurismo que se aplicará a la selección de un DIF. Adicionalmente, los datos de prueba para la respuesta al cortante dinámico del hormigón no están tan bien establecidos como los de resistencia a la compresión. Las velocidades de deformación para la tensión y compresión en elementos de acero y hormigón armado son más bajos que para la flexión y, por tanto los valores DIF son necesariamente inferiores.

Valores para los factores de crecimiento dinámico se presentan en una variedad de referencias, aunque la mayoría se basan en el mismo origen de datos. Los datos adicionales se han producido en varios programas de prueba pero no han sido ensamblados en una fuente central. Muchos de los datos que han sido publicados se basan en pruebas de alta velocidad de deformación y muchos de los valores recomendados son elegidos arbitrariamente. La tabla 5.A. 1 provee DIFs recomendados

para el hormigón armado y mampostería. La tabla 5.A.2 contiene valores para el acero estructural, acero laminado en frío y aluminio.

#### **5.4.5 Diseño dinámico por esfuerzo**

Efectos de endurecimiento por deformación en miembros de acero y hormigón reforzado se modelan en el análisis SDOF mediante el uso de un diseño de esfuerzos que es mayor que el rendimiento. Durante la respuesta dinámica, el nivel de esfuerzos en las secciones críticas en un miembro varía con la deformación de la sección. En la región elástica, el esfuerzo a través de la sección varía con la localización del eje neutro del elemento. Más allá de esta región, el miembro experimenta una respuesta plástica en la que el esfuerzo en las fibras de toda la sección excede el límite elástico. En este punto, el esfuerzo es constante sobre la sección transversal, pero sigue cambiando con la deformación total de los miembros. Miembros de acero experimentan un aumento en el esfuerzo en la región de endurecimiento por deformación hasta que se alcanza el máximo esfuerzo de material dinámico. Después de este punto, el esfuerzo en la fibra disminuye con la creciente deformación hasta que la rotura se produce. El hormigón demuestra una presión cada vez mayor hasta que el esfuerzo de compresión máximo se alcanza después de que el nivel de esfuerzo disminuye con la deformación adicional. Debido a su naturaleza frágil, el endurecimiento por deformación no se produce en el concreto; sin embargo, el acero de refuerzo presenta este efecto.

Para predecir una verdadera respuesta dinámica, sería necesario variar de forma continua el esfuerzo del material con la deformación. Esta variación es difícil de modelar con métodos de análisis SDOF, ya que requiere el seguimiento de una curva compleja resistencia-deformación en cada paso de tiempo. Esto es deseable para representar el diseño de esfuerzo del material como una curva de esfuerzo-deformación bilineal en la que el esfuerzo aumente linealmente con el rendimiento de la deformación y un valor constante de rendimiento (véase la sección 7.2.5). Esto produce una curva simple de resistencia-deformación bilineal como se muestra en la Figura 5.8, que incluye los efectos de endurecimiento por deformación y es relativamente fácil de incorporar en el análisis SDOF. Para lograr esta simplificación, mientras se modela con precisión la respuesta dinámica, es necesario seleccionar un esfuerzo de cálculo igual a

la media de los esfuerzos que se producen en la respuesta actual. Esto puede hacerse mediante la estimación de un rango máximo de respuesta y el uso de recomendaciones en los cuadros 5.A.4 y 5. A.5 para los miembros de acero y de refuerzo.

En rangos bajos de respuesta, el esfuerzo máximo de diseño es igual al límite de elasticidad dinámico. A mayores rangos de respuesta, el esfuerzo de cálculo es mayor para dar cuenta del endurecimiento por deformación. En la parte inicial de la respuesta, este aumento de esfuerzo de cálculo dará como resultado una sobre estimación de resistencia. Como ocurren mayores deformaciones, el nivel de esfuerzo, y por lo tanto la resistencia, no pueden ser predichas por el esfuerzo de diseño.

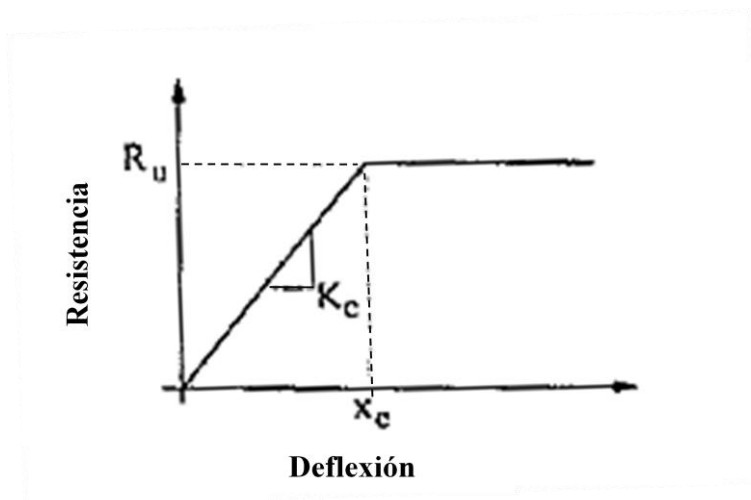


FIGURA 5.8: Curva Bilineal de Resistencia –Desviación

Los métodos de elementos finitos (FEM) son capaces de incorporar variaciones complejas en los esfuerzos del material que varían en el tiempo de respuesta. Si bien estos métodos están ampliamente disponibles, son bastante complejos y, en muchos casos, su uso no se justifica debido a la incertidumbre en la predicción de la carga de explosión. Las propiedades dinámicas del material presentadas en esta sección pueden ser utilizadas en los cálculos FEM; sin embargo, los límites de respuesta simplificada en la siguiente sección pueden no ser adecuados. La mayoría de los códigos FEM contienen modelos de falla complejos que son mejores indicadores de una respuesta



aceptable. Véase el capítulo 6, Métodos de Análisis Dinámico, para obtener información adicional.

### **5.5 Límites de deformación**

Estos límites de respuesta de deformación se utilizan para garantizar que la respuesta adecuada a las cargas explosivas sea provista. Estos límites están basados en el tipo de estructura o componente, materiales de construcción utilizados, la ubicación de la estructura y el nivel deseado de protección.

El método principal para determinar la idoneidad en el diseño de una estructura convencional es la evaluación del nivel de deformación obtenida con respecto a la deformación máxima permitida. Las deflexiones también son controladas para ciertos miembros aunque esto suele ser hecho por razones de servicio o razones arquitectónicas en lugar de requisitos estructurales. Miembros cargados sin embargo, alcanzan o superan los niveles de deformación para lograr un diseño económico. En general, a mayor deformación de la estructura o miembro sin sufrir fallas, mayor energía explosiva puede ser absorbida. Como el miembro esforzado excede el límite de rendimiento, el nivel de esfuerzo no es apropiado para juzgar la respuesta de tal miembro como se hace para el análisis elástico estático. En el diseño dinámico, la idoneidad de la estructura se juzga sobre las deformaciones máximas. Los límites de desplazamiento están basados en datos de prueba o en otra evidencia empírica. Un grado de conservadurismo se incluye para asegurar la capacidad adecuada, porque las cargas aplicadas no son como para proporcionar un factor de seguridad.

La respuesta admisible de los componentes individuales del pórtico es inferior a la permitida para el mismo miembro si respondiera como un elemento aislado. Esto se hace para reducir la posibilidad de un colapso progresivo y aumentar la redundancia de la estructura. La falla de los soportes individuales y componentes tipo correa no es tan catastrófica como la insuficiencia de un miembro del marco y por lo tanto existe una diferencia de criterios. Los muros de carga que normalmente permitían una menor

deformación que los elementos sin función portante también por las consecuencias asociadas con el fracaso.

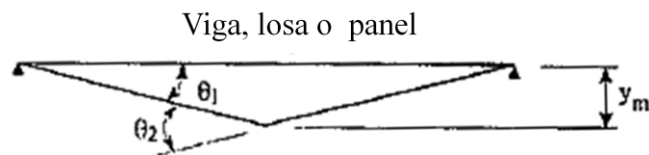
El objetivo de rendimiento de la estructura se convierte en un factor importante en la selección de valores de respuesta máxima. Si se desea garantizar un nivel elevado de protección para el personal o equipo, se elige un límite bajo de respuesta. Esta situación puede ser la típica de una sala de control en la que el personal está obligado a permanecer en su puesto de trabajo durante una emergencia o para equipos críticos que deben ser protegidos para permitir un apagado seguro. Por otra parte, si un edificio no es ocupado con frecuencia o contiene equipos de bajo valor, un daño importante puede ser permitido, hasta el punto de falla. Las estructuras que se requieren para ser reutilizadas después de una explosión normalmente están diseñadas para responder en forma elástica bajo las cargas previstas.

La capacidad de un miembro para deformarse de manera significativa y absorber la energía depende de la capacidad de las conexiones para mantener la fuerza a lo largo de la respuesta. Si las conexiones se vuelven inestables a grandes respuestas, una falla catastrófica puede ocurrir. La resistencia se reducirá lo que aumenta las deflexiones. Las conexiones a menudo controlan la capacidad de explosión de las estructuras que han sido diseñadas para cargas convencionales solamente.

La respuesta adecuada (deformación), límites son seleccionados en base a los factores mencionados anteriormente, así como en filosofías de seguridad del propietario o compañía, directrices de protección contra explosiones, y las consideraciones de riesgo. Las evaluaciones del riesgo que consideren las posibilidades de accidentes y las consecuencias potenciales pueden ser de ayuda al hacer la selección apropiada. Los límites de deformación elegidos se relacionan con un determinado grado de respuesta que puede ser caracterizado como bajo, medio o alto. En los límites más altos de respuesta, el colapso de la estructura no debe ocurrir. Los puntos de mayor esfuerzo en los miembros deben estar cerca del colapso incipiente y fallas locales pueden ocurrir, pero la estructura general debe permanecer intacta. Es importante recordar que en las respuestas predichas no siempre cuenta la inestabilidad local y la respuesta real puede ser significativamente mayor. El ingeniero debe tomar estos factores en consideración a

la hora de diseñar o analizar la estructura para garantizar el grado adecuado de protección que se ofrece.

Muchas compañías petroquímicas han adoptado un "riesgo neutral" la filosofía de las instalaciones donde normalmente se requiere evacuar al personal durante una emergencia. Esta filosofía establece, no se debe poner en mayor peligro al personal dentro de una edificación que si estuviera fuera de él. Presiones explosivas y fragmentos entrando a la estructura no se consideran en el diseño ya que el personal se vería expuestos a estos riesgos fuera del edificio. El objetivo de rendimiento para la estructura se convierte en una falla incipiente en la que porciones de la estructura están severamente dañadas, pero no se desprenden y se convierten en proyectiles. El colapso estructural no está permitido y el equipo suspendido deberá estar adecuadamente anclado dentro de la estructura.



**$\theta_1$  = Rotación en el apoyo**

**$\theta_2$  = Rotación en el centro**

*FIGURA 5.9: la bisagra de rotación*

### 5.5.1 Parámetros de deformación límite

El primer método de evaluación de la respuesta es la evaluación de la relación de ductilidad y giros en las de los miembros individuales. La relación de ductilidad se define como el máximo desplazamiento del miembro dividido por el desplazamiento en el límite elástico y es comúnmente designada por el símbolo  $\mu$ . Esta es una medida del grado de respuesta inelástica experimentada por el miembro. La rotación de la rótula es otra medida de la respuesta del miembro que se refiere a la flexión máxima e indica el grado de inestabilidad presente en áreas críticas del miembro. Es designado por el

símbolo  $\theta$  y se define de dos maneras diferentes en las referencias (ver Figura 5.9). La primera definición es el ángulo, de  $\theta_1$ , formado entre una línea que une los extremos y una línea entre un extremo y el punto de flexión máxima. Esto también es referido como rotación de apoyo. La otra definición comprende el ángulo,  $\theta_2$ , formado por dos líneas que se extienden desde el punto de flexión máxima y los puntos finales. Bisagra de rotación para miembros fijos se calculan de forma similar. Es importante señalar que la bisagra de rotación en el apoyo no está relacionada con la curvatura final del miembro. En los cuadros de respuesta límite en el apéndice 5.B, la bisagra de rotación se refiere a la rotación del apoyo.

Los miembros del pórtico tienen criterios adicionales. Límites de ladeo se aplican a los sistemas de pórtico para reducir la posibilidad del colapso progresivo y reducir al mínimo los efectos P-delta en columnas. Es muy posible que para mantener una respuesta aceptable de miembros individuales, pero experimentando desplazamientos laterales de las cubiertas y pisos superiores que causan colapso. El límite de ladeo indicado en los cuadros es bastante liberal y no debe ser superado sin un análisis detallado o ensayos.

### **5.5.2 Valores límite de deformación**

Valores máximos aceptables de ductilidad y rotación de apoyo se presentan en el Apéndice 5.B. La respuesta prevista debe ser comparada con relación a la ductilidad y los límites de rotación del apoyo para garantizar que ninguno se exceda. El ingeniero debe determinar si los límites inferiores son adecuados. Los valores varían con el tipo de material, tipo de sección y categoría de protección requerida. Para elementos de hormigón armado, los límites de respuesta son influenciados por el refuerzo por cortante proporcionado, así como el tipo de respuesta (es decir, flexión, corte, compresión). En general, para elementos en que el corte o compresión son significativos, la respuesta admisible es bastante baja. Cuando la capacidad de corte adecuada es provista, las deflexiones grandes están permitidas.

Muchas referencias (ACI 349, Manual de ASCE 58, etc) usan la relación de ductilidad como la medida primaria de respuesta de los miembros de hormigón y tratan a las

bisagras de rotación como criterio secundario. Otras referencias (TM 5-1.300) no utilizan tasas de ductilidad para hormigón armado y mampostería. La naturaleza relativamente rígida de los elementos de hormigón produce relaciones de ductilidad muy altas para deformaciones máximas bajas. En estos casos, los coeficientes de ductilidad pueden no ser indicativos de la adecuación del miembro y pueden, artificialmente, limitar el grado de respuesta. En este trabajo, la bisagra de rotaciones sólo se especifica para el hormigón y elementos de mampostería respondiendo a la flexión. Los elementos que responden principalmente al corte o cargas axiales están sujetos a rotura frágil en rotaciones de bajo soporte. Para estos elementos, la relación de ductilidad es el criterio principal para determinar la respuesta adecuada.

Límites de deformación absoluta se utiliza cuando existe el riesgo de un miembro estructural (es decir, panel de pared) que afectan los equipos críticos. Este límite no tiene ninguna relación directa con los criterios de rotura y pueden ser mayores o menores que el desplazamiento que provoca el fallo. Límites de contracción en los miembros se utilizan para limitar la cantidad de movimiento en los extremos de los miembros que no estén sujetos durante la carga axial lateral.

## APENDICE 5.A

### Resumen de los cuadros de la fuerza dinámica para los materiales

<b>Material</b>	<b>SIF</b>
Acero estructural ( $f_y \leq 50$ ksi)	1.1
Acero de refuerzo ( $f_y \leq 60$ ksi)	1.1
Acero conformado en frío	1.21
Concreto (1)	1.0

*Tabla 5.A.1: Factor de incremento de la fuerza (SIF)*

(1) Los resultados de las pruebas de compresión están por lo general muy por encima de los especificados para el concreto y puede ser utilizado en lugar de los factores citados anteriormente. algunos conservadurismos pueden estar justificados porque las especificaciones del hormigón tienen más influencia en el diseño de corte que la capacidad de flexión.

Tipo de Esfuerzo	DIF			
	Varillas de refuerzo		Concreto	Mampostería
	$F_{dy}/F_y$	$F_{du}/F_u$	$f_{dc}/f_c$	$f_{dm}/f_m$
Flexión	1.17	1.05	1.19	1.19
Compresión	1.10	1.00	1.12	1.12
Torsión diagonal	1.00	1.00	1.00	1.00
Corte directo	1.10	1.00	1.10	1.00
Otros	1.17	1.05	1.00	1.00

*Tabla 5.A.2 Factor de incremento dinámico (DIF)*

*para varillas de refuerzo, concreto y mampostería*

Material	DIF		
	Limite de deformación		Ultima resistencia
	Flexión/ corte	Tensión/ Compresión	
	$F_{dy}/F_y$	$F_{dy}/F_y$	$F_{du}/F_u$
A36	1.29	1.19	1.10
A588	1.19	1.12	1.05
A514	1.09	1.05	1.00
A446	1.10	1.10	1.00
Acero inoxidable tipo 304	1.18	1.15	1.00
Aluminio, 6061-T6	1.02	1.00	1.00

Tabla 5.A.3 Factor de incremento dinámico (FID)

Para acero estructural, conformados en frío y aluminio

Tipo de deformación	Tipo de refuerzo	Rotación Máxima Soportada	Diseño dinámico Esfuerzo ( $F_{ds}$ )
Flexión	Tensión Y compresión	$0 < \theta \leq 2$ $2 < \theta \leq 5$ $5 < \theta \leq 12$	$F_{dy}$ $F_{dy} + (F_{du} - F_{dy})/4$ $(F_{du} + F_{dy})/2$
Tensión diagonal	Estribos		$F_{dy}$
Corte directo	Barras diagonales	$0 < \theta \leq 2$ $2 < \theta \leq 5$ $5 < \theta \leq 12$	$F_{dy}$ $F_{dy} + (F_{du} - F_{dy})/4$ $(F_{du} + F_{dy})/2$
Compresión	columnas	todos	$F_{dy}$

Tabla 5.A.4 Diseño dinámico de esfuerzos para el hormigón armado

Tipo de esfuerzo	Radio de ductilidad máxima	Diseño dinámico de esfuerzo
Todos	$\mu \leq 10$	$F_{dy}$
Todos	$\mu \leq 10$	$F_{dy} + (F_{du} - F_{dy})/4$

Tabla 5.A.5 Diseño dinámico de esfuerzos para el acero



## **APENDICE 5.B**

### **Resumen de cuadros de los criterios de respuesta**

Las descripciones siguientes se aplican a los intervalos de respuesta citados en las tablas.

Respuesta baja: el daño localizado en materiales de construcción. Se puede usar la construcción, sin embargo las reparaciones son necesarias para restaurar la integridad de la envoltura estructural. El costo total de las reparaciones es moderado.

Respuesta media: Daños generalizados en los elementos de construcción. La construcción no se puede utilizar hasta que sea reparada. El costo total de las reparaciones es significativo.

Respuesta alta: los elementos de construcción han perdido la integridad estructural y el colapso debido a las condiciones ambientales (es decir viento, nieve, lluvia). El costo total de las reparaciones se enfoca en el costo de remplazo de la construcción.

Tipo de elemento	Control de esfuerzo	$\mu_a$	Rotación en apoyo, $\theta$ (2)		
			Bajo	Medio	Alto
Bigas	Flexión	N/A	1	2	4
	Corte(1):	1.3			
	Solo concreto	1.6			
	Concreto + estribos	3.0			
	Solo estribos	1.3			
Compresión					
Losas	Flexión	N/A	2	4	8
	Corte(1):	1.3			
	Solo concreto	1.6			
	Concreto + estribos	3.0			
	Solo estribos	1.3			
Compresión					
Vigas y columnas	Flexión	1.3	1	2	4
	Compresión(C)	(3)			
	Tensión(T)	10.0			
	Entre (C y T)	1.3			
Corte(1)					
Muros de corte, diafragmas	Flexión	3	1	1.5	2
	Corte(1)	1.5			

Tabla 5.B.1 Criterio de respuesta para el concreto reforzado

- (1) Controles de cortante está cuando la resistencia al corte sea inferior al 120% de la resistencia a la flexión
- (2) estribos son obligatorios para las rotaciones de apoyo de más de 2 grados.
- (3) Radio de ductilidad =  $0.05 (p - p') < 10$

Tipo de elemento	$\mu_a$ (1)	Rotación en apoyo, $\theta$ (2)		
		Bajo	Medio	Alto
En un sentido	1	0.5	0.75	1
En dos sentidos	1	0.5	1	2

Tabla 5.B.2 Criterio de respuesta para mampostería

(1) Rango de valores de  $\mu_a$ , aplica para rangos de respuesta bajos

Tipo de elemento	Rango de respuesta					
	Bajo		Medio		Alto	
	$\mu_a$	$\theta_A$	$\mu_a$	$\theta_a$	$\mu_a$	$\theta_a$
Vigas, largueros, correas	3	2	10	6	20	12
Miembros del marco (1)	1.5	1	2	1.5	3	2
Paneles conformados en frío	1.75	1.25	3	2	6	4
Viguetas de alma abierta	1	1	2	1.5	4	2
Paneles	5	3	10	6	20	12

Tabla 5.B.3 Criterio de respuesta para acero estructural

(1) Límites de desplazamiento lateral para marcos: Bajo=  $H/50$ , medio=  $H/35$ ,  
alto= $H/25$

## CAPITULO VI

### MÉTODO DINÁMICO DE ANÁLISIS

#### 6.1 Introducción

En este capítulo se discutirán varios métodos para determinar la respuesta dinámica de los miembros de la estructura sujeta a cargas explosivas. Con el fin de que se realice el análisis dinámico, es necesario previamente definir las cargas así como también las propiedades de los miembros como son la masa y rigidez. El diseño de nuevas estructuras algunas veces involucra el análisis de varias iteraciones, donde se utiliza el tamaño de los miembros de prueba y las cantidades resultantes se comparan con los criterios de aceptación definidos en el capítulo 5

Varios métodos de análisis dinámico son usados para el diseño de estructuras resistentes a explosiones y van desde simples cálculos manuales y soluciones gráficas hasta aplicaciones complejas de cálculo. Uno de los propósitos de este capítulo es el de transmitir los métodos de análisis que proporcionan el equilibrio necesario entre la suficiente precisión y simplicidad de cálculo.

#### 6.2 Conceptos claves

Varios conceptos claves relativos al análisis dinámico de estructuras resistentes a cargas de impacto se analizan a continuación. Los principales objetivos del análisis son discutidos seguidamente de un debate general sobre el nivel de precisión utilizado en aplicaciones típicas del diseño por explosiones. El enfoque integral para la separación de los elementos estructurales conectados en partes manejables para fines de análisis. Se da también una breve discusión sobre el tratamiento de cargas vivas.

##### 6.2.1 Objetivos

El objetivo general de un análisis dinámico de explosión es evaluar la capacidad de una estructura para resistir una carga por explosión específica. Para lograr este objetivo, el

análisis debería ser capaz de predecir, con un grado razonable de exactitud, la respuesta dinámica de la estructura. El análisis de un miembro típico comienza con una configuración estructural dada, que incluye el tipo de material, longitud de tramo, las condiciones de apoyo y la carga aplicada. Las propiedades de los materiales se utilizan para estimar la masa, rigidez del miembro y capacidades en la sección. La determinación de la rigidez del miembro y las capacidades de sección se describen en el capítulo 7. Una función de resistencia o fuerza aplicada frente a la relación de desplazamiento, se desarrolla sobre la base de mecanismos de fallo que suponen, la configuración de los miembros y la capacidad estimada de la sección. El análisis procede a determinar la respuesta a la explosión de una carga determinada. En concreto, el análisis debe incluir:

- a) Deflexión relativa máxima de cada elemento estructural.
- b) Rotación angular relativa por rótulas plásticas.
- c) Reacciones dinámicas transmitidas a los elementos de soporte.
- d) Deflexiones y reacciones debidas a rebote.

Una vez terminado el análisis, el diseño puede proceder a determinar la idoneidad de los miembros a través de la aplicación de los criterios de aceptación.

### **6.2.2 Precisión**

El análisis de una explosión típica contiene una serie de aproximaciones que afectan a la exactitud de los resultados. Algunas de las aproximaciones más utilizadas son:

- a) Por lo general, la carga explosiva postulada en instalaciones de compañías con facilidades petroquímicas no se conoce con precisión pero están en una buena aproximación. Para otros tipos de instalaciones, tales como plantas de municiones, la carga explosiva puede ser predicha con exactitud sobre la base de una cantidad conocida y tipo de explosivos.
- b) En una explosión la relación presión-tiempo es casi siempre aproximada mediante una línea recta como se discute en la sección 3.3.6, que introduce errores adicionales.

- c) Modelos estructurales desacoplados de un solo grado de libertad (SDOF)<sup>4</sup>, sistemas de análisis para elementos estructurales interconectados descuida la compatibilidad de deformación y el equilibrio de fuerzas en el punto de contacto entre los miembros. En otras palabras, los efectos de interacción dinámica que pueden aumentar o disminuir las respuestas calculadas generalmente no se consideran.
- d) Aproximaciones de las propiedades dinámicas de los materiales estructurales, combinadas con curvas resistencia-deformación bilineal simplificada que son comúnmente usados junto con el sistema equivalente SDOF de aproximaciones. La precisión de la solución disminuye para los materiales más complejos y configuración de los miembros.

El grado de complejidad de la representación estructural y el análisis puede variar considerablemente, dependiendo de los esfuerzos que el ingeniero considere necesarios para conseguir un diseño seguro y económico. Excepto por la carga explosiva, cada una de las aproximaciones anteriores podría ser mejorada mediante el uso de procedimientos más complejos. Tales procedimientos implicarían un mayor esfuerzo de ingeniería en producir resultados aún limitados por la determinación de la carga explosiva. El enfoque recomendado en este documento es usar los procedimientos que den como resultado la mayor aproximación de la carga explosiva, y utilizar los cálculos relativamente más sencillos.

### **6.2.3 Interacción de los elementos estructurales**

Para edificios cerrados, las cargas explosivas son típicamente aplicadas a las paredes externas y al techo y se transmiten a través de diversos elementos estructurales a la cimentación. La energía de la explosión se absorbe a través de elasticidad y lo más importante, la deformación plástica de la estructura. La porción de energía de la explosión no absorbida por la estructura es transmitida al suelo. Por tanto, es necesario establecer una ruta de carga continua con el seguimiento constante de las cargas dinámicas a través de la estructura para garantizar un diseño seguro.

---

<sup>4</sup> Single Degree Of Freedom (SDOF): Un solo grado de libertad

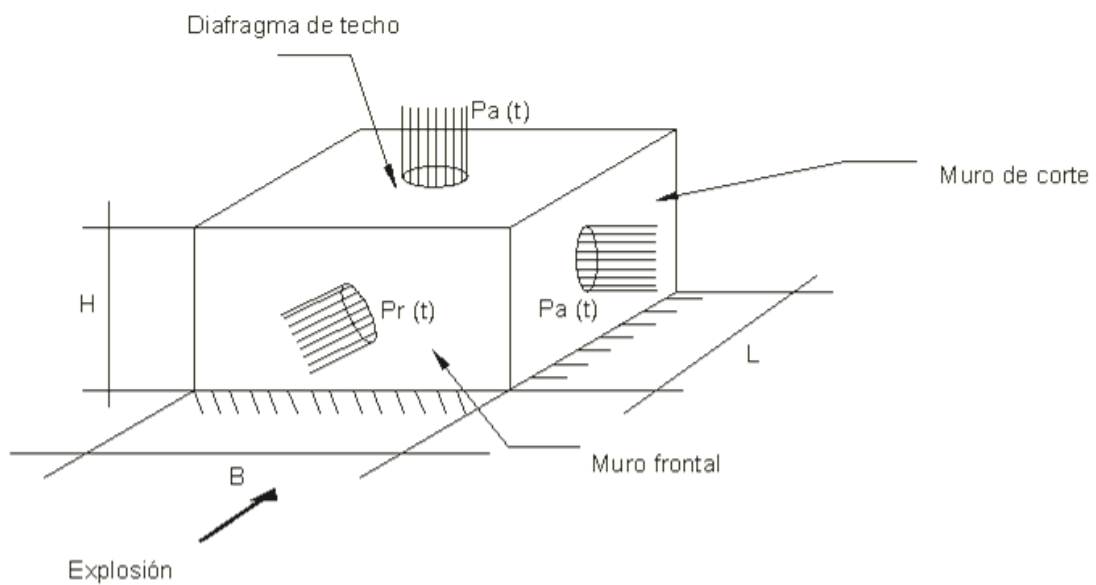
Es una práctica común el analizar una estructura por aproximaciones miembro por miembro. El camino previsto para la carga, es elaborado a partir de criterios de ingeniería y la experiencia, constituye la base para determinar la secuencia del análisis miembro por miembro. El seguimiento de las reacciones dinámicas de los miembros y las cargas a lo largo de las estructuras se realiza manualmente. Este planteamiento básico es similar a la práctica utilizada en los análisis estáticos convencionales. La principal diferencia es la consideración de las fuerzas de inercia que pueden actuar en cualquier dirección.

En situaciones menos frecuentes un enfoque más amplio de análisis es utilizado para analizar la estructura en su conjunto. Por ejemplo, un análisis por elementos finitos de un edificio completo se puede realizar. Obviamente, la ruta de carga necesita no ser predeterminada cuando tales métodos de análisis globales se utilizan. Sin embargo, la ruta de la carga se ve influenciada por el tipo y nivel de detalle del modelado de manera que el juicio de ingeniería y la experiencia son también necesarios para lograr un diseño seguro y económico.

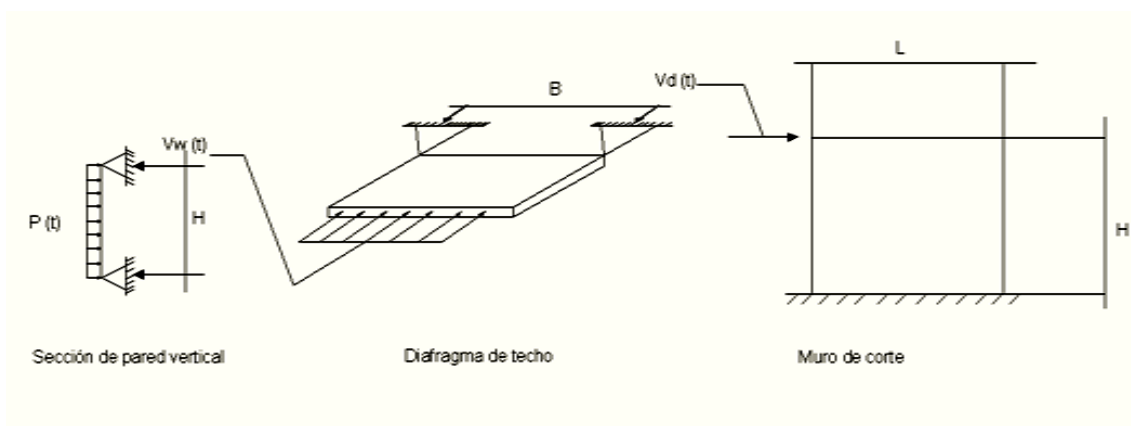
Como se mencionó anteriormente, es una práctica común separar una estructura en sus componentes principales para simplificar el análisis dinámico. Este desencaje miembro por miembro se aproxima a la respuesta dinámica real ya que se detectó que los efectos de la interacción dinámica entre los principales elementos estructurales no se consideran. Resultando que el cálculo de las respuestas dinámicas, que incluyen la deflexión y las reacciones de apoyo, puede ser subestimado o sobreestimado, dependiendo de las características dinámicas de la carga y la estructura. Esta aproximación se produce independientemente del método de solución utilizado en la realización de los análisis dinámicos desacoplados.

Los efectos dinámicos de interacción son comúnmente olvidados. Bajo ciertas circunstancias, las respuestas no conservadoras podrían resultar dejando de lado los efectos de acoplamiento. Aunque algunos estudios paramétricos simples pueden ser hechos para evaluar estos efectos, se espera normalmente que el acoplamiento sea insignificante si las frecuencias de elementos conectados difieren en un factor de dos o más, de acuerdo con la orientación técnica dada por *Biggs 1964* (pp. 183-184 y 237 -

238). Las frecuencias de los miembros interconectados a veces se ajustan cambiando su rigidez o peso a fin de lograr esta separación de frecuencias. Si el descuido de los efectos de la interacción dinámica no puede ser justificado, los miembros conectados pueden ser analizados como un sistema de varios grados de libertad en el que estos efectos se consideran inherentemente.



a) Típica estructura tipo caja



b) Fuerzas que actúan sobre elementos estructurales primarios



*Figura 6.1: fuerzas que actúan sobre elementos estructurales primarios*

Algunos estudios sobre los efectos de interacción dinámica de sistemas de dos grados de libertad han sido realizados por Baker 1983 (pp. 415-418). Aunque estos estudios se realizaron con un número limitado de variables, los resultados indican que las respuestas conservadoras se pueden obtener utilizando el desacoplado SDOF sistema de aproximaciones frente a un enfoque unido.

Una serie de SDOF dinámicos analizados por separado se lleva a cabo para cada uno de los componentes estructurales primarios. Por ejemplo, un sistema típico de techo consistente en una losa de cubierta apoyada sobre vigas de acero estructural que a su vez están apoyadas en vigas del techo. Análisis dinámicos separados SDOF se realizan con la losa, vigas y las vigas de techo utilizando el historial de tiempo de reacción del miembro de apoyo como la carga de entrada a dicho miembro de soporte.

El mismo enfoque miembro por miembro es comúnmente utilizado para el análisis lateral de las edificaciones como se ilustra en la figura 6.1. Las paredes que dan el frente a la explosión están diseñadas como una unidad, miembro de un solo sentido de expansión vertical. El historial del tiempo de reacción de una sección de pared se utiliza como representante de la entrada de la carga hasta el diafragma horizontal del techo que se apoya en la pared lateral orientada de forma paralela a la dirección de la explosión

#### **6.2.4 Cargas vivas**

Las cargas vivas que pueden ser afectadas de lejos por una onda explosiva o que pueden no incrementar la inercia de un miembro de soporte no deberían estar incluidas en el cálculo de la masa. Adicionalmente cierto juicio es necesario para estimar la porción del diseño de cargas vivas que esta normalmente presente. Por ejemplo cargas de nieve en climas fríos pueden estar presentes en duraciones relativamente largas y una porción de esta carga viva puede ser incluida en el cálculo de la masa. Otro ejemplo es una carga viva de piso representando a personas y muebles que no deberían ser incluidas en el cálculo de la masa

### **6.2.5 Confirmación de los mecanismos de fallo supuestos**

Al establecer el modelo utilizado para representar una estructura, el enfoque habitual es asumir primero la ubicación de las rótulas plásticas y llevar a cabo el análisis. Este enfoque es esencialmente un análisis del límite superior que por definición proporciona una carga de colapso predicho ya sea correcta o demasiado alta. En la mayoría de casos, los modelos estructurales desarrollados son bastante simples y es evidente que el mecanismo supuesto es correcto. Para aquellos casos que involucran configuraciones estructurales y carga irregulares, debe hacerse un chequeo por separado para confirmar que no existen otros mecanismos de falla.

### **6.3 Método estático equivalente**

Un método de análisis de explosiones que había sido de uso común en el pasado, pero que ya no se recomienda es el método estático equivalente. Como su nombre indica, este método emplea un análisis estático con una carga aproximada aplicada para simular la respuesta dinámica. Esto es a veces llamado una aproximación o enfoque de "viento equivalente". Parámetros dinámicos tales como cargas variables en el tiempo, tasa de materiales de esfuerzo fuertes o tensión rápida, factores de amplificación de carga, la masa, la rigidez, el período de la vibración y la deformación plástica admisible no se utilizan. La dificultad principal con este método es determinar una carga estática apropiada que producirá resultados razonables. Este método no es recomendado para uso general, salvo para los casos en que la estructura está alejada de la fuente de explosión, de tal manera que la carga explosiva se asemeja a una de ráfagas de viento.

### **6.4 Sistema de un grado de libertad**

El modelo analítico básico que se utiliza en la mayoría de aplicaciones de diseño en explosiones es el sistema de un solo grado de libertad (SDOF). Una discusión sobre los fundamentos de los métodos de análisis para los sistemas dinámicos SDOF se da a continuación, seguida por la descripción y la forma de aplicar estos métodos a los elementos estructurales.

### 6.4.1 Conceptos básicos

Todas las estructuras, sin tomar en cuenta lo simple de la construcción, poseen más de un grado de libertad. Sin embargo, muchas estructuras pueden estar representadas adecuadamente como una serie de sistema SDOF con fines de análisis. La precisión que puede obtenerse de una aproximación SDOF depende de qué tan bien puede ser representada la deformada de la estructura y su resistencia con respecto al tiempo. Resultados suficientemente exactos se pueden obtener para la realización de la carga primaria de la estructura y los componentes como vigas, columnas, paneles de pared, el diafragma de losa y muros de cortante.

La mayoría de los análisis dinámicos realizados en el diseño resistente a explosiones en facilidades petroquímicas se hacen usando aproximaciones SDOF. Construcción de tipo común con pórticos planos de un solo piso, paredes protectoras en voladizo y edificios compactos en forma de caja son aproximados con el sistema SDOF. Varios ejemplos de estas estructuras se ilustran en la figura 6.2

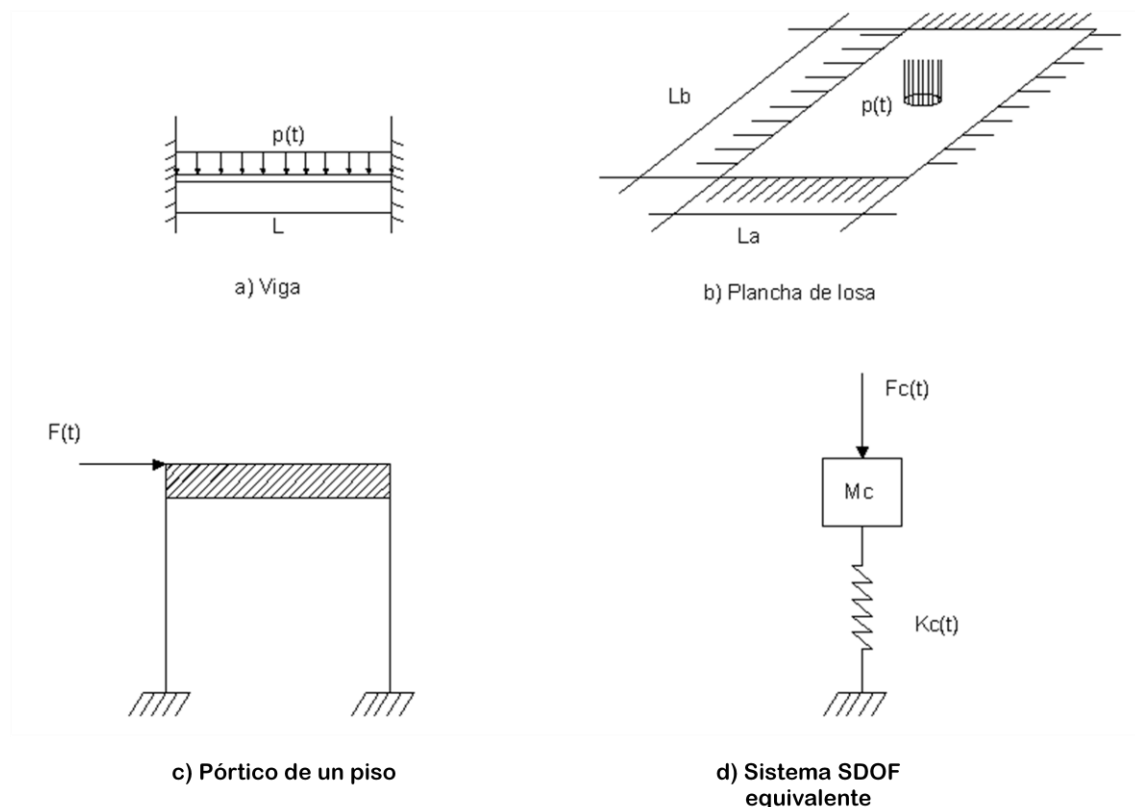


Figura 6.2: Estructuras típicas representan un sistema SDOF equivalente

El equilibrio dinámico de amortiguamiento, elástico lineal, sistema SDOF ilustrado en la figura 6.3 se expresa matemáticamente de la siguiente manera.

6.1

$$Ma + Cv + Ky = F(t)$$

Donde:

M = masa

a = aceleración

C = constante de amortiguamiento viscoso

v = velocidad

K = rigidez

y = desplazamiento

F(t) = fuerzas aplicadas en función del tiempo

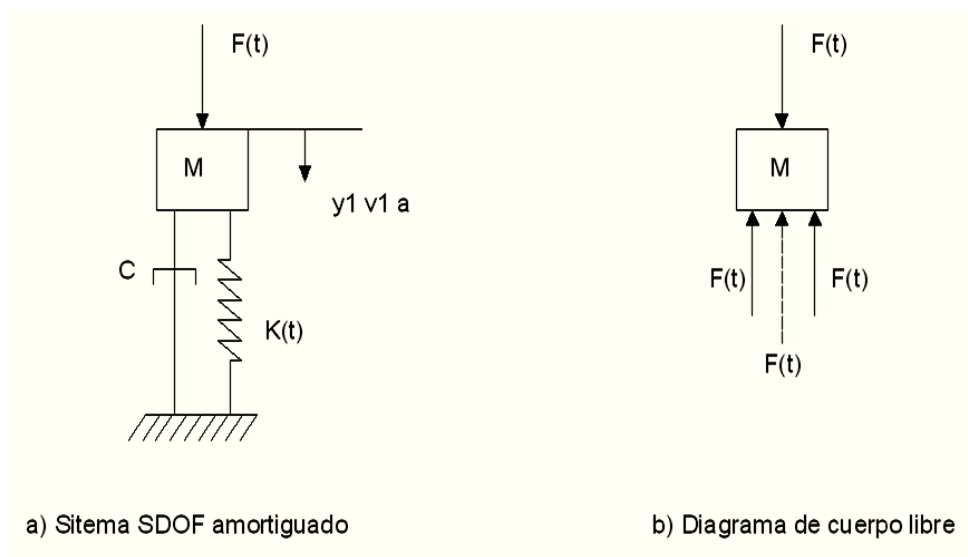


Figura 6.3 Sistema SDOF de análisis dinámico

Generalmente el amortiguamiento es ignorado de forma conservadora en el diseño resistente a explosiones. Debido al corto tiempo en que la estructura alcanza su máxima respuesta, los efectos de amortiguamiento tienen poco efecto en el desplazamiento pico. Es cuestionable llevarse el crédito por la disipación de energía a través del amortiguamiento viscoso durante la fase de respuesta plástica, lo cual es otra razón para ignorar amortiguación.

Cuando se pasa por alto el amortiguamiento, las tres fuerzas que actúan sobre la masa son la resistencia ( $K y$ ), la fuerza de inercia ( $M a$ ), y la fuerza externa aplicada ( $F_t$ ). La ecuación de equilibrio dinámico para el sistema no amortiguado, entonces se convierte en elástica,

6.2

$$M a + K y = F_t$$

En los análisis de explosión, la resistencia se suele especificar como una función no lineal para simular una resistencia elástica, cuando el comportamiento de la estructura es perfectamente plástico. La resistencia final, ( $R_u$ ) indica que se llegó a la formación de un mecanismo de colapso en el miembro. Cuando la resistencia no es lineal, la ecuación de equilibrio dinámico se convierten en:

6.3

$$M a + R = F_t$$

Donde:

$R =$  menor de  $K y$  o  $R_u$ .

La solución de la ecuación 6.3 puede ser obtenida por varios métodos, dependiendo de la complejidad de la función de carga,  $F_t$ .

Un análisis riguroso de los sistemas de SDOF generalmente no se requiere ni está justificado en las aplicaciones típicas del diseño por explosiones. Sin embargo, casos especiales pueden ocurrir donde una solución más sofisticada se justifique, tal vez para

calificar analíticamente una estructura existente para la nueva condición de carga mayor. Las mejoras se pueden hacer en los análisis en áreas tales como endurecimiento por deformación, formación progresiva de rótulas, reemplazo equivalente de la carga de pulso arbitraria y grandes deformaciones. La discusión de estos métodos está fuera del alcance de este trabajo; sin embargo, la orientación técnica se pueden encontrar en Stronge and Yu, manual 42 ASCE (sección 7,6), Krauthammer 1986, y Krauthammer 1990.

#### **6.4.2 Factor de transformación**

Ejemplos típicos de algunas aproximaciones SDOF fueron introducidas brevemente en la sección 6.4.1 y se ilustran en la Figura 6.2. Estos modelos SDOF simplifican en gran medida el esfuerzo de análisis dinámico en comparación con el de las estructuras que han repartido la masa. Para las estructuras con una sola masa concentrada, el sistema SDOF puede definirse sin una aproximación.

El procedimiento para obtener una aproximación SDOF equivalente de un componente estructural se basa en su forma deformada bajo la carga aplicada y la energía de deformación, la equivalencia entre la estructura real y la aproximación SDOF. La deformada del miembro suele ser dominada por la carga de explosión y no por las cargas normales de diseño. Además de la energía de deformación de equivalencia, el movimiento del sistema SDOF (desplazamiento, velocidad y aceleración) es equivalente al punto de control seleccionado en la estructura real. El punto de control es usualmente seleccionado en un punto de máxima respuesta como una rótula plástica ubicada dentro del tramo. Sin embargo, las fuerzas del resorte no son iguales a las reacciones del apoyo del miembro real.

Masa equivalente, rigidez y la carga se obtienen a través del uso de factores de transformación. Varios textos ampliamente utilizados en el diseño de explosiones como Biggs 1964, (capítulo 5) y TM S-1300 (capítulo 3) contienen factores de transformación tabulados de los típicos elementos estructurales como vigas y losas. Las derivaciones de las ecuaciones de transformación de estos factores se dan también por estas referencias.

Factores de transformación utilizados para obtener las propiedades adecuadas para el sistema equivalente SDOF son los siguientes:

6.4 a Rigidez equivalente  $K_e = K_L K$

6.4 b Masa equivalente  $M_e = K_M M$

6.4 c Fuerza equivalente  $F_e = K_L F$

6.4 d Resistencia equivalente  $R_e = K_L R$

Donde:

$K_L$  = de carga o el factor de transformación de la rigidez

$K_M$  = factor de transformación de la masa

El análisis dinámico se puede llevar a cabo utilizando estos parámetros equivalentes en lugar de los valores reales correspondientes. El sustituto procedente de la ecuación de equilibrio dinámico bilineal (ecuación 6.3) y luego llegar a ser:

6.5

$$M_e a + R_e = F_e$$

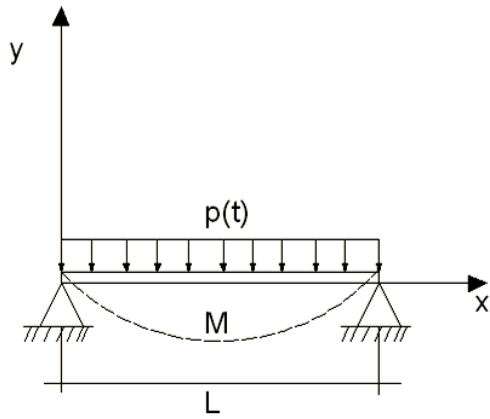
Para mayor comodidad, la ecuación 6.5 es a veces simplificada mediante el uso de un factor de simple transformación de carga masiva,  $K_{LM}$ , según se indica:

6.6

$$K_{LM} M_a + K_y = F_t$$

Donde:

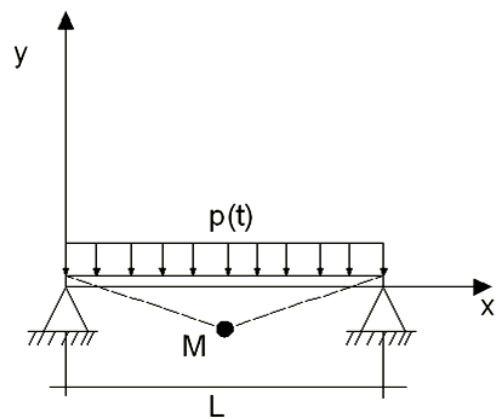
$$K_{LM} = \frac{K_M}{K_L}$$



$$\phi_e(x) = \frac{16}{5L^4}(L^3x - 2lx^3 + x^4)$$

$$K_L = 0.64, K_M = 0.50, K_{LM} = 0.78$$

a) Respuesta elástica

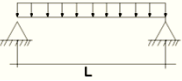
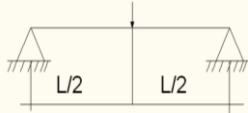
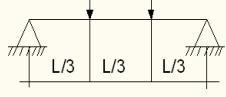


$$\phi_p(x) = \frac{2x}{L}, (x \leq L/2)$$

$$K_L = 0.50, K_M = 0.33, K_{LM} = 0.66$$

b) Respuesta plástica

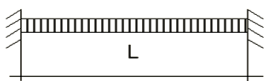
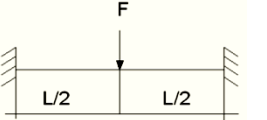
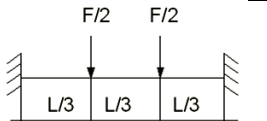


Diagrama de cargas	Rango de esfuerzo	Factor de carga $K_L$	Factor de Masa Acumulada $K_M(1)$	Factor de masa Uniforme $K_M$	Resistencia a la flexión $R_b$	Constante de resorte, $K$	Reacción dinámica $V$
$F=P \times L$ 	Elástica	0.64	-----	0.50	$8Mpe/L$	$384EI/5L^3$	$0.39R+0.11F$
	Plástica	0.50	-----	0.33	$8Mpe/L$	0	$0.38Ru+0.12F$
	Elástica	1.00	1.00	0.49	$4Mpe/L$	$48EI/5L^3$	$0.78+0.28F$
	Plástica	1.00	1.00	0.33	$4Mpe/L$	0	$0.75Ru+0.25F$
	Elástica	0.87	0.76	0.52	$6Mpe/L$	$56.4EI/5L^3$	$0.525+0.02F$
	Plástica	1.00	1.00	0.56	$6Mpe/L$	0	$0.52Ru+0.02F$

Nota:

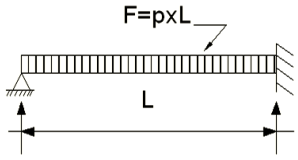
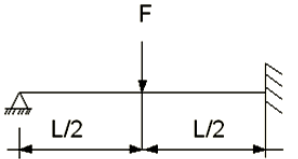
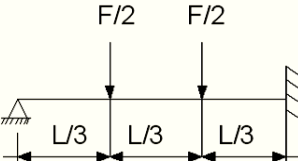
(1) porciones iguales de la masa concentrada se agrupan en cada carga concentrada

(2)  $Mpe$  es la capacidad de momento último en el centro de la luz

Diagrama de cargas	Rango de esfuerzo	Factor de carga $K_L$	Factor de Masa Acumulada $K_M(l)$	Factor de masa Uniforme $K_M$	Resistencia a la flexión $R_b$	Constante de resorte, $K$	Reacción dinámica $V$
$F=P \times L$ 	Elástica E-P (2) Plástica	0.53 0.64 0.50	----- ----- -----	0.41 0.50 0.33	$12M_{ps}/L$ $8(M_{ps}+M_{pe})/L$ $8(M_{ps}+M_{pe})/L$	$384EI/L^3$ $384EI/5L^3$ 0	$0.36R+0.14F$ $0.39R+0.11F$ $0.38R_u+0.12F$
	Elástica Plástica	1.00 1.00	1.00 1.00	0.37 0.33	$4(M_{ps}+M_{pe})/L$ $4(M_{ps}+M_{pe})/L$	$192EI/L^3$ 0	$0.71+0.21F$ $0.75R_u+0.25F$
	Elástica Plástica	0.87 1.00	0.76 1.00	0.52 0.56	$6M/L$ $6M/L$	$56.4EI/5L^3$ 0	$0.53+0.03F$ $0.52R_u+0.02F$

Nota:

- (1) Porciones iguales de la masa concentrada se agrupan en cada carga concentrada
- (2) E-P es elástico- plástico
- (3)  $M_{pe}$  es la capacidad de momento último en el centro de la luz;  $M_{ps}$  es la capacidad del momento último en los apoyos

Diagrama de cargas	Rango de esfuerzo	Factor de carga $K_L$	Factor de Masa Acumulada $K_M(l)$	Factor de masa Uniforme $K_M$	Resistencia a la flexión $R_b$	Constante de resorte, $K$	Reacción dinámica $V$
	Elástica E-P (2) Plástica	0.58 0.64 0.50	----- ----- -----	0.45 0.50 0.33	8Mpe/L 4(Mps+2Mpe)/L 4(Mps+2Mpe)/L	384EI/L <sup>3</sup> 160EI/5L <sup>3</sup> 0	V1=0.26R+0.12F V2=0.43R+0.19F 0.39R+0.11F±Mps/L 0.38Ru+0.12F±Mps/L
	Elástica E-P Plástica	1.00 1.00 1.00	1.00 1.00 1.00	0.43 0.49 0.33	16Mpe/3L 2(Mps+2Mpe)/L 2(Mps+2Mpe)/L	107EI/L <sup>3</sup> 48EI/L <sup>3</sup> 0	V1=0.25R+0.07F V2=0.54R+0.14F 0.78R-0.28F±Mps/L 0.75Ru-0.25F±Mps/L
	Elástica E-P Plástica	0.81 0.87 1.00	0.67 0.76 1.00	0.45 0.52 0.56	6Mpe/L 2(Mps+3Mpe)/L 2(Mps+3Mpe)/L	132EI/L <sup>3</sup> 56EI/L <sup>3</sup> 0	V1=0.17R+0.17F V2=0.33R+0.33F 0.525R-0.025F±Mps/L 0.52Ru-0.02F±Mps/L

Nota:

- (4) Porciones iguales de la masa concentrada se agrupan en cada carga concentrada
- (5) E-P es elástico- plástico
- (6) Mpe es la capacidad de momento último en el centro de la luz; Mps es la capacidad del momento último en los apoyos

El factor de transformación también cambia a medida que avanza el miembro estructural del rango elástico al plástico y de nuevo al rango de respuesta elástica. La resistencia también cambia en el rango plástico como se muestra en la ecuación 6.3.

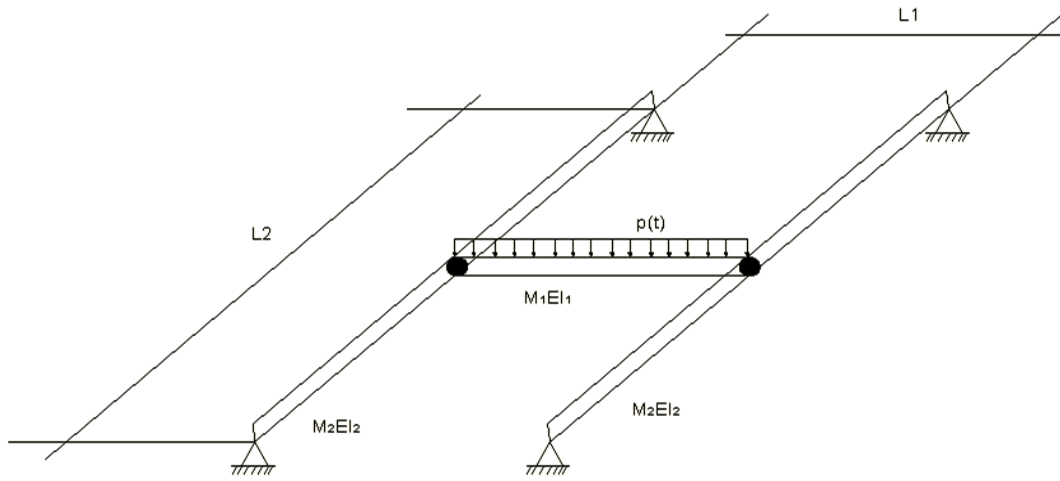
En la práctica, es común mantener el factor de transformación constante a lo largo del análisis. Se utiliza el juicio de ingeniería para seleccionar los elementos pertinentes, dependiendo del modo de respuesta predominante previsto. Un ensayo y error se puede utilizar para evaluar el comportamiento del modo de respuesta. Un promedio del factor de transformación de plástico a elástico se utiliza a veces.

Los factores de transformación común de un solo sentido y de dos sentidos de los miembros estructurales están disponibles de varias fuentes (Biggs 1964, TM 5-1300). Consulte las tablas 6.1, 6.2, y 6.3 para un resumen de esos factores para que los miembros de un sentido.

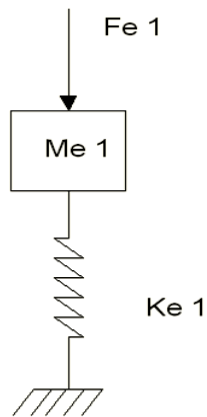
La masa de la estructura incluye su peso propio y el peso permanente del equipo. La masa es simplemente el peso dividido por la gravedad. Aproximaciones a veces se utilizan para determinar la distribución de la masa de los miembros a analizarse con el sistema SDOF con el fin de ser capaces de utilizar fácilmente los factores de transformación tabulados.

#### **6.4.3 Método de solución gráfica**

Cargas explosivas  $F_t$ , actuando en una estructura por un periodo relativamente corto de tiempo son considerados como cargas dinámicas transitorias. Soluciones para la ecuación 6.3 están disponibles en los gráficos (TM 5-1300 y Bggs 1964).



a) Viga y sistema de vigas

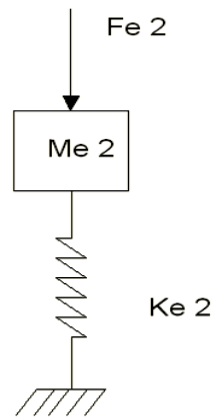


$$K_{e1} = K_{L1}K_1$$

$$F_{e1} = K_{L1}p(t)L_1$$

$$M_{e1} = K_{m1}m_1L_1$$

Viga sistema SDOF



$$K_{e2} = K_{L2}K_2$$

$$F_{e2} = K_{L2}p(t)L_2$$

$$M_{e2} = K_{m2}m_2L_2$$

Columna sistema SDOF

b) Sistema SDOF desacoplado

Figura 6.5 Distribución de masa de un típico sistema de varios miembros

Una solución gráfica típica para una carga de pulso triangular con una función de resistencia elasto-plástica se muestra en la Figura 6.6. Cuadros adicionales que cubren otras condiciones de carga y recuperación elástica están disponibles en Biggs 1964, de ASCE Manual 42 y TM 5-1300. Dichos cuadros se puede utilizar para determinar la demanda de ductilidad máxima,  $\mu_d$ , y el tiempo máximo de respuesta,  $t_m$ . Los parámetros necesarios para entrar en la Figura 6.6 incluyen la fuerza máxima aplicada  $f_0$ , la duración de la carga,  $t_d$ , última resistencia  $R_u$ , y el periodo  $t_n$ , del sistema equivalente SDOF. Este período se basa en la forma deformada del miembro y por lo tanto difiere del período de vibración natural que es independiente de la carga. La ecuación para la frecuencia de vibración del sistema SDOF se expresa en ciclos por segundo.

$$t' = \frac{l}{2\pi} \sqrt{\frac{K_e}{M_e}}$$

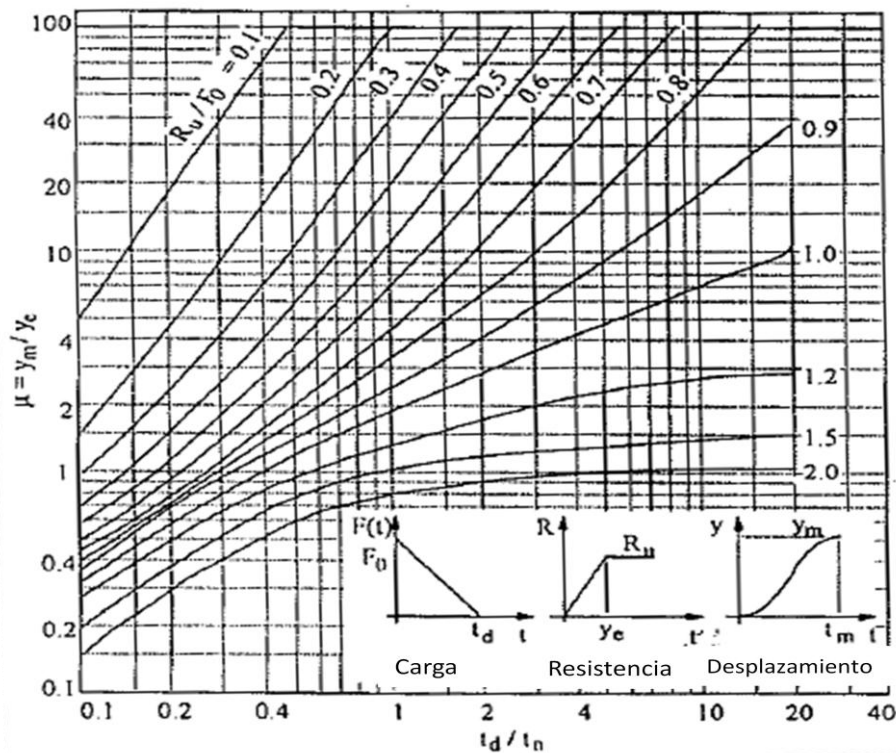


Figura 6.6: Cuadro de una solución grafica típica.

Para un sistema elasto-plástico SDOF (de Biggs 1964)

Y el periodo se expresa como a continuación en segundos:

$$t_n = \frac{1}{f} = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}}$$

Este método es adecuado para obtener la máxima respuestas elasto-plástica de los sistemas SDOF sometidos a funciones de carga simple. Generalmente no es práctico desarrollar soluciones gráficas cuando las cargas se hacen más complejas. Una desventaja de este método es que la respuesta en el tiempo no está disponible para evaluar una reacción en los apoyos y los efectos de rebote.

Otro método gráfico que se utiliza a veces en la evaluación de los elementos estructurales SDOF para cargas de explosión es la Presión-Impulso o método P-I. El método combina análisis P-I dinámico y diseño de evaluación en un único procedimiento que puede utilizarse para evaluar rápidamente el nivel de daño potencial para ciertos tipos de estructura, miembros tales como paneles de hormigón armado, vigas de acero, muros de mampostería y otros elementos de construcción común. Usualmente el nivel de daño se define generalmente como bajo, medio o alto que se refieren a la creciente demanda de ductilidad.

El concepto básico del método P-I consiste en relacionar matemáticamente un nivel de daño específico a un rango de presión de la explosión y los impulsos correspondientes a un elemento estructural particular. Los niveles de daños en esencia corresponden a los estados de deformación en el miembro. Las relaciones, que pueden ser teóricas o empíricas, se representan en formato gráfico, como se ilustra en la Figura 6.7. Conociendo la presión de la explosión, el impulso y la ubicación específica de una estructura con relación a la fuente de explosión, las curvas de daño P-I permite conocer al usuario directamente el nivel de daño.

Dos tipos básicos de diagramas P-I son de uso común. "P<sub>bar</sub>" y "I<sub>bar</sub>" (adimensionales) estos términos han sido utilizados para definir los valores del diagrama en abscisa y ordenada. Estos contienen parámetros que definen la rigidez, resistencia y la masa de un tipo particular de miembros. Se recomienda consultar Backer 1983 y FACEDAP 1994

que definen los términos  $P_{bar}$  y  $I_{bar}$ . Diagramas más recientemente P-I similares a los mostrados en la figura 6.7 en la que los valores de la abscisa y la ordenada se dan directamente en términos de presión e impulsos, han entrado en un uso para la evaluación de los elementos de construcción y en algunos casos para estructuras completas. Las curvas mostradas en la Figura 6.7 definen la combinación de presiones e impulsos que producen un nivel de daño constante. Hay regiones definidas por las curvas de daño constante que se designan como daños ligeros, medios y el colapso de la estructura como la de esta figura en particular.

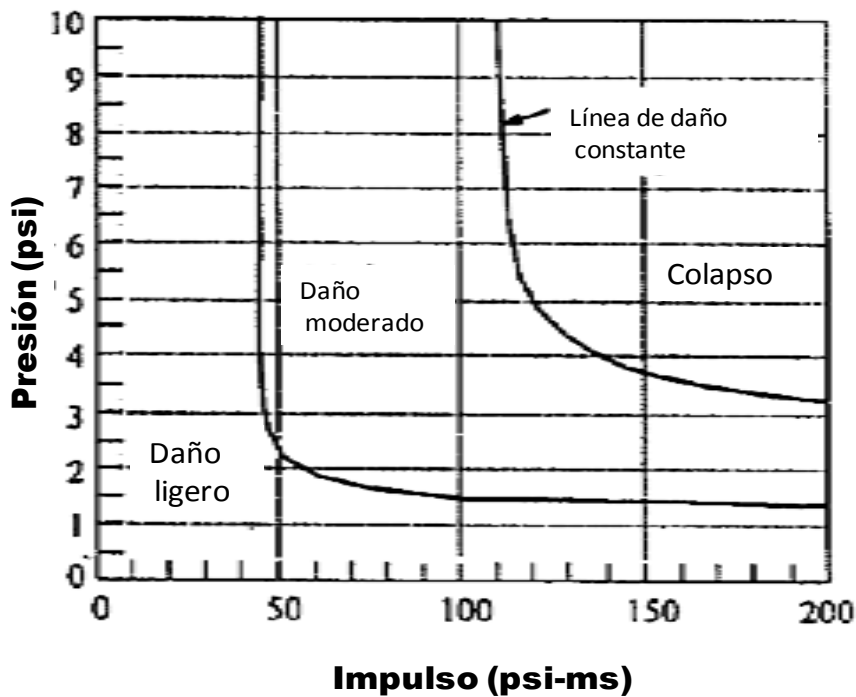


Figura 6.7: P-I vs daño estructural

Soluciones teóricas en general tienden a subestimar la capacidad de resistencia de las estructuras actuales. Pruebas de explosión se han utilizado a veces para establecer una serie de datos con el fin de desarrollar las curvas de daño realistas. Sin embargo, al utilizar datos de prueba para establecer la curva de daño, la prueba de dispersión exige inevitablemente la introducción de algunos conservadurismos con el fin de producir las fronteras sin problemas entre las regiones de daño del diagrama P-I. Además, las



interpretaciones cualitativas de las respuestas de las muestras de prueba introducen algunas incertidumbres en la definición de los niveles de daño. Por estas razones, el método de P-I ha sido utilizado principalmente como una herramienta de revisión.

#### 6.4.4 Soluciones de forma cerrada

Soluciones de forma cerrada (i.e, ecuaciones) están disponibles sólo para algunos casos de cargas simples para los sistemas SDOF (Biggs 1964, Clough 1993, La Paz 1991). Existen soluciones publicadas tanto para respuestas elásticas y elástico-plásticas, y cargas de forma triangular y rectangular. El análisis también se puede simplificar cuando la duración de la carga,  $t_d$ , es o muy corta o muy larga en comparación con el período,  $t_0$ .

Cuando la duración de la carga es pequeña en comparación con el período natural del miembro,  $t_d/t_n < 0.1$ , la forma de la función carga-tiempo se hace insignificante. La respuesta máxima se puede calcular utilizando el principio de impulso-momento. La demanda de ductilidad,  $\mu_d$ , se puede determinar utilizando el principio del impulso,  $I_0$  y la respuesta máxima y la resistencia máxima de los miembros.

6.9

$$\mu_d = 0.5 \left[ \left( l_0 2\pi \frac{f}{R_u} \right)^2 + 1 \right]$$

En el otro caso extremo, cuando la duración de la carga es larga en comparación con el período natural,  $t_d/t_n > 1$ , el sistema responde como si la carga se aplicara de repente y en forma constante. Una vez más, la demanda de ductilidad máxima también se puede expresar en forma de:

6.10

$$\mu_d = \frac{1}{\left[ 2 \left( 1 - \frac{F_1}{R_m} \right) \right]}$$

Fórmulas empíricas han sido desarrolladas para la transición entre estos dos casos de respuesta dinámica extrema. El manual ASCE 42 proporciona la siguiente relación en el rango de respuesta completa de  $\tau = t_d/t_n$ :

6.11

$$\frac{F_o}{R_m} = \frac{\sqrt[2]{(2\mu_d - 1)}}{\pi(\tau)} + \frac{(2\mu_d - 1)(\tau)}{2\mu_d(\tau + 0.7)}$$

Las comparaciones con la solución más exactas producen resultados en relación del 5%, que suele ser bastante exacto en la mayoría de las aplicaciones. Esta fórmula no se presta a un cálculo directo de la demanda de ductilidad en términos de los otros parámetros, sin embargo, puede ser resuelto por ensayos de iteraciones  $\mu_d$ .

#### 6.4.5 Integración numérica

Cuando una gráfica sencilla, desde los métodos empíricos o solución no son apropiados o no proporcionan información suficiente, es tiempo de utilizar el método de la integración numérica. Este método también se conoce como el nombre de método de historia del tiempo. La mayoría de los textos de dinámica estructural (Biggs 1964, Clogh 1993, La Paz 1991) ofrecen una amplia cobertura sobre los métodos de solución numérica no lineales, de sistemas SDOF.

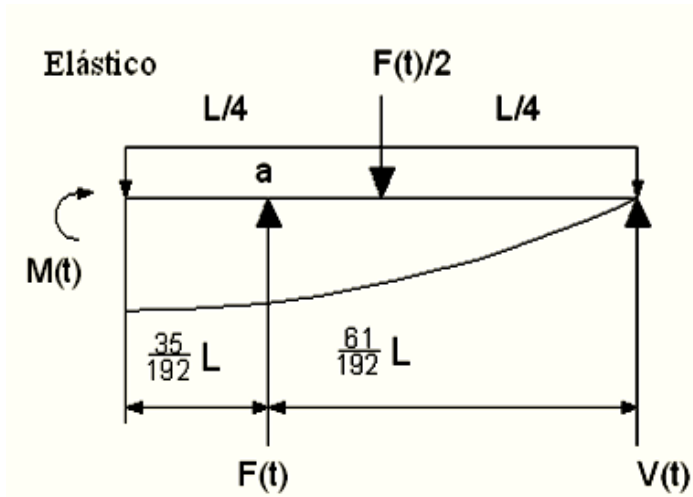
Se dará un breve resumen del procedimiento de integración numérico de Newmark, que es utilizado habitualmente para obtener la respuesta histórica en el tiempo para sistemas no lineales SDOF. Es más comúnmente utilizado como promedio-constante o aproximaciones lineales de aceleración en el paso de tiempo. Una solución incremental se obtiene al resolver la ecuación de equilibrio dinámico para el desplazamiento en cada paso del tiempo. Resulta de los pasos anteriores del tiempo y el actual paso de tiempo que se utilizan en las fórmulas para predecir la recurrencia de la aceleración y la velocidad en el paso de tiempo actual. En algunos casos, un enfoque de equilibrio total (Paz 1991) se utiliza para despejar la aceleración en el paso de tiempo actual.

Para garantizar una solución precisa y estable numéricamente, un pequeño incremento de tiempo debe ser seleccionado. Una regla de oro consiste en utilizar un valor menor o igual a 1/10 o bien como el periodo natural de vibración de la estructura o la duración de la carga, lo que sea menor. Consulte el apéndice para una descripción de los pasos básicos involucrados en la solución de la ecuación de movimiento usando el método de Newmark. Los programas de ordenador que usan métodos numéricos de integración tiempo para análisis no lineales de los sistemas de SDOF (por ejemplo BIGGS, WBE 1990; PLÁSTICO, La Paz 1986, así como CBARCS.

#### **6.4.6 Reacción en los apoyos**

Tal vez el aspecto que más se pasa por alto en la utilización de aproximaciones SDOF es la determinación de las reacciones dinámicas para el miembro real. La fuerza del resorte en el sistema SDOF no es igual a la reacción del apoyo. Con el fin de determinar las reacciones dinámicas, la distribución de la fuerza de inercia en el miembro debe ser considerada (Biggs 1964, capítulo 5). El enfoque básico, como se ilustra en la figura 6.8 es la de expresar las fuerzas dinámicas de acción en el miembro, o un segmento del miembro, en términos del desplazamiento y la aceleración en el punto de control. Este desplazamiento,  $y(t)$  se determina en la solución del análisis de evolución temporal del sistema SDOF equivalente.

Ecuaciones para reacciones dinámicas de los principales elementos estructurales están disponibles de algunas de las fuentes que proporcionan los factores de transformación. Consulte la tabla 6.1, 6.2 y 6.3. Estas ecuaciones expresan la reacción dinámica en términos de la resistencia y la carga aplicada, los cuales varían con el tiempo.



Sumatoria de momentos en "a"(sentido horario + )

$$0 = M(t) + \frac{F(t)}{2} \left( \frac{L}{4} - \frac{35L}{192} \right) - V(t) \left( \frac{61L}{192} \right)$$

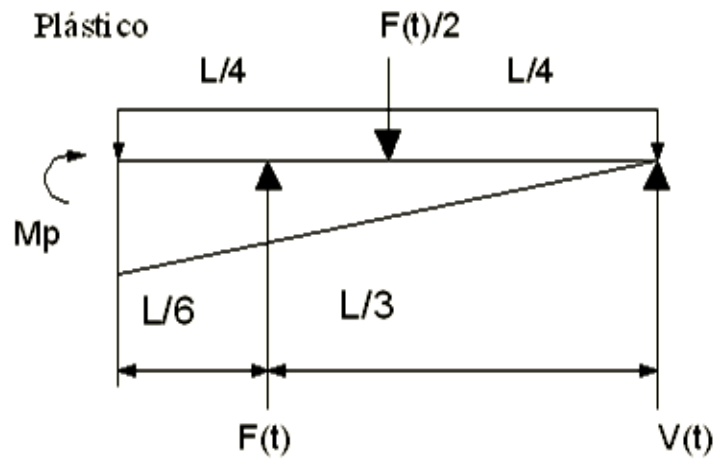
Substituyendo  $M(t) = R(t) L/8$

$$\frac{R(t)}{8} L + \frac{F(t)}{2} \left( \frac{1}{4} - \frac{35}{192} \right) L - \frac{61}{192} L V(t) = 0$$

$$\frac{1}{8} R(t) + \frac{13}{384} F(t) - \frac{61}{192} V(t) = 0$$

$$V(t) = \frac{192}{61} \left( \frac{1}{8} R(t) + \frac{13}{384} F(t) \right)$$

$$= 0.39R(t) + 0.11F(t)$$



Sumatoria de momentos en "a" (sentido horario +)

$$0 = M_p + \frac{F(t)}{2} \left( \frac{L}{4} - \frac{L}{6} \right) - V(t) \left( \frac{L}{3} \right)$$

Substituyendo  $M_p = R_u L/8$

$$\frac{R_u}{8} L + \frac{F(t)}{2} \left( \frac{1}{4} - \frac{1}{6} \right) L - \frac{L V(t)}{3} = 0$$

$$\frac{R_u}{8} + \frac{F(t)}{24} - \frac{V(t)}{3} = 0$$

$$V(t) = 3 \left( \frac{R_u}{8} + \frac{F(t)}{24} \right)$$

Figura 6.8: reacción para un miembro a flexión

Con carga & masa distribuida

## CAPITULO VII

### PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

#### 7.1 Introducción

El propósito de este capítulo es hacer una recopilación de los aspectos esenciales de diseño tratados en los capítulos anteriores y establecer un procedimiento de diseño para estructuras tipo *Pipe Rack*, logrando de esta manera sintetizar el presente trabajo en un ejemplo práctico que sirva de guía y fuente de consulta.

#### 7.2 Conceptos generales diseño

Varios conceptos importantes deben tenerse en cuenta al diseñar edificaciones resistentes a explosiones. Estos conceptos incluyen la absorción de energía, factores de seguridad, estados límite, las combinaciones de carga, funciones de resistencia, las consideraciones de desempeño estructural dinámico indicado para cargas explosivas.

Al ser los *Pipe Rack* estructuras de acero deben estar sujetos a los códigos de diseño estructural vigentes en la actualidad y los dos métodos propuestos per estos es decir el Diseño por Tensiones Admisibles (ASD) y el Diseño por Factores de Carga y Resistencia LRFD). Cabe destacar que en el presente trabajo se eligió el método LRDF por considerarlo el más adecuado para este tipo de cargas y sus efectos.

##### 7.2.1 Absorción de Energía

La necesidad de lograr respuestas dúctiles se ha discutido previamente en el capítulo 5. Sin embargo, tanto la fuerza y ductilidad son necesarias para lograr la absorción de energía. La alta capacidad de absorción de energía se logra mediante el uso de materiales adecuados y los detalles estructurales, como se ha mencionado previamente durante el desarrollo de este trabajo el más recomendable es el acero tipo A36 por sus

características y su composición química. Además debemos asegurarnos en el diseño que los elementos deben adaptarse a las desviaciones relativamente grandes y las rotaciones con el fin de proporcionar redundancia en la ruta de carga. La alta resistencia con baja ductilidad no es deseable para el diseño convencional, y cada vez menos deseable para el diseño resistente a explosiones.

### **7.2.2 Factores de seguridad**

Las definiciones tradicionales de los factores de seguridad en términos de requisitos de resistencia, tales como factores de resistencia de carga o de tensiones admisibles, no son aplicables en el diseño resistente a explosiones. Los factores de seguridad son más adecuados en términos de demanda de energía de deformación en comparación con la capacidad de deformación de y absorción de energía. Las deformaciones admisibles son un método práctico para cuantificar la capacidad de absorción de energía.

Un método adicional que se ha utilizado para lograr un margen de seguridad es aumentar el diseño de carga de presión. Por ejemplo, TM 5-1300 recomienda que se añada el 20% del peso de la carga. Sin embargo, el aumento de la carga de explosión no es común, y no se recomienda para explosiones petroquímicas, debido a métodos utilizados en la predicción de cargas.

### **7.2.3 Combinaciones de Carga**

Las especificaciones de diseño por el método LRDF definen los factores de carga y las combinaciones que se utilizarán para las condiciones de carga convencionales, tales como cargas muerta, viva, de viento y sismo. Sin embargo, no existen en realidad especificaciones del diseño que cubran a las condiciones de carga explosiva. Las cargas explosivas se combinan solamente con aquellas cargas que se espera que estén presentes en el momento de la explosión. Por lo tanto, las cargas explosivas no se combinan con las cargas de viento y sismo.

La combinación para todo tipo de materiales utilizados en el diseño resistente a explosiones es el siguiente:

$$1,0 \text{ (DL)} + 1,0 \text{ (LL)} + 1,0 \text{ (BL)}$$

Donde,

DL = carga muerta

LL = carga viva

BL = carga explosiva

Todo o parte de la carga viva no se pueden utilizar, consulte la Sección 6.2.4. La unidad de factores de carga se basa en la presunción de que la condición accidental de una carga explosiva es algo extremadamente raro.

#### **7.2.4 Consideraciones sobre el rendimiento estructural**

Los requisitos estructurales de rendimiento para el diseño resistente a explosiones incluyen límites impuestos a la flexión de los miembros, derivas de piso y niveles de tolerancia al daño. Los requisitos convencionales de servicio no son aplicables en condiciones de carga por una grave explosión. Véase el Capítulo 5 para obtener información adicional.

#### **7.2.5 Análisis dinámico**

El análisis dinámico es en sí mismo entonces realizado por una serie de métodos diferentes que van desde el simple gráfico o solución de ecuaciones de elementos finitos complejos no lineales. Los métodos de análisis se tratan en el capítulo 6. El propósito de este paso es calcular las deformaciones y las reacciones de los miembros.

### **7.3 Diseño en acero**

Las aplicaciones para acero estructural en del diseño resistente a explosiones incluyen vigas y columnas para el sostenimiento de las cargas verticales. El acero estructural tiene la ventaja de un montaje rápido en la obra.



Al ser un material producido en fábrica, el acero tiene una fuerza bien controlada y predecible además cuenta con propiedades de rendimiento posterior. A diferencia del hormigón, el acero tiene una buena tracción, así como resistencia a la compresión.

Las desventajas del acero estructural en el diseño resistente a explosiones son dos. Lo más significativo es la inherente esbeltez del acero y la posibilidad de pandeo prematuro local o general. La desventaja menos importante es que el revestimiento de acero tiene una menor resistencia a la penetración de proyectiles.

*Las Especificaciones de Diseño del Factor de carga y resistencia AISC (AISC LRFD)* se utilizan como base para el diseño resistente a explosiones. La resistencia de elementos estructurales de acero se calcula utilizando la resistencia de los materiales dinámicos que figuran en la sección 5.4. Los factores de reducción de la fuerza no son aplicados (es decir,  $\Phi = 1$ ) en los casos de carga que involucran explosión.

Las consideraciones de delgadez son de particular importancia para la ductilidad de los miembros de acero estructural. El acero, en comparación con otros materiales de construcción utilizados en el diseño de explosiones, es considerablemente más delgado, tanto en términos de la estructura general como en los componentes de una típica sección de corte transversal. Como resultado, el efecto de la inestabilidad global y local sobre la capacidad final es una consideración importante. Disposiciones ancho-espesor deben aplicarse no sólo en la medida que toda la capacidad plástica se puede lograr, sino en la medida que también altos coeficientes de ductilidad pueden ser alcanzados de manera segura. El coeficiente de ancho a espesor, de la Tabla 8-1 de las *Disposiciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural (AISC 1992)* se utiliza para este propósito.

#### **7.4 Procedimiento de diseño**

Los pasos siguientes describen el proceso de diseño que se han determinado después del estudio de las cargas explosivas y su acción sobre las estructuras, es decir el producto de este trabajo. La descripción de cada paso se explica con el ejemplo que se presenta a continuación.

PASO 1: Determinación de la sustancia y distancia de la posible fuente de explosión.

PASO 2: Determinación de la sobre presión (método TNT equivalente)

PASO 3: Determinación de las cargas de diseño (frontal, lateral, y de techo)

PASO 4: Determinación de la acción de las cargas sobre los pórticos

PASO 5: Determinación de las características dinámicas del material

PASO 6: Análisis estructural (programa Sap.2000)

PASO 7: Selección de perfiles

PASO 8: Diseño de conexión y cimentación (no se incluye en este trabajo)

#### **7.4.1 Ejemplo de cálculo**

El presente ejemplo de cálculo se encuentra también en una hoja electrónica adjunta con el presente trabajo (TNT equivalente.xls).

#### **PASO 1: Determinación de la sustancia y distancia de la posible fuente de explosión.**

Para este primer paso el cliente deberá proporcionar información de que sustancia combustible y la cantidad del mismo se tendrá en la posible fuente de explosión. Unas sustancias muy comunes en esta industria se presentan en un listado junto con su calor de combustión en (Archivo TNT equivalente.xls, hoja sustancias). Este listado nos proporciona datos para poder realizar los cálculos con el método TNT equivalente.

En cuanto a la distancia de la fuente de explosión se tiene por norma que cualquier instalación estará aproximadamente de 100 a 150 m de la misma, un estudio detallado de sobre la distribución y ubicación de las instalaciones de acuerdo a los efectos de las explosiones se puede encontrar en la tesis doctoral de Dr. FERNANDO DÍAZ

ALONSO “Análisis de consecuencias y zonas de planificación para explosiones industriales accidentales”

#### DATOS

Sustancia:	Ciclohexanato
Calor de combustión sustancia:	46762929,20 J/Kg.
Calor de combustión TNT:	4600000,00 J/Kg.
Rendimiento de la explosión:	3%
Masa de la sustancia a reaccionar:	20000 Kg.
Distancia al centro de la explosión:	150 m.

#### PASO 2: Determinación de la sobre presión (método TNT equivalente)

Una vez definido los datos anteriores se procede a determinar el equivalente en kg TNT de la sustancia combustible y la sobre presión que ocasionaría su detonación.

Hallar la relación de masas entre la sustancia y el TNT mediante la siguiente formula.

$$W_{TNT} = \alpha \cdot W_c \frac{\Delta H_c}{\Delta H_{TNT}}$$

$$W_{TNT} = 0,03 \cdot 20000 \frac{467,6 \cdot 10^5}{4,6 \cdot 10^6} = 6099,51 \text{ kg}$$

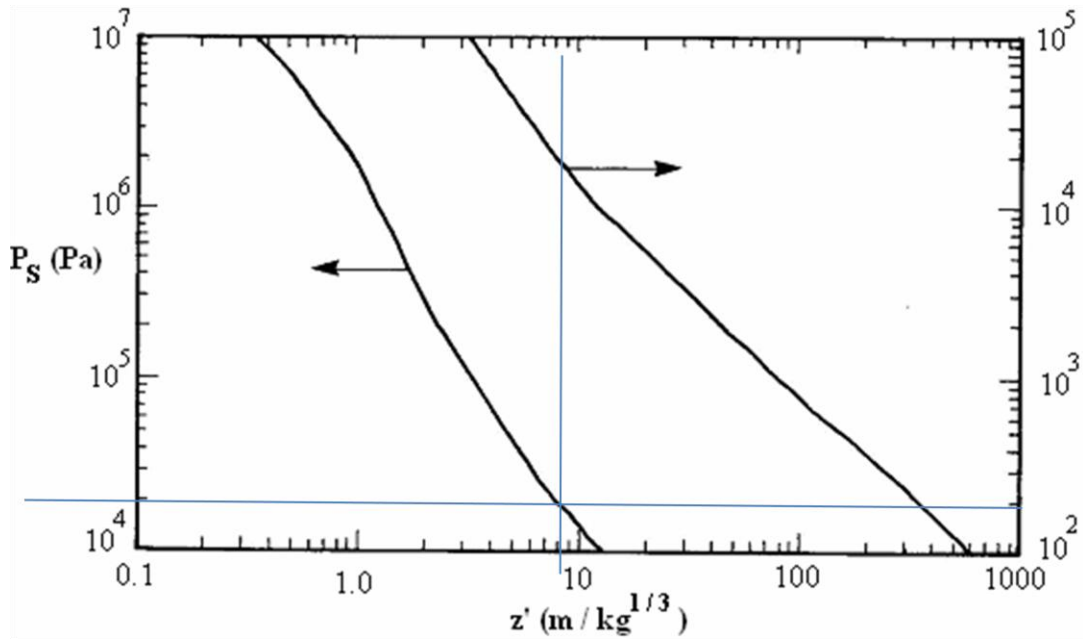
Determinamos la distancia normalizada

$$d_n = \frac{d}{\sqrt[3]{W_{TNT}}}$$

$$d_n = \frac{150}{\sqrt[3]{6099,51}} = 8,21 \text{ m} \cdot \text{kg}^{1/3}$$

Con esta distancia normalizada entramos a los siguientes gráficos para determinar:

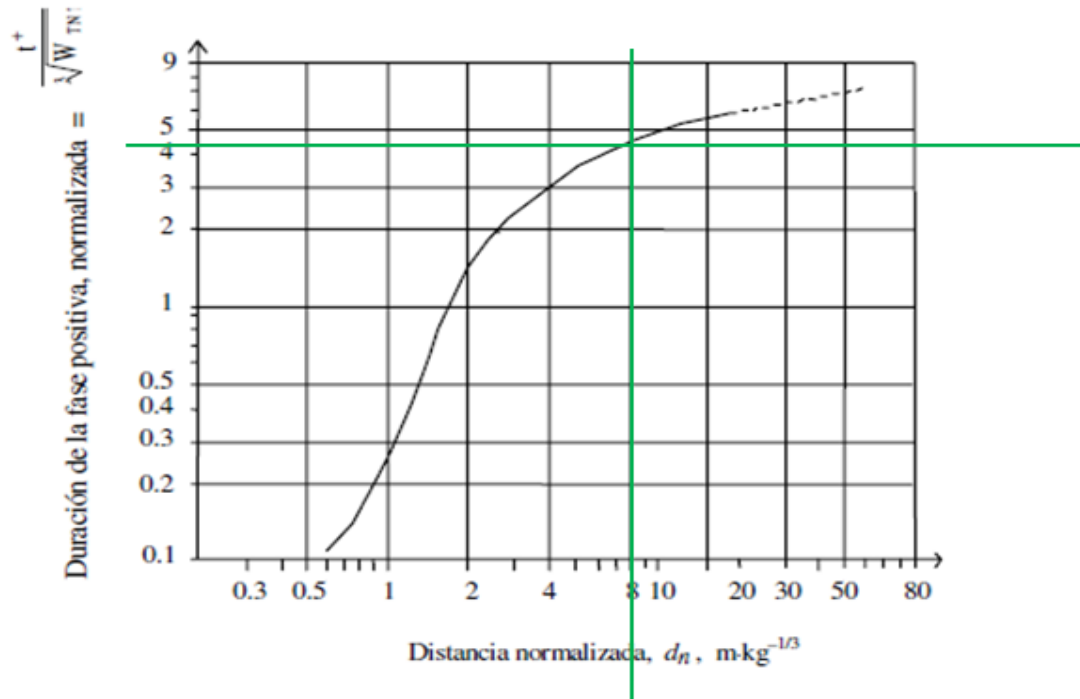
En la (Figura 3.9) para determinar la sobre presión



$$P_s = 19000 \text{ Pa}$$

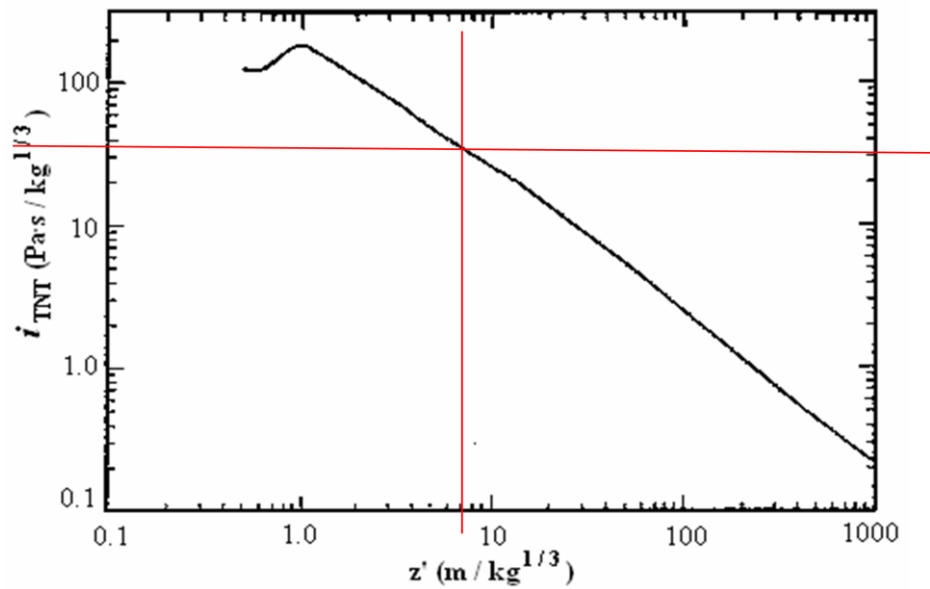
$$P_s = 1937,43 \text{ Kg/m}^2$$

En la (Figura. 3.10) la duración de la fase positiva de la onda de choque



$t = 4.1$  s

En la (Figura 3.12.) el impulso escalado en función de la distancia escalada



$i_{TNT} = 36$  Pa.s/kg<sup>1/3</sup>

### PASO 3: Determinación de las cargas de diseño (frontal, lateral, y de techo)

Utilizando los resultados obtenidos en el paso anterior realizamos los cálculos para determinar las cargas de diseño.

$$\text{Pico de sobrepresión, } P_{so} = 19000 \text{ Pa}$$

$$P_{so} = 2.75 \text{ psi}$$

$$P_{so} = 1934.25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Duración, } t_d = 4.1 \text{ seg}$$

Velocidad de choque frontal

$$U = 1130(1 + 0.058P_{so})^{0.5} \quad \left( \frac{ft}{s} \right)$$

$$U = 1130(1 + 0.058 \times 2.75)^{0.5}$$

$$U = 1216.82 \left( \frac{ft}{s} \right)$$

$$U = 370.89 \left( \frac{m}{s} \right)$$

Longitud de las ondas de presión

$$L_w = U * t_d$$

$$L_w = (1216.82 \text{ ft/s}) \times (4.1 \text{ s})$$

$$L_w = 4988.96 \text{ ft}$$

$$L_w = 1520.64 \text{ m}$$

Pico de presión dinámica del viento

$$q_o = 2.5P_{so}^2(7P_o + P_{so}) = 0.022 P_{so}^2 \quad (psi)$$

$$q_o = 0.022 P_{so}^2 \quad (psi)$$

$$q_o = 0.022 \times 2.75 (psi)^2$$

$$q_o = 0.17 \quad (psi)$$

$$q_o = 117.07 \text{ kg/m}^2$$

### 1.- Determinación de la carga frontal:

Reflejo de sobrepresión,

$$P_r = C_r P_{so}$$

$$C_r = \frac{P_r}{P_{so}} = (2 + 0.05P_{so}) \cdot (P_{so} \text{ en psi})$$

$$C_r = (2 + 0.05P_{so}) \cdot (P_{so} \text{ en psi})$$

$$P_r = (2 + 0.05 \times 2.75 \text{ psi}) \cdot 2.75 \text{ psi}$$

$$P_r = 5.88 \text{ psi}$$

$$P_r = 4134.57 \text{ kg/m}^2$$

Distancia libre:

S = distancia, la más pequeña entre H o B/2

$$H=8.20 \text{ ft}$$

$$B/2= 4.92 \text{ ft}$$

$$S = 4.92 \text{ ft}$$

$$S = 1.5 \text{ m}$$

Compensación de tiempo por sobrepresión reflejada

$$t_e = 3 \frac{S}{U} < t_d$$

$$t_e = 3 \frac{4.92}{1216.85} < 0.05s$$

$$t_e = 0.012s$$

Coefficiente de arrastre

$C_d = 1.0$  por carga frontal

Estancamiento de presión

$$P_s = P_{s0} + C_d q_0$$

$$P_s = 2.75 \text{ psi} + (1) \times (0.17 \text{ psi})$$

$$P_s = 2.9 \text{ psi}$$

$$P_s = 2051.32 \text{ kg/m}^2$$

Impulso pared frontal

$$I_w = 0.5(P_r - P_s)t_c + 0.5P_s t_d$$

$$I_w = 0.5(5.88 \text{ psi} - 2.9 \text{ psi})0.012 + 0.5(2.9 \text{ psi})(4.1 \text{ s})$$

$$I_w = 6.00 \text{ psi} \cdot s$$

$$I_w = 4217.85 \text{ kg/m}^2 \cdot s$$

Duración efectiva



$$t_e = 2 \frac{I_w}{P_r} = (t_d + t_c) \frac{P_s}{P_r} + t_c$$

$$t_e = 2 \frac{I_w}{P_r}$$

$$t_e = 2 \frac{6.0(\text{psi}\cdot\text{s})}{5.88 \text{ psi}}$$

$$t_e = 2.4\text{s}$$

## 2.- Determinación de la Carga lateral

Coefficiente de arrastre,  $C_d = -0.4$  sección 3.3.3

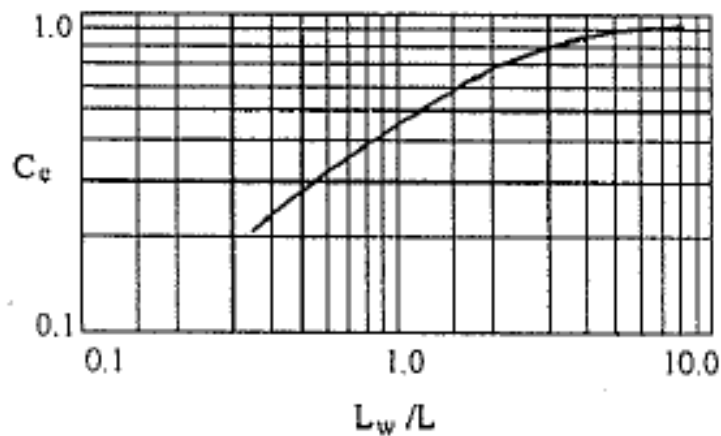
Coefficiente de carga equivalente

$$\frac{L_w}{L_1} = \frac{(4988.96\text{ft})}{(1.5\text{ft})} = 3325.97$$

Por lo tanto:

$C_e = \text{esencialmente } 1,0$

Figura 3.9



Sobrepresión máxima equivalente

$$P_a = C_e P_{so} + C_d q_o$$

$$P_a = (1.0)(2.75 \text{ psi}) + (-0.4)(0.17 \text{ psi})$$

$$P_a = 2.68 \text{ psi}$$

$$P_a = 1887.42 \text{ kg/m}^2$$

Tiempo de subida

$$t_r = \frac{L_1}{U}$$

$$t_r = \frac{1.5 \text{ ft}}{1216.82 \text{ ft/s}}$$

$$t_r = 0.001 = \text{prácticamente } 0 \text{ s}$$

$$\text{Duración } t_d = 4.1 \text{ s}$$

### 3.- Determinación de la carga de techo

Coefficiente de arrastre,  $C_d = -0.4$  por carga de techo

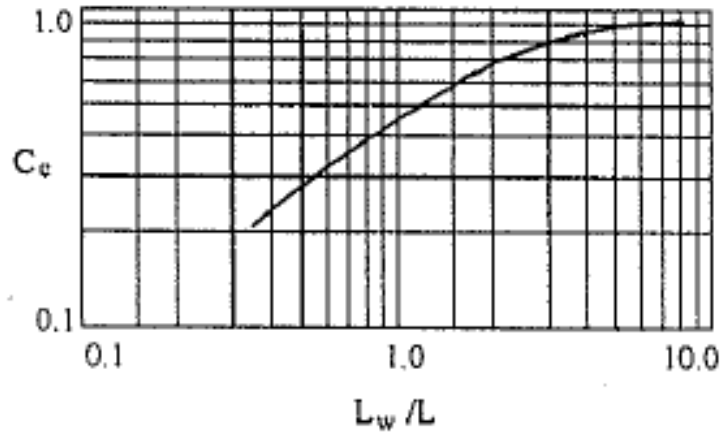
Coefficiente de carga equivalente

$$\frac{L_w}{L_1} = \frac{(4988.96 \text{ ft})}{(3 \text{ ft})} = 1662.99$$

Por lo tanto:

$$C_e = \text{esencialmente } 1,0$$

Figura 3.9



Sobrepresión máxima equivalente

$$P_a = C_e P_{so} + C_d q_o$$

$$P_a = (1.0)(2.75 \text{ psi}) + (-0.4)(0.17 \text{ psi})$$

$$P_a = 2.68 \text{ psi}$$

$$P_a = 1887.42 \text{ kg/m}^2$$

Tiempo de subida

$$t_r = \frac{L_1}{U}$$

$$t_r = \frac{1.5 \text{ ft}}{1216.82 \text{ ft/s}}$$

$$t_r = 0.002 = \text{prácticamente } 0 \text{ s}$$

Duración  $t_d = 4.1 \text{ s}$

#### PASO 4: Determinación de la acción de las cargas sobre los pórticos

En este punto debemos tomar en cuenta los anchos cooperantes para determinar cómo se cargara la estructura debido a las cargas de diseño, en este punto también se

desarrolló una hoja electrónica para facilitar el cálculo. (Archivo TNT equivalente.xls, hoja cargas en la estructura).

## CALCULO DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

### DATOS DE CARGA DE DISEÑO

Carga frontal	4134,57	Kg/m <sup>2</sup>
Carga lateral	1887,42	Kg/m <sup>2</sup>
Carga de techo	1887,42	Kg/m <sup>2</sup>

Datos ingresados

Resultados

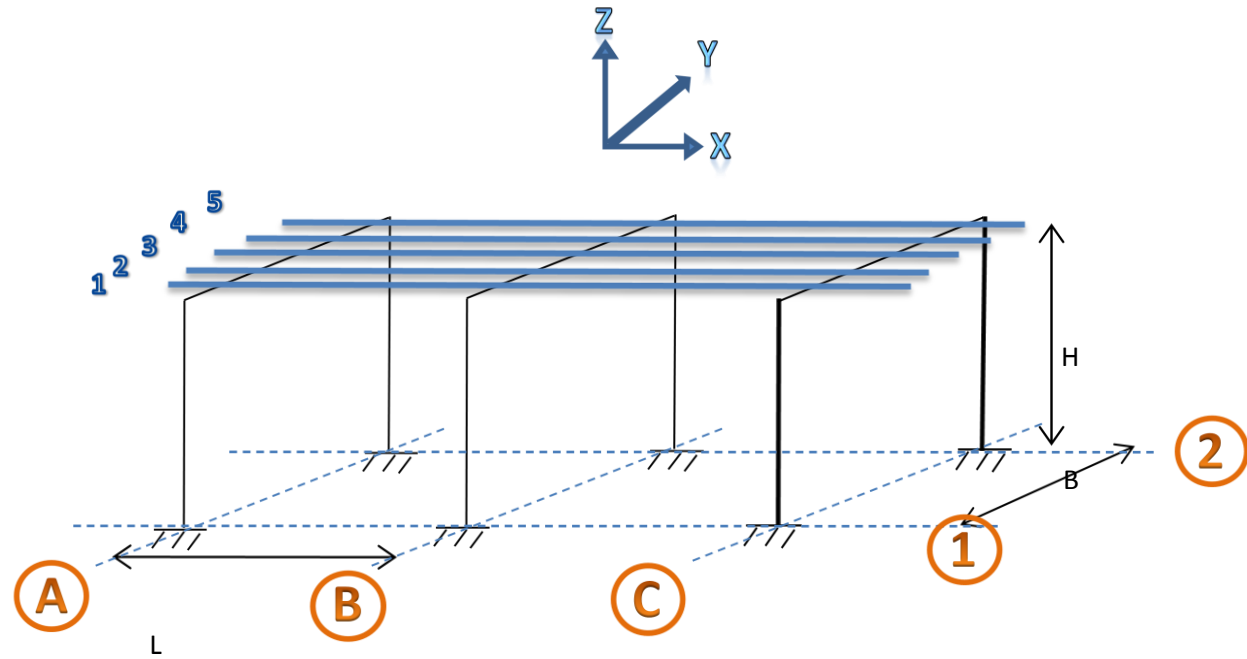


### DATOS DE LA ESTRUCTURA

H=	2,5	m
B=	3	m
L=	6	m

### DIAMETROS DE LAS TUBERIAS

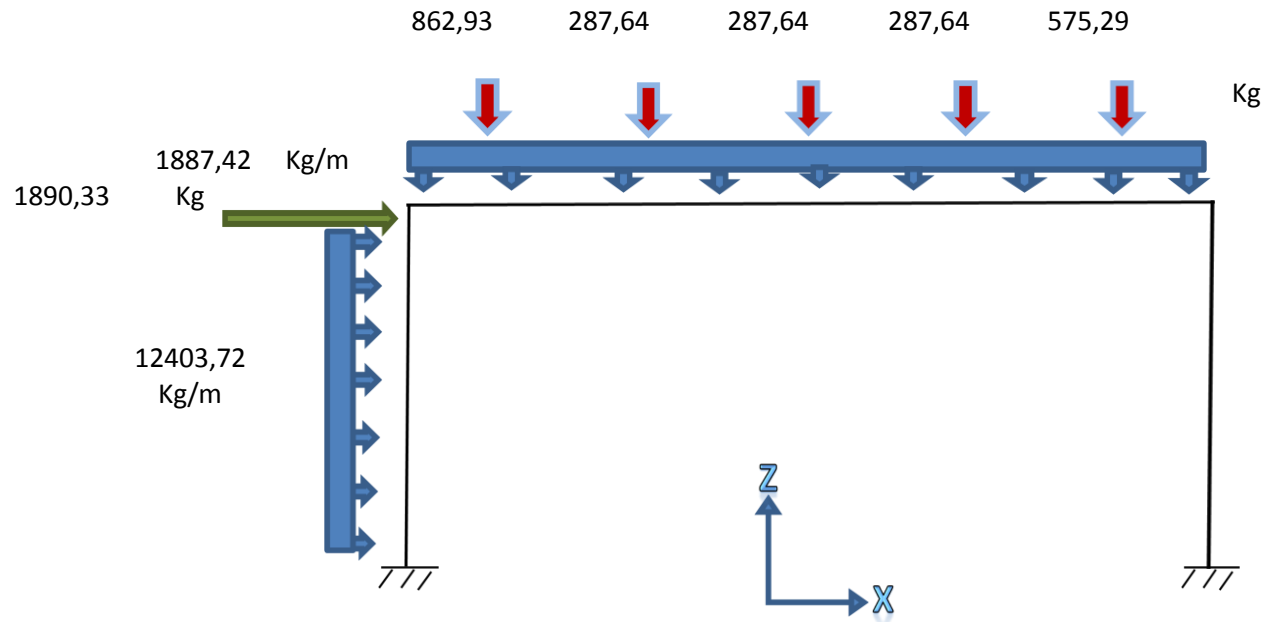
Nº	in	m
1	6	0,1524
2	2	0,0508
3	2	0,0508
4	2	0,0508
5	4	0,1016



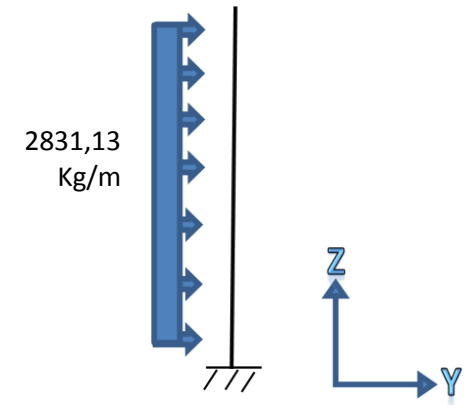
## Pórtico A y C

Ancho cooperante 3 m

Ancho cooperante 1,5 m

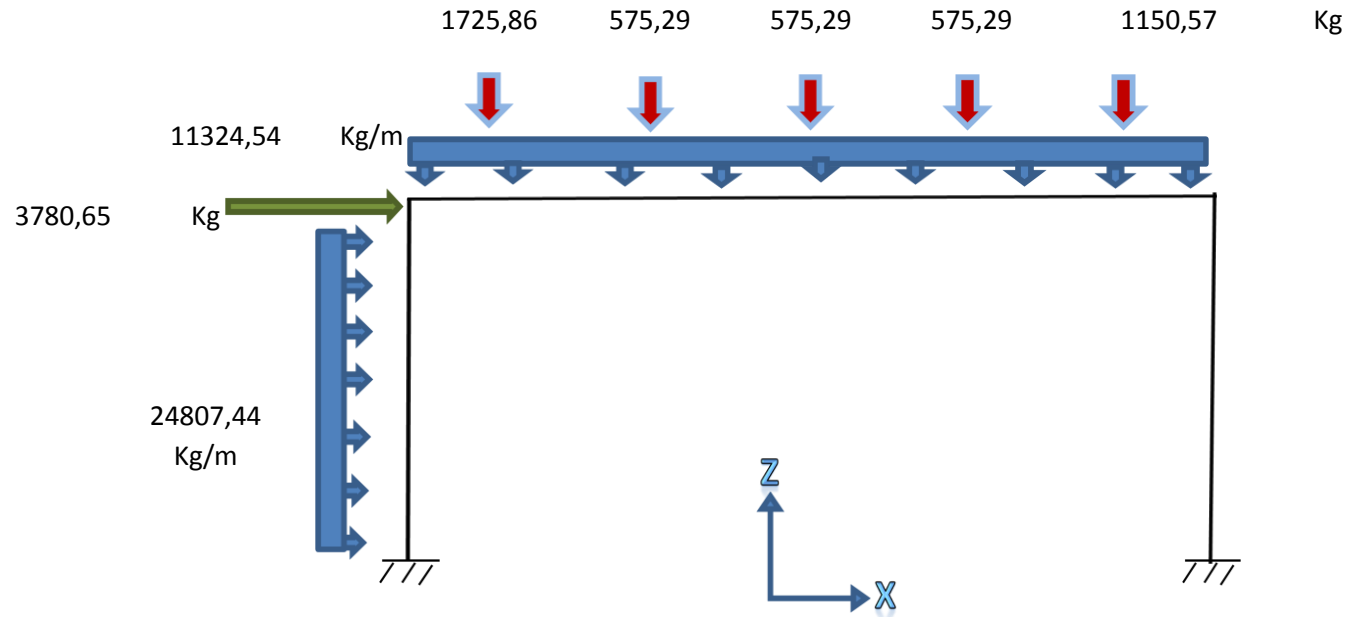


Nota: la carga se aplica en las columnas de los dos pórticos pero en sentido contrario

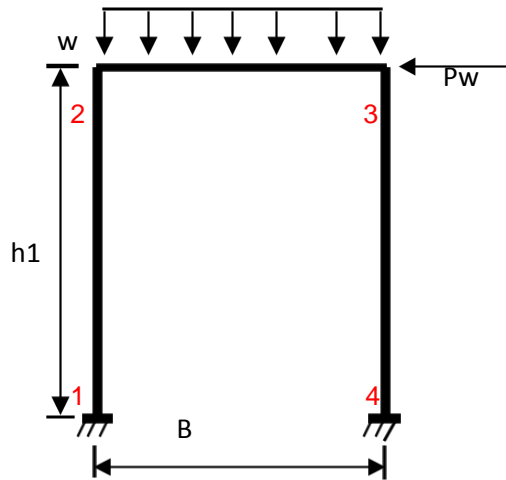


## Pórtico B

Ancho cooperante 6 m



Es necesario determinar también la carga muerta que actúa en las estructuras por la acción del peso de las tuberías, para esto se realiza un análisis de el diámetro de las tuberías y si tienen revestimiento o no, para lo que se realizo otra hoja de cálculo que facilita esta tarea. (Archivo Cálculo otras cargas.xls), este archivo explica paso por paso la determinación de cargas muertas y de viento cuenta además con 3 ejemplos de cálculo diferentes.



### I.- CONDICIONES DE DISEÑO:

1) Cargas Operación: Peso muerto + Carga de Viento

2) Rack lleno de tuberías de diferentes tamaños ( $D \leq 12''$ )

**a)  $w' = (n1*w1+n2*w2+...)/B = \text{Sum}(wt) / B$**

Donde:

$w'$  = intensidad de carga distribuida-unidad área (lbf/pies<sup>2</sup>)

$wt$  = peso de tubería, contenido mas aislamiento (lbf/pies)

$B$  = ancho del Piperack (pies)

**b)  $w = w' * s / 1000$  (Klbf/pie)**

Donde:

$w$  = intensidad de carga distribuida-unidad lineal (lbf/pies)

$w'$  = intensidad de carga distribuida-unidad área (lbf/pies<sup>2</sup>)

$s$  = espaciamiento entre Piperacks (pies)

**3) Carga de Viento:  $Pw = q*s*y / 1000$  (Klbf)**

Donde:

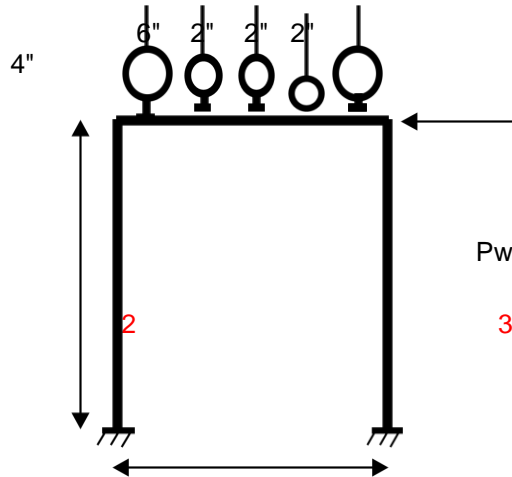
$q$  = presión del viento (lbf/pies<sup>2</sup>) (valor tabulado)

$s$  = distancia entre Piperacks (pies)

$y$  = altura influencia del viento (pie) (valor tabulado)



## EJEMPLO DE CALCULO-CASO I



### I.- CONDICIONES DE DISEÑO:

1) Cargas Operación: Peso muerto + Carga de Viento

2) Rack lleno de tuberías de diferentes tamaños ( $D \leq 12"$ )  
 $w = (n1*w1+n2*w2+...)/B = \text{Sum}(wt) / B$

### SIMBOLOGIA:

	Datos ingresados
	Resultados
	Datos sacados de las tablas

h1=

2.1) Cálculo del valor de la carga distribuida equivalente (Introducir valores tablas 1,2,3)

Item	Tubería	wt (lbf/pie)	wi (lbf/pie)	wt (lbf/pie)
1	Ø6"-Std-Aislada	31,5	2,66	34,16
2	Ø2"-Sch. 80-Aislada	6,3	1,68	7,98
3	Ø2"-Sch. 80-Aislada	6,3	1,68	7,98
4	Ø2"-Sch. 80	6,3		6,3
5	Ø4"-Std-Aislada	16,3	1,96	18,26
6				0

Datos geométricos:

B =	3,00	m	9,8	(pies)
h1 =	2,50	m	8,2	(pies)
s =	6,00	m	19,7	(pies)

B=

\* Aislamiento: Fibra de Vidrio, e=2"

\* s = espaciamento entre racks

\* s = 6(m) = 19.7'

7				0
8				0
<b>TOTAL wt</b>				<b>74,68</b>

2.2)  $w = 7,589$  (lbf/pie<sup>2</sup>)  $37,11 \text{ kg/m}^2$

2.3) Si s = 19,7  $w = 149,360$  (lbf/pie)  $222,55 \text{ kg/m}$

3) Carga de Viento:  $Pw = q*s*y$

3.1) Si vel. Viento=100 mph, Altura viento=30' , entonces  $q = 33$  (Ver tabla 4)

3.2) Rack doble-columna,  $h \leq 4'$ ,  $B \leq 10'$ , entonces  $y = 1,5$  (Ver tabla 5)

3.3) Carga de viento:  $Pw = 974,160$  (lbf)  $442,8 \text{ kg}$

PASO 5: Determinación de las características dinámicas del material

En el capítulo quinto se establece la diferencia de comportamiento del material frente a cargas dinámicas y cargas estáticas es por eso que basados en este capítulo y los anexos del mismo se realiza un cálculo de el límite máximo de fluencia del tipo de acero seleccionado para el diseño de los *Pipe Rack* para darle características de resistencia frente a cargas dinámicas utilizando los factores SIF y DIF. (Archivo TNT equivalente.xls, hoja cargas en la estructura).

Material	SIF
Acero estructural ( $f_y \leq 50$ ksi)	1,10
Acero de refuerzo ( $f_y \leq 60$ ksi)	1,10
Acero conformado en frío	1,21
Concreto (1)	1,00

DIF			
Material	Fluencia		Última resistencia
	Flexión / corte	Tensión /compresión	
	Fdy/fy	Fdy/fy	Fdy/fy
A36	1,29	1,19	1,10
A588	1,19	1,12	1,05
A514	1,09	1,05	1,00
A446	1,10	1,10	1,00
Acero inox 304	1,18	1,15	1,00
Aluminio, 6061-T6	1,02	1,00	1,00

		Limite de fluencia Ksi	Factor SIF	Factor DIF	Nuevo Límite de fluencia Ksi	Nuevo límite de fluencia Kg/m2
Tipo de acero	A36	36	1,10	1,29	51,08	35915627,88

**PASO 6: Análisis estructural (programa Sap.2000)**

Como se menciona hay varios métodos para el análisis estructural, uno de estos métodos es por medio de programas de computación que realizan análisis de estructuras en el presente trabajo se escogió el programa Sap.2000 por todas las bondades que presenta para este tipo de análisis.

**PASO 7: Selección de perfiles**

En la industria petrolera se recomienda el uso de perfiles W10x33 y W12x35 sin descartar el uso de otros según el análisis estructural determinado en el paso anterior, el uso de los perfiles mencionados se lo realiza más por razones económicas.

**PASO 8: Diseño de conexión y cimentación (no se incluye en este trabajo)**

El siguiente paso en el diseño de *Pipe Rack* es el diseño de la cimentación y conexiones adecuadas para soportar cargas de explosión, al ser un tema tan extenso y requerir un análisis pormenorizado no se incluye en el presente tema de tesis.

## CAPITULO VIII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 8.1 Conclusiones:

1. Lo más importante es determinar correctamente las sobrepresiones y duraciones basados en la distancia entre una estructura y una fuente potencial de explosión. El ingeniero estructural podría entonces determinar diseños de cargas basadas en la distancia a la fuente de explosión en los distintos sectores de la planta.
2. Se debe tomar en cuenta que cuanto más rápido el material se deforma (velocidad de deformación) mayor es el incremento en la fuerza. El aumento de la fuerza resultante permite a los miembros desarrollar resistencia estructural por encima de su capacidad estática. Este aumento puede ser en el orden del 10 al 30%, entonces es demasiado importante para ignorar estos efectos cuando se calcula la respuesta a la flexión es por esta razón que se recomienda utilizar los factores SIF y DIF descritos en el capítulo 5.
3. El tipo de acero recomendado para el diseño de estructuras resistentes a explosiones es el acero conformado en frío ya que el comportamiento elástico es casi el mismo, pero la gran diferencia en cuanto a resistencias se ve en el rango plástico en el cual el acero conformado en frío al llegar a ciertas deformaciones adquiere una resistencia mayor que la del acero formado en caliente, y como se indico en el capítulo 5 se busca un mejor comportamiento de los materiales justamente en esta rango plástico.

Es decir aceros estructurales de bajo y medio contenido de carbono, como los A36 y A992, son lo suficientemente dúctiles para aplicaciones de diseño por cargas explosivas.

4. Las Especificaciones de Diseño del Factor de carga y resistencia (*AISC LRFD*) se utilizan como base para el diseño resistente a explosiones. La resistencia de elementos estructurales de acero se calcula utilizando la resistencia de los

materiales dinámicos que figuran en la sección 5.4. Los factores de reducción de la fuerza no son aplicados (es decir,  $\Phi = 1$ ) en los casos de carga que involucran explosión.

5. Las cargas explosivas se combinan solamente con aquellas cargas que se espera que estén presentes en el momento de la explosión. Por lo tanto, las cargas explosivas no se combinan con las cargas de viento y sismo.

La combinación para todo tipo de materiales utilizados en el diseño resistente a explosiones es el siguiente:

$$1,0 (DL) + 1,0 (LL)+1,0 (BL)$$

Donde,

DL = carga muerta

LL = carga viva

BL = carga explosiva.

6. Después del análisis realizado se puede observar que los pórticos extremos son los más críticos a pesar de recibir una carga frontal menor, ya reciben una carga lateral adicional en la dirección geoméricamente menos resistente.
7. Es importante tener en cuenta la ubicación del *Pipe Rack* con relación a la fuente explosiva ya la carga frontal distribuida es muy grande y es preferible que los pórticos que reciban dicha carga sean ubicados de frente con su eje más fuerte estructuralmente.
8. Para *Pipe Rack* de un piso con las cargas definidas en el ejemplo de cálculo del capítulo 7 cuya fuente de explosión se encuentra a 150m, se recomiendan los siguientes perfiles y la siguiente configuración geométrica ya que brinda un mejor desempeño estructural. (el análisis estructural del sap2000 con resultados se encuentra adjunto en el CD).
9. Para *Pipe Rack* de dos pisos con las cargas definidas en el ejemplo de cálculo del capítulo 7 cuya fuente de explosión se encuentra a 150m, se recomiendan los

siguientes perfiles y la siguiente configuración geométrica ya que brinda un mejor desempeño estructural. (el análisis estructural del sap2000 con resultados se encuentra adjunto en el CD).

- 10.** Para *Pipe Rack* de tres pisos con las cargas definidas en el ejemplo de cálculo del capítulo 7 cuya fuente de explosión se encuentra a 150m, se recomiendan los siguientes perfiles y la siguiente configuración geométrica ya que brinda un mejor desempeño estructural. (el análisis estructural del sap2000 con resultados se encuentra adjunto en el CD).

## 8.2 Recomendaciones:

- 1.** Se recomienda a más del método TNT equivalente utilizado en el presente trabajo para la determinación de la sobre presión, recurrir a software especializados que podrían dar resultados más exactos a la hora de la determinación de estos parámetros.
- 2.** Seleccionar adecuadamente los materiales que serán utilizados en el diseño de *Pipe Rack* ya que es la base para lograr el comportamiento adecuado en el caso de una explosión dentro de facilidades petroleras específicamente perfiles conformados en frío dúctiles como el acero A36.
- 3.** Se recomienda la utilización de perfiles comercialmente fáciles de encontrar en el país cuya utilización sea económica y brinde las cualidades de resistencia a las cargas de impacto propuestas en el diseño.

## BIBLIOGRAFÍA

- **Abu-Adas, Hisham**, 2002. *Steel Piperack Design SABP-007*, (web) Disponible en:  
[http://d.yimg.com/kq/groups/23552736/1316095074/name/Aramco\\_PipeRack.pdf](http://d.yimg.com/kq/groups/23552736/1316095074/name/Aramco_PipeRack.pdf) Entrada en 17 de abril de 2010. (Traducido por Paúl Torres)
- **American Society of Civil Engineers**, 1993. *Design blast resistant building in petrochemical facilities ASCE*. Edit. ASCE, USA. (Traducido por Andrea Torres)
- **American Society of Civil Engineers**, 2006. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-05*. Edit. ASCE, USA,
- **Arqhys**, s/f. *Tipos de carga* Disponible en: <http://www.arqhys.com/cargas.html>
- **Arze, Recine y Asociados, Ingenieros Consultores**, 2000. *Manual de diseño para estructuras de acero: Método de factores de Carga y resistencia*, Instituto Chileno del Acero S.A., Chile,
- **Department Of The Army, The Navy, And The Air Force**, 1990. *Structures to resist the effects of accidental explosions (TM 5-1300)*, 1ra Edit. Washington,
- **Díaz Alonso, Fernando**, 2006. *Análisis de consecuencias y zonas de planificación para explosiones industriales accidentales (en el ámbito de las directivas SEVESO)*. Tesis previa a la obtención del título de Doctor. Universidad de Murcia, España.
- **Joaquim Casal, et al.**, 1999. *Análisis del riesgo en instalaciones industriales*, Edit. UPC, 1ra. Ed., Barcelona,
- **Samuel D. Amoroso B.S.**, 2007. *Wind Loads For Petrochemical Structures*, Edit. Louisiana State University, USA,.



## **BIOGRAFÍA**

Paúl Alexis Torres Armas nace en Quito-Ecuador el 8 de Junio de 1978, es el tercer hijo de Galo Fernando Torres Falconí y Rosario Guadalupe Armas Hidalgo.

Sus estudios primarios los realiza en la escuela de demostración del instituto superior Jaime Roldos Aguilera, posteriormente sus estudios secundarios los realizaría en el colegio Técnico FAE N°1 en donde obtiene el título de bachiller de la república con la especialidad físico matemático en el año de 1996, sus sueños de ser militar lo llevan posteriormente a inscribirse en la Escuela Superior Militar Eloy Alfaro, donde se gradúa de subteniente del arma de ingeniería en el año 2000, continua su carrera militar en donde realiza los cursos de selva en 1997, paracaidismo en 1999, desminado humanitario en el 2002 y el curso de tigres para su ascenso al grado de teniente en el año 2003. En el año 2004 ingresa a la carrera de ingeniería civil en la Escuela Politécnica del Ejército donde realiza sus estudios de forma continua hasta el año 2008, año en el cual realiza el curso de ascenso al grado de capitán, además realiza un intercambio estudiantil con la universidad de Guadalajara-México por un semestre. En el año 2010 regresa a la Escuela Politécnica del Ejército para terminar su carrera de ingeniero civil.

# **HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS**

**ELABORADO POR**

---

Torres Armas Paúl Alexis  
CAPT.DE. E.

**DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

---

Ing. Jorge Zúñiga

**DIRECTORA DE LA UNIDAD DE ADMISION Y REGISTRO**

---

Doc. Laura López.

Sangolquí, 30 de Julio de 2010