



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGÓN

300292

DISEÑO RESISTENTE A EXPLOSIÓN.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
SERGIO ALEJANDRO VILLEGAS MUÑOZ.

ASESOR: ING. GUSTAVO JIMÉNEZ VILLEGAS.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ARAGÓN

SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 17 de agosto del año en curso, por la que se comunica que el alumno SERGIO ALEJANDRO VILLEGAS MUÑOZ, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "DISEÑO RESISTENTE A EXPLOSIÓN", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 17 de agosto del 2001
EL SECRETARIO


Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

C p Asesor de Tesis.
C p Interesado.

AIR/RCC/vr

*Recibido original
23- agosto-01
Quintero*



**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN**

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**SERGIO ALEJANDRO VILLEGAS MUÑOZ
P R E S E N T E.**

En contestación a la solicitud de fecha 29 de mayo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GUSTAVO ADOLFO JIMÉNEZ VILLEGAS pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "DISEÑO RESISTENTE A EXPLOSIÓN", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 18 de junio de
LA DIRECTORA


ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

LTG/AIR/IIa:



AGRADECIMIENTOS

A MIS PADRES.

Mi madre ROSA MARÍA DE JESÚS MUÑOZ NÚÑEZ.

Por el gran amor que siempre nos has brindado, apoyo incondicional en todo momento, por tus palabras de aliento, por todos aquellos momentos de alegría y porque el pensar que estás con nosotros me da fuerza para seguir adelante y seguir sonriendo ante la vida, gracias.

Mi padre FERNANDO VILLEGAS VILLEGAS.

Porque siempre has estado presente cuando te he necesitado y aún en los momentos más difíciles de mi vida se que puedo apoyarme en ti, porque además de ser mi padre eres mi amigo y tus consejos me han ayudado a seguir adelante, gracias.

A UNFEDES

Por todo lo que significan en mi vida, quienes han compartido conmigo buenos y malos momentos y han creído siempre en mí. Como homenaje a su preocupación constante porque sus hijos tuvieran una vida mejor.

Especialmente para Fernanda Elizabeth, una persona muy importante en mi vida que siempre está en mis pensamientos y que me motiva para seguir adelante.

A MIS HERMANOS.

Una persona a la que admiro porque su vida es un ejemplo de tenaz esfuerzo ante la vida, tus caídas han sido dolorosas pero has salido avante y tu apoyo y cariño me tengo palabras con que agradecerlos. Fernando.

A quien deseo toda la felicidad en la vida, y un futuro lleno de prosperidad, porque te agradezco infinitamente que cuando necesite tu ayuda me la brindaste.
Aurora.

Quien tiene un gran talento en la familia y del cual estoy seguro llegaré muy lejos, porque tu nobleza es muy grande. *Luis.*

A quien deseo logre sus metas en la vida y que en el camino tan grande que le espera por recorrer encuentre la felicidad. *Eva.*

A USTEDES

Por su amor, comprensión y todos los momentos invaluable que me han permitido compartir con todos y cada uno de ustedes, porque somos uno y en nuestra unidad encontramos nuestra fuerza.

A MI ASESOR DE TESIS.

Ing. Gustavo Adolfo Jiménez Villegas

Maestro que en forma generosa me ha brindado su asesoría en la elaboración del presente trabajo, agradezco el tiempo que me ha dedicado y sus sabios consejos. Mi agradecimiento más profundo a Usted Profesor por su valiosa ayuda.

CON ESPECIAL AFECTO Y NOJIALGIA

A mis amigos y compañeros de la carrera Javier Buendía, Víctor Trinidad, Uriel Bocanegra, Patricia Tobias, Eliud, Ricardo, Héctor, Gabriel, Luis, Alfredo, Edgard, por la amistad que me brindaron.

Especialmente a quien siempre ha estado dispuesto a ayudarme desinteresadamente, para quien no tengo palabras para expresar mi agradecimiento por su amistad y apoyo, el cual es imposible de retribuir. Deseo

*sinceramente que la vida te recompense y que tu futuro sea tan luminoso como te mereces *Victor Nava **

Dedico el esfuerzo cristalizado en el presente trabajo a quienes de una manera u otra me motivaron y alentaron para no abdicar el camino trazado hasta llegar a su fin.

A JI ...

Seria difícil enlistar desde la instrucción Primaria, hasta la profesional, a amigos, compañeros, profesores, y demás gente que contribuyo a mi formación profesional, haciendo posible la culminación de esta meta, a todos mi más sincero agradecimiento.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**A LA ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGÓN"**

Con este inmenso sentimiento que experimento por ser orgullosamente
UNIVERSITARIO.

Quiero dedicar este trabajo de tesis al ser que ha transformado mi vida. Aquel que me conoce desde el principio y seguirá mi vida hasta su fin, tu que cambiás mi tristeza en alegría completa, a ti que me has permitido conocer a mi familia, a ti que nunca me has abandonado, para ti es este trabajo. Al ser todo poderoso que nos permite seguir adelante, gracias.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN		1
CAPÍTULO 1	CONSIDERACIONES GENERALES	6
1.1	Requisitos de seguridad profesional y acta de salud.....	6
1.2	Objetivos del diseño resistente a explosión.....	7
1.3	Edificios que requieren diseño resistente a explosión.....	7
1.4	Consideraciones de ubicación.....	8
CAPÍTULO 2	DETERMINACIÓN DE CARGAS	10
2.1	Tipos de explosiones.....	10
2.2	Parámetros de la onda de explosión.....	13
2.3	Determinación de sobrepresiones de diseño de la explosión de nube de vapor.....	20
2.4	Carga de explosión del edificio.....	23
CAPÍTULO 3	TIPOS DE CONSTRUCCIÓN	31
3.1	Consideraciones generales.....	31
3.2	Sistemas comunes para edificios petroquímicos.....	32
3.3	Otros sistemas.....	37
CAPÍTULO 4	RESISTENCIA DINÁMICA DE MATERIALES Y CRITERIOS DE RESPUESTA	39
4.1	Respuesta estática contra dinámica.....	39
4.2	Función de resistencia-deformación.....	40
4.3	Tipos de materiales y elementos estructurales.....	41
4.4	Propiedades dinámicas de materiales.....	46
4.5	Límites de deformación.....	54
CAPÍTULO 5	MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS	58
5.1	Conceptos importantes.....	58
5.2	Método estático equivalente.....	62
5.3	Sistemas de un solo grado de libertad.....	63
5.4	Sistemas de múltiples grados de libertad.....	73

5.5	Aplicaciones	78
CAPÍTULO 6	PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	81
6.1	Conceptos generales de diseño	81
6.2	Proceso de diseño del miembro	86
6.3	Diseño de estructuras de concreto reforzado	89
6.4	Diseño de estructuras de acero	92
6.5	Diseño de estructuras de mampostería reforzada	95
6.6	Diseño de la cimentación.....	97
CAPÍTULO 7	DETALLES TÍPICOS	102
7.1	Consideraciones generales.....	102
7.2	Construcción de edificios metálicos prediseñados	102
7.3	Construcción con muros de mampostería.....	103
7.4	Construcción con revestimiento de metal.....	103
7.5	Construcción con muros de concreto precolado.....	103
7.6	Construcción con muros de concreto colados en el lugar	103
CAPÍTULO 8	CONSIDERACIONES AUXILIARES Y ARQUITECTÓNICAS	109
8.1	Consideraciones generales.....	109
8.2	Puertas	109
8.3	Ventanas	113
8.4	Aperturas de servicio	114
8.5	Consideraciones interiores de diseño	115
8.6	Consideraciones exteriores	115
CAPÍTULO 9	EVALUACIÓN Y REALIZACIÓN DE MEJORAS A EDIFICIOS EXISTENTES	116
9.1	Estrategias de evaluación	116
9.2	Opciones de actualización	117
CAPÍTULO 10	EJEMPLO DE DISEÑO PARA EDIFICIO CON MUROS DE CONCRETO	132
10.1	Sistema estructural.....	132
10.2	Datos de diseño.....	133
10.3	Muros exteriores (cargas normales al plano).....	135

10.4	Losa de techo (cargas en el plano).....	143
10.5	Muro lateral (cargas en el plano).....	150
10.6	Losa de techo (cargas normales al plano).....	155
10.7	Vigas de techo.....	162
10.8	Viguetas de techo.....	167
10.9	Columnas.....	172
10.10	Cimentación.....	178
CAPÍTULO 11	<i>EJEMPLO DE DISEÑO DE EDIFICIO DE ACERO</i> _____	185
11.1	Sistema estructural.....	185
11.2	Datos de diseño.....	188
11.3	Cubierta de techo.....	189
11.4	Tableros de muro.....	196
11.5	Viguetas de techo.....	202
11.6	Largueros de muro.....	214
11.7	Marcos rígidos.....	219
11.8	Arriostramiento de marcos.....	228
11.9	Cimentación.....	233
CAPÍTULO 12	<i>EJEMPLO DE DISEÑO PARA ACTUALIZACIÓN DE EDIFICIO CON MUROS DE MAMPOSTERÍA</i> _____	238
12.1	Sistema estructural.....	238
12.2	Datos de diseño.....	240
12.3	Evaluación del muro frontal.....	240
12.4	Opción 1: reforzar el muro existente.....	244
12.5	Opción 2: construir un muro de concreto reforzado.....	248
CONCLUSIONES	_____	253
APÉNDICE A	<i>EJEMPLO DE CÁLCULO PARA DETERMINAR LA CARGA DE EXPLOSIÓN</i> _____	256
APÉNDICE B	<i>TABLAS PARA RESISTENCIA DINÁMICA DE MATERIALES</i> _____	260
APÉNDICE C	<i>TABLAS PARA CRITERIOS DE RESPUESTA</i> _____	262
APÉNDICE D	<i>MÉTODO DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA</i> _____	264
APÉNDICE E	<i>TABLAS PARA FACTORES DE TRANSFORMACIÓN</i> _____	267
BIBLIOGRAFÍA	_____	271

INTRODUCCIÓN

El enfoque de este trabajo está en los aspectos estructurales de diseñar ó evaluar los edificios para la resistencia a explosión. Generalmente esto involucra cuantificar las sobrepresiones de explosión que pueden ser el resultado de explosiones accidentales, estableciendo las cargas de explosión de diseño de estas sobrepresiones, los requisitos del comportamiento estructural, y diseñando la estructura del edificio para resistir estas cargas dentro de los límites del comportamiento requerido.

El diseño resistente a explosión, ó el fortalecimiento estructural de edificios, es una de las medidas que un dueño puede emplear para minimizar el riesgo a las personas e instalaciones de explosiones accidentales en una planta. Otras atenuaciones ó medidas preventivas, incluyendo la ubicación (separación adecuada de los riesgos de explosiones potenciales) y reducción de riesgos (inventario y controles de proceso, ocupación, limitaciones, etc.), no se cubre en este trabajo.

ANTECEDENTES

Las plantas de proceso en la industria petroquímica ocupan hidrocarburos y otros combustibles que pueden y han producido explosiones accidentales. La planta se diseña para minimizar la ocurrencia de tales incidentes. Aunque tales incidentes pueden ser relativamente raros, cuando estos ocurren las consecuencias pueden ser sumamente severas involucrando accidentes del personal y pérdidas financieras e impactando potencialmente la seguridad pública. En algunos casos las consecuencias han involucrado los edificios de la planta. Por ejemplo, *Kletz 1975*¹ informa 18 muertes debido al derrumbamiento de un edificio de control, en 1974 Flixborough (UK) un incidente de explosión involucra el descargo accidental de aproximadamente 40 toneladas de hexametileno. Fueron informadas las pérdidas materiales haber excedido 50 millones de dólares. Similarmente, en los Estados Unidos de Norteamérica, las recientes explosiones de las plantas petroquímicas han resultado en un número significativo de muertes por los severos daños ó colapso de los edificios. La concentración de tales muertes en puntos de los edificios a dado la necesidad de diseñar los edificios de la planta para resistir los efectos de la explosión para proteger a las personas dentro para que, por lo menos, el edificio no proponga un riesgo agregado a los ocupantes. Además de la seguridad del personal, algunas compañías en la industria consideran también la resistencia a explosión de los edificios críticos como los centros de control, aun cuando estén desocupados, para minimizar el impacto de explosiones accidentales en el funcionamiento de la planta.

Normalmente para los edificios, las sobrepresiones de la onda creada por la ráfaga son el rasgo más perjudicial de una explosión accidental en una planta de proceso. Sin embargo.

¹ Kletz 1975, "El desastre en Flixborough", T.A. Kletz, Prevención de Perdidas, Vol. 8. Instituto Americano de Ingenieros Químicos. New York, NY, 1975, pp. 106-118

además de los efectos del chorro de aire, tales incidentes pueden resultar en fuego, proyectiles y sacudidas transmitidas al suelo que también pueden dañar a los edificios y a sus contenidos.

Históricamente, la tecnología del diseño resistente a explosión en la industria petroquímica ha evolucionado de las cargas estáticas equivalentes y los métodos de diseño de estática convencionales, a métodos de diseño dinámicos simplificados que tienen en cuenta las características dinámicas, la ductilidad de componentes estructurales, la carga de explosión equivalente basada en TNT (trinitrotolueno) y, finalmente, a métodos más complejos y racionales que involucran la explosión de nube de vapor, planeado para caracterizar la carga de explosión, y los modelos dinámicos no lineales de múltiples grados de libertad para analizar la estructura del edificio. Las prácticas actuales dentro de la industria parecen cubrir todos estos acercamientos, con este trabajo se darán lineamientos en varios métodos disponibles para el diseño estructural de edificios resistentes a explosión en plantas de petróleo y proceso de químicos.

ALCANCE Y PROPÓSITO

El propósito de este trabajo es proporcionar una guía de diseño a ingenieros en la industria petroquímica involucrados en el diseño de nuevos edificios resistentes a explosión y en la evaluación de edificios existentes para la resistencia a explosión. Se proporcionan las consideraciones básicas, principios, y procedimientos involucrados en el diseño estructural y evaluación de edificios para los efectos de sobrepresión de explosión.

Este trabajo se enfoca principalmente en “cómo” diseñar, y en la evaluación de edificios para resistir la explosión una vez que la carga de explosión se define para una situación postulada de la explosión. El Capítulo 1 discute la filosofía básica y las consideraciones generales involucradas en establecer los requisitos del diseño para resistir la explosión en edificios, para resistir los efectos de explosiones accidentales en plantas de proceso petroquímicas. El Capítulo 2 describe los tipos de explosiones que pueden ocurrir y las características generales de la carga de explosión resultante, se proporciona una revisión breve de las aproximaciones usadas en la industria para cuantificar las cargas de explosión para los propósitos del diseño y da ejemplos típicos de tales cargas. En el Capítulo 3 se discuten los tipos apropiados de construcción de edificios para los varios niveles de resistencia a explosión. En el Capítulo 4 se cubre el criterio de diseño dinámico de resistencia última e incluye las propiedades dinámicas de los materiales y las deformaciones límites aplicables para el diseño resistente a explosión.

Los métodos y procedimientos para el diseño resistente a explosión pueden variar considerablemente en complejidad, exactitud, costo y eficacia desde el diseño estático aproximado convencional simple al diseño dinámico complejo transitorio no lineal de múltiples grados de libertad. Para ayudar a los diseñadores a tomar un equilibrio entre éstos, el Capítulo 5 proporciona una discusión de varios métodos de análisis para resistir una explosión, identificando las características principales, ventajas y desventajas de cada método. El Capítulo 6 plantea procedimientos recomendados y proporciona las ayudas para realizar el diseño de los varios componentes de edificios de concreto reforzado, mampostería reforzada y

acero. El Capítulo 7 proporciona algunos detalles típicos estructurales para las puertas y marcos, penetraciones en muros, y conexiones para componentes de acero y concreto reforzado. Se cubren en el Capítulo 8 algunas consideraciones para proteger contra la explosión elementos no estructurales como detalles interiores, ventanas, aperturas, y conductos de HVAC (High Voltage Alternating Current, Corriente Alterna de Alto Voltaje). El Capítulo 9 da la guía en las estrategias para evaluar la resistencia a explosión de edificios existentes y proporciona las medidas prácticas para actualizar edificios de mampostería y de metal, los tipos más comunes de construcción en edificios para plantas en la industria petroquímica. Ejemplos de diseño se proporcionan en los Capítulos 10 a 12 para ilustrar el uso de estos procedimientos y herramientas en el diseño de edificios típicos para resistencia a la explosión.

PAUTAS RELACIONADAS DE LA INDUSTRIA, ESPECIFICACIONES Y CÓDIGOS

Actualmente, no hay ninguna norma de la industria específica ó pautas para el diseño resistente a explosión de edificios de plantas de proceso. Sin embargo, las prácticas de diseño usadas por algunas compañías en operación y contratistas son basadas en varios documentos existentes que tratan con este tema abarcando:

- a. *Emplazamiento y Construcción de Nuevas Casas de Control para Plantas que Fabrican Químicos*, (SG-22), Asociación de Fabricantes de Químicos (Chemical Manufacturing Association).
- b. *Acercamiento a la Categorización de Riesgo de Planta de Proceso y Diseño de Edificios de Control*, (CIA 1992), Asociación de Industrias de Químicos (Chemical Industries Association).
- c. *Diseño de Estructuras para Resistir Efectos de Armas Nucleares* (ASCE Manual 42), Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers)
- d. *Estructuras para Resistir Efectos de Explosiones Accidentales* (TM 5-1300), Departamento del Ejército, Armada Naval, y Fuerza Aérea.

Los documentos SG-22 y CIA son similares y cubren la ubicación, diseño y construcción de edificios de control en plantas petroquímicas para un conjunto especificado de cargas de explosión equivalente de TNT y el diseño aproximado simplificado dinámico (elasto plástico, un grado de libertad). Los otros documentos, citados anteriormente, son más extensos pero generalmente están enfocados para el diseño de altas deformaciones por explosivos para aplicaciones militares. Sin embargo, los fundamentos y principios de diseño cubiertos en estos documentos, son aplicables al diseño para otros tipos de explosión.

PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO RESISTENTE A EXPLOSIÓN

El proceso global involucrado en la evaluación y diseño de edificios de plantas petroquímicas para riesgos de explosión se ilustra en la Figura 1. Este organigrama muestra quince pasos básicos en la valoración global de la explosión y el proceso de diseño, como sigue:

- a. Defina el alcance: los pasos 1 y 2 son para definir los requisitos del dueño/industria y necesidades para el edificio.
- b. Estudie los riesgos de la explosión: los pasos 3 y 4 identifican las situaciones de la explosión a ser usadas para cuantificar las sobrepresiones de la explosión de diseño (Capítulo 2).
- c. Determine los criterios de actuación: el paso 5 es para determinar cómo debe comportarse el edificio durante la situación de la explosión (Capítulo 2).
- d. Determine las cargas de explosión: el paso 7 es para determinar las cargas de explosión para los varios componentes del edificio (Capítulo 2).
- e. Seleccione el sistema estructural, materiales y criterio de respuesta: los pasos 6, 8, y 9 son para escoger el sistema estructural, materiales, propiedades estructurales asociadas y los límites de respuesta consistente con los requisitos del comportamiento para el edificio (Capítulos 3 y 4).
- f. Realice el análisis estructural y diseño de componentes: los pasos 10 a 12 son para seleccionar y realizar el nivel de cálculos estructurales apropiados para la situación particular (Capítulos 5 y 6).
- g. Finalice y detalle el diseño: los pasos 13 a 15 son para proporcionar y detallar los componentes del edificio y diseño del documento (Capítulos 7 y 8).

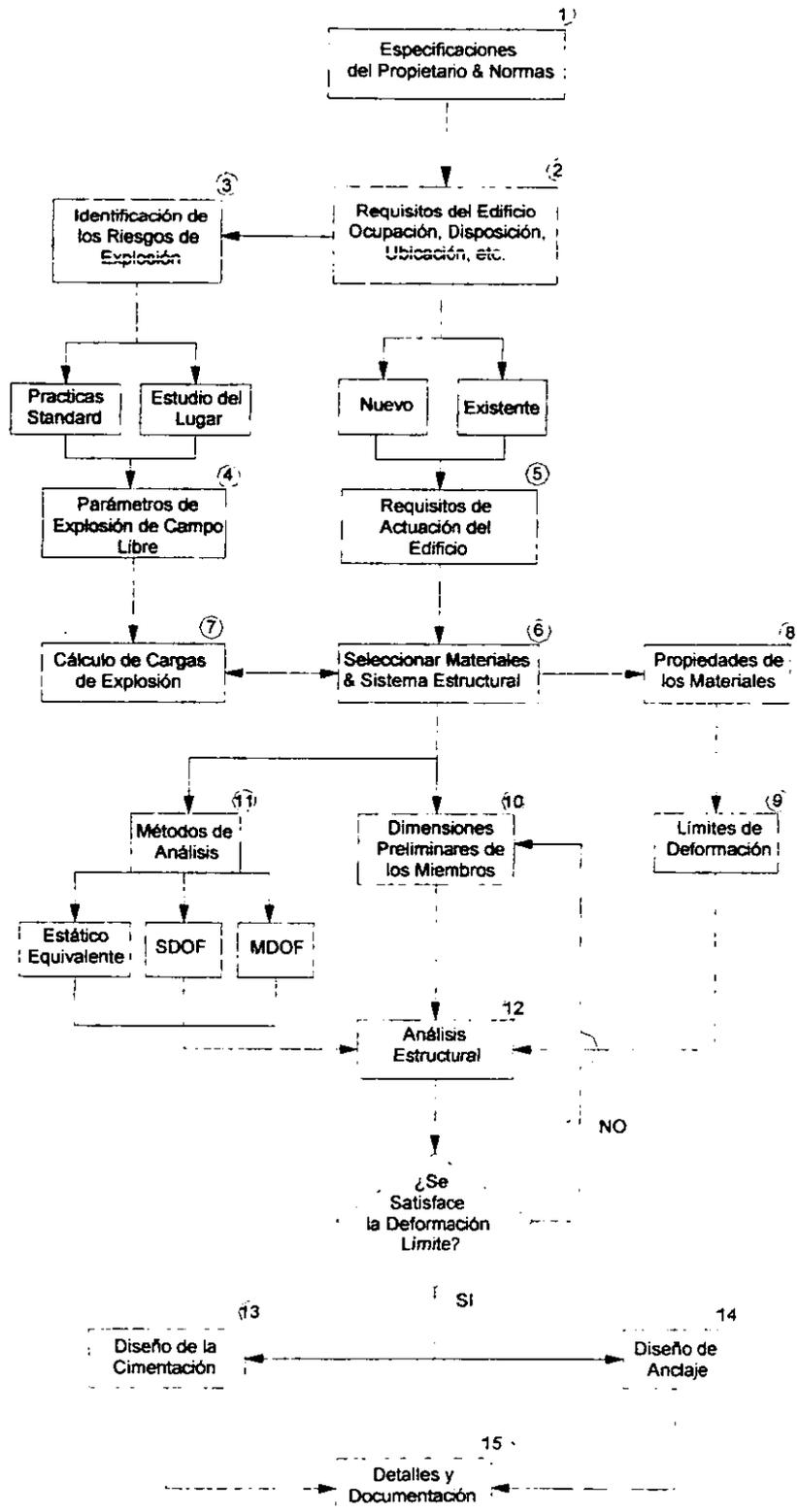


FIGURA 1 PROCESO DE DISEÑO RESISTENTE A EXPLOSIÓN

CAPÍTULO 1

CONSIDERACIONES GENERALES

Las necesidades y requerimientos para la resistencia a explosión en edificios dentro de la industria petroquímica han evolucionado durante los años recientes. Los procesos petroquímicos se han vuelto más complejos y las plantas han aumentado en tamaño y en consecuencia ha aumentado el riesgo de explosión accidental. Tales explosiones han demolido edificios, en algunos casos producen accidentes del personal y pérdidas financieras. Tales eventos han elevado las preocupaciones de la industria, dirección de la planta y organismos de control sobre los problemas de protección en plantas que tienen el potencial para las explosiones. Generalmente, estos problemas relacionan a la seguridad de las plantas y dirección de riesgos para prevenir ó minimizar la ocurrencia de tales incidentes y para la ubicación, diseño, y prácticas de construcción para los edificios de la planta para minimizar los efectos en obreros y en la operación.

Este capítulo cubre las consideraciones generales que pertenecen al diseño de edificios para resistir los efectos de explosiones accidentales en plantas petroquímicas. Primero se discuten brevemente los requisitos reguladores pertinentes. Después se presenta una discusión de las prácticas de la industria actual y los objetivos para proporcionar resistencia a explosión en los edificios. En la sección 1.3, se discuten algunos factores sobre cómo identificar los edificios que deben ser considerados para resistencia a explosión. La ubicación del edificio en una planta juega un papel importante para determinar la protección a explosión. A menudo la necesidad para protección a explosión tiene que ser pesado contra las necesidades funcionales u operacionales. Estas consideraciones de la ubicación se discuten en la sección 1.4.

1.1 REQUISITOS DE SEGURIDAD PROFESIONAL Y ACTA DE SALUD

La cláusula de deber general del documento de Seguridad Profesional y Acta de Salud (Occupational Safety and Health Act, OSHA) de 1970 manifiesta que "Cada patrón... debe proporcionar a cada uno de sus empleados, un trabajo y un lugar de trabajo que sean libres de riesgos reconocidos que causen ó sean probable causa de muerte ó daño físico serio a sus empleados; ..." más específicamente, la sección (e) (3) de 29 *CFR 1910.119*¹ manifiesta que el análisis de procesos peligrosos deben dirigirse a la instalación establecida. OSHA ha reconocido y señalado los riesgos potenciales asociados con los centros de control de procesos de construcción normal. El Apéndice C 13 de 29 *CFR 1910.119* manifiesta "No se aconseja como área segura el uso de centros de control de proceso ó edificios similares en el área de proceso. Las recientes catástrofes han mostrado que han ocurrido grandes pérdidas de vidas en estas estructuras debido a dónde han sido situadas y porque no necesariamente se diseñaron

¹ 29 CFR 1910.119, 29 Código de Regulación Federal (Code of Federal Regulation, CFR) 1910.119, Dirección de Seguridad de Procesos Químicos de Alto Riesgo, Archivos Nacionales, Washington, DC, 1994

para resistir las sobrepresiones de la onda de choque, que son el resultado de explosiones en el área de proceso”.

1.2 OBJETIVOS DEL DISEÑO RESISTENTE A EXPLOSIÓN

Los objetivos principales para proporcionar el diseño resistente a explosión para los edificios son:

- A. **Seguridad del Personal.** El diseño resistente a explosión debe mantener un nivel de seguridad para las personas en el edificio que no debe ser menor que para las personas fuera del edificio en caso de una explosión. Evidencia de incidentes en el pasado han mostrado que muchas de las muertes y lesiones serias fueron debido al colapso de edificios sobre las personas que se encontraban dentro. Este objetivo es para reducir la probabilidad que el propio edificio se vuelva un riesgo en una explosión.
- B. **Controlar la suspensión del trabajo.** Prevenir eventos de caídas en forma de cascada, debido a la pérdida de control de unidades de proceso no involucrado en el evento, es otro objetivo del diseño resistente a explosión. Un incidente en una unidad no debe afectar el funcionamiento seguro continuo ó el paro ordenado de otras unidades.
- C. **Consideraciones Financieras.** Prevenir ó minimizar las pérdidas financieras es otro objetivo del diseño resistente a explosión. Edificios que contienen información de la empresa, equipo crítico ó esencial, equipo de plazo de espera caro y extenso, ó equipo que, si es destruido, constituiría una interrupción significativa ó pérdida financiera al dueño, debe ser protegido.

1.3 EDIFICIOS QUE REQUIEREN DISEÑO RESISTENTE A EXPLOSIÓN

La decisión con respecto a los requisitos del diseño resistente a explosión es hecha por la industria petroquímica, típicamente a través de la práctica normal ó siguiendo una situación específica de la metodología como se describe en *CCPS Normas de Edificios*² ó *API RP-752*³. Ambos mecanismos de decisión pueden emplear una clasificación de la planta ó acercamiento de la categorización basado en la severidad de los riesgos de explosión.

Los requisitos para el edificio son influenciados grandemente por el factor de la distancia a la fuente de explosión, crítico de la función de la unidad, y la ocupación esperada. Por ejemplo, un edificio crítico situado bastante lejos de una fuente de explosión potencial puede no necesitar incrementar la resistencia a explosión. Pero si una ubicación remota es

² CCPS Normas de Edificios. Normas para Evaluar Plantas de Proceso para Explosión y Fuego. Centro para Seguridad de Procesos Químicos del Instituto Americano de Ingenieros Químicos (Center for Chemical Process Safety of the American Institute of Chemical Engineers, CCPS), New York, NY, 1997

³ API RP-752. Dirección de Riesgos Asociados con la Ubicación de Edificios en Planta de Proceso. API Práctica Recomendada 752. Instituto Americano del Petróleo (American Petroleum Institute), Washington, DC, 1995

indisponible ó la proximidad del edificio a la unidad es importante. entonces la opción puede ser proporcionar un nivel alto de resistencia a explosión.

Debe tenerse presente que cada edificio tiene algún nivel de resistencia a explosión y el término no es sinónimo con el diseño de un bunker. Las construcciones resistentes a explosión a veces son llamadas "a prueba de explosión", éste es un nombre equivocado ya que no es realista proporcionar un nivel absoluto de protección. En otras palabras, siempre hay alguna probabilidad que el diseño base del evento pueda ser excedido.

Cuando un edificio ó instalación no esta situado lo bastante lejos de una fuente de explosión, el edificio se expone potencialmente a sobrepresiones perjudiciales. Un diseño resistente a explosión se recomienda entonces cuando:

- A. El edificio reúne el criterio de ocupación de la industria/dueño (API RP-752). Aún donde la evacuación se usa como una estrategia de mitigación, la resistencia a explosión debe ser considerada para los edificios ocupados porque la evacuación completa es improbable en el corto tiempo de respuesta debido al número de ocupantes ó al tamaño y disposición del edificio.
- B. Se espera que el edificio ó instalación realice servicios críticos. Un servicio crítico es donde los procedimientos requieren que el personal permanezca dentro durante un accidente para recobrar, mantener el control, ó para parar el funcionamiento de las unidades sin peligro. Otro servicio crítico es donde un edificio controla unidades múltiples ó controla una unidad de riesgo particularmente alta. El riesgo relaciona al volumen de sustancias inflamables guardadas, la proximidad a una fuente de explosión, y las consecuencias de un accidente mayor.

1.4 CONSIDERACIONES DE UBICACIÓN

La ubicación típica de un edificio estará basada probablemente en factores como: las exposiciones a riesgos, las expansiones futuras, y el espacio.

La ubicación de un edificio de la planta debe considerar los riesgos en los edificios adyacentes y/o cercanos.

Como mínimo, los edificios resistentes a explosión deben ser situados conforme a las pautas apropiadas para el fuego como aquellas en *IRI 1984*⁴.

La protección a la explosión se proporciona dando un adecuado espacio ó fortaleciendo el edificio. El espacio debe ser la primera opción para proporcionar protección contra la explosión.

⁴ IRI 1984. Recomendaciones Generales para Separación en Refinerías, Plantas Petroquímicas, Plantas de Gasolina, Terminales. Aseguradora de Riesgos Industriales (*Industrial Risk Insurers, IRI*). Hartford, Connecticut, 1984

Generalmente, los edificios diseñados para cargas convencionales pueden ser situados en áreas dónde la sobrepresión lateral máxima sea menor de 1.0 psi (6.9 kpa) ó el impulso lateral es menor de 30 psi-ms (207 kpa-ms). Esto puede implicarse por las recomendaciones del documento *TM 5-1300*⁵ y del Departamento de Defensa *6055.9-STD*⁶ que establece: “La distancia del edificio donde la sobrepresión lateral máxima es 0.9 a 1.2 psi, ó 6.2 a 8.3 kpa, los edificios no diseñados contra explosión pueden tener daños de menos del cinco por ciento del costo de la reparación y se proporciona a los habitantes un grado alto de protección contra muerte ó lesión seria”.

Cuando se ubican los edificios el proyectista debe considerar lo siguiente:

- a. Orientar los edificios de tal forma que las caras laterales cortas den a la fuente de explosión más probable.
- b. Edificios que alojan personal no requerido para el funcionamiento principal deben ser situados tan lejos como sea posible.
- c. Los edificios deben ser situados fuera de áreas congestionadas y restringidas.
- d. Los edificios no deben ser situados cuesta abajo del origen de probables explosiones.
- e. Los edificios no deben ser situados prevaleciendo la dirección a favor del viento del origen de la explosión.

⁵ TM 5-1300. Estructuras para Resistir Efectos de Explosiones Accidentales. Manual Técnico TM 5-1300 (Technical Manual. TM) Departamento del Ejército, Armada Naval y Fuerza Aérea, Washington. DC. 1990

⁶ DoD 6055.9-STD. Normas de Seguridad para Municiones y Explosivos, DoD 6055.9-STD, No.3. Departamento de Defensa (Department of Defense, DoD), Washington, DC, 1991

CAPÍTULO 2

DETERMINACIÓN DE CARGAS

En los capítulos precedentes se discutieron las consideraciones involucradas en decidir la necesidad para protección a explosión en edificios localizados en plantas petroquímicas. El fortalecimiento estructural ó el diseño para resistir los efectos de explosión accidental, se identificaron como una de las opciones disponibles para lograr el nivel apropiado de protección. El diseño resistente a explosión requiere que las cargas de tales eventos sean cuantificadas y que los requisitos de los estados límite sean establecidos para edificios sujetos a estas cargas. Los métodos para determinar la carga de explosión y sus estados límite se establecen bien en *TM 5-1300* para edificios expuestos a explosiones de TNT u otros explosivos de alta potencia en aplicaciones militares y plantas de municiones. Sin embargo, éste no es el caso para los tipos de explosiones accidentales que han ocurrido en plantas petroquímicas.

Se proporciona información general sobre las características de la carga de explosión (*Baker 1983*¹ y *CCPS Normas de Explosión*²). También se discute cómo se caracterizan las explosiones que ocurren en plantas petroquímicas para determinar la carga de explosión usada en el diseño estructural. Primero, se discute en la sección 2.1 los tipos de explosiones que pueden ocurrir en plantas petroquímicas. La sección 2.2 proporciona una descripción de los parámetros básicos que definen una onda de explosión. Algunos de los métodos actualmente en uso en la industria y algunos valores de sobrepresión de explosión usados para el diseño se cubren en la sección 2.3. Finalmente, la sección 2.4 proporciona un método para determinar la carga de explosión en varias partes de un edificio rectangular.

2.1 TIPOS DE EXPLOSIONES

Las explosiones en la industria petroquímica pueden ser clasificadas en cuatro tipos básicos: Explosión de Nube de Vapor, Explosión de Vaso de Presión, Explosión de Fase Condensada, y Explosión de Polvo (*Baker 1983* y *CCPS Normas de Explosión*).

¹ Baker 1983, Riesgos y Evaluación de Explosión. W.E. Baker, Ed. Elsevier, New York, NY, 1983

² CCPS Normas de Explosión. Normas para Evaluar las Características de Explosiones de Nube de Vapor y BLEVE. Centro de Seguridad de Procesos Químicos del Instituto Americano de Ingenieros Químicos (Center for Chemical Process Safety of the American Institute of Chemical Engineers, CCPS), New York, NY, 1994

2.1.1 EXPLOSIÓN DE NUBE DE VAPOR

Cuatro condiciones son necesarias para que una explosión de nube de vapor (Vapor Cloud Explosion, VCE) con sobrepresión perjudicial ocurra (CCPS Normas de Explosión).

- Primero, debe haber una descarga de un material inflamable en condiciones convenientes de presión y/o temperatura. Éstos incluyen gas licuado bajo presión, líquidos inflamables ordinarios (sobre todo a presiones elevadas y/o temperaturas), y gases inflamables. Cuando un líquido inflamable se derrama, algo ó todo de este se vaporiza y/o se forma un aerosol. A esta dispersión se le llama nube de vapor.
- Segundo, la ignición debe tardarse bastante tiempo para que se forme una nube de vapor de tamaño suficiente. El tamaño máximo de la nube inflamable normalmente se alcanza en un tiempo de 30 a 60 segundos, con tal que el retraso de ignición no se prolongue. Si la ignición ocurre casi inmediatamente habría ocurrido fuego ó una bola de fuego pero no una VCE.
- Tercero, la proporción de carburante de una cantidad suficiente de la nube de vapor debe estar en el rango inflamable. La mezcla más uniforme de carburante, cerca de su proporción estequiométrica, da la fuerza a la explosión.
- Finalmente, debe haber un mecanismo de aceleración de la llama, como son áreas congestionadas, dentro de la porción inflamable de la nube de vapor. La sobrepresión producida por una explosión de nube de vapor se determina por la velocidad de propagación del fuego a través de la nube. Objetos en el camino del fuego (como áreas congestionadas de conducto, equipo del proceso, etc.) refuerzan el vapor y turbulencia del fuego. Esta turbulencia produce una velocidad de la llama muy rápida que, a su vez, puede producir una sobrepresión significativa. Las restricciones que limitan la expansión de la llama, como cubiertas sólidas en los multiniveles de las estructuras, también aumentan la velocidad de la llama. Sin la aceleración de la llama puede resultar una gran bola de fuego ó una llamarada, pero no una explosión.

Así, el centro de una VCE no es necesariamente donde el material inflamable se libera, el punto de ignición, ó el centro de la nube de vapor. Más bien, el centro de una explosión de nube de vapor normalmente ocurre en un área de congestión/restringida dentro de la nube de vapor. Si estas áreas son múltiples dentro de la porción inflamable de una nube de vapor, pueden ocurrir explosiones múltiples, así como la propagación de la llama frontal a través de cada una de estas áreas.

2.1.2 EXPLOSIÓN DE VASO DE PRESIÓN

En plantas petroquímicas, explosiones de vaso pueden ocurrir como uno de varios subtipos:

- a. Deflagraciones y Detonaciones de Gases Puros no Mezclados con Oxidantes: El acetileno es un ejemplo de un gas que sufre una descomposición que libera energía que se mantiene por sus propios medios. El acetileno puede arder con el oxígeno en el aire como una deflagración ó una detonación. Sin embargo, el acetileno solo, sin oxígeno, también puede detonar ó deflagrarse.
- b. Combustión de deflagraciones y detonaciones en envases. Éstas pueden ser provocadas por gases, líquidos, ó combustibles de partícula de polvo (ver Explosiones de Polvo). Si un envase es demasiado débil para sostener la presión resultante de la combustión, explotará.
- c. Reacciones químicas exotérmicas incontrolables: Muchas reacciones químicas industriales son exotérmicas, es decir, libran energía. Ciertas reacciones pueden irse a una condición acelerada (incontrolable) si la energía liberada no es eliminada lo bastante rápido. Si un vaso de contención tiene capacidad insuficiente para descargar, la presión puede aumentar considerablemente. Si esta presión excede la capacidad de presión del vaso, este explotará.
- d. Sobrepresión simple de equipo con volúmenes gaseosos no reactivos: Éstas también son llamadas explosiones mecánicas. La ruptura de vasos de presión, debido a la sobrepresión, puede ocurrir si un error humano ó fallas de equipos auxiliares permiten la acumulación de una presión interna demasiado alta.
- e. Explosiones de Vapor Físicas: Las explosiones de vapor físicas ocurren cuando dos corrientes de diferentes temperaturas se mezclan ampliamente de repente, tal que las llamaradas líquidas más frescas rápidamente forman vapor y generan una presión más allá de la capacidad de presión del recipiente. El recipiente explota de esta manera. Las fundiciones pueden experimentar tales explosiones si el metal fundido entra a raudales accidentalmente en un molde húmedo ó se riegue en el aceite caliente.
- f. Explosiones de Vapor de Líquido en Ebullición Dilatada (BLEVE): Esto ocurre cuando una cantidad grande de líquido presurizado se descarga de repente a la atmósfera como resultado de una ruptura del vaso de contención. La ruptura puede ser de varias causas, pero a menudo es del calentar excesivo por fuego externo que hace contacto con los muros del vaso sobre el nivel del líquido. En este caso, el vaso no se presiona sobre su valor de presión, pero se debilita por el calor. Mucha de la llamarada líquida vaporizada, y mucho del resto es rota en gotitas de aerosol. La mezcla de aerosol de vapor se enciende típicamente como el material es descargado repentinamente a la atmósfera. La proporción de la combustión se limita a la proporción en la que el aire se puede mezclar con el combustible. En términos relativos a la velocidad de las llamas, la proporción de mezclar con el aire es relativamente lenta. Resulta una grande, ondulada, y muy radiante bola de fuego, y también puede ocurrir una onda de presión.

2.1.3 EXPLOSIÓN DE LA FASE CONDENSADA

Los materiales de la fase condensada son aquellos en la fase líquida ó sólida, en contraste con la fase gaseosa. El ejemplo clásico de materiales de la fase condensada que pueden detonar son altos explosivos (éstos detonan a una velocidad de 914 a 9140 metros por seg., entre estos podemos nombrar al trinitrotolueno, nitroglicerina, ciclonito y tetranitrato de pentaeritritol). Algunos materiales encontrados en plantas petroquímicas tienen propiedades que causan que exploten bajo condiciones perturbadas del proceso.

2.1.4 EXPLOSIÓN DE POLVO

Suspensiones de combustibles sólidos finamente divididos (polvos inflamables) pueden explotar en muchas maneras como los gases inflamables. Es significativo que, en una suspensión de polvo en el aire, concentraciones pequeñas de gas inflamable, bien niveladas debajo del límite inferior inflamable del gas, puedan contribuir a una explosión más severa que el del polvo exclusivamente. A tales mezclas se llaman híbridas.

2.2 PARÁMETROS DE LA ONDA DE EXPLOSIÓN

Para el diseño resistente a explosión, la característica más importante es la descarga súbita de energía a la atmósfera que produce una presión transitoria, u onda de explosión. La onda de explosión se propaga afuera del origen en todas direcciones a velocidad supersónica ó sónica. La magnitud y forma de la onda de explosión dependen de la naturaleza de la energía liberada y de la distancia al epicentro de la explosión. Se muestran las formas características de ondas de explosión en la Figura 2.1.

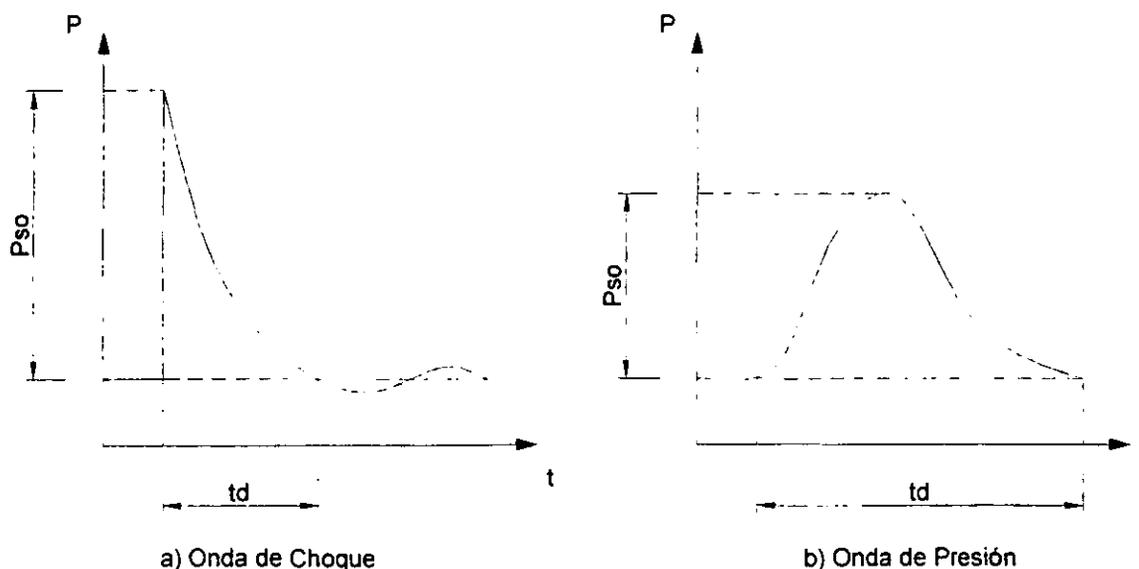


FIGURA 2.1 FORMAS CARACTERÍSTICAS DE ONDAS DE EXPLOSIÓN

Los dos tipos de ondas de explosión son:

- a. Onda de Choque: Esta tiene un levantamiento súbito, casi instantáneo en presión sobre las condiciones atmosféricas ambientales, a un máximo de sobrepresión en una zona libre (lateral ó incidente). La máxima sobrepresión lateral gradualmente regresa al ambiente con algún amortiguamiento favorable de las oscilaciones de la presión. Esto produce una onda de presión negativa siguiendo a la fase positiva de la onda de explosión.
- b. Onda de Presión. Esta tiene un levantamiento de presión gradual a la máxima sobrepresión lateral, seguido por una caída de presión gradual y una fase negativa similar a la onda de choque.

Las ondas de choque en las zonas cercanas y lejanas normalmente son el resultado de las detonaciones de la fase condensada, ó de una explosión de nube de vapor sumamente energética. Más deflagraciones de nube de vapor darán lugar a ondas de presión en la zona cercana que pueden propagarse como una onda de choque, ó "elevación de choque", en la zona lejana.

La fase negativa de una onda de choque ó de presión normalmente es mucho más débil y más gradual que la fase positiva, y por consiguiente normalmente se ignora en el diseño resistente a explosión.

En la Figura 2.1, el tiempo encima de la última onda de sobrepresión creada por la explosión es llamada duración de la fase positiva, ó simplemente duración. el área bajo la curva de presión-tiempo es el impulso de la onda creada por la explosión. Por consiguiente, el impulso de la fase positiva, I_o , es definido como sigue:

$$I_o = \int_0^{t_d} P(t) dt \quad (2.1)$$

= 0.5 Pso t_d, para una onda triangular,

= 0.64 Pso t_d, para una onda de medio seno,

= c Pso t_d, para una onda de choque exponencialmente descendente.

Donde:

P(t) = función de sobrepresión con respecto al tiempo

Pso = sobrepresión de cresta lateral ó incidente.

t_d = duración de la fase positiva

c = un valor entre 0.2 y 0.5 que depende de Pso

2.2.1 PARÁMETROS DE LA ONDA DE EXPLOSIÓN PARA DETERMINAR LA CARGA DE EXPLOSIÓN

Para el diseño resistente a explosión los parámetros principales de la onda de explosión requeridos para definir la carga en los componentes de un edificio son:

- Cresta lateral de sobrepresión positiva, P_{so} , duración de la fase positiva, t_d , y el impulso positivo correspondiente, I_o .
- Cresta lateral de presión negativa (succión), P_{so} , duración de la fase negativa, t_d y el impulso negativo asociado, I_o .

La onda de explosión se atenúa cuando se propaga afuera del epicentro de la explosión. Por consiguiente, los valores de la sobrepresión máxima e impulso disminuyen con la distancia mientras la duración tiende a aumentar. Valores para éstos parámetros de la onda de explosión pueden determinarse de datos publicados en forma de valores escalados (sobrepresión, impulso ó duración) como una función de la distancia escalada. *TM 5-1300* proporciona datos en alta energía condensada de la fase explosiva mientras *Baker 1983*, *TNO 1985*³, y *CCPS Normas de Explosión* proporcionan valores para la explosión de nube de vapor según sus modelos respectivos. Estas fuentes no proporcionan datos en la fase negativa de la onda de explosión de nube de vapor. Debido a que las presiones de la fase negativa son relativamente pequeñas, y se oponen a la fuerza lateral primaria, es normalmente conservador ignorarlas para el diseño. Los valores de sobrepresión y duración de la explosión apropiados para el diseño petroquímico se discuten en la sección 2.3.

Además de la cresta de sobrepresión, duración, e impulso, otros parámetros de la onda de explosión pueden entrar en la determinación de la carga de explosión para una estructura, como son:

- Cresta de presión reflectada, P_r ,
- Cresta de presión dinámica (viento de explosión), q_o ,
- Velocidad de choque frontal, U ,
- Longitud de onda de explosión, L_w .

Normalmente estos parámetros secundarios pueden determinarse de los parámetros de la onda de explosión primarios como se discute enseguida.

³ TNO 1985. "Método de Multi-Energía - Un Marco para la Predicción de Explosión de Nube de Vapor", A.C. Van Den Berg, Revista de Materiales Peligrosos, Vol. 12, No. 1, Ed. Elsevier, Amsterdam, Holanda, Septiembre, 1985, pp. 1-10

2.2.2 CRESTA DE PRESIÓN REFLECTADA, P_r

Cuando la zona libre de la onda de explosión golpea una superficie, esta es reflejada. El efecto de esta reflexión de la onda de explosión es que la superficie experimentará una presión mucho mayor que el valor lateral incidente. La magnitud de la presión reflejada normalmente se determina como una proporción amplificada de la presión incidente:

$$P_r = C_r P_{so} \quad (2.2)$$

Donde,

C_r = coeficiente de reflexión

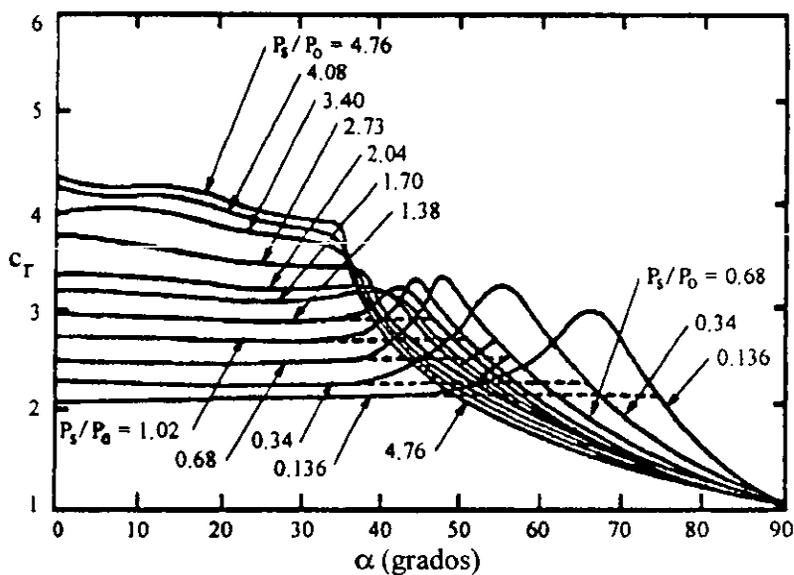
El coeficiente de reflexión depende de la sobrepresión de la cresta, el ángulo de incidencia de la onda frontal relativo a la superficie, y en el tipo de onda de explosión. Las curvas en la Figura 2.2 muestran los coeficientes de reflexión para ondas de choque y ondas de presión, para ángulos de incidencia que varían de 0° (el frente de la onda paralelo a la superficie) a 90° (el frente de la onda perpendicular a la superficie), y para sobrepresiones máximas de aproximadamente 5 veces la presión atmosférica.

Para sobrepresión de la cresta superior a 20 psi (138 kPa), rango esperado para la mayoría de las explosiones accidentales de nube de vapor, *Newmark 1956*⁴ proporciona una fórmula simple para el coeficiente de la onda de explosión reflejada cerca de la normal, 0° , la incidencia es como sigue:

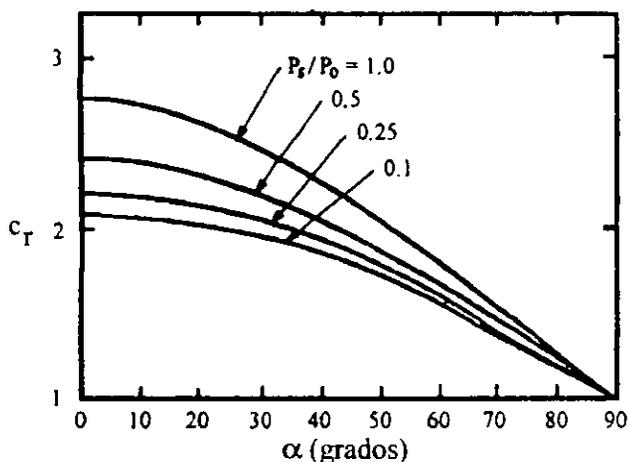
$$\begin{aligned} C_r = P_r / P_{so} &\approx (2 + 0.05 P_{so}) \text{ (Pso en psi)} && (2.3) \\ &\approx (2 + 0.0073 P_{so}) \text{ (Pso en kPa)} \end{aligned}$$

La duración de la presión reflejada depende de las dimensiones de la superficie, con un tiempo máximo aproximadamente igual a la duración de la fase positiva de la onda incidente de explosión. Este límite superior corresponde a la reflexión total de la onda de explosión entera sin cualquier difracción alrededor de los bordes de la superficie. Los detalles sobre la duración se proporcionan en la Sección 2.4.1.

⁴ Newmark 1956, "Una Aproximación para el Diseño Resistente a Explosión". Nathan M. Newmark. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, New York, 1956



a) Onda de Choque



b) Onda de Presión

FIGURA 2.2 COEFICIENTE DE LA ONDA DE EXPLOSIÓN REFLEJADA VS. ÁNGULO DE INCIDENCIA

2.2.3 PRESIÓN DINÁMICA (VIENTO DE EXPLOSIÓN), q_0

Este efecto de la explosión es debido a movimientos de aire, como la onda de explosión se propaga a través de la atmósfera. La velocidad de las partículas aéreas, y de la presión del viento, depende de la cresta de sobrepresión de la onda de explosión. Baker 1983 y TM 5-1300

proporcionan datos para calcular este efecto de la explosión para las ondas de choque. En el rango bajo de sobrepresión con condiciones atmosféricas normales, la cresta de presión dinámica puede ser calculada usando la fórmula empírica siguiente de *Newmark 1956*:

$$q_0 = 2.5 P_{so}^2 / (7 P_0 + P_{so}) \approx 0.022 P_{so}^2 \quad (\text{psi}) \quad (2.4)$$

$$\approx 0.0032 P_{so}^2 \quad (\text{kPa})$$

Donde,

P_0 = presión atmosférica ambiental.

La presión dinámica neta en una estructura es igual al producto de la presión dinámica y un coeficiente de resistencia, C_d . El coeficiente de resistencia depende de la forma y orientación de la superficie de obstrucción. Para un edificio rectangular, el coeficiente de resistencia puede tomarse como +1.0 para el muro frontal, y -0.4 para los muros laterales, posterior, y techo.

La presión dinámica ejerce el efecto dominante de la explosión en estructuras de marco abierto, estructuras de marcos con revestimiento frangible, y en estructuras pequeñas ó componentes como astas, pilas, etc. La presión dinámica también influye, pero en menor grado, en la carga de explosión neta en muros y techo de un edificio cerrado, como se discute en la sección 2.4.

2.2.4 VELOCIDAD DE CHOQUE FRONTAL. U

En la zona libre, la onda de explosión viaja a ó sobre la velocidad acústica para propagarse en el medio. *TM 5-1300* proporciona gráficas de velocidad para ondas de choque frontal vs. distancia escalada para alta energía de explosivos TNT. No hay ninguna gráfica similar disponible para la propagación de la onda de presión. Sin embargo, para los propósitos de diseño puede asumirse conservadoramente que una onda de presión viaja a la misma velocidad que una onda de choque. En el rango bajo de presión, y para condiciones atmosféricas normales, la velocidad frontal del choque/presión en el aire puede ser aproximada usando la relación siguiente de *Newmark 1956*:

$$U \approx 1130 (1 + 0.058 P_{so})^{0.5} \quad (\text{pies/seg}) \quad (2.5)$$

$$\approx 345 (1 + 0.0083 P_{so})^{0.5} \quad (\text{m/seg})$$

2.2.5 LONGITUD DE LA ONDA DE EXPLOSIÓN, L_w

La propagación de la onda de explosión, en cualquier instante en el tiempo, se extiende sobre una distancia radial limitada como el choque/presión frontal viaja hacia afuera de la explosión. La presión es más grande en el frente y viaja hacia afuera sobre una distancia, L_w , la longitud de onda de explosión. Puede obtenerse el valor de L_w para explosiones de alta energía de *TM 5-1300*. En el rango bajo de presión, la longitud de la onda de explosión puede ser aproximada por:

$$L_w = U t d \quad (2.6)$$

2.2.6 PARÁMETROS IDEALIZADOS DE LA ONDA DE EXPLOSIÓN

Para simplificar el procedimiento de diseño resistente a explosión, el perfil generalizado de la onda de explosión mostrado en la Figura 2.1 normalmente se idealiza, ó linealiza, como es ilustrado en la Figura 2.3 para una onda de choque y onda de presión. Además, para usar ciertas gráficas de diseño y fórmulas en *TM 5-1300*, una onda de presión es simplificada usando una carga equivalente de choque que tiene la misma cresta de sobrepresión e impulso. Esta simplificación se muestra en la Figura 2.4. La carga de explosión en las diversas partes de un edificio, basadas en éstas simplificaciones de parámetros de la onda de explosión, se discute en la sección 2.4.

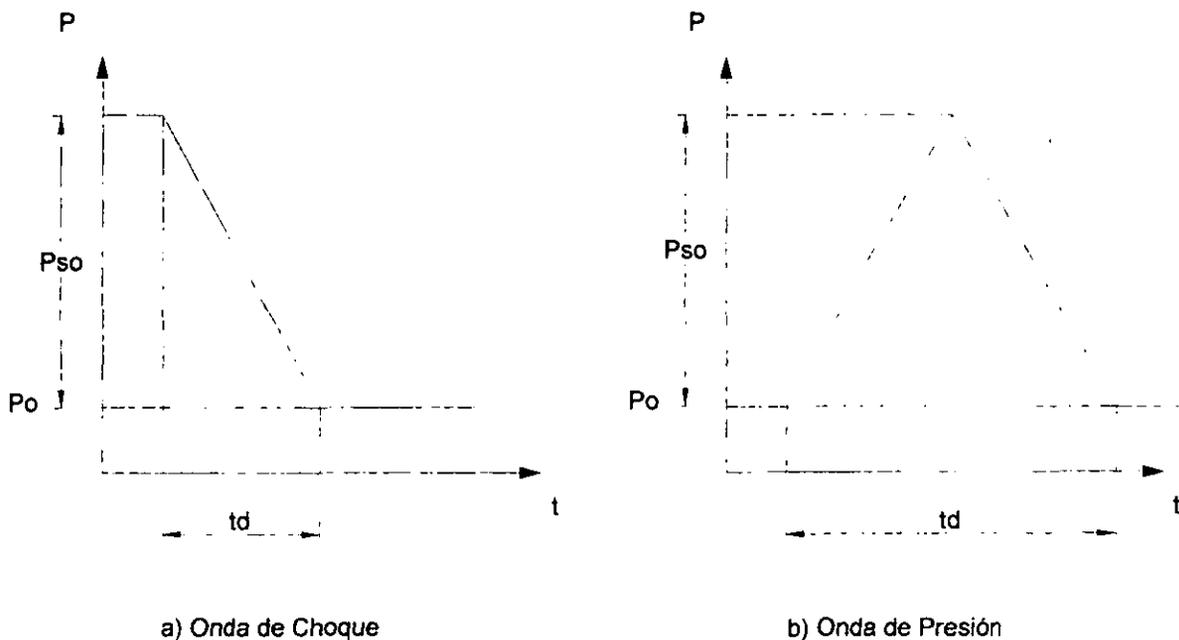


FIGURA 2.3 CARGA IDEALIZADA DE CHOQUE Y PRESIÓN

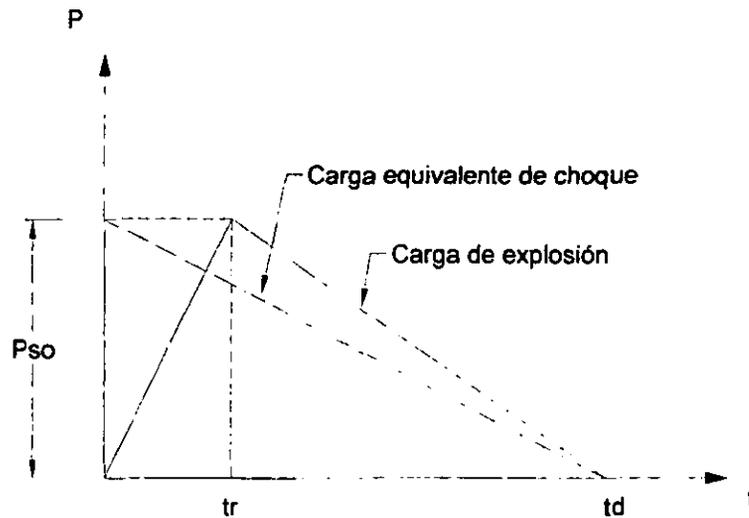


FIGURA 2.4 CARGA EQUIVALENTE DE PRESIÓN IDEALIZADA

2.3 DETERMINACIÓN DE SOBREPRESIONES DE DISEÑO DE LA EXPLOSIÓN DE NUBE DE VAPOR

Aunque existe una amplia gama de tipos de explosiones, las explosiones de nube de vapor son una preocupación primaria en la industria petroquímica. Debido a que no existen códigos ó normas de la industria para determinar qué sobrepresión de explosión debe usarse, las cargas de diseño a explosión normalmente son proporcionadas por el propietario. Considerando la extensa variedad de procesos, es fácil entender por qué éstas sobrepresiones serán diferentes de un propietario al próximo e incluso para las diferentes situaciones dentro de una sola instalación. Algunos dueños (ó encargados de la industria) tienen varios niveles de riesgo que son usados para clasificar áreas diferentes de la planta. Éstos niveles de riesgo están basados en el material manejado y el proceso usado.

Las sobrepresiones de diseño reales pueden ser declaradas al ingeniero del diseño de dos maneras:

- a. El más simple es cubrir un conjunto de normas como: "Todos los edificios se diseñarán para una cresta de sobrepresión reflejada de X psi (kPa), una sobrepresión lateral máxima de Y psi (kPa), y una duración de Z milisegundos".
- b. Un refinamiento extenso puede ser especificar la sobrepresión y duración basadas en la distancia entre la estructura y una fuente potencial. Las distancias pueden darse en etapas por bloques ó como una función continua. El ingeniero debe determinar entonces las cargas de diseño basadas en la distancia apropiada.

Las bases para el criterio anterior de diseño se puede haber desarrollado de estudiar una situación específica, del criterio normalmente usado, ó de datos históricos.

Estudiar una situación específica es el acercamiento más comprensivo. El estudio de una situación específica, para identificar y cuantificar riesgos de explosión, normalmente es dirigido por el especialista de seguridad de procesos del propietario ó por consultores especialistas. Hay varios pasos que necesitan ser tomados, cada uno de los cuales puede hacerse en una variedad de maneras. Estos pasos se plantean adelante con algunos de los métodos disponibles (*CCPS Normas de Edificios y API RP-752*).

1. Defina la descarga. Este paso puede estar basado en el peor caso posible, calculando la máxima cantidad de material dentro de un ciclo del proceso, ó un peor caso probable (creíble) seleccionado de una revisión de riesgos.
2. Formación de una nube explosiva: Este paso se realiza a menudo usando dos modelos de computadora. El primero es un modelo de emisiones de la fuente que calcula lo que pasa a la interfase entre el material contenido y la atmósfera en que está descargándose. El segundo es un modelo de dispersión que calcula cómo el material descargado se dispersa y mezcla con el aire.
3. Cantidad de energía que contribuye a la explosión: Esta puede ser basada en un fragmento de la cantidad total de material disponible ó determinando la masa de la nube que está dentro de los límites inflamables. Puede ser refinado más allá mirando el nivel de restricción dentro del área de la nube.
4. Cálculo de parámetros de sobrepresión de la explosión: Hay tres métodos principales que pueden ser utilizados. Uno es el Método Equivalente de TNT que da resultados inexactos para las explosiones de nube de vapor. Los otros dos métodos son las Curvas de Strehlow de *Baker 1983* y el Método de Multi-Energía de *TNO 1985*. Los dos proporcionan una familia de curvas basadas en la velocidad de la llama ó fuerza de la explosión. Estas curvas se usan para seleccionar parámetros adimensionales que son entonces desescalados para determinar la sobrepresión real.

Puede determinarse la sobrepresión en el punto de la estructura más cerca a la fuente y entonces puede aplicarse a la estructura entera. Si la estructura es grande, puede usarse el promedio de sobrepresión en la superficie ó la sobrepresión al centroide de la superficie. Normalmente un edificio debe diseñarse considerando la onda creada por la explosión potencial desde cualquier dirección horizontal, pero no todas las direcciones simultáneamente.

Criterios normalmente usados incluyen *SG-22*⁵, y *CIA 1992*⁶. Ambos documentos especifican por lo menos dos sobrepresiones de explosión para separar los edificios 100 pies (30 metros) del riesgo de una explosión de nube de vapor como sigue:

⁵ SG-22. Emplazamiento y Construcción de Nuevas Casas de Control para Plantas que Fabrican Químicos. Guía de Seguridad SG-22 (Safety Guide), Asociación de Fabricantes de Químicos (Chemical Manufacturing Association), Washington, DC. 1978

⁶ CIA 1992. Acercamiento a la Categorización de Riesgo de Planta de Proceso y Diseño de Edificios de Control. Asociación de Industrias de Químicos (Chemical Industries Association), Londres Inglaterra. 1992

- a. Presión alta, duración corta, carga triangular de choque: sobrepresión lateral de 10 psi (69 kPa) con duración de 20 milisegundos.
- b. Presión baja, duración larga, carga triangular: sobrepresión lateral de 3 psi (21 kPa) con duración de 100 milisegundos.

Éstas cargas de explosión se han usado ampliamente en el pasado para el diseño resistente a explosión en toda la industria. Sin embargo, muchos propietarios han desarrollado criterios específicos de cargas de explosión más de acuerdo con sus circunstancias. Con adelantos en el modelado de explosiones de nube de vapor (Baker 1983, CCPS Normas de Explosión), la tendencia está hacia el uso de cargas de explosión basadas en VCE.

Las sobrepresiones de explosión son específicas a las compañías, procesos y sitios y es, por consiguiente, impráctico cuantificar una sobrepresión de explosión uniforme mínima ó máxima. Un estudio del manejo de las prácticas del diseño resistente a explosión de algunas compañías y contratistas dentro de la industria, muestra que el diseño resistente a explosión es considerado para edificios de 50 a 1200 pies (15 a 365 metros) del riesgo de una explosión de nube de vapor. Sin embargo, la mayoría de las normas de la industria cubren edificios en el rango de 100 a 400 pies (30 a 120 metros). Las especificaciones de la carga de explosión varían y dependen considerablemente del tipo de planta, separación y modelos usados para cuantificar la explosión. En general las cargas usadas de explosión, especificadas para el diseño, tienen rangos de sobrepresión lateral de 1.5 a 15 psi (10 a 103 kPa) con duración de la fase positiva de 20 a 200 ms. Estas cargas son para separar los edificios de 100 a 200 pies (30 a 60 metros) de una fuente de explosión. Generalmente, a mayor espacio, es menor la sobrepresión e impulso, pero es más larga la duración de la carga de explosión.

Datos históricos de explosiones industriales son difíciles de cuantificar con precisión, debido a que éstos sólo pueden ser aproximados calculando regresivamente las deformaciones observadas de estructuras. La sobrepresión de explosiones de nube de vapor son especialmente difíciles de cuantificar porque estas tienden a ser direccionales, vienen de fuentes múltiples, y varían con las condiciones del sitio. Adicionalmente, hay menos información disponible que para altos explosivos. En la revisión de una compañía del incidente de cinco explosiones recientes de nube de vapor, medidas en un rango de 200 a 1000 pies (60 a 300 metros), ha ocurrido la presión reflejada máxima en el rango de 2 psi (14 kPa) con una duración de 35 ms a 12 psi (83 kPa) con una duración de 33 ms. Estas presiones corresponden a sobrepresión lateral que va de 1 psi (7 kPa) a 5.5 psi (38 kPa). Una lista extensa de este tipo de datos de explosión es incluida en *Lenoir 1993*⁷.

⁷ Lenoir 1993. "Estudio de Explosiones de Nube de Vapor: Segunda Actualización", E.M. Lenoir, y J.A. Davenport, Progreso en la Seguridad de Procesos, Vol. 12, No 1, Aseguradora de Riesgos Industriales (Industrial Risk Insurers, IRI), Hartford, Connecticut, 1993, pp. 12-33

2.4 CARGA DE EXPLOSIÓN DEL EDIFICIO

Para diseñar un edificio resistente a explosión, el ingeniero primero tiene que determinar las cargas en conjunto en el edificio y en cada componente estructural individual como muro, techo, marco, etc., de las sobrepresiones de explosión de campo libre normalmente proporcionadas por las instalaciones de la industria. Para establecer estas cargas, el ingeniero debe entender la interacción de la propagación de la onda de explosión con el edificio.

Cuando una onda de explosión golpea un edificio, el edificio es cargado por la sobrepresión y arrastra fuerzas de la onda de explosión. La interacción entre la onda de explosión y una estructura es bastante compleja, como es mostrado esquemáticamente en la Figura 2.5 (ref. *TNO Green Book*⁸). Para propósitos de diseño, la carga de explosión resultante puede simplificarse, como es ilustrado en la Figura 2.6 (ref. *Forbes 1995*⁹), basado en la onda de choque idealizada discutida en la sección 2.2.6. La onda de explosión en la Figura 2.6 se muestra viajando horizontalmente de izquierda a derecha. Sin embargo, dependiendo de la ubicación de la explosión potencial, los riesgos relativos a la localización del edificio, la explosión podría golpear el edificio desde cualquier dirección y puede el edificio, en el caso de una elevada fuente de explosión, inclinarse hacia abajo.

Dependiendo de su distancia y orientación, relativos a la fuente de explosión, el edificio y sus componentes experimentarán varias combinaciones de efectos de la explosión (sobrepresión reflejada, sobrepresión lateral, presión dinámica y presión negativa) discutidas previamente. Basado en las especificaciones del propietario en sobrepresión lateral y duración, el ingeniero puede determinar las cargas de explosión para los diversos componentes del edificio, como se ilustra adelante, para un edificio rectangular cerrado en forma de caja.

⁸ TNO Green Book, Método para la Determinación de Posible Daño a Gente y Equipo como Resultado de la Descarga de Materiales Peligrosos, Comisión para la Prevención de Desastres Debidos a Sustancias Peligrosas. Hague, Holanda. 1992

⁹ Forbes 1995, "Protección a Plantas de Proceso de Petróleo de Explosiones de Nube de Vapor". D.J. Forbes, Instituto Americano del Concreto, Detroit, Michigan, 1990

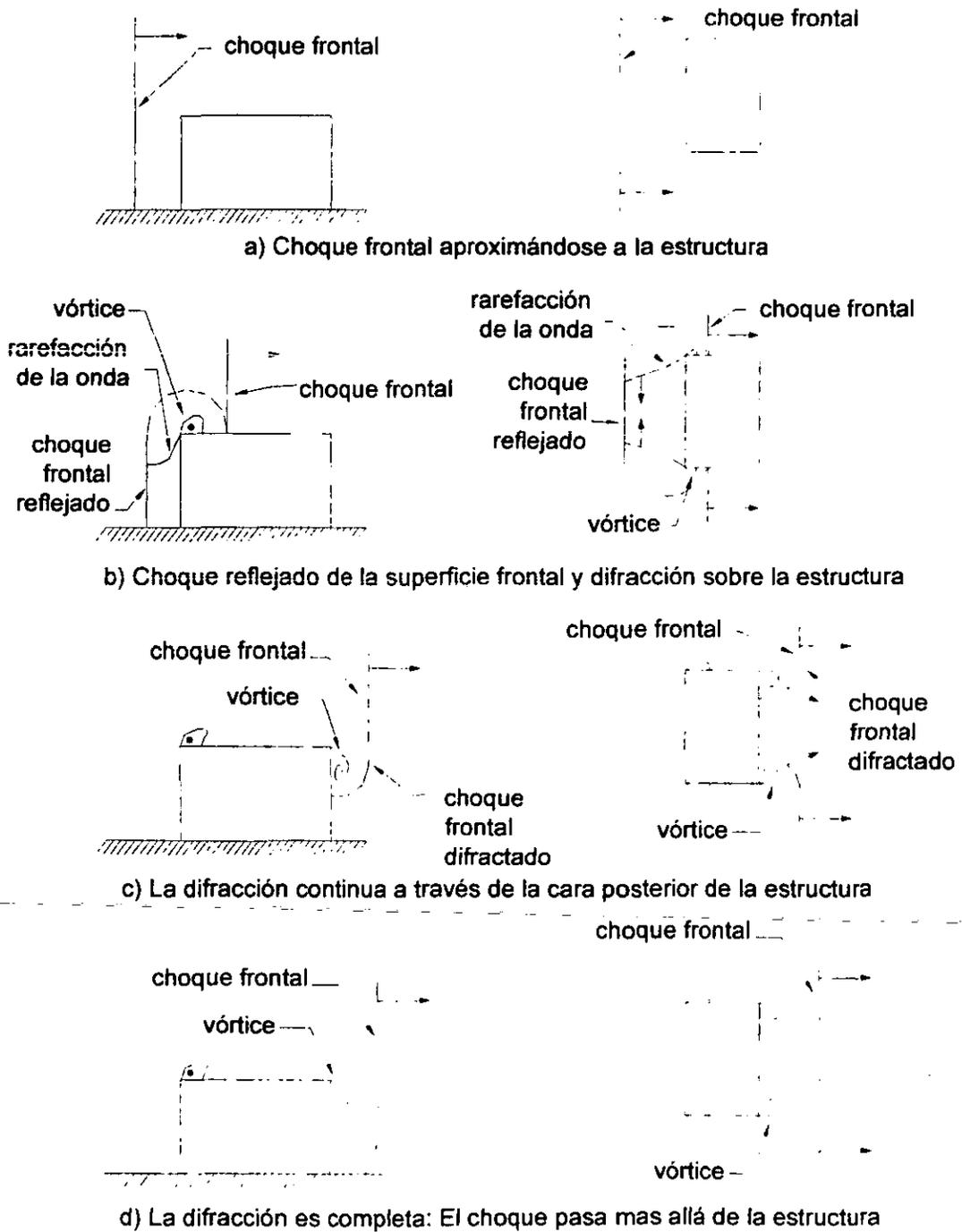


FIGURA 2.5 ESQUEMA DE INTERACCIÓN DE LA ONDA DE EXPLOSIÓN CON UN EDIFICIO RECTANGULAR

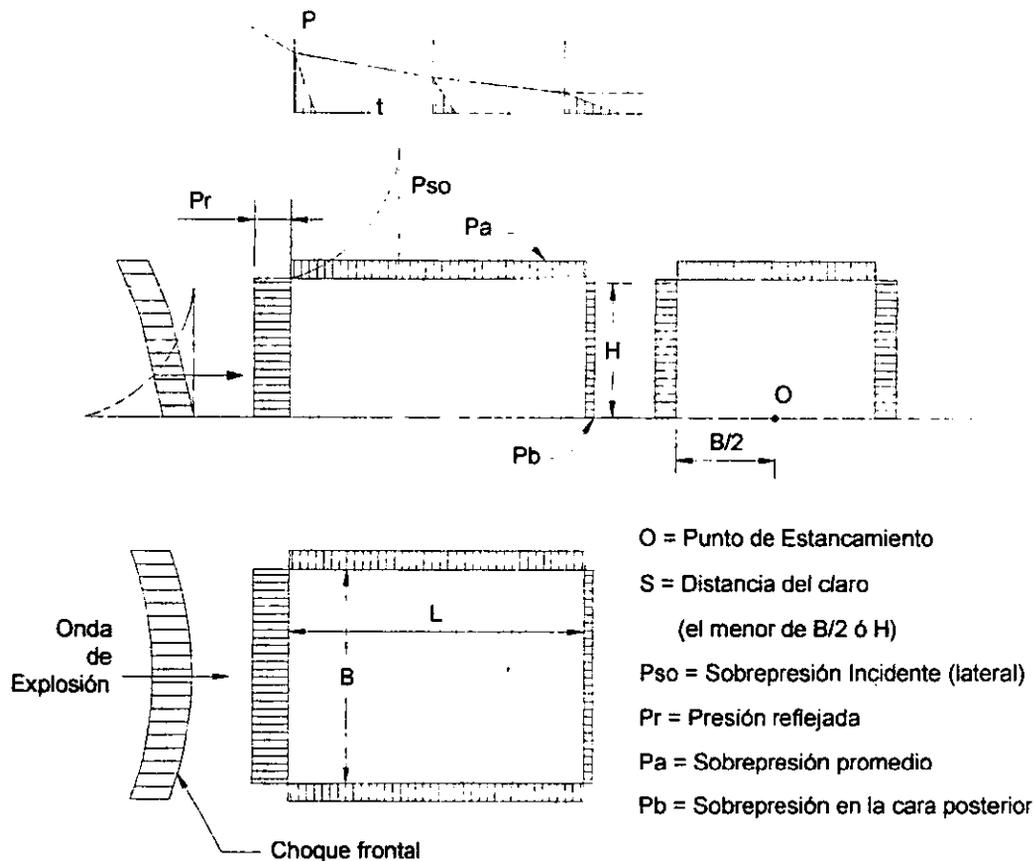


FIGURA 2.6 CARGA DE EXPLOSIÓN. ARREGLO GENERAL PARA UN EDIFICIO RECTANGULAR

2.4.1 CARGA DEL MURO FRONTAL

Los muros que enfrentan la fuente de explosión experimentarán una sobrepresión reflejada. Como se discutió previamente, la amplificación de la sobrepresión reflejada de la onda de explosión depende del ángulo de incidencia, α , y en el tiempo de elevación, t_r , del impulso de sobrepresión lateral. Para los propósitos de diseño, deben asumirse las condiciones de reflexión de choque normal ($\alpha = 0$, $t_r = 0$) a menos que la situación especificada del diseño a explosión dicte de otra manera. Sin embargo, en algunos casos la reflexión oblicua (aproximadamente de 30° a 60°) puede ser más crítica para el edificio en conjunto porque las sobrepresiones reflejadas completas pudieran cargar dos lados adyacentes del edificio. El amortiguamiento de la sobrepresión reflejada a la presión estancada, P_s , en el tiempo del claro, t_c , es como se define enseguida y se ilustra en la Figura 2.7.

$$P_s = P_{s0} + C_d q_0 \quad (2.7)$$

$$t_c = 3 S / U < t_d \quad (2.8)$$

Donde,

S = distancia del claro, el menor de H , ó $B/2$

H = altura del edificio

B = ancho del edificio

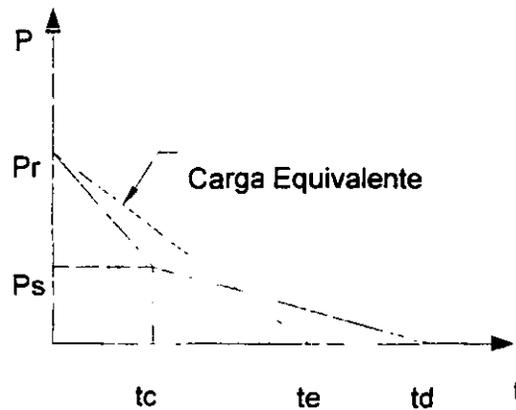


FIGURA 2.7 CARGA DEL MURO FRONTAL

Como se indicó en la ecuación 2.8 y en la sección 2.2.2, la duración del efecto de la sobrepresión reflejada, t_c , no debe exceder la zona libre de sobrepresión positiva, t_d .

Para usar las gráficas de respuesta dinámica basadas en una carga de forma triangular, la curva bilineal de presión-tiempo mostrada en la Figura 2.7 puede simplificarse a un triángulo equivalente. Esta carga equivalente es calculada igualando el impulso para cada forma de carga y usando la misma cresta de presión, P_r . El impulso, I_w , bajo la curva bilineal de presión-tiempo es:

$$I_w = 0.5 (P_r - P_s) t_c + 0.5 P_s t_d \quad (2.9)$$

La duración, t_e del triángulo equivalente se determina con la ecuación siguiente:

$$t_e = 2 I_w / P_r = (t_d - t_c) P_s / P_r + t_c \quad (2.10)$$

2.4.2 MUROS LATERALES

Los muros laterales se definen por su posición relativa a la fuente de explosión como es mostrado en la Figura 2.6. Estos muros experimentarán cargas de explosión menores que la del muro frontal, debido a la falta de reflexión de la sobrepresión y a la atenuación de la onda de explosión con la distancia a la fuente de explosión. En ciertos casos, la carga real del muro lateral se combina con otras fuerzas inducidas de la explosión (tal como las fuerzas en el plano para los muros de cortante exteriores). La forma general de la carga de explosión de los muros laterales se muestra en la Figura 2.8.

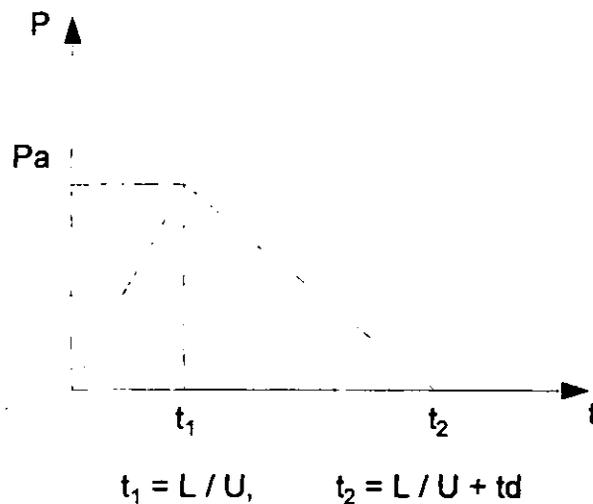


FIGURA 2.8 CARGA DEL TECHO Y DEL MURO LATERAL

Cuando una onda de explosión viaja a lo largo de la longitud de un elemento estructural, la cresta lateral de sobrepresión no será aplicada uniformemente, esta varía con el tiempo y la distancia. Por ejemplo, si la longitud del muro lateral iguala la longitud de la onda de explosión, cuando la cresta lateral de sobrepresión alcanza el extremo lejano del muro, la sobrepresión al extremo cercano es devuelta a la presión ambiental. Un factor de reducción, C_e , se usa para considerar este efecto en el diseño. Valores para C_e , Figura 2.9, son dependientes en la longitud del elemento estructural, L_1 , y en la dirección del viaje de la onda de explosión. Si la onda esta viajando perpendicular al claro, entonces L_1 debe ser igual a un ancho nominal unitario del elemento.

La ecuación para los muros laterales es como sigue:

$$P_a = C_e P_{s0} + C_d q_0 \quad (2.11)$$

Donde,

P_a = sobrepresión lateral efectiva

La carga del muro lateral tiene un tiempo de elevación igual al tiempo que toma a la onda de explosión viajar por el elemento a ser considerado. La duración total es igual a este tiempo de levantamiento más la duración de la zona libre de sobrepresión lateral

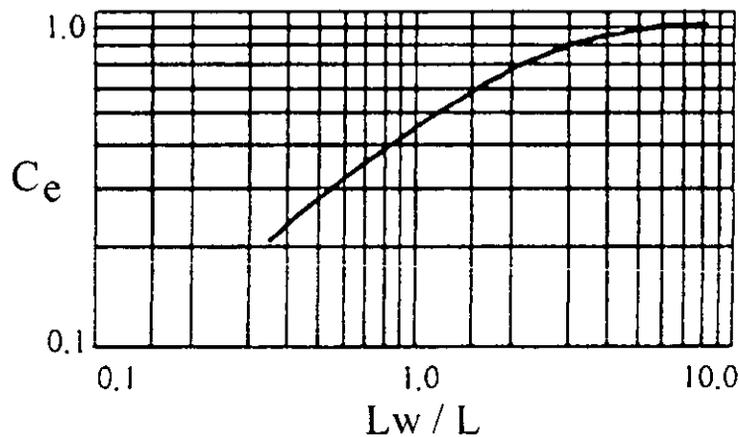


FIGURA 2.9 VALORES EFECTIVOS DE SOBREPRESIÓN (DE TM 5-1300)

2.4.3 CARGA DEL TECHO

Para un edificio con un techo horizontal (grado de inclinación menor a 10°) se asume normalmente que la reflexión no ocurre cuando la onda de explosión viaja paralela a él. Por consiguiente, el techo experimentará la sobrepresión lateral combinada con la presión dinámica del viento, al igual que los muros laterales. La fuerza dinámica del viento en el techo actúa en dirección opuesta a la sobrepresión (ascendente). También, debe considerarse la variación de la onda de explosión con la distancia y el tiempo cuando viaja por el techo. La carga, así mostrada en la Figura 2.8, depende de la proporción de la longitud de la onda de explosión con la longitud del claro del techo, y de su orientación relativa con la dirección de la onda. La sobrepresión efectiva máxima para los elementos del techo se calcula usando la ecuación 2.11, en forma similar al muro lateral.

2.4.4 CARGA DEL MURO POSTERIOR

La carga del muro posterior normalmente se usa sólo para determinar la carga total neta del marco. Porque la carga del muro posterior es opuesta en dirección a la carga del muro frontal, su inclusión tiende a reducir la fuerza lateral total de explosión. Los efectos del muro posterior son conservadoramente muchas veces omitidos.

La forma de la carga del muro posterior es similar a la carga del muro lateral y a la del techo, sin embargo, el tiempo de levantamiento y la duración están influenciados por un no bien comprendido modelo de interacción del techo y muros laterales y de efectos de reflexión del piso. La carga de explosión del muro posterior esta defasada con respecto al muro frontal por L/U , tiempo para que la onda de explosión viaje la longitud, L , del edificio. La sobrepresión máxima efectiva es similar a la que actúa en los muros laterales y se calcula usando la ecuación 2.11 (P_b es normalmente usado para designar la sobrepresión máxima del muro posterior en lugar de P_a). Las siguientes referencias indican dos valores distintos para el tiempo de levantamiento y duración de la fase positiva.

TNO Green Book y *ASCE Manual 42*¹⁰ usan criterios que parecen estar basados en cargas de explosión de duración más largas. La fase positiva tiene tiempo de levantamiento de $4S/U$ y una duración total de t_d (Figura 2.10 a). Debe notarse que para cargas de explosión de una moderada a corta duración, el tiempo de levantamiento puede acercarse ó puede exceder t_d . No se proporciona información sobre como tratar esta situación.

TM 5-1300 proporciona criterios que calculan la carga del muro posterior como si fuera una extensión del techo. Aunque se proporcionan las gráficas para determinar el tiempo de levantamiento y duración, la fase positiva tendrá un tiempo de levantamiento aproximadamente de S/U seguido por una duración de t_d (Figura 2.10 b).

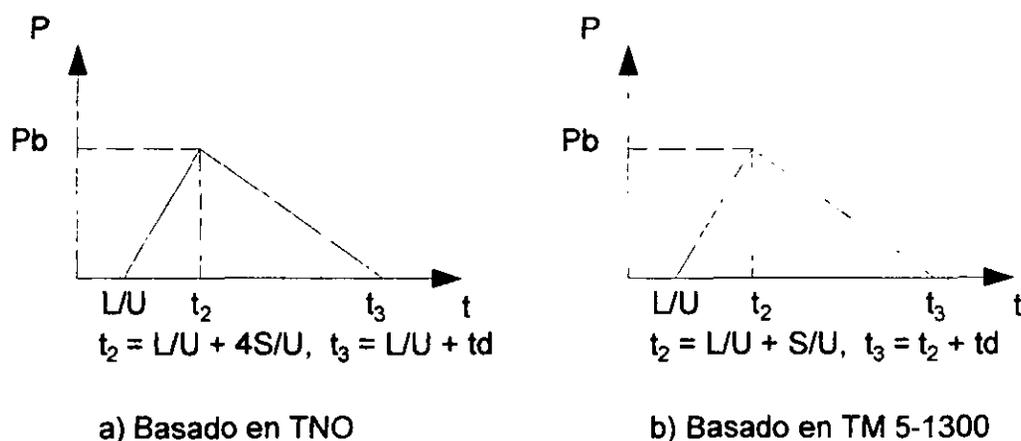


FIGURA 2.10 CARGA DEL MURO POSTERIOR

2.4.5 CARGA DEL MARCO

Además de la carga del techo, el sistema del marco experimentará la difracción de la carga, qué es la carga neta en los muros frontal y posterior que tienen en cuenta su variación con el tiempo. Durante el tiempo, L/U , que toma la onda de explosión para viajar del frente a la parte posterior del edificio, el marco estructural estará sujeto a una gran presión

¹⁰ ASCE Manual 42. Diseño de Estructuras para Resistir Efectos de Armas Nucleares, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, New York, 1985

desequilibrada horizontal en el muro frontal. Después de ese tiempo, la carga del muro frontal es compensada parcialmente por la carga del muro posterior. La Figura 2.11 muestra la forma general para la carga lateral del marco.

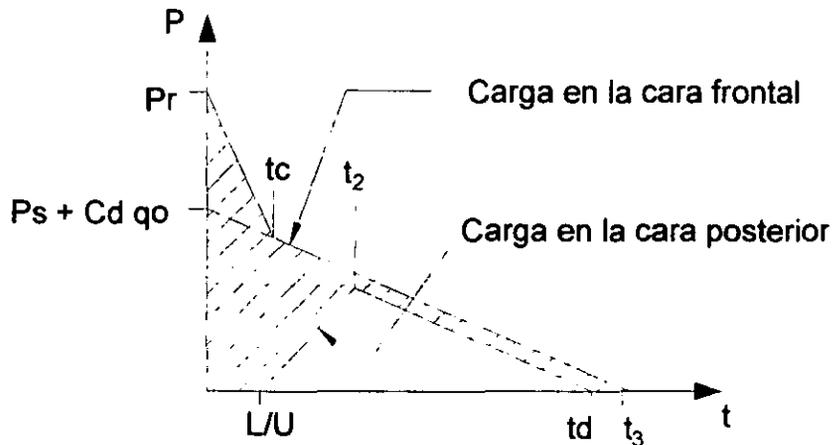


FIGURA 2.11 CARGA LATERAL NETA EN UN EDIFICIO RECTANGULAR
(DE TNO GREEN BOOK)

2.4.6 PRESIÓN NEGATIVA Y CARGA DE REBOTE

Los componentes de un edificio también experimentarán los efectos de la carga de explosión, en dirección opuesta a los efectos de la carga de explosión primaria, debido a la fase negativa (succión) de la onda de explosión como se discutió en la sección 2.2.1 y 2.2.2, junto con el rebote de los componentes estructurales debido a los efectos de inercia de la carga dinámica de sobrepresión. Como nota anterior, las fuerzas de presión negativas se ignoran generalmente ya que son relativamente pequeñas ó son incuantificables para las explosiones de nube de vapor. Sin embargo, los componentes estructurales del edificio deben detallarse adecuadamente para funcionar satisfactoriamente para los efectos de rebote. Estos efectos pueden cuantificarse del análisis dinámico estructural como se discute en el Capítulo 5, ó aproximados por el uso de gráficas de diseño como las proporcionadas en *TM 5-1300* ó *ASCE Manual 42*.

CAPÍTULO 3

TIPOS DE CONSTRUCCIÓN

El diseño de estructuras resistentes a explosión requiere el uso de un buen diseño y adecuadas prácticas de construcción, así como un conocimiento de las características de la carga, el comportamiento de las estructuras y sus componentes bajo estas cargas. Después de determinar la condición de carga y la ubicación, se selecciona el tipo de construcción que se necesita para resistir la condición de carga potencial. Aunque todos los tipos de construcción proporcionan algún nivel de resistencia a explosión, hay algunos tipos de construcción que son más apropiados que otros.

Consideraciones no estructurales tales como funcionamiento, arquitectura, costo y preferencias del propietario pueden dictar la forma, orientación, y disposición de un edificio, sin embargo, el ingeniero debe considerar también los requisitos para la construcción resistente a explosión.

3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El rasgo más importante de la construcción resistente a explosión es su capacidad para absorber energía sin causar una falla catastrófica en la estructura. Los materiales de construcción deben tener ductilidad así como resistencia para proteger a la estructura durante una explosión. Además, en una explosión algunos edificios se expondrán a una fuerza lateral como resultado de la carga. Para que una estructura muestre cualquier medida de resistencia a la explosión, su superestructura y cimentación deben ser capaces de absorber esta carga lateral. Estos requisitos son similares a aquellos para el diseño resistente a sismos. En general, las estructuras y tipos de construcción que son resistentes a sismos también son, hasta cierto punto, resistentes a explosión. Las partes componentes de la estructura deben poseer adecuada capacidad de deformación para formar el mecanismo de fluencia.

El concreto reforzado generalmente es considerado el material de construcción más conveniente y barato para edificios resistentes a explosión, sobre todo para aquellos cercanos a una fuente potencial donde estos probablemente serán sujetos a sobrepresiones relativamente altas y efectos térmicos en el caso de una explosión. Sin embargo, los edificios de acero prediseñados, apropiadamente reforzados, pueden usarse.

El material quebradizo no es conveniente para estructuras resistentes a explosión. El concreto y la mampostería sin refuerzo y la madera son ejemplos de este tipo de materiales de construcción. Además siendo vulnerables a la falla catastrófica súbita, estos proporcionan una fuente potencial de escombros que pueden causar mayor daño al equipo y lesiones serias del

personal cuando son lanzados por la explosión. Madera y productos de madera, usados en edificios pueden llegar a ser riesgo de fuego. El criterio principal para evaluar tal construcción es su modo de falla si ocurren severas sobrecargas. Este tipo de material sólo debe usarse en el armazón exterior de una estructura resistente a explosión, cuando es usado el acero de refuerzo adecuado para asegurarle su comportamiento dúctil y son proporcionados marcos dúctiles para dar resistencia lateral a la estructura ante cargas de explosión. Por otra parte, si en una estructura dúctil el comportamiento quebradizo de algunos elementos no puede evitarse, el margen de seguridad para estos elementos debe aumentarse; es decir, su capacidad debe ser disminuida.

Generalmente, para un determinado volumen del edificio, el costo de resistir la explosión aumenta con la altura del edificio. Un perfil bajo de edificio experimentará cargas de explosión y efectos de volcamiento más bajos comparados con una estructura alta. Los edificios con más de dos niveles son, por consiguiente, no recomendados como estructuras resistentes a explosión.

La planta (contorno) y elevación del perfil del edificio resistente a explosión debe ser tan “despejado y simple” como sea posible. Entrantes y salientes deben evitarse. Características semejantes, producen concentraciones locales altas de la carga de explosión. La orientación del edificio debe ser tal que la carga de explosión inducida este reducida tanto como sea posible. Esto requiere que la mínima área posible del edificio deba enfrentar la fuente más probable de explosión.

3.2 SISTEMAS COMUNES PARA EDIFICIOS PETROQUÍMICOS

La construcción de edificios ordinarios puede proporcionar algún nivel de resistencia a explosión. Sin embargo, ciertas características de construcción de un edificio común, como ventanas grandes, muros de mampostería sin refuerzo, y conexiones estructurales débiles, podrían hacer estos edificios vulnerables incluso a bajos niveles de efectos de la explosión. La construcción convencional incluye marcos de acero prediseñados con revestimiento de metal, y marcos de acero con muros de mampostería ó de concreto precolado. Normalmente estos edificios sólo se diseñan para cargas muertas, vivas, viento, y sísmicas. Estos tipos de estructuras podrían resistir (sin colapso) la carga de explosión en el orden de 1.0 psi (6.8 kPa) de sobrepresión lateral. Enseguida se plantean estos tipos de construcciones comunes apropiadas para los niveles crecientes de fuerzas de explosión.

3.2.1 CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO REFORZADO DE METAL PREDISEÑADO

Edificios reforzados metálicos prediseñados están comprendidos de marcos de acero con tableros de acero formados en frío apoyados en largueros y viguetas de acero formado en frío como se ilustra en la Figura 3.1. El marco de acero se diseña para resistir todas las cargas verticales y laterales. Mejoras al diseño para reforzar la resistencia a la explosión puede lograrse por:

- Especificando separaciones menores de los marcos.
- Usando secciones simétricas (perfiles C espalda con espalda) para largueros y viguetas y reduciendo su separación.
- Aumentando el tamaño de tornillos de anclaje y fortaleciendo las conexiones del tablero del muro en la cimentación y en el techo.
- Aumentando el número de conectores del revestimiento y usando roldanas de diámetro y espesor especial para reducir la posibilidad de desgarramiento.
- Fijar la base de las columnas.

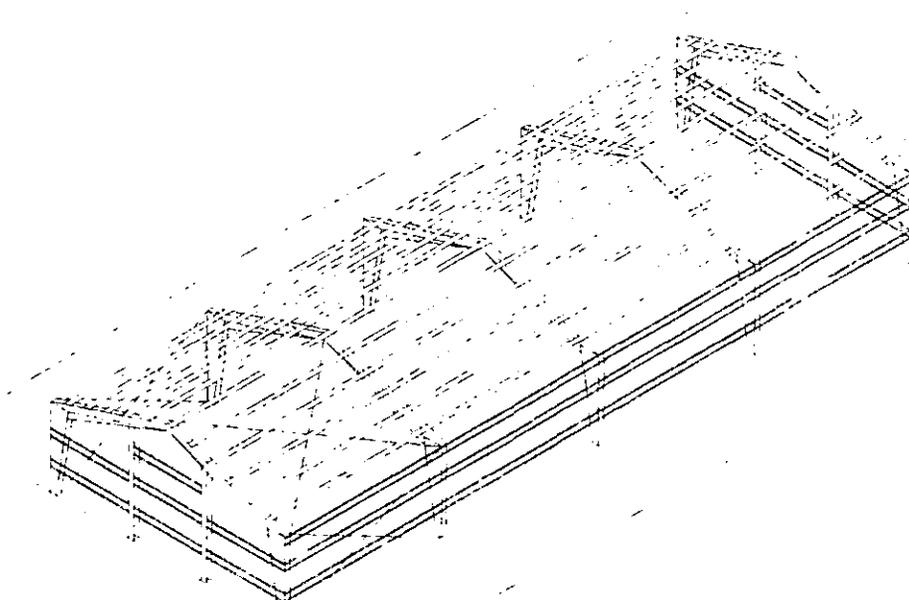


FIGURA 3.1 EDIFICIO METÁLICO REFORZADO PREDISEÑADO

Con refuerzo, estos edificios tienen resistencia a explosión que va de 1 a 3 psi (6.9 a 21 kPa) de sobrepresión lateral (Pso).

3.2.2 *CONSTRUCCIÓN CON MUROS DE MAMPOSTERÍA*

Los edificios revestidos de mampostería reforzada normalmente son muy similares a los edificios construidos para resistir carga convencional. Un marco de acero estructural ó de concreto se usa para soportar cargas verticales y en algunos casos para resistir fuerzas laterales. La mampostería reforzada se usa para los muros exteriores y se diseña para abarcar cualquier espacio vertical u horizontal. También pueden usarse los muros de mampostería reforzada que corren paralelos a la dirección de la fuerza de explosión como muros de cortante para transmitir fuerzas laterales a la cimentación. El muro de mampostería reforzada se une al marco del edificio para ligar todos los componentes a la vez y proporcionar resistencia para fuerzas de rebote. Este tipo de edificio puede diseñarse económicamente para resistir cargas de explosión en el orden de 3 psi (21 kPa) de Pso.

3.2.3 *CONSTRUCCIONES REVESTIDAS DE METAL*

Los edificios revestidos de metal utilizan un diseño convencional "construir-sujetar" y usa formas estructurales laminadas en caliente para el marco, largueros, y viguetas. Son usados para los muros exteriores tableros de metal adherido ó tableros aislados intercalados, con metal de calibre más grueso y más conectores. Como en los edificios metálicos prediseñados, el marco de acero resiste todas las cargas verticales y laterales. Las conexiones se refuerzan para desarrollar la fuerza plástica completa (capacidad última de momento y/o cortante) de los miembros estructurales. Este tipo de edificio puede diseñarse económicamente para resistir cargas de explosión en el orden de 3 psi (21 kPa) de Pso.

3.2.4 *CONSTRUCCIÓN CON MUROS DE CONCRETO PRECOLADOS*

Este tipo de construcción emplea muros de concreto precolados con marcos de acero ó de concreto (Figura 3.2). El marco resiste todas las cargas verticales y los muros de cortante precolados resisten las cargas laterales. Las conexiones dúctiles para tableros precolados son una consideración importante. Se hacen tableros precolados con dispositivos de conexión de acero para sujetarlo al marco del edificio con tornillos ó soldadura. El techo normalmente es una losa de concreto sobre una plataforma de metal. La plataforma de metal esta unida al marco estructural por espigos ó soldadura de arco protegido. Este tipo de construcción puede diseñarse para resistir económicamente la carga de explosión en el orden de 7 a 10 psi (48 a 69 kPa) de Pso.

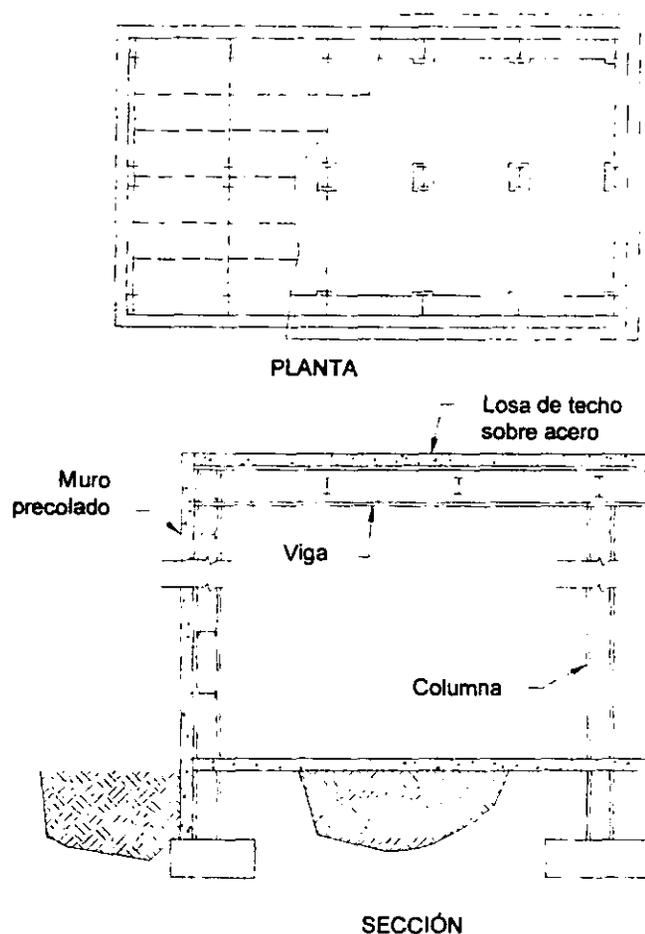


FIGURA 3.2 EDIFICIO CON MUROS DE CONCRETO PRECOLADOS

3.2.5 CONSTRUCCIÓN CON MUROS DE CONCRETO COLADOS EN EL SITIO

Se construye con concreto colado en el sitio (Figuras 3.3 y 3.4) para resistir sobrepresión de explosión relativamente alta donde el concreto precolado no es económico ó práctico. Las cargas horizontales son resistidas por muros de cortante. La estructura depende de un marco de acero estructural ó de concreto reforzado para soportar las cargas verticales. El espesor de los muros de concreto, tamaño y colocación del acero de refuerzo, puede escogerse para proporcionar resistencia, para anticipar con el diseño cualquier carga de explosión. Este tipo de construcción normalmente se requerirá para sobrepresión mayor que 7 psi (48 kPa).

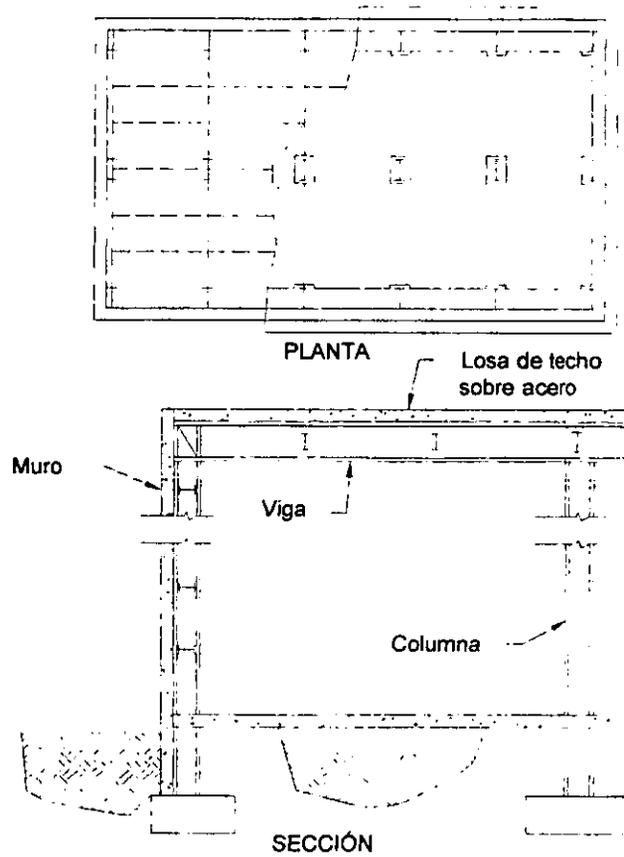


FIGURA 3.3 EDIFICIO CON MUROS DE CONCRETO COLADOS EN EL SITIO
(MARCO DE ACERO)

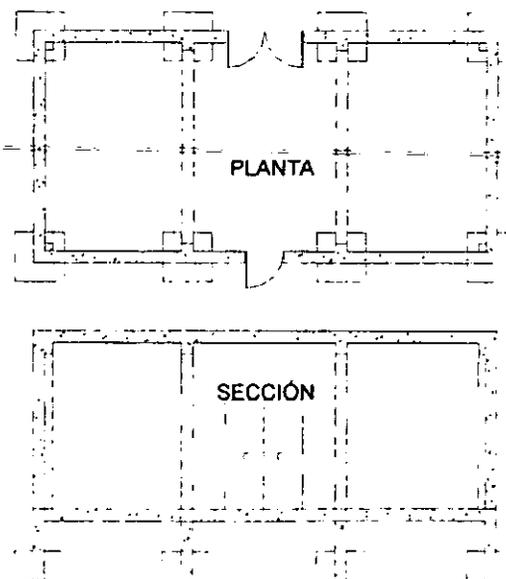


FIGURA 3.4 EDIFICIO CON MUROS DE CONCRETO COLADOS EN EL SITIO
(MARCO DE CONCRETO)

3.3 OTROS SISTEMAS

Bajo circunstancias especiales los siguientes tipos de construcción pueden ser considerados.

3.3.1 CAJAS DE CONCRETO PREDISEÑADAS

Cajas de concreto prediseñadas pueden usarse para proporcionar edificios más pequeños. Estos edificios son forjados en una fábrica, están preconnectados, vienen con instalaciones de HVAC y se entregan al sitio en camiones, listos para ser asegurados a una cimentación y conectados para las instalaciones deseadas. Estos edificios se diseñan económicamente para resistir de 1 a 3 psi (6.9 a 32 kPa) de Pso.

3.3.2 ESTRUCTURAS DE ARCO Y DOMO

Arcos y domos (Figura 3.5) poseen dos ventajas que pueden explotarse para obtener un nivel alto de resistencia a explosión. El primero es una reducción en la carga, que viene de la superficie encorvada expuesta a la onda de explosión. La segunda ventaja es la alta eficacia en fuerza que tales estructuras poseen por su geometría. Las desventajas de estos tipos de estructuras surgen del espacio interior restringido que está disponible para la misma área del edificio y el costo más alto de la construcción.

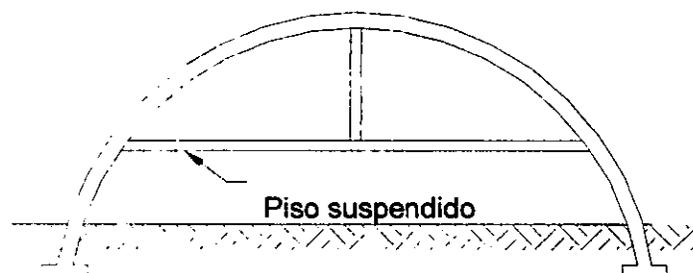


FIGURA 3.5 EDIFICIO DE ARCO

3.3.3 ESTRUCTURAS DE TERRAPLÉN DE TIERRA

Las estructuras de terraplén de tierra pueden usarse si el espacio está disponible (Figura 3.6). Cuando es posible, puede aprovecharse la alta resistencia a la explosión de la estructura tierra-tapa sobre ó debajo del suelo, puesto que esta forma de construcción es sumamente resistente a alta sobrepresión de explosión. Las desventajas incluyen espacio adicional

requerido, apariencia no convencional, y efectos de condiciones del sitio como alto nivel hidrostático.

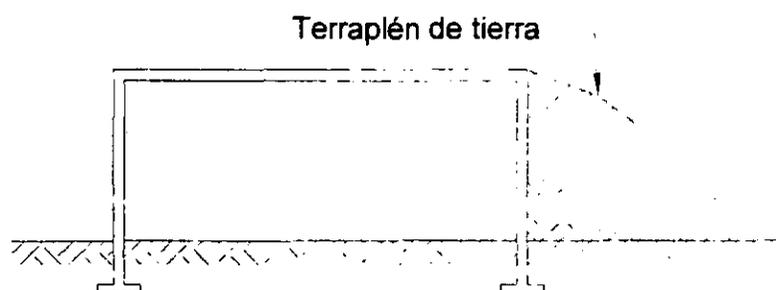


FIGURA 3.6 EDIFICIO CON TERRAPLÉN DE TIERRA

CAPÍTULO 4

RESISTENCIA DINÁMICA DE MATERIALES Y CRITERIOS DE RESPUESTA

El diseño de estructuras para resistir los efectos de explosiones accidentales, en las plantas petroquímicas, requiere un conocimiento de las propiedades dinámicas de los materiales estructurales, así como las respuestas aceptables de los componentes y sistemas. Los materiales y sistemas estructurales responden diferente a cargas dinámicas producidas por explosión, que a cargas convencionales aplicadas estáticamente y es indispensable que el ingeniero entienda estas diferencias. Bajo carga dinámica, los materiales logran un aumento de resistencia que puede incrementar la resistencia estructural significativamente.

El diseño de instalaciones petroquímicas por explosiones accidentales, puede ser similar en muchas maneras al diseño de instalaciones para detonaciones de altos explosivos, efectos de armas nucleares y accidentes de energía nuclear por lo cual están disponibles guías de diseño. Sin embargo, el diseño a explosión para plantas petroquímicas es diferente en el sentido de que puede tolerarse un mayor daño estructural, de acuerdo con la filosofía de protección a explosión de una compañía.

En este capítulo se proporcionan propiedades estáticas y dinámicas para el concreto reforzado, mampostería reforzada, acero estructural y acero formado en frío, además se presentan los criterios de respuesta necesarios (respuesta permisible para miembros individuales y sistemas estructurales) para el diseño resistente a explosión.

4.1 RESPUESTA ESTÁTICA CONTRA DINÁMICA

Cargas convencionales, como cargas vivas y de viento, se aplican relativamente despacio a una estructura y permanecen constantes para un periodo relativamente largo de tiempo comparado al tiempo de respuesta de la estructura. Las estructuras con carga de explosión experimentan una aplicación rápida de la carga y un levantamiento rápido correspondiente al esfuerzo del miembro. Esta carga es transitoria y normalmente será devuelta a condiciones ambientales en un periodo corto de tiempo (típicamente en milisegundos).

En diseños convencionales los esfuerzos se limitan al rango elástico. En diseño a explosión, la deformación plástica es aceptable y de hecho deseable por razones económicas. Cuando el miembro es esforzado en la región de comportamiento plástico, continúa absorbiendo la explosión equilibrando la energía cinética de la explosión con la energía de deformación del miembro. La energía de deformación total disponible es una función de las

propiedades dinámicas de los materiales, propiedades de la sección y cantidad de deformación plástica permitida. La cantidad total de energía de explosión que necesita ser absorbida es una función de la carga máxima y duración de la explosión. La capacidad de un miembro con carga de explosión esta basada en la deformación máxima.

La respuesta del material bajo cargas dinámicas es notablemente diferente que para cargas estáticas. Cuando un material es cargado rápidamente, no puede deformarse en la misma proporción a la que se aplica la carga. Esto crea un aumento en el nivel de esfuerzo en que ocurre la fluencia así como el último esfuerzo es alcanzado antes de la ruptura. En general, el material es deformado rápidamente (velocidad de deformación) con un mayor aumento en resistencia. El incremento de la resistencia resultante les permite a los miembros desarrollar resistencia estructural en exceso de su capacidad estática. Este aumento puede estar en el orden del 10% al 30%, esto es demasiado significativo como para ignorar estos efectos al calcular la respuesta a flexión. Si este aumento de fuerza es ignorado, las fuerzas y cargas de las conexiones en los apoyos de los miembros se subestiman (no es conservador). Este efecto se considera para el diseño a explosión por el uso de un factor de incremento dinámico (sección 4.4.4).

4.2 FUNCIÓN DE RESISTENCIA-DEFORMACIÓN

Los elementos estructurales resisten cargas de explosión desarrollando una resistencia interior basada en el esfuerzo del material y propiedades de la sección. Para diseñar ó analizar la respuesta de un elemento es necesario determinar la relación entre la resistencia y la deformación. En la respuesta a flexión, el incremento de esfuerzo es en proporción directa a la deformación en el miembro. Debido a que la resistencia también es una función del esfuerzo del material, esta también se incrementa en proporción a la deformación. Después de que el esfuerzo en las fibras exteriores alcanza el límite elástico, la relación entre esfuerzo y deformación, y de este modo la resistencia, se vuelve no lineal. Como las fibras exteriores del miembro continúan fluyendo, los esfuerzos en el interior de la sección también comienzan a fluir y se forma una articulación plástica en la ubicación de momento máximo en el miembro. Si se previene la flexión prematura, la deformación continúa como el miembro absorbe la carga hasta que se logren las deformaciones de ruptura.

La variación en la resistencia interna puede relacionarse con la deformación porque la deformación en un miembro es una función del esfuerzo en un punto dado. La deformación de un punto importante en el miembro también se puede relacionar con la energía de deformación, la cual se determina por la relación entre esfuerzo y deformación como es mostrado por la curva en la Figura 4.1. La resistencia elástica es el nivel en el que los materiales alcanzan la fluencia en la ubicación de momento máximo en el miembro. Más allá del primer punto de fluencia de un miembro, se forman regiones plásticas en la sección y ocurre una condición elasto plástica. La resistencia interna continúa incrementándose como el esfuerzo en otras ubicaciones del miembro aumenta en respuesta a la carga aplicada, aunque en un descenso mas bajo que en la región elástica. Durante este periodo, porciones del miembro responden plásticamente mientras otras secciones responden elásticamente basado en la sección transversal y en su ubicación a lo largo del miembro. Como la respuesta continúa, otras secciones críticas alcanzan la fluencia y se forman articulaciones plásticas adicionales.

Cada límite de deformación elástica cambia la pendiente de la curva de resistencia-deformación. Cuando la última sección alcanza la fluencia, ninguna resistencia adicional está disponible y la curva de resistencia-deformación es plana. El área bajo esta curva representa la energía de deformación total disponible para resistir la carga.

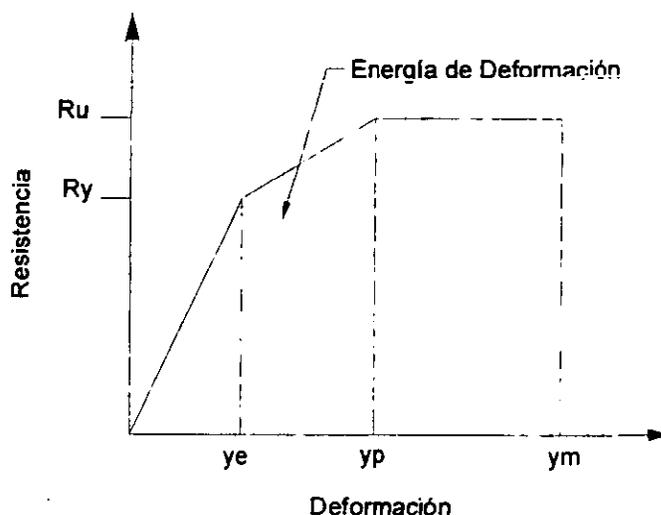


FIGURA 4.1 CURVA TÍPICA DE RESISTENCIA-DEFORMACIÓN

4.3 TIPOS DE MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Una descripción breve de los materiales y elementos estructurales usados en aplicaciones de diseño a explosión se cubre en esta sección. La respuesta de cada material para cargas de explosión se describe a lo largo con aplicaciones típicas.

4.3.1 CONCRETO REFORZADO

La alta resistencia y masa proporcionada por las estructuras hechas de concreto reforzado, satisfacen particularmente a edificios localizados en la proximidad a las fuentes de explosión. El concreto también proporciona resistencia eficaz al fuego y penetración de proyectiles que son consideraciones importantes en muchos accidentes de explosión.

El concreto reforzado es un material complejo para modelar debido a la naturaleza frágil del concreto y a sus propiedades no homogéneas. Aunque están disponibles métodos sofisticados para modelar la propagación de grietas y otras respuestas, normalmente se usan métodos simplificados en el diseño a explosión de instalaciones. Estos métodos están basados en una respuesta a flexión y confían en la eliminación de modos de falla por grietas. Para lograr una respuesta dúctil para el concreto, es necesario un proporcionamiento apropiado, una cuantía de acero suficiente y detallar el refuerzo.

Cuando el miembro es deformado, las barras de refuerzo fluyen y permiten la formación de articulaciones plásticas. El concreto en estas zonas se agrieta en la cara a tensión y posteriormente alcanza la deformación por aplastamiento en la cara a compresión. Si la rotación de la articulación aumenta más allá de este punto en una sección simplemente reforzada, el concreto se desalojará y será incapaz de proporcionar una componente de compresión para el par resistente interno. Una rotación adicional puede lograrse en una sección doblemente reforzada si el refuerzo a flexión es sujetado suficientemente por el refuerzo a cortante. En estas regiones de articulaciones plásticas, la resistencia interna de la sección se proporciona por el par formado entre las barras de refuerzo. Las secciones que son simplemente reforzadas deben limitarse a una respuesta baja para evitar la falla frágil y se disuade su uso en el diseño a explosión. El rebote de un miembro estructural, bajo cargas dinámicas, produce una inversión de las fuerzas en la sección y también reduce dramáticamente la resistencia de un miembro simplemente reforzado. Una discusión adicional de la respuesta del concreto reforzado se proporciona en el Capítulo 6.

La prevención de modos de falla frágil se logra limitando los esfuerzos cortantes del concreto ó aumentando la resistencia del material, espesor de la sección ó refuerzo a cortante. La cantidad de refuerzo a flexión en un miembro también se limita para asegurar que el refuerzo a tensión fluya antes que el aplastamiento del concreto pueda ocurrir. El acero de cortante se usa para aumentar la resistencia al corte, confinar el refuerzo a flexión y prevenir el pandeo de las barras en compresión.

TM 5-1300 indica que las barras de refuerzo de Grado 60 (no. 11 y más pequeñas) tienen ductilidad suficiente para carga dinámica. Las barras con una fuerza de fluencia más alta no pueden tener la ductilidad necesaria para la resistencia a flexión. La soldadura de refuerzo generalmente no se recomienda para las aplicaciones de diseño a explosión; sin embargo, puede requerirse para el anclaje. En estos casos, las varillas ASTM A706 pueden ser usadas.

Una resistencia a la compresión del concreto mínima de 3,000 psi (20.7 MPa) debe usarse para reducir la probabilidad de fallas de cortante. Un valor de 4,000 psi (27.6 MPa) es preferido.

4.3.2 MAMPOSTERÍA REFORZADA

Debido a su masa relativamente alta, edificios de mampostería reforzada pueden competir en costo con edificios metálicos ligeros para cargas de explosión de bajo rango. La mampostería reforzada responde a cargas dinámicas en forma similar al concreto reforzado, con incrementos similares en resistencia dinámica como incrementos de proporción de deformación. Espacios limitados para la colocación del refuerzo y baja capacidad al corte de las juntas de mortero son desventajas con respecto al concreto reforzado. Aunque las estructuras de mampostería sin refuerzo son comunes en instalaciones más viejas, estas típicamente no tienen ductilidad suficiente para resistir cualquier carga de explosión significativa y pueden ser totalmente inadecuadas.

Las unidades de mampostería con huecos deben ajustarse a ASTM C90, Calidad N. Las juntas reforzadas deben reunir los requisitos de ASTM A82 con un esfuerzo mínimo de fluencia de 70 ksi (483 MPa) y una resistencia última mínima de 80 ksi (552 Mpa). Las barras de Grado 60 deben ser usadas en el refuerzo principal.

4.3.3 ACERO ESTRUCTURAL

Aceros estructurales con cantidades bajas y medianas de carbono, como A36 y A50, son suficientemente dúctiles para las aplicaciones del diseño a explosión. El uso de materiales de alta resistencia debe evitarse en la mayoría de las aplicaciones para prevenir problemas con la disminución de la ductilidad. A50 es un material muy común para estructuras convencionales y con carga de explosión. Una especificación doble se produce actualmente por varios fabricantes. Adicionalmente, una resistencia máxima del acero está evaluándose por la industria para estar prevenido contra elementos que tienen una resistencia mayor que la calculada. Esto puede producir una situación en que las reacciones de los apoyos pueden ser mayores que lo pronosticado. En ciertas situaciones, como la explosión en los tornillos del pestillo de la puerta, resistencias altas de acero pueden requerirse para proporcionar la resistencia requerida. Los modos de falla frágil, como el cortante, deben ser examinados cuidadosamente en estas aplicaciones.

Para lograr deformaciones grandes sin la falla, los miembros de acero deben reforzarse en forma suficiente lateralmente y deben conectarse para evitar pandeo y problemas de inestabilidad. Como los elementos sin atiesador se pandean, las propiedades de la sección transversal se reducen y la resistencia es disminuida.

4.3.4 ACERO FORMADO EN FRÍO

Para las aplicaciones de presión de explosión bajas, los miembros con acero formado en frío pueden proporcionar un costo efectivo de revestimiento a los edificios. Los miembros de acero formado en frío incluyen tableros de cubiertas así como perfiles "Z" y "C". Miembros que obedecen los requisitos de ASTM A446 tienen resistencia a la fluencia que va de 33 ksi (228 MPa) a 65 ksi (450 MPa).

Una consideración importante en el diseño de miembros formados en frío es el pandeo prematuro de las almas relativamente delgadas. Esta respuesta limita la resistencia última que puede obtenerse, reduciendo la capacidad de carga debido a un cambio en la sección transversal. Se recomienda aplicar un factor de 0.9 a la resistencia de diseño para modelar esta reducción.

Deben tomarse precauciones especiales, con respecto a la presión final de estos miembros, para evitar el aplastamiento del alma en la respuesta máxima. Si controla la presión final, la respuesta permisible se limita para reducir la oportunidad de falla no dúctil. Las conexiones para estos miembros también presentan dificultad debido al material delgado del

alma. Para desarrollar la resistencia última de un miembro, pueden ser requeridos múltiples conectores para que la resistencia al esfuerzo cortante del material no se exceda.

En deflexiones grandes, los tableros de metal responden en acción de membrana. En este modo, la resistencia a carga de explosión es proporcionada por la dilatación del tablero bastante después de que ocurre la flexión (Figura 4.2). Los tableros pueden ser bastante resistentes ya que ésta es una acción estructural muy eficaz; sin embargo, el anclaje del extremo es sumamente importante para lograr una capacidad significativa. La resistencia para cargas de explosión de más de 2 a 4 psi (14-28 kPa) normalmente requerirá la respuesta de la membrana de tensión.

Donde los riesgos de los fragmentos son una preocupación, los tableros formados en frío no son convenientes porque tienen una resistencia muy baja a la penetración de fragmentos.

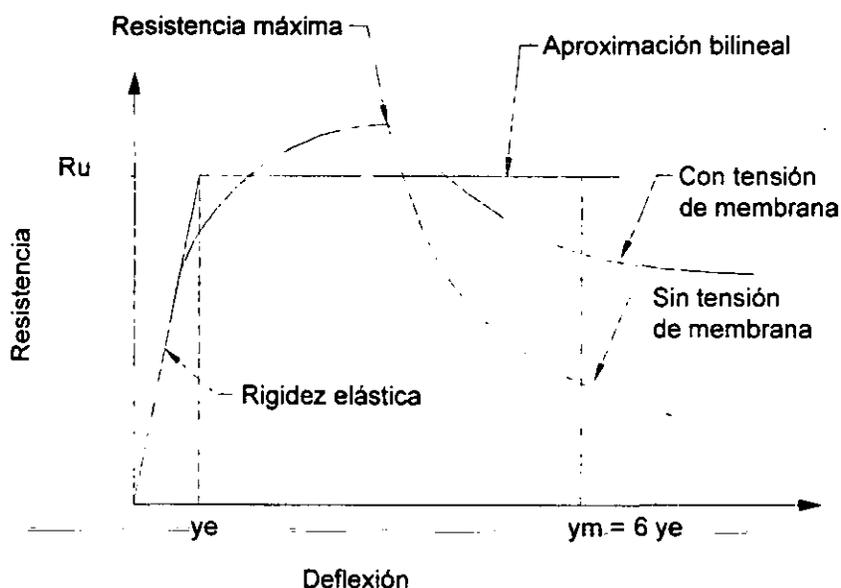


FIGURA 4.2 RESPUESTA TÍPICA DE MEMBRANA (DE TM 5-1300)

4.3.5 VIGAS DE ACERO DE ALMA ABIERTA

Las estructuras de mampostería reforzada, así como los edificios de marco de acero, utilizan a menudo vigas de acero de alma abierta para proporcionar apoyo a la cubierta del techo. Las preocupaciones principales para estos miembros son el aplastamiento del alma en los extremos debido a las altas fuerzas de cortante y a la inestabilidad en la sección a compresión cuando ocurre el rebote en el miembro. Las vigas de acero más viejas han actuado sorprendentemente bien en muchos accidentes de explosión con tal que estén adecuadamente unidas a los apoyos. Esto requiere típicamente un cordón de soldadura adicional en los

miembros para las placas empotradas. Reforzar el cordón de base a lo largo de la longitud del miembro normalmente no se proporciona en diseños convencionales, pero es crucial para lograr respuestas aceptables.

La calidad de soldadura de la viga también es crítica para lograr una respuesta dúctil. La soldadura debe cumplir con las Normas del Instituto para Vigas de Acero y la falta de criterio específico puede impedir el desarrollo de la capacidad última predecible. Deben tomarse precauciones especiales para remediar este problema, como requerir que se fabrique de acuerdo con el criterio de AWS. Se proponen vigas de acero de alma abierta para cargas estáticas relativamente bajas y de esta manera también son convenientes para cargas dinámicas bajas.

4.3.6 TORNILLOS DE ANCLAJE

En las estructuras con carga de explosión se produce una reacción alta de carga en los apoyos de la columna. Estas normalmente requieren placas de base de gran tamaño así como tornillos de anclaje de alta capacidad. Lograr el anclaje pleno de estos tornillos es de importancia primaria y requerirá normalmente espigos ó placas empotradas al final de los tornillos para prevenir el arrancamiento. Cuando los tornillos de anclaje son firmemente anclados en el concreto, el mecanismo de falla es una falla dúctil a tensión del acero de los tornillos. Distancia insuficiente al borde ó separación insuficiente entre los tornillos, resulta en una capacidad del anclaje más baja y un modo de falla frágil.

A veces, se requerirá post-instalación de tornillos para la unión de equipo que puede someterse a grandes aceleraciones durante una explosión. Debe evitarse anclaje de expansión para la mayoría de las aplicaciones del diseño a explosión a menos que los niveles de carga sean bajos. Típicamente las anclas del tipo "cuña" están calificadas para las cargas dinámicas, aunque la mayoría de estas valuaciones son para cargas vibratorias y esta fundamentadas en pruebas cíclicas en bajos niveles de esfuerzo. Éstas sólo deben usarse cuando las cargas últimas son menores que la capacidad nominal con un margen de seguridad. Las anclas epoxia han mostrado capacidad dinámica excelente y pueden ser consideradas para las aplicaciones críticas.

A menudo se diseñan los tornillos de anclaje para la máxima reacción axial y de cortante en la base de las columnas como una carga estática. Este método requiere un número grande de tornillos e incluso usar propiedades dinámicas de los materiales en el diseño. En realidad, los tornillos fluirán bajo cargas de tensión y, hasta cierto punto, con cargas de cortante. Es decir, es importante usar materiales dúctiles en tornillos para proteger contra la falla súbita bajo el esfuerzo máximo. Es posible modelar la respuesta a tensión dinámicamente y aprovechar la capacidad de energía de deformación de los tornillos. Esto permite a los tornillos responder a la historia de carga-tiempo en lugar de simplemente a la carga máxima. Un análisis dinámico sólo se justifica para situaciones especiales, como donde el rehusó de tornillos existentes es importante. Para diseños típicos, no se realiza un análisis dinámico porque no puede haber un beneficio del costo encima de un diseño estático de los tornillos. Debido a que las deformaciones de cortante son más difíciles de modelar y generalmente no

controlan el dimensionamiento de los tornillos, estos se diseñan para la máxima carga pronosticada de cortante en lugar de una respuesta de historia de tiempo.

4.3.7 SUELO

La experiencia de accidentes de explosión ha mostrado que las fallas de la cimentación son raras. Esto parece ser el resultado de diseños conservadores, menospreciando la resistencia del suelo y su gran capacidad de absorber energía. Deben obtenerse las propiedades del suelo de una investigación del subsuelo. Las propiedades de una investigación del subsuelo incluyen relaciones de presión permisibles recomendadas, valores de cohesión, ángulo de fricción interna así como presión del suelo activa y pasiva para cargas estáticas. Los valores reportados normalmente incluyen un factor de seguridad para que puedan usarse con cargas de servicio. Este factor de seguridad puede usarse para convertir la capacidad de carga de servicio a valores de resistencia últimos. Debe contratarse un ingeniero en geotecnia para que proporcione las propiedades del suelo para cargas de explosión.

El suelo carece de una capacidad significativa a la tensión y la resistencia de fricción descende dramáticamente bajo carga dinámica. Deben hacerse provisiones en el diseño para resistir cargas de levantamiento en la cimentación de las columnas y otras áreas donde el suelo es puesto en tensión. La naturaleza no lineal del suelo hace difícil modelar la respuesta dinámica. Típicamente, las cimentaciones se diseñan para resistir la carga de explosión máxima ó la reacción dinámica máxima del miembro apoyado, aplicadas como una carga estática. Es posible modelar la respuesta dinámica pero el ingeniero debe tener cuidado para no sobrestimar la respuesta aceptable. "Débiles" propiedades del suelo (resistencia baja) deben usarse para determinar conservadoramente la respuesta dinámica máxima del suelo y apoyos de la estructura. "Fuertes" propiedades deben usarse para el mismo suelo para obtener máximas relaciones de presión y fuerzas del miembro. *TR 4921*¹ proporciona una discusión detallada del comportamiento del suelo y recomendaciones para el análisis y diseño.

4.4— PROPIEDADES DINÁMICAS DE MATERIALES

Esta sección describe las propiedades dinámicas de materiales usados en estructuras diseñadas para resistir cargas de explosión en instalaciones petroquímicas. Las propiedades estáticas están disponibles en varias referencias y no se repiten en este capítulo, excepto para indicar valores aceptables mínimos. La respuesta dinámica de estos materiales se ha estudiado extensivamente; sin embargo, sus propiedades dinámicas no se han publicado ampliamente. Aquí se cubrirán procedimientos para obtener estas propiedades en detalle suficiente para permitir una determinación exacta para el diseño y análisis de estructuras petroquímicas.

¹TR 4921. Análisis de Fallas de Volcamiento y Deslizamiento en Estructuras de Protección de Concreto Reforzado, Informe Técnico 4921 (Technical Report), Dover, New Jersey, 1976

4.4.1 RELACIÓN DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN

La respuesta de un material bajo carga estática ó dinámica es gobernada por la relación de esfuerzo-deformación. Un diagrama típico de esfuerzo-deformación para el concreto se muestra en la Figura 4.3. Cuando las fibras de un material son deformadas, el esfuerzo en el material cambia de acuerdo con su diagrama de esfuerzo-deformación. Para la mayoría de los aceros, en la región elástica, el esfuerzo aumenta linealmente a medida que se incrementa la deformación. Esta relación es cuantificada por el módulo de elasticidad del material.

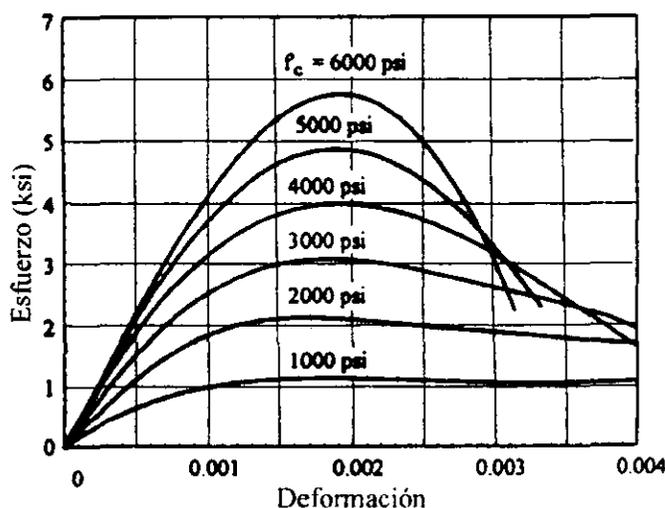


FIGURA 4.3 CURVA TÍPICA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO (DEL MANUAL ASCE 42)

Para el concreto no se han definido bien las regiones elástica y plástica debido a su naturaleza frágil. Un valor de esfuerzo de compresión máximo se alcanza en deformaciones relativamente bajas y se mantiene para pequeñas deformaciones hasta que el aplastamiento ocurre. La relación de esfuerzo-deformación para el concreto es una curva no lineal. Así, el módulo elástico varía continuamente con la deformación. El módulo secante en la carga de servicio normalmente se usa para definir un solo valor para el módulo de elasticidad. Este procedimiento se da en la mayoría de los textos de concreto. La mampostería tiene un diagrama de esfuerzo-deformación similar al del concreto pero es típicamente más bajo de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad.

Para los materiales de acero, la forma de la curva es muy diferente a la del concreto como puede verse en la Figura 4.4. El acero es relativamente dúctil y puede lograr deformaciones grandes antes de la ruptura. Aceros estructurales de bajo grado de carbono (A36, A572) exhiben un punto de fluencia bien definido seguido por un estado de fluencia horizontal. Los aceros de alta resistencia no tienen una brusca interrupción en el límite elástico y la región de fluencia es no lineal. Aceros con materiales de bajo contenido de carbono satisfacen particularmente el diseño resistente a explosión, porque estos son capaces de deformarse bien más allá del límite elástico sin romperse. Esto produce una larga curva de

resistencia-deformación para absorber la energía de explosión mientras se evitan problemas de fractura frágil. Deben evitarse aceros de alta resistencia para la construcción general debido a su ductilidad baja. Aplicaciones especiales, como puertas y escudos de explosión, pueden requerir materiales de alta resistencia para lograr la resistencia deseada. La selección de propiedades estáticas para los materiales de alta resistencia debe hacerse conservadoramente.

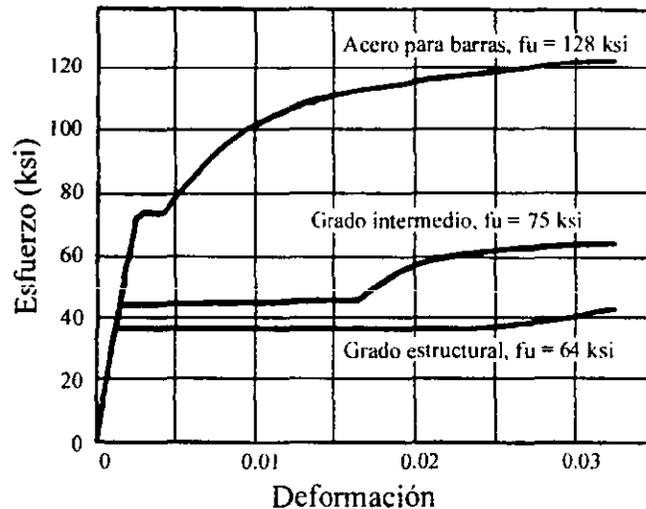


FIGURA 4.4 CURVA TÍPICA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO (DEL MANUAL ASCE 42)

Las relaciones de esfuerzo-deformación para el suelo son difíciles modelar debido a su complejidad. En la práctica normal, la respuesta del suelo consiste en analizar los esfuerzos de compresión y de cortante producidos por la estructura cuando se aplican cargas estáticas. El cambio en la resistencia del suelo con la deformación normalmente se desprecia. Los suelos arcillosos exhibirán alguna respuesta elástica y serán capaces de absorber energía de la explosión; sin embargo, pueden haber insuficientes datos de ensayos para definir esta respuesta cuantitativamente. El suelo tiene una capacidad a la tensión muy baja, así la relación esfuerzo-deformación es sumamente diferente en la región de tensión que en la de compresión.

4.4.2 FACTOR DE INCREMENTO DE RESISTENCIA (SIF)

Las propiedades estáticas están disponibles de una variedad de fuentes y se definen bien por los códigos nacionales y normas de organizaciones. Las especificaciones referidas en los códigos definen propiedades mecánicas mínimas para las varias calidades de materiales. En la práctica, el promedio de la resistencia de fluencia de materiales de acero que se instalan es aproximadamente 25% mayor que los valores mínimos especificados. Un factor de incremento de resistencia se usa para considerar esta condición y no está relacionado a valores de deformación propios de los materiales. *TM 5-1300* sugiere usar un factor de incremento de resistencia de 1.1 aplicado al mínimo esfuerzo de fluencia para el acero estructural con una fluencia de 50 ksi (345 MPa) ó menos y para refuerzo de Grado 60. Varias referencias que se dirigen a instalaciones nucleares, sugieren ignorar éstos factores de incremento de resistencia, para agregar un margen más grande de seguridad al diseño. La aplicación del factor

recomendado de 1.1 es garantía para las instalaciones petroquímicas en donde es deseable hacer uso de la capacidad completa disponible de explosión.

Los aceros formados en frío exhiben bien un promedio de resistencia a la fluencia en exceso del mínimo especificado. *TM 5-1300* recomienda un factor de incremento de resistencia de 1.21 para este material.

La resistencia del concreto se especifica como una resistencia mínima a la compresión a los 28 días. Este valor se usa para el diseño y típicamente no se aumenta para considerar un incremento en la resistencia con la edad. Para la evaluación de una estructura existente, puede valer la pena determinar la resistencia in-situ del concreto para usarla en el análisis. Esto no representará una gran diferencia en la capacidad a flexión pero podría ser muy importante cuando se examine la resistencia a cortante.

4.4.3 INCREMENTO DE RESISTENCIA DINÁMICA

El concreto y el acero experimentan un aumento en resistencia bajo cargas rápidamente aplicadas. Estos materiales no pueden responder en la misma proporción a la que se aplica la carga. Así la resistencia de fluencia se incrementa y las deformaciones plásticas disminuyen cuando esto ocurre. A una gran velocidad de deformación, se requiere una carga mayor para producir la misma deformación que a una velocidad baja. Este incremento en la resistencia a la fluencia es bastante significativo para los materiales de baja resistencia y disminuye con el aumento de resistencia a la fluencia estática.

Para el acero, el módulo de elasticidad es el mismo en la región elástica y en la fluencia plana para respuesta estática y dinámica. En la zona de deformación por endurecimiento 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 aplicaciones del diseño estructural.

Un incremento de resistencia también produce una resistencia última (F_u) para aceros: sin embargo, la proporción de resistencia dinámica a estática es menor que en la fluencia. Una curva típica de esfuerzo-deformación que describe respuesta dinámica y estática del acero se muestra en la Figura 4.5. La elongación en la falla es relativamente inalterada por la respuesta dinámica del material.

El aluminio exhibe un incremento modesto con la velocidad de deformación, por lo que se ignora típicamente. *Lindholm 1969*² examina datos de pruebas disponibles en las propiedades dinámicas para varios materiales. Éste normalmente es un recurso sumamente útil para información sobre los materiales menos usados.

La resistencia última para el concreto es mayor bajo cargas dinámicas. Aunque el módulo de elasticidad también es mayor, esta diferencia es pequeña y normalmente se ignora. La Figura 4.6 describe la relación entre la respuesta dinámica y estática para el concreto.

² Lindholm 1969. Estudio de la Velocidad de Deformación Dependiente de las Propiedades de Resistencia de los Metales. U. S. Lindholm y R.L. Bessey, Instituto de Investigación Suroeste, San Antonio, Tex., 1969.

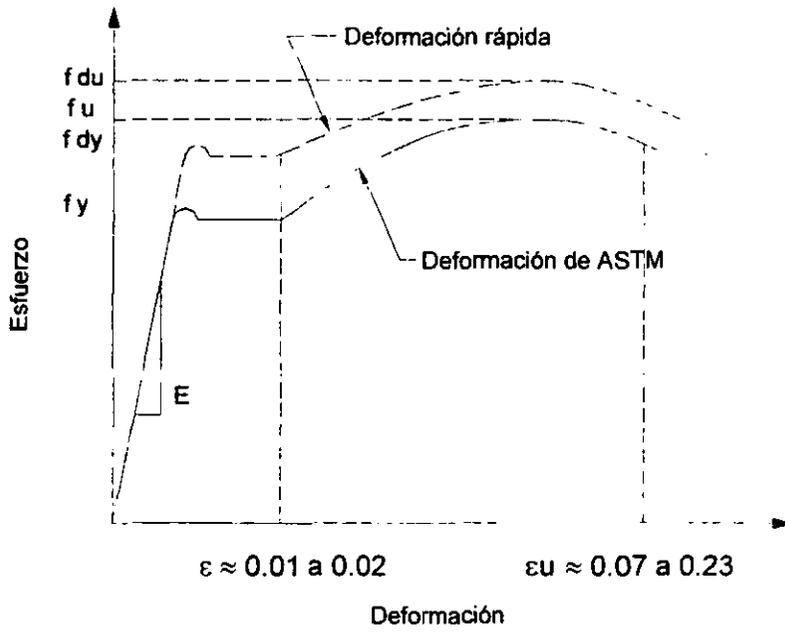


FIGURA 4.5 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN EN LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA ACERO (DE TM 5-1300)

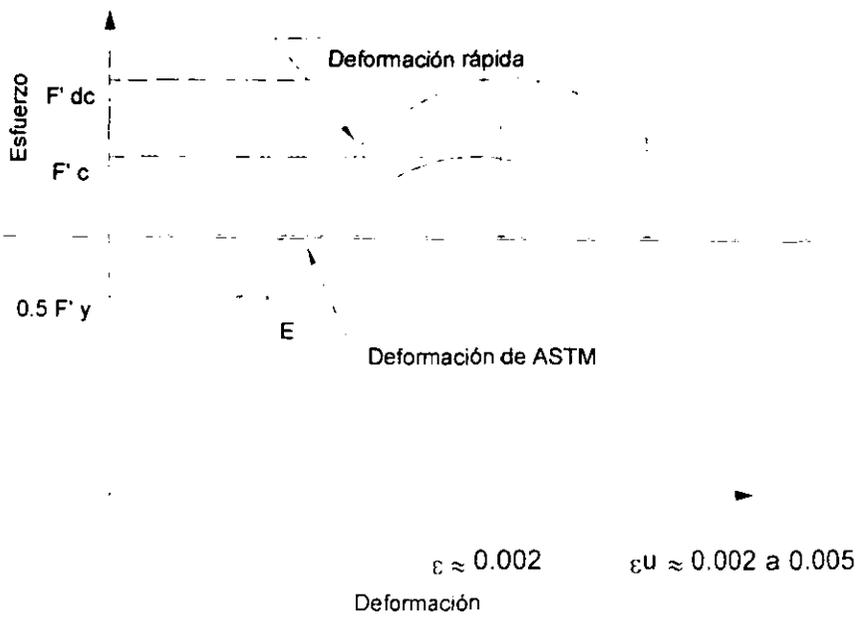


FIGURA 4.6 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN EN LA CURVA DEL ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA CONCRETO (DE TM 5-1300)

La magnitud del incremento dinámico depende de algunos factores incluyendo la resistencia estática del material y velocidad de deformación. En general, a mayor resistencia estática de un material, será menor el incremento en resistencia dinámica. A mayor rapidez con que se deforme el material, es mayor el incremento en la fluencia dinámica y resistencia última. La Figura 4.7 describe la relación entre la velocidad de deformación y la proporción de resistencia dinámica a estática del material para el acero estructural, concreto y acero de refuerzo.

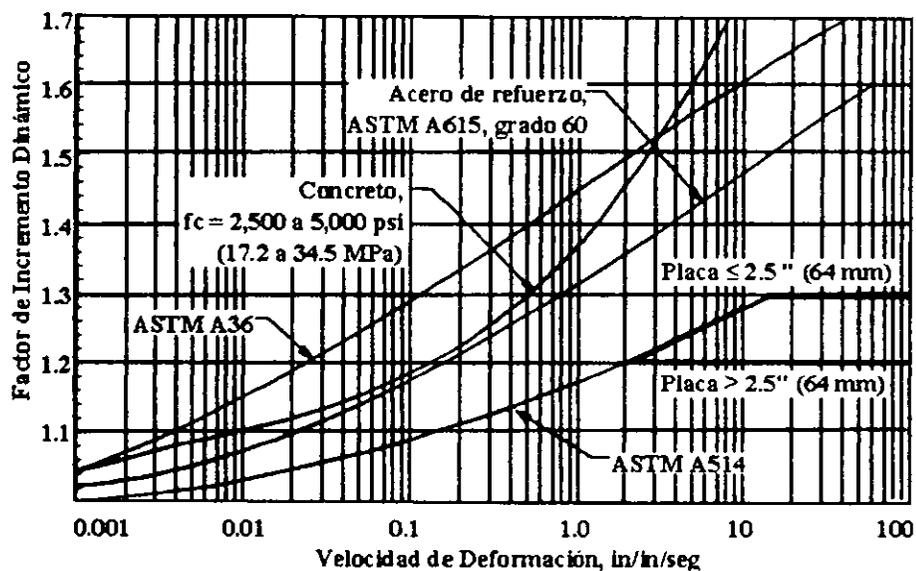


FIGURA 4.7 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN EN LA RESISTENCIA DINÁMICA DE MATERIALES (DE TM 5-1300)

Reportes de pruebas estándar de geotecnia se dirigen a las propiedades estáticas típicas del suelo como resistencia al cortante y capacidad de presión, pero no pueden proporcionar propiedades dinámicas a menos que se pidan específicamente. En estas situaciones, es necesario usar las propiedades estáticas. Las propiedades dinámicas del suelo que se informan, pueden estar basadas en amplitud de baja deformación prueba que puede ó no puede ser aplicable a la situación de interés. Los reportes de suelo generalmente proporcionarán valores de rigidez vertical y lateral para el tipo de cimentación recomendada. Éstos pueden usarse a lo largo con la capacidad última de presión para realizar un cálculo de respuesta dinámica de la cimentación para la carga de explosión aplicada.

4.4.4 FACTOR DE INCREMENTO DINÁMICO

Para incorporar el efecto del incremento de resistencia del material debido a la velocidad de deformación, un factor de incremento dinámico (Dynamic Increase Factors, DIF) se aplica a los valores de resistencia estáticos. DIF es simplemente la proporción de resistencia dinámica del material a la resistencia estática y es una función del tipo de material así como

de la velocidad de deformación, como se describió anteriormente. DIF también depende del tipo de esfuerzo (flexión, cortante directo) porque los valores máximos para estos esfuerzos ocurren en momentos diferentes. Los esfuerzos de flexión ocurren muy rápidamente, mientras el máximo cortante puede ocurrir relativamente despacio, resultando una velocidad de deformación menor para el cortante.

Es posible determinar la velocidad de deformación real de un material durante el cálculo de la respuesta dinámica usando un procedimiento reiterativo. Debe asumirse una velocidad y seleccionarse un DIF. La resistencia dinámica es determinada multiplicando la fuerza estática (aumentada por el factor de incremento de resistencia) por el DIF. El tiempo requerido para alcanzar la respuesta máxima puede usarse para revisar la velocidad de deformación y el DIF. Este proceso se repite hasta que la velocidad de deformación calculada alcanza igualar al valor supuesto. Hay incertidumbre en muchas de las variables usadas para calcular esta respuesta y, por lo tanto, no se garantiza la determinación de la velocidad de deformación con gran exactitud.

TM 5-1300 y otras referencias sugieren seleccionar valores de DIF basados en rangos de presión ó en la distancia a la fuente de explosión. Estos métodos agrupan las cargas de explosión de menos de unos cientos de psi en la categoría de presión baja con un solo valor de DIF para cada tipo de esfuerzo. Para las instalaciones petroquímicas, la inmensa mayoría de estructuras se colapsarán en esta categoría de presión baja.

Los valores de DIF varían para los diferentes tipos de esfuerzo en concreto y acero por varias razones. La respuesta a Flexión es dúctil y se permiten valores de DIF que reflejan la velocidad de deformación real. Esfuerzos de cortante en el concreto producen una falla frágil y de esta manera se requiere aplicar un grado de conservatismo en la selección de un DIF. Adicionalmente, datos de ensayos para la respuesta dinámica a cortante del concreto, no se establecen también como la resistencia a compresión. La velocidad de deformación para tensión y compresión en miembros de acero y concreto es menor que para la flexión y, por lo tanto, los valores de DIF son necesariamente menores.

Se presentan valores para los factores de incremento dinámico en una variedad de referencias, aunque la mayoría esta basado en la misma fuente de datos. Datos adicionales se han producido en varios programas de pruebas, pero no se han agrupado en una fuente central. Mucho de los datos que se han publicado están basados en pruebas de alta velocidad de deformación y muchos de los valores recomendados son arbitrariamente escogidos. La tabla del Apéndice B.2 proporciona valores de DIF recomendados para el concreto reforzado y mampostería y la tabla B.3 contiene valores para el acero estructural, acero formado en frío y aluminio.

4.4.5 DISEÑO DINÁMICO POR ESFUERZOS

Los efectos de endurecimiento por deformación plástica en miembros de acero y concreto reforzado son modelados en el análisis de SDOF usando un esfuerzo de diseño mayor que el de fluencia. Durante la respuesta dinámica, el nivel de esfuerzo en la sección crítica en un miembro varía con la deformación de la sección. En la región elástica, la deformación a

través de la sección varía con la posición del eje neutro del miembro. Más allá de esta región, el miembro experimenta una respuesta plástica, en la cual el esfuerzo en la fibra de la sección entera excede el límite elástico. En este punto, el esfuerzo es constante sobre la sección transversal pero todavía está cambiando con el esfuerzo total del miembro. Los miembros de acero experimentan un aumento en esfuerzo en la región de endurecimiento plástico hasta que se alcanza el esfuerzo último dinámico del material. Después de este punto, el esfuerzo en las fibras disminuye con el incremento de deformación hasta que la ruptura ocurre. El concreto muestra un incremento en el esfuerzo hasta que se alcanza el esfuerzo máximo de compresión, después el nivel del esfuerzo disminuye con deformación adicional. Debido a su naturaleza frágil, el endurecimiento plástico no ocurre en el concreto; sin embargo, al reforzarlo con acero exhibirá este efecto.

Para predecir la verdadera respuesta dinámica, sería necesario variar el esfuerzo del material continuamente con la deformación. Esta variación es difícil de modelar usando métodos de análisis SDOF porque requiere el seguimiento de una curva compleja de resistencia-deformación en cada paso de tiempo. Es deseable representar el diseño por esfuerzos del material como una curva bilineal de esfuerzo-deformación, en la cual el esfuerzo aumenta linealmente hasta alcanzar la deformación de fluencia y, después de este valor, se tiene un valor constante del esfuerzo (sección 6.1.5). Esto produce una curva simple bilineal de resistencia-deformación, como es mostrado en la Figura 4.8, que incluye efectos por endurecimiento plástico y es relativamente fácil de incorporar en el análisis de SDOF. Para lograr esta simplificación, mientras se modele con precisión la respuesta dinámica, es necesario seleccionar un esfuerzo de diseño igual al promedio del esfuerzo que ocurre en la respuesta real. Esto puede ser realizado estimando un rango de respuesta máximo y usando las recomendaciones de las tablas B.4 y B.5 para miembros de acero y concreto reforzado.

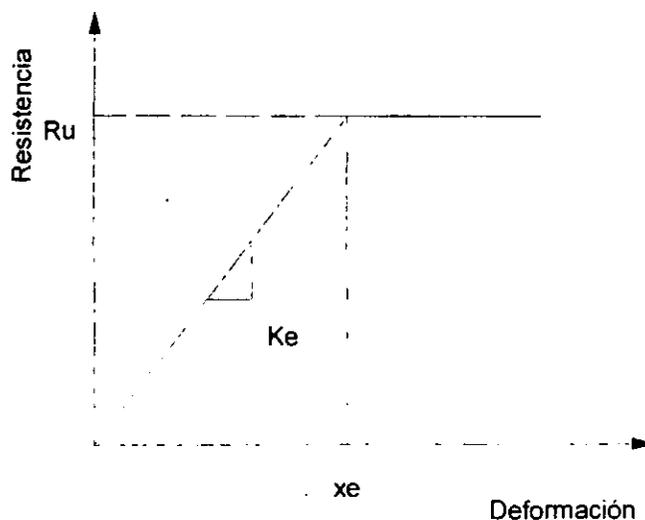


FIGURA 4.8 CURVA BILINEAL DE RESISTENCIA-DEFORMACIÓN

En rangos bajos de respuesta, el máximo esfuerzo de diseño es igual al esfuerzo de fluencia dinámico. En rangos de respuesta más altos, el esfuerzo de diseño se incrementa para

considerar el endurecimiento plástico. En la porción inicial de respuesta, este incremento del esfuerzo de diseño tiene como consecuencia una sobre estimación de la resistencia. Cuando ocurren deformaciones mayores, el nivel de esfuerzo, así como la resistencia, serán menores a los pronosticados por el esfuerzo de diseño.

El método del elemento finito (FEM, Finit Element Methods) es capaz de incorporar variaciones complejas en el esfuerzo del material con la variación de la respuesta en el tiempo. A pesar que estos métodos están disponibles, son bastante complejos y, en muchos casos, su uso no se garantiza debido a las incertidumbres en la predicción de cargas de explosión. Las propiedades dinámicas de los materiales presentadas en esta sección pueden usarse en el cálculo de FEM; sin embargo, los límites simplificados de respuesta en la próxima sección pueden no ser convenientes. La mayoría de los códigos de FEM contiene modelos complejos de falla que son mejores indicadores de la respuesta permisible. En el Capítulo 5, Métodos de Análisis Dinámicos, se presenta información adicional.

4.5 LÍMITES DE DEFORMACIÓN

Se usan límites de deformación para asegurar que se proporciona una adecuada respuesta para las cargas de explosión. Estos límites están basados en el tipo de estructura ó componente, materiales de construcción usados, localización de la estructura y nivel de protección deseado.

El método principal para determinar la capacidad de una estructura utilizando el diseño convencional, es evaluar el nivel de esfuerzo actuante y compararlo con el esfuerzo máximo permitido. También se verifican las deflexiones de los miembros, aunque esto se hace típicamente por razones de servicio ó arquitectónicas, en lugar de requisitos estructurales. Los miembros con carga de explosión, sin embargo, alcanzan ó exceden el esfuerzo de fluencia para lograr un diseño económico. En general, la mayor deformación que la estructura ó miembro es capaz de ser sometido sin falla, será igual a la mayor energía de explosión que pueda absorber. Cuando el esfuerzo del miembro exceda el límite de fluencia, el nivel de esfuerzo no será apropiado para juzgar la respuesta del miembro, tal y como se hace para el análisis elástico estático. En el diseño dinámico, la capacidad de la estructura se juzga en deformaciones máximas. Los límites en desplazamientos están basados en datos de pruebas u otra evidencia empírica. Se proporciona un grado de conservatismo para asegurar la capacidad adecuada, debido a que las cargas aplicadas no se incrementan con los factores de carga para proporcionar un factor de seguridad.

La respuesta permisible de componentes individuales del marco es menor a la permitida para el mismo miembro que responde como un elemento aislado. Esto se hace para reducir la posibilidad de colapso progresivo y aumentar la redundancia del marco. Fallas de componentes individuales, como viguetas y largueros, no son tan catastróficas como la falla de un miembro principal del marco y de esta manera existe una diferencia en criterio. En muros con carga de presión, normalmente debe permitirse menor deformación que en elementos que no tienen este tipo de carga, debido a las consecuencias asociadas con la falla.

Ésta meta para el comportamiento de la estructura se vuelve un factor importante en la selección de un valor de respuesta máximo. Si se desea proporcionar un grado alto de protección al personal ó equipo, se escoge un límite de respuesta bajo. Esta situación puede ser típica de un cuarto de control en donde el personal necesita permanecer en su puesto de trabajo durante una emergencia ó para equipo crítico que debe protegerse para llevar a cabo una suspensión segura del trabajo. Por otro lado, si un edificio esta frecuentemente desocupado ó contiene equipo de bajo valor, puede permitirse daño significativo, al punto de la falla. Las estructuras que se necesitan para uso repetido a continuación de una explosión típicamente se diseñan para permanecer elásticas bajo las cargas predichas.

La capacidad de un miembro para deformarse significativamente y absorber energía depende de la capacidad de las conexiones para mantener la resistencia a lo largo de la respuesta. Si las conexiones se vuelven inestables en respuestas grandes, puede ocurrir una falla catastrófica. La resistencia disminuirá por el incremento de la deformación. Las conexiones controlan a menudo la capacidad a explosión para estructuras que sólo se han diseñado para cargas convencionales.

Límites de respuesta apropiados (deformación) se seleccionan basados en los factores discutidos anteriormente, como son: las filosofías de seguridad de la compañía/dueño, normas de protección a explosión, y consideraciones de riesgo. Valoraciones de riesgos que evalúan la probabilidad de accidentes y consecuencias potenciales pueden ser útiles en preparar la selección apropiada. Los límites de deformación escogidos relacionan a un grado específico de respuesta que puede caracterizarse como baja, media ó alta. En los límites de respuesta baja, no deben ocurrir fallas catastróficas de la estructura. Los puntos más altos de esfuerzos en los miembros serán casi colapsos incipientes y pueden ocurrir fallas locales, pero la estructura total debe permanecer intacta. Es importante recordar que estas respuestas predichas no siempre pueden considerarse para las inestabilidades locales y la respuesta real puede ser significativamente mayor. El ingeniero debe tener estos factores en cuenta cuando diseñe ó analice la estructura para asegurar que se proporciona el grado apropiado de protección.

Muchas compañías petroquímicas han adoptado una filosofía de "riesgo neutro" para instalaciones dónde normalmente se necesita evacuar al personal durante una emergencia. Esta filosofía prescribe que el personal no será puesto en peligro mayor dentro del edificio que si hubieran estado afuera. La presión de explosión y fragmentos que entran en la estructura, no son considerados en el diseño, ya que el personal se expondría a estos riesgos fuera del edificio. La meta del comportamiento para la estructura se convierte en una falla incipiente, en la cual se dañan severamente porciones de la estructura pero no se sueltan de un tirón y llegan a ser proyectiles. No se permite el colapso estructural y el equipo suspendido debe fijarse adecuadamente dentro de la estructura. El Capítulo 1, Consideraciones Generales, contiene una discusión adicional de las filosofías de protección.

4.5.1 PARÁMETROS DE LOS LÍMITES DE DEFORMACIÓN

El método principal para calcular la respuesta de la estructura, es evaluar el coeficiente de ductilidad y rotación de articulaciones de miembros individuales. El coeficiente de ductilidad se define como el desplazamiento máximo del miembro dividido por el

desplazamiento al límite de elasticidad y normalmente se designa por el símbolo μ . Esta es una medida del grado de respuesta inelástico experimentado por el miembro. La rotación de la articulación es otra medida de respuesta del miembro que relaciona la máxima deflexión para medir e indicar el grado de inestabilidad presente en áreas críticas del miembro. Es designado por el símbolo θ y se define de dos maneras en varias referencias (ver Figura 4.9). La primera definición es el ángulo, θ_1 , formado entre una línea que conecta los puntos finales y una línea entre un punto final y el punto de deflexión máxima. Esto también es llamado rotación del apoyo. La otra definición es el ángulo incluido, θ_2 , formado por dos líneas que se extienden del punto de deflexión máxima a los puntos finales. La rotación de la articulación para miembros con extremos fijos, se calcula de una manera similar. Es importante notar que la rotación de la articulación en el apoyo no se relaciona a la curvatura del extremo del miembro. En las tablas de límites de respuesta en el Apéndice C, la rotación de la articulación se refiere a la rotación del apoyo.

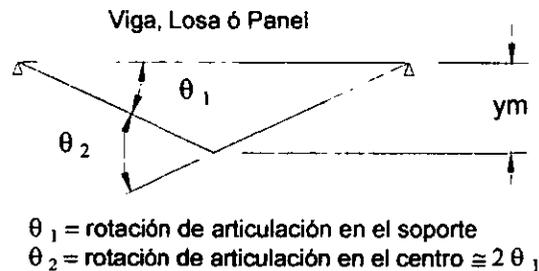


FIGURA 4.9 ROTACIÓN DE ARTICULACIÓN

Se debe aplicar un requisito adicional a los miembros del marco: se establecen límites de ladeo en sistemas de marcos para reducir la oportunidad de colapso progresivo y minimizar efectos P-delta en columnas. Es posible mantener la respuesta permisible de miembros individuales pero experimentan grandes desplazamientos laterales del techo y pisos superiores que causan el colapso. Los límites de ladeo indicados en las tablas son bastante liberales y no deben excederse sin realizar un análisis detallado ó por datos de pruebas.

4.5.2 VALORES DE LÍMITES DE DEFORMACIÓN

Se presentan valores permisibles máximos para la ductilidad y rotación de apoyo en el Apéndice C. Pronostican respuestas que deben compararse con los valores calculados del coeficiente de ductilidad y rotación de la articulación para asegurar que ninguno se exceda. El ingeniero debe determinar si los límites más bajos son apropiados. Los valores varían con el tipo de material, tipo de sección y categoría requerida de protección. Para miembros de concreto reforzado, los límites de respuesta son influenciados por el refuerzo a cortante proporcionado así como el tipo de respuesta (flexión, cortante, compresión). En general, para elementos en que el cortante ó la compresión es significativo, la respuesta aceptable es bastante baja. Donde se proporciona capacidad adecuada de cortante, se permiten grandes deflexiones.

Muchas referencias (ACI 349³, ASCE Manual 58⁴, etc.) usan el coeficiente de ductilidad como la principal medida de respuesta para miembros de concreto y tratan con rotaciones de la articulación como un criterio secundario. Otras referencias (TM 5-1300) no usan el coeficiente de ductilidad para el concreto reforzado y mampostería. La naturaleza relativamente rígida de elementos de concreto produce coeficientes de ductilidad muy altos para bajas deformaciones. En estos casos, el coeficiente de ductilidad no puede ser indicativo de la capacidad del miembro y limitará el grado de respuesta artificialmente. En este trabajo, solo se especifica la rotación de articulación para elementos de concreto y mampostería que responden en flexión. Elementos que responden principalmente al cortante ó cargas axiales están sujetos a fallas frágiles en bajas rotaciones de apoyo. Para estos elementos, el coeficiente de ductilidad es el criterio principal para determinar la respuesta adecuada.

Se usan límites en deformaciones absolutas cuando hay riesgo de que un miembro estructural (tableros de muros) impacte equipo crítico. Este límite no tiene ninguna relación directa con el criterio de falla y puede ser mayor ó menor que el desplazamiento que causa la falla. Se usan límites de contracción, para limitar la cantidad de movimiento, en los extremos de miembros que no están restringidos axialmente durante la aplicación de carga lateral.

³ ACI 349, Requisitos del Código de Construcción para Seguridad Nuclear Relacionada con Estructuras de Concreto. Recomendaciones Especiales para Efectos de Impulso e Impacto, ACI 349 Apéndice C. Instituto Americano del Concreto, Detroit, Michigan, 1989

⁴ ASCE Manual 58, Analisis y Diseño Estructural de Instalaciones en Plantas Nucleares, Manual No. 58, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, New York, 1980

CAPÍTULO 5

MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS

Este capítulo discute varios métodos de análisis para determinar la respuesta dinámica de miembros estructurales sujetos a cargas de explosión. Para realizar el análisis dinámico, es necesario haber definido previamente la carga y las propiedades del miembro como rigidez y masa. El diseño de nuevas estructuras a veces involucra varias iteraciones del análisis, en dónde se usan dimensiones de miembros de ensayo y, las cantidades de la respuesta resultante, se comparan con los criterios de aceptación definidos en el Capítulo 4.

Se usan varios métodos de análisis dinámico para el diseño resistente a explosión, que va de simples cálculos a mano y soluciones gráficas a las aplicaciones mas complejas basadas en la computadora. Uno de los propósitos de este capítulo es mostrar métodos de análisis que proporcionen el equilibrio necesario entre la exactitud suficiente y la simplicidad de cálculo.

5.1 CONCEPTOS IMPORTANTES

Algunos conceptos importantes relacionados al análisis dinámico de estructuras para carga de explosión se discuten en los siguientes incisos. Se hace mención de los objetivos principales del análisis, seguido por una discusión general del nivel de exactitud usado en aplicaciones típicas del diseño a explosión. Se describe la aproximación para separar a los miembros estructurales conectados integralmente en partes manejables para propósitos de análisis. También se da una discusión breve en el tratamiento de cargas vivas.

5.1.1 OBJETIVOS

El objetivo global del análisis dinámico de explosión es evaluar la capacidad que tiene la estructura para resistir una carga específica de explosión. Para lograr esta meta el análisis debe poder predecir, con un grado justo de precisión, la respuesta dinámica de la estructura. El análisis de un miembro empieza con la configuración estructural que incluye el tipo de material, longitud del claro, condiciones de apoyo y carga aplicada. Entonces se usan las propiedades de los materiales para estimar la rigidez del miembro, masa y capacidad de la sección. La determinación de la rigidez del miembro y capacidad de la sección se describe en el Capítulo 6. Una función de resistencia, ó relación de fuerza aplicada contra desplazamiento, se desarrolla basándose en el mecanismo de falla supuesto, configuración del miembro y capacidad estimada de la sección. El análisis procede a determinar la respuesta para la carga de explosión. Específicamente, el análisis debe proporcionar:

- a. Máximas deflexiones relativas de cada elemento estructural.
- b. Ángulos de rotación relativos en articulaciones plásticas.
- c. Reacciones dinámicas transmitidas a los elementos de apoyo.
- d. Deformaciones y reacciones debidas al rebote.

Una vez que el análisis está completo, el proyectista puede proceder a determinar la capacidad del miembro a través de la aplicación del criterio de aceptación.

5.1.2 EXACTITUD

Un análisis típico de explosión contiene varias aproximaciones que afectan la exactitud de los resultados. Algunas de las aproximaciones usadas a menudo son:

- a. Normalmente, no se sabe con precisión la carga de explosión postulada en instalaciones de empresas petroquímicas y es mejor una aproximación. Para otros tipos de instalaciones, como plantas de municiones, la carga de explosión puede predecirse con precisión basado en una cantidad conocida y tipo de explosivo.
- b. La relación de explosión presión-tiempo casi siempre se aproxima por una sola línea recta, como se discute en la sección 2.2.6, lo cual introduce inexactitudes adicionales.
- c. Los modelos estructurales de un sistema de análisis desacoplado de un solo grado de libertad (SDOF) utilizado en miembros interconectados, descuidan la compatibilidad de deformación y el equilibrio de fuerzas en puntos de reunión entre los miembros. En otras palabras, no son considerados los efectos de la interacción dinámica que puede aumentar ó disminuir la respuesta calculada.
- d. Las propiedades dinámicas aproximadas de los materiales estructurales, combinadas con la curva bilineal simplificada de resistencia-deformación, se utilizan junto con sistemas aproximados equivalentes de SDOF. La exactitud de la solución disminuye para materiales y configuraciones de miembros más complejos.

El grado de complejidad de la representación y análisis estructural puede variar considerablemente, dependiendo al esfuerzo que el ingeniero determine sea necesario lograr un diseño seguro y económico. Salvo la carga de explosión, cada una de las aproximaciones anteriores podría mejorarse a través del uso de procedimientos más complejos. Tales procedimientos involucrarían un esfuerzo mayor de ingeniería y todavía producirían resultados limitados por la determinación de la carga de explosión. El acercamiento recomendado es el procedimiento generalmente aceptado, en el cual se mantiene la carga de explosión como la mayor aproximación, produciendo los resultados deseados y utilizando cálculos relativamente simples.

5.1.3 INTERACCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para los edificios cerrados, la carga de explosión se aplica a los muros exteriores y techo y se transmite a través de varios miembros estructurales a la cimentación. La energía de explosión es absorbida a través de las deformaciones elásticas y, lo que es aún más importante, por las deformaciones plásticas de la estructura. La porción de energía de explosión no absorbida por la estructura se transmite hacia adentro del suelo. Por consiguiente, es necesario establecer una trayectoria de carga continua coherente al seguimiento de las cargas dinámicas a través de la estructura para realizar un buen diseño.

Es práctica común analizar una estructura usando el análisis miembro por miembro. La trayectoria de carga prevista se establece usando el criterio y la experiencia, formando las bases para determinar la secuencia de análisis miembro por miembro. El seguimiento de las reacciones y cargas dinámicas del miembro a lo largo de la estructura son realizadas a mano. Estas aproximaciones básicas son similares a la práctica usada en análisis convencionales de estática. La mayor diferencia es la consideración de fuerzas de inercia que pueden actuar en cualquier dirección.

En situaciones menos frecuentes, un método de análisis más preciso se usa para analizar la estructura en conjunto. Por ejemplo, puede realizarse un análisis de elemento finito de un edificio entero. Obviamente, no se necesita predeterminedar la trayectoria de carga cuando se usan tales métodos globales de análisis. Sin embargo, la trayectoria de carga esta influenciada por el tipo y nivel de detalle de los modelos, así que el criterio de diseño y la experiencia también son necesarios para lograr un diseño seguro y económico.

Como se expreso anteriormente, es práctica común separar una estructura en sus componentes principales con el propósito de simplificar el análisis dinámico. El análisis dinámico desacoplado miembro por miembro es una aproximación a la respuesta dinámica real: ya que, no se consideran los efectos de la interacción dinámica entre los elementos estructurales principales. Por este motivo el cálculo de la respuesta dinámica, que incluye deflexiones y reacciones de apoyo, puede subestimarse ó sobrestimarse, dependiendo de las características dinámicas de la carga y estructura. Esta aproximación ocurre sin tener en cuenta el método de solución usado para realizar el análisis dinámico desacoplado.

Normalmente se omiten los efectos de interacción dinámica. Bajo ciertas circunstancias, respuestas no conservadoras podrían ser el resultado de descuidar los efectos de acoplamiento. Aunque algunos estudios paramétricos simples pueden hacerse para evaluar estos efectos, se espera que el acoplamiento sea despreciable si las frecuencias naturales de los elementos conectados difieren por un factor de dos ó más, según la guía técnica proporcionada por *Biggs 1964*¹. Las frecuencias de miembros interconectados a veces se afinan cambiando su rigidez ó peso para lograr esta separación. Si no puede justificarse la omisión de los efectos de interacción dinámica, los miembros conectados pueden analizarse como un sistema de múltiples grados de libertad, en el cual se consideran estos efectos intrínsecamente.

¹ Biggs 1964, *Introducción a la Dinámica Estructural*, J.M. Biggs, Ed. McGraw-Hill, New York, 1964, pp. 183-184 y 237-238.

Algunos estudios en los efectos de interacción dinámica para sistemas de dos grado de libertad han sido realizados por *Baker 1983* (pp. 415-418). Aunque en estos estudios se utilizaron un rango limitado de variables, los resultados indican que se obtiene respuestas conservadoras usando sistemas desacopladas SDOF aproximados comparados con un análisis que utilice sistemas acoplados.

Se realiza una serie de análisis dinámicos por separado de SDOF para cada uno de los componentes estructurales principales. Por ejemplo, un sistema típico de techo consiste en una losa apoyada en vigas de acero estructural que se apoyan a su vez en viguetas. Se realizan análisis dinámicos por separado de SDOF para la losa, vigas y viguetas usando las reacciones de la historia de tiempo de los miembros apoyados como la carga aplicada a los miembros de sustentación.

La misma aproximación miembro por miembro se usa para el análisis lateral de edificios como se ilustra en la Figura 5.1. Se diseñan los muros frontales que enfrentan la explosión como miembros con un ancho unitario y un claro vertical, trabajando en una dirección. Se usan las reacciones de la historia de tiempo de una franja representativa del muro como la entrada de carga al techo diafragma horizontal, que es soportado por los muros laterales orientados paralelos a la dirección de la explosión. Estos pueden ser muros de cortante de concreto reforzado ó marcos de acero arriostrados. El análisis procede: del muro frontal al techo diafragma, a los muros laterales y, finalmente, a la cimentación. Se establece así una trayectoria de carga consistente, continua.

5.1.4 CARGAS VIVAS

Las cargas vivas que pueden salir volando lejos por una onda de explosión ó que no aumentaría la inercia de un miembro de apoyo no deben ser incluidas en el cálculo de la masa. Adicionalmente, se necesita algún tipo de criterio para estimar la porción de las cargas vivas de diseño que están presentes normalmente. Por ejemplo, las cargas de nieve en climas fríos pueden estar presentes para duraciones relativamente largas y, por lo tanto, una porción de esta carga debe ser incluida en el cálculo de la masa. Otro ejemplo es una carga viva de piso, que representa al personal y muebles, la cual no debe ser incluida en el cálculo de la masa.

5.1.5 CONFIRMACIÓN DE MECANISMOS DE FALLA SUPUESTOS

Para establecer el modelo usado para representar una estructura, el método usual es asumir primero la ubicación de articulaciones plásticas y entonces llevar a cabo el análisis. Este método es esencialmente un análisis superior limitado que, por definición, proporciona una carga de colapso que puede ser correcta ó demasiado alta. En la mayoría de los casos, se desarrollan modelos estructurales bastante simples y es obvio que el mecanismo supuesto es correcto. Para los casos que involucren configuraciones estructurales y cargas irregulares, debe hacerse una comprobación separada para confirmar que ningún otro posible mecanismo de falla exista que pueda resultar en cargas de colapso menores a las pronosticadas.

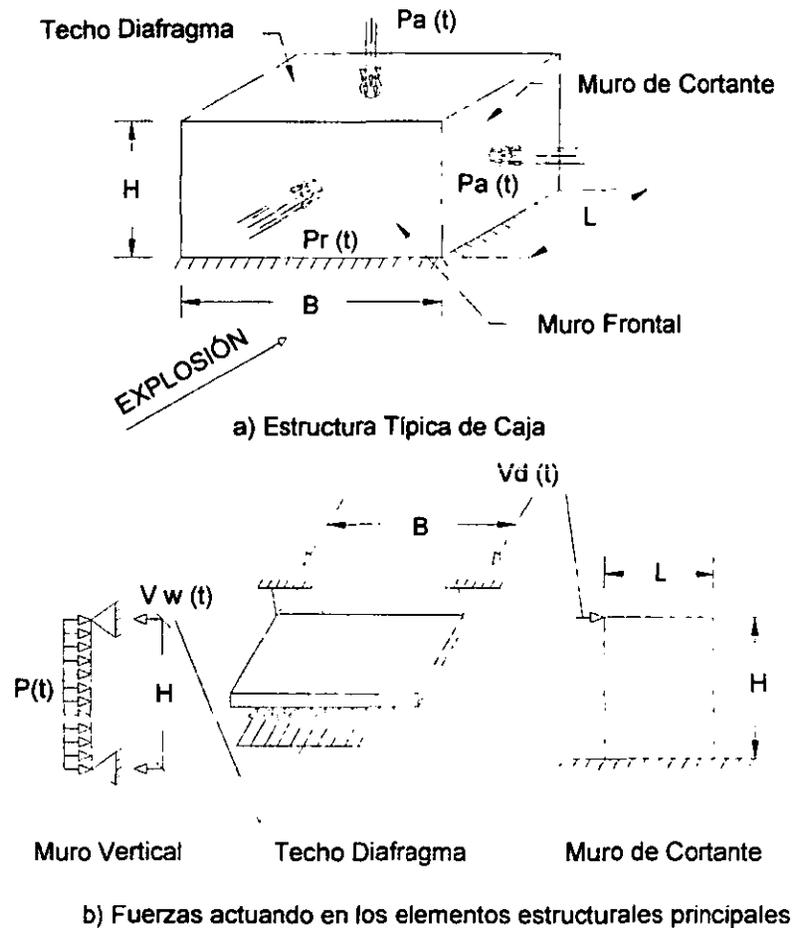


FIGURA 5.1 FUERZAS QUE ACTÚAN EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES

5.2 MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

Un método de análisis de explosión que se ha usado en el pasado, pero del que ya no se es partidario, es el método estático equivalente. Como el nombre implica, este método utiliza un análisis estático con una carga aplicada aproximada para simular la respuesta dinámica. A este método se le llama a veces método de "viento equivalente". No se utilizan parámetros dinámicos como cargas variantes con el tiempo, incremento de resistencia del material debido a la velocidad de deformación, factores de amplificación de carga, masa, rigidez, periodo de vibración, y deformaciones plásticas permisibles. La dificultad principal con este método es determinar una carga estática apropiada que produzca resultados razonables. Este método no se recomienda para uso general excepto en casos donde la estructura está lejos de la fuente de explosión, tal que la carga de explosión parezca una ráfaga de viento.

5.3 SISTEMAS DE UN SOLO GRADO DE LIBERTAD

El modelo analítico básico usado en la mayoría de las aplicaciones de diseño a explosión, es el sistema de un solo grado de libertad (SDOF). Una discusión sobre los fundamentos del método de análisis dinámico para sistemas de SDOF se da enseguida y se proporcionan descripciones sobre cómo aplicar este método a los miembros estructurales.

5.3.1 FUNDAMENTOS

Todas las estructuras, sin tener en cuenta de que simple sea la construcción, tienen más de un grado de libertad. Sin embargo, muchas estructuras pueden representarse adecuadamente como una serie de sistemas de SDOF para propósitos de análisis. La exactitud obtenible de un análisis de SDOF depende de qué bien pueda representarse la forma deformada de la estructura y su resistencia con respecto al tiempo. Pueden obtenerse resultados suficientemente exactos para las cargas principales que soportan los componentes de la estructura como vigas, viguetas, columnas, tableros, losas diafragma y muros de cortante.

La mayoría de análisis dinámicos realizados en el diseño resistente a explosión de instalaciones petroquímicas, se hacen usando análisis de SDOF. Tipos comunes de construcción, como marcos planos de un solo piso, muros de contención en cantiliver y edificios compactos en forma de caja se aproximan como sistemas de SDOF. Se ilustran varios ejemplos de tales estructuras en la Figura 5.2.

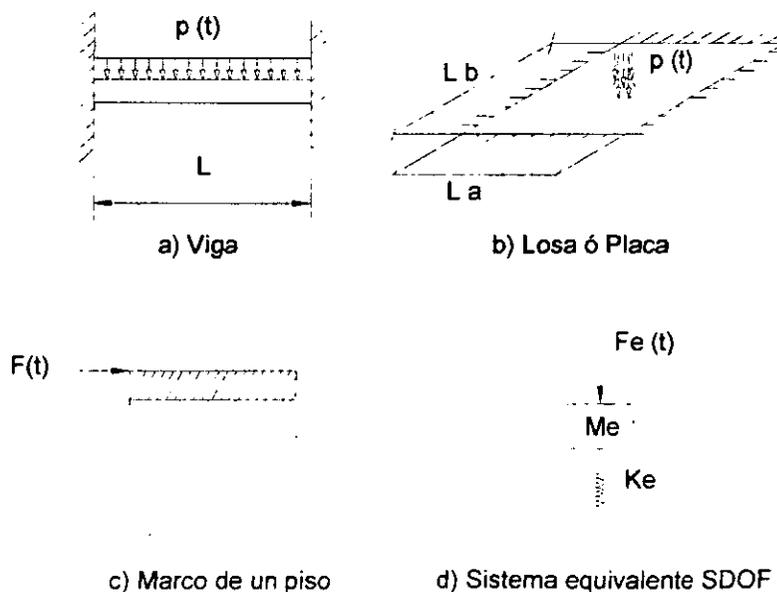


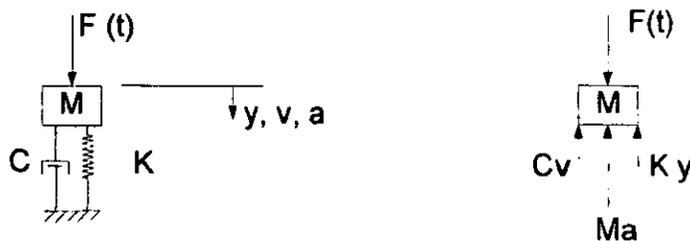
FIGURA 5.2 ESTRUCTURAS TÍPICAS REPRESENTADAS COMO SISTEMAS EQUIVALENTES DE SDOF

El equilibrio dinámico de sistemas de SDOF amortiguados con comportamiento elástico lineal (Figura 5.3) se expresa matemáticamente como sigue:

$$M a + C v + K y = F (t) \quad (5.1)$$

Donde,

M = masa
 a = aceleración
 C = constante de amortiguamiento viscoso.
 v = velocidad
 K = rigidez
 y = desplazamiento
 F (t) = fuerza aplicada en función del tiempo



a) Sistema amortiguado SDOF b) Diagrama de cuerpo libre

FIGURA 5.3 MODELOS SDOF PARA ANÁLISIS DINÁMICO

El amortiguamiento se ignora en forma conservadora en el diseño resistente a explosión. Debido al corto tiempo en que la estructura alcanza su respuesta máxima, el amortiguamiento tiene poco efecto en el desplazamiento máximo. El dar crédito a la disipación de energía a través del amortiguamiento viscoso durante la fase de respuesta plástica es cuestionable, la cual es otra razón para ignorar el amortiguamiento.

Cuando el amortiguamiento se ignora, las tres fuerzas que actúan en la masa son la resistencia (Ky), la fuerza de inercia (Ma), y la fuerza externa aplicada (Ft). La ecuación de equilibrio dinámico para el sistema no amortiguado y elástico es:

$$M a + K y = F t \quad (5.2)$$

En análisis de explosión, la resistencia se especifica como una función no lineal para simular el comportamiento elástico, perfectamente plástico de la estructura. La resistencia

última, (R_u) se alcanza en la formación de un mecanismo de falla en el miembro. Cuando la resistencia es no lineal, la ecuación de equilibrio dinámico es:

$$M \ddot{a} + R = F t \quad (5.3)$$

Donde,

R = el menor de K y R_u

La solución para la Ecuación 5.3 puede obtenerse por varios métodos, dependiendo de la complejidad de la función de carga, Ft .

Normalmente no se requieren análisis rigurosos de sistemas de SDOF en aplicaciones típicas de diseño a explosión. Sin embargo, pueden surgir casos especiales donde una solución más sofisticada este justificada, quizás para calificar una estructura existente analíticamente para nuevas condiciones de incremento de carga. Pueden hacerse refinamientos en el análisis en áreas como el endurecimiento por deformación plástica, formación de articulaciones progresivas, reemplazo equivalente de cargas arbitrarias de impulso y deformaciones grandes. La discusión de estos métodos puede encontrarse en *Stronge y Yu*², *ASCE Manual 42* (sección 7.6), *Krauthammer 1990*³.

5.3.2 FACTORES DE TRANSFORMACIÓN

Se incluyeron ejemplos de algunas aproximaciones típicas de SDOF brevemente en la sección 5.3.1 y se ilustró en la Figura 5.2. Estos modelos de SDOF simplifican el esfuerzo de análisis dinámico comparado con aquellas estructuras que tienen distribuida la masa. Para estructuras que tienen una sola masa concentrada el sistema de SDOF puede definirse sin una aproximación.

El procedimiento para obtener una aproximación de SDOF equivalente para un componente estructural, esta basado en su forma deformada bajo la carga aplicada y la energía equivalente de deformación entre la estructura real y la aproximación de SDOF. La forma deformada del miembro normalmente es dominada por la carga de explosión en lugar que lo sea por las cargas normales de proyecto. Además de la energía equivalente de deformación, el movimiento del sistema de SDOF (desplazamiento, velocidad y aceleración) es equivalente en el punto de control seleccionado en la estructura real. El punto de control se selecciona en un punto de respuesta máximo como la ubicación de una articulación plástica dentro del claro. Sin embargo, la fuerza de restitución no es igual al valor de las reacciones de los apoyos del miembro real.

² Stronge y Yu, Modelos Dinámicos para Plasticidad Estructural, W.J. Stronge y T.X. Yu. Ed. Springer-Verlag London. Londres, Inglaterra, 1993

³ Krauthammer 1990. "Respuesta de Elementos de Concreto Reforzado ante Cargas Severas de Impulso". T. Krauthammer, S. Shahriar, y H.M. Shanaa. ASCE Revista Estructural, Vol. 116. No. 4. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, NY. Abril, 1990, pp. 1061-1079

Masa, rigidez y carga equivalente se obtienen a través del uso de factores de transformación. Varios textos ampliamente usados en el diseño a explosión como *Biggs 1964*, (Capítulo 5) y *TM 5-1300* (Capítulo 3) contienen factores de transformación clasificados para elementos estructurales típicos como vigas y losas. Las derivaciones de las ecuaciones para éstos factores de transformación también se proporcionan por estas referencias. Los factores de transformación usados para obtener propiedades adecuadas para el sistema equivalente de SDOF son:

$$\text{Rigidez equivalente, } K_e = K_L K \quad (5.4 a)$$

$$\text{Masa equivalente, } M_e = K_M M \quad (5.4 b)$$

$$\text{Fuerza equivalente, } F_e = K_L F \quad (5.4 c)$$

$$\text{Resistencia equivalente, } R_e = K_L R \quad (5.4 d)$$

Donde,

K_L = factor de transformación de carga ó rigidez

K_M = factor de transformación de masa

El análisis dinámico puede realizarse usando estos parámetros equivalentes en lugar de los valores reales correspondientes. La forma alternativa de la ecuación de equilibrio dinámico bilineal (ecuación 5.3) se vuelve entonces:

$$M_e a + R_e = F_e \quad (5.5)$$

Por conveniencia, la ecuación 5.5 se simplifica a veces a través del uso de un solo factor de transformación de carga-masa, K_{LM} , como sigue:

$$K_{LM} M a + K y = Ft \quad (5.6)$$

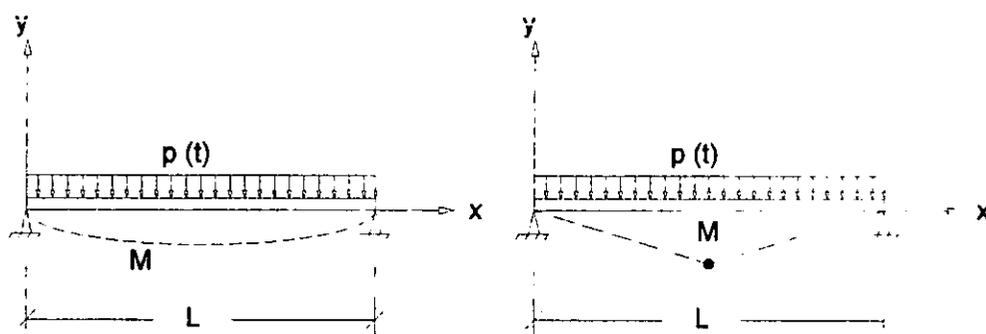
Donde,

$$K_{LM} = K_M / K_L$$

Funciones de forma, $\phi(x)$, usadas en las ecuaciones de factor de transformación anteriores, cambian según el rango de esfuerzo del miembro. Estos cambios se ilustran en la Figura 5.4 para una viga simplemente apoyada con masa y carga de presión uniforme. Los factores de transformación resultantes también se muestran en la figura.

Los factores de transformación también cambian cuando el miembro estructural progresa del rango elástico al plástico y regresa al rango de respuesta elástico. La resistencia también cambia para el rango plástico como se muestra por la ecuación 5.3.

En la práctica, es común mantener los factores de transformación constantes a lo largo del análisis. Se usan criterios de diseño para seleccionar los factores apropiados, dependiendo del modo de respuesta predominante anticipado. Pueden usarse aproximaciones por prueba y error para evaluar el comportamiento del modo de respuesta. A veces se usa un promedio de los factores de transformación elástico y plástico.



$$\phi_e(x) = 16/5L^4 (L^3 x - 2 L x^3 + x^4)$$

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

a) Respuesta Elástica

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

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

b) Respuesta Plástica

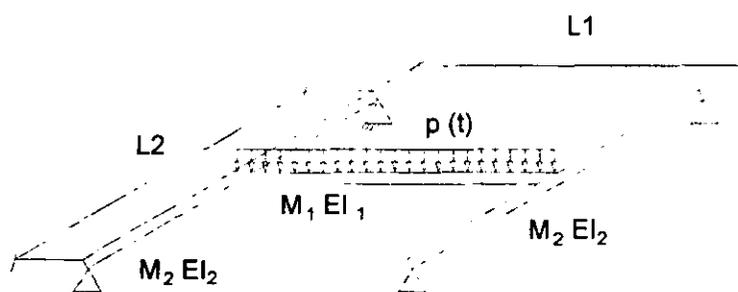
FIGURA 5.4 FUNCIÓN DE FORMA Y FACTORES DE TRANSFORMACIÓN PARA UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA

Factores de transformación para miembros estructurales comunes en una y dos direcciones están disponibles de varias fuentes (Biggs 1964. TM 5-1300). En las tablas del Apéndice E.1, E.2 y E.3 se presenta un resumen de tales factores para miembros en una dirección.

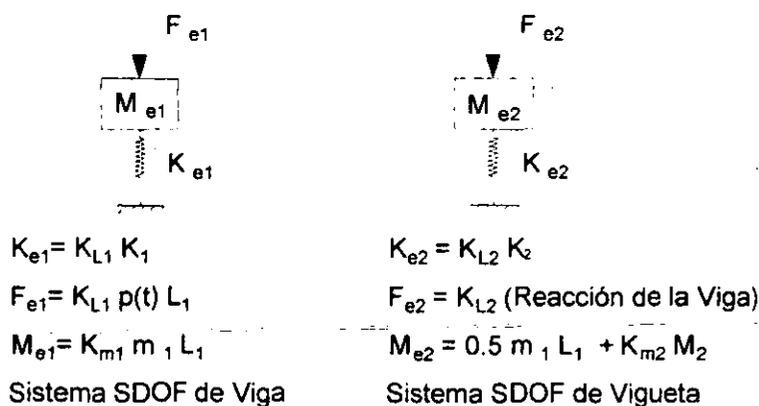
La masa de la estructura incluye su peso propio y el peso del equipo unido permanentemente. La masa es simplemente el peso dividido por la gravedad. A veces se usan aproximaciones en la determinación de la distribución de la masa de miembros analizados como sistemas de SDOF para poder usar los factores de transformación que se encuentran tabulados.

Al realizar análisis dinámicos de una serie de sistemas de SDOF que representan una estructura, a menudo debe hacerse una estimación de la cantidad de masa "montada a lo largo" con un miembro de apoyo. Por ejemplo, una vigueta de techo soporta una porción de la masa de las vigas de techo, la cual necesita agregarse a la masa de la vigueta como se ilustra en la Figura 5.5. Se usan a menudo criterios de diseño en lugar de los procedimientos matemáticos rigurosos. Una recomendación para losas continuas y vigas de concreto reforzado, dadas por

TM 5-1300 (Sección 4-4.3.1), es incluir 20% de la masa del miembro apoyado con la masa del miembro de sustentación. Esto correspondería a un miembro apoyado que es relativamente flexible comparado con el miembro de sustentación. Para la estructura ilustrada en la Figura 5.5, se considera que 50% de la masa de la viga esta concentrada en el centro del claro de cada vigueta. En este ejemplo, se considera que la viga es rígida en comparación con cada vigueta. Cada caso se juzga individualmente.



a) Sistema de Viga y Vigueta



b) Sistema desacoplado de SDOF

FIGURA 5.5 DISTRIBUCIÓN DE LA MASA PARA UN SISTEMA TÍPICO DE MIEMBROS MÚLTIPLES

Ecuaciones generales de factores de transformación para sistemas con masa distribuida y sistemas de múltiples grados de libertad son dadas por *Biggs 1964* (Capítulo 5), y *Clough 1993* (Capítulo 2). Estos métodos generales pueden usarse para determinar factores de transformación para miembros no prismáticos ó miembros que tienen distribución de masa no uniforme.

5.3.3 MÉTODOS GRÁFICOS DE SOLUCIÓN

Las cargas de explosión, F_t , actúan en una estructura para duraciones relativamente cortas de tiempo y son consideradas, por consiguiente, como cargas dinámicas transitorias. Soluciones para la ecuación 5.3 están disponibles en forma de diagramas y gráficas adimensionales (TM 5-1300 y Biggs 1964).

Una solución gráfica típica para una carga de impulso triangular con una función de resistencia elasto-plástica se muestra en la Figura 5.6. Gráficas adicionales que cubren otras condiciones de carga y rebote elástico pueden encontrarse en *Biggs 1964, ASCE Manual 42 y TM 5-1300*. Tales gráficas pueden usarse para determinar la demanda de ductilidad máxima, μ_d , y el tiempo de respuesta máximo, t_m . Los parámetros que se necesitan para entrar a la Figura 5.6 incluyen la fuerza máxima aplicada, F_0 , duración de la carga, t_d , resistencia última, R_u , y el periodo, t_n , del sistema equivalente de SDOF. Este periodo está basado en la forma deformada del miembro y, por consiguiente, difiere del periodo de vibración natural que es independiente de la carga. La ecuación para la frecuencia de vibración del sistema de SDOF se expresa en ciclos por segundo:

$$f = (1 / 2 \pi) \sqrt{(K_e / M_e)} \quad (5.7)$$

y el periodo se expresa en segundos como sigue:

$$t_n = 1 / f = 2 \pi \sqrt{(M_e / K_e)} \quad (5.8)$$

Este método es conveniente para obtener respuestas máximas de sistema elasto-plástico de SDOF sujetos a funciones simples de carga. Generalmente no es práctico utilizar la solución gráfica cuando las cargas se vuelven más complejas. Una limitación de este método es que la historia de respuesta con el tiempo no está disponible para evaluar las reacciones de apoyo y efectos de rebote.

Otro método gráfico que a veces se usa en la evaluación de elementos estructurales de SDOF para cargas de explosión, es el método de Presión-Impulso ó P-I. El método P-I combina el análisis dinámico y evaluación del diseño en un solo procedimiento que puede usarse para determinar rápidamente los niveles de daño para ciertos tipos de miembros estructurales, como tableros de concreto reforzado, vigas de acero, muros de mampostería y otros elementos comunes del edificio. Se definen los niveles de daño como bajos, medios ó altos de acuerdo a la demanda de ductilidad.

El concepto básico del método P-I es relacionar matemáticamente un nivel de daño específico a un rango de presión de explosión y al impulso correspondiente para un elemento estructural particular. Los niveles de daño esencialmente corresponden a los estados de deformación dentro del miembro. Se trazan relaciones, que pueden ser teóricas ó empíricas, en forma de gráfica como es ilustrado en la Figura 5.7. Conociendo la presión de la explosión e impulso, en una ubicación específica de la estructura a la fuente de explosión, le permite al usuario que lea el nivel de daño directamente de las curvas de daño P-I.

Tradicionalmente, términos adimensionales “ P_{bar} ” e “ I_{bar} ” se han usado para definir los valores de la abscisa y la ordenada del diagrama. Estos términos contienen parámetros que definen la rigidez, resistencia y masa para un tipo particular de miembro. En *Baker 1983* y *FACEDAP 1994*⁴ se definen los términos de P_{bar} e I_{bar} para miembros estructurales comunes. Recientemente, los diagramas P-I similares al mostrado en la Figura 5.7, en el cual los valores de la abscisa y ordenada se dan directamente en términos de presión e impulso, han llegado a usarse para la evaluación de componentes del edificio y, en algunos casos, en una estructura entera. Las curvas mostradas en la Figura 5.7 definen combinaciones de presión e impulso que producen un nivel de daño constante. Tres regiones definidas por las curvas de daño constante se designan como ligeras, moderadas y colapso en esta figura en particular. Más ó menos puede usarse un refinamiento definiendo los niveles de daño.

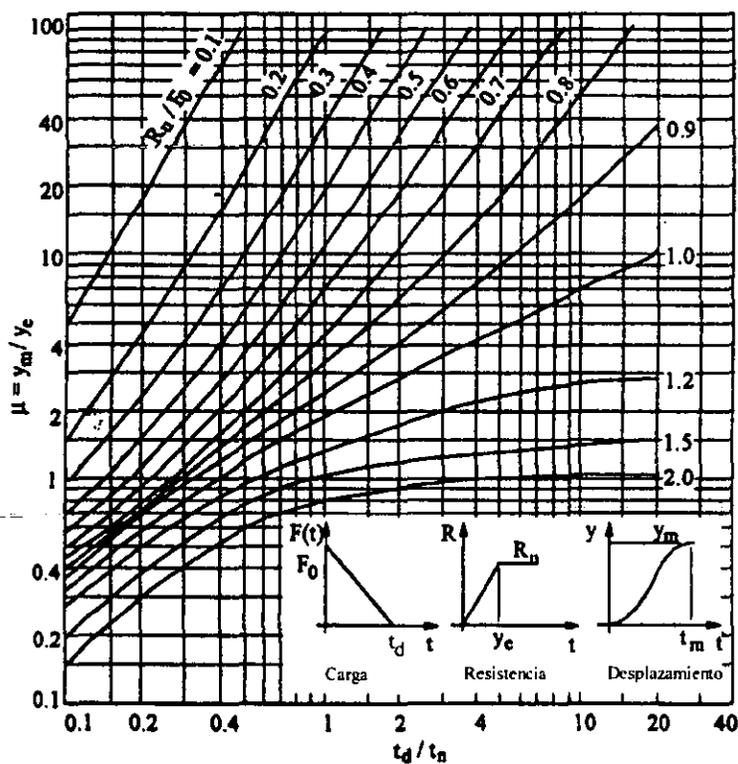


FIGURA 5.6 SOLUCIÓN GRÁFICA PARA SISTEMA ELASTO-PLÁSTICO SDOF
(DE BIGGS 1964)

⁴ FACEDAP 1994, Programa de Evaluación de Daños en Instalaciones y Componentes (Facility and Component Explosive Damage Assessment Program, FACEDAP)- Manual, versión 1.2. Cuerpo de Ingenieros, Omaha, Nebraska, 1994

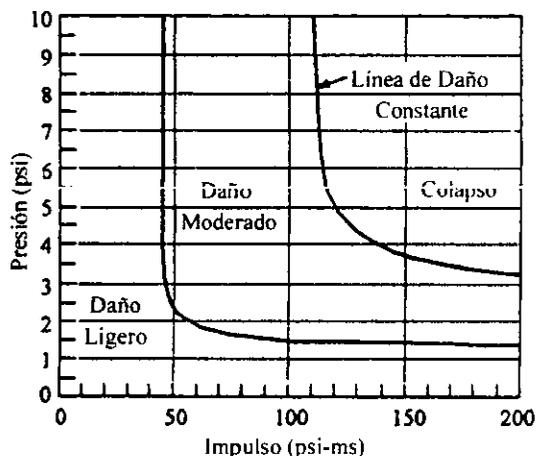


FIGURA 5.7 P-I VS. DAÑO ESTRUCTURAL

Las soluciones teóricas generalmente tienden a subestimar la capacidad de resistencia a explosión de estructuras reales. Por consiguiente, algunas veces son usadas pruebas de explosión para establecer una serie de puntos de datos, con el propósito de desarrollar curvas de daño realistas. Sin embargo, cuando se usan datos de pruebas para establecer las curvas de daño, la prueba se dispersa inevitablemente requiriendo la introducción de algún conservatismo para producir límites uniformes entre las regiones de daño del diagrama P-I. También, las interpretaciones cualitativas de la respuesta del espécimen de prueba, introducen un poco de incertidumbre en la definición de los niveles de daño. Por estas razones, el método P-I se ha usado principalmente como una herramienta de investigación.

5.3.4 SOLUCIONES DE FORMA DETALLADA

Soluciones de forma detallada (ecuaciones) sólo están disponibles para algunos casos de cargas simples para sistemas de SDOF (Biggs 1964, Clough 1993⁵, Paz 1991⁶). Existen soluciones publicadas para respuestas elásticas y elasto-plásticas, y para cargas de impulsos triangulares y rectangulares. El análisis también puede simplificarse grandemente cuando la duración de la carga, t_d , es muy corta ó sumamente larga comparada al periodo, t_n .

Cuando la duración de la carga es corta comparada con el periodo natural del miembro, $t_d / t_n < 0.1$, la forma de la función de carga-tiempo se vuelve insignificante. La respuesta máxima puede calcularse usando el principio de impulso-momento. La demanda de ductilidad, μ_d , puede determinarse en términos del impulso, l_o , y la resistencia máxima del miembro:

⁵ Clough 1993. Dinámica de Estructuras, 2ª. Edición, R.W. Clough y J. Penziens. Ed. McGraw Hill, New York, 1993

⁶ Paz 1991. Dinámica Estructural: Teoría y Cálculo, 3ª. Edición, M. Paz. Ed. Van Nostrand Reinhold, New York, 1991.

$$\mu_d = 0.5 \left(\left(10 \cdot 2\pi f / R_u \right)^2 + 1 \right) \quad (5.9)$$

En el otro caso extremo, cuando la duración de la carga es larga comparada con el periodo natural, $t_d / t_n > 10$, el sistema responde como si la carga fuera aplicada de repente y constante. De nuevo, la demanda de ductilidad máxima también puede expresarse en forma conveniente:

$$\mu_d = 1 / (2 (1 - F_1 / R_m)) \quad (5.10)$$

Se han desarrollado fórmulas empíricas para la transición entre estos dos casos extremos de respuesta dinámica. ASCE Manual 42 proporciona la relación siguiente sobre el rango de respuesta máxima de $\tau = t_d/t_n$:

$$F_0 / R_m = \left(\sqrt{2\mu_d - 1} \right) / (\pi(\tau)) + (2\mu_d - 1)(\tau) / (2\mu_d(\tau + 0.7)) \quad (5.11)$$

Comparaciones con soluciones más exactas indican que esta relación rinde resultados dentro del 5%, lo cual es bastante exacto para la mayoría de las aplicaciones. Esta fórmula no se presta a un cálculo directo de la demanda de ductilidad por lo que se refiere a los otros parámetros. Sin embargo, puede resolverse para μ_d por iteraciones de ensayos.

5.3.5 INTEGRACIÓN NUMÉRICA

Cuando los métodos de simples gráficas, formas detalladas ó soluciones empíricas no son apropiados ó no proporcionan información suficiente, el método numérico de integración de tiempo puede usarse. Este método también es conocido como el método de historia de tiempo. La mayoría de los textos en dinámica estructural (Biggs 1964, Clough 1993, Paz 1991) proporcionan una cobertura extensa en métodos numéricos de solución para sistemas no lineales de SDOF.

Se proporciona un breve resumen del procedimiento numérico de integración de Newmark que se usa para obtener la respuesta de historia de tiempo para sistemas no lineales de SDOF. Por lo general, es más común usarlo con cualquier aproximación de aceleración constante promedio ó lineal dentro del paso de tiempo. Una solución por incrementos se obtiene resolviendo la ecuación de equilibrio dinámico para el desplazamiento a cada paso de tiempo. Se usan resultados de pasos de tiempo anteriores y actual, con repetición de las fórmulas para predecir la aceleración y velocidad en el paso de tiempo actual. En algunos casos, una aproximación de equilibrio total (Paz 1991) se usa para resolver la aceleración en el paso de tiempo actual.

Para asegurar una solución exacta y numéricamente estable, debe seleccionarse un incremento de tiempo pequeño. Una regla empírica es usar un valor menor ó igual a 1/10 del periodo de vibración natural de la estructura ó de duración de carga, el que sea menor. En el Apéndice D se proporciona un planteamiento de los pasos básicos involucrados en resolver la ecuación de movimiento que usa el método de Newmark. Están disponibles programas de computadora que usan métodos numéricos de integración de tiempo para análisis no lineal de

sistemas de SDOF (por ejemplo BIGGS, WBE 1990⁷; PLÁSTICO, PAZ 1986⁸; y CBARCS⁹). En los Capítulos 10 y 11 se presentan ejemplos que muestran la aplicación de integración numérica en diseño a explosión.

5.3.6 REACCIONES DE APOYO

Quizás el aspecto usualmente pasado por alto de usar sistemas equivalentes de SDOF, es la determinación de las reacciones dinámicas para el miembro real. La fuerza de restitución en el sistema de SDOF no es igual a la reacción del apoyo. Para determinar las reacciones dinámicas, debe considerarse la distribución de las fuerzas de inercia dentro del miembro. (Biggs 1964, Capítulo 5). Aproximaciones básicas, como las ilustradas en la Figura 5.8, son para expresar las fuerzas dinámicas que actúan en el miembro, ó un segmento del miembro, en términos del desplazamiento y aceleración en el punto de control. Este desplazamiento, $y(t)$, es determinado en la solución del análisis de historia de tiempo del sistema equivalente de SDOF.

Ecuaciones para determinar las reacciones dinámicas de miembros estructurales típicos están disponibles de las mismas fuentes que proporcionan los factores de transformación y se presentan en las tablas E.1, E.2, y E.3. Estas ecuaciones expresan la reacción dinámica en términos de la resistencia y carga aplicada, las cuales varían con el tiempo.

5.4 SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD

La extensión de los métodos de análisis dinámicos descritos anteriormente en sistemas SDOF para sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF) se discute adelante. Se proporcionan criterios para ayudar en la selección del método de solución apropiado. Estructuras que no pueden representarse adecuadamente como un sistema de SDOF incluyen marcos de edificios de varios pisos, sistemas de marcos de losa/viga/vigueta y estructuras que tienen concentraciones múltiples de masas agrupadas significativas. Un ejemplo de una estructura típica de múltiples grados de libertad se muestra en la Figura 5.9. Este edificio de dos pisos está sujeto a fuerzas laterales de impulso en la parte superior del primer y segundo piso, como sería el caso para la carga de explosión.

5.4.1 ECUACIÓN DE EQUILIBRIO DINÁMICO

Cuando la configuración estructural es compleja ó no puede evitarse la interacción dinámica significativa entre los miembros interconectados, puede usarse un análisis acoplado aproximado. El análisis acoplado aproximado puede incluir tan pocos como dos grados de

⁷ WBE 1990. Biggs Versión 2.0 Manual del Usuario, Wilfred Baker Engineering Inc. San Antonio, Texas, 1990

⁸ Paz 1986. Microordenador-Ayuda de Diseño: Dinámica estructural. M. Paz. Ed. Van Nostran Reinhold, New York, 1989

⁹ CBARCS. CBARCS – Diseño Dinámico no Lineal Óptimo de Losas de Concreto Reforzado ante Carga de Explosión, Programa No. 713-F3-R0056. Cuerpo de Ingenieros del Ejército, Vicksburg, Mississippi, 1980

libertad, para representar un sistema estructural, ó puede involucrar el uso de muchos grados de libertad en un solo análisis dinámico de la superestructura total.

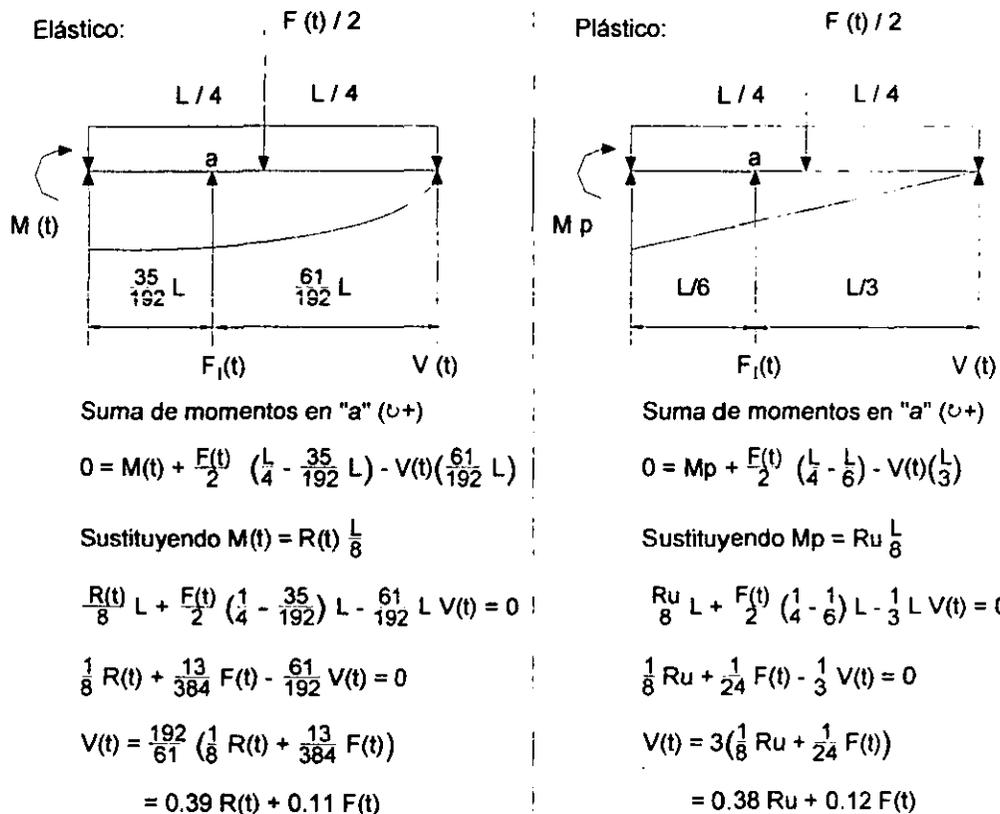


FIGURA 5.8 REACCIONES EN UN MIEMBRO A FLEXIÓN CON MASA Y CARGA DISTRIBUIDA

Las aproximaciones de MDOF exigirán el uso de un programa de computadora para realizar el análisis dinámico estructural debido a los extensos cálculos. Programas de análisis de marcos tipo, que usan elementos de viga, pueden ser usados si la configuración estructural se presta a este tipo de modelo. El uso de programas de análisis por elementos finitos, para propósitos generales, puede ser necesario para representar la estructura con precisión con el tipo apropiado de elemento, como elementos de placa y cascarón para tipos de estructuras continuas.

Un análisis acoplado no necesita abarcar todo. Por ejemplo, un análisis de marco plano en dos dimensiones de un edificio que emplea dos ó más grados de libertad, es considerado un análisis aproximado acoplado. Pueden usarse marcos planos separados para cada dirección horizontal ortogonal en lugar de un solo modelo extenso en tres dimensiones. En la sección 5.5.2 se proporcionan las consideraciones de modelado para este tipo de estructuras.

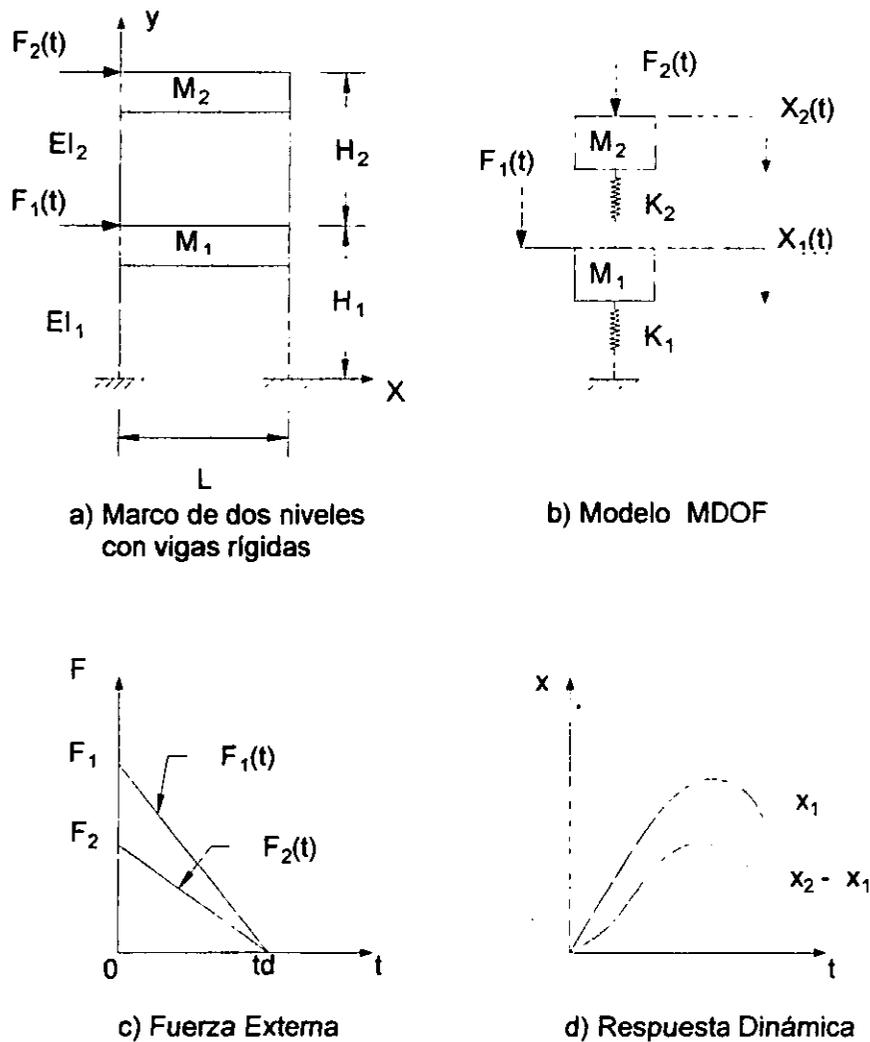


FIGURA 5.9 ESTRUCTURA TÍPICA DE MDOF

Las respuestas de sistemas de MDOF son determinadas de la solución de la siguiente ecuación de equilibrio dinámico. Esta ecuación es la forma matricial de la ecuación de equilibrio para un sistema de SDOF (ecuación 5.1).

$$[M] \{\ddot{a}\} + [C] \{\dot{v}\} + [K] \{y\} = \{F\} t \quad (5.12)$$

Para propósitos prácticos, pueden obtenerse soluciones manuales de esta ecuación para sólo dos ó posiblemente tres grados de libertad. Un ejemplo de un análisis de sistema elasto-plástico, de dos grados de libertad es dado por *Biggs 1964* (pp. 237-242). Incluso este problema simple involucra un esfuerzo significativo.

Se pueden obtener soluciones para el sistema de MDOF a través del uso de procedimientos de elemento finito. Debido a la no linealidad asociada con la plasticidad y los desplazamientos posiblemente grandes, debe usarse el método directo de integración de tiempo. Se emplean varios métodos de integración directa para la integración de tiempo pero el Método de Newmark es quizás el método más común. Otros métodos, como el Método de Houboldt, Método de Wilson-T y el Método de Diferencia Central se usan en las aplicaciones del elemento finito (Bathe 1995¹⁰).

5.4.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS AVANZADOS

En un sentido estricto, un "análisis avanzado" es aquel en que la no linealidad geométrica y efecto de los materiales se consideran en conjunto dentro del análisis de la estructura, determinando su capacidad de resistencia última. Además, son considerados los efectos locales así como la inestabilidad global total, tal que no es necesario evaluar a los miembros individuales después de realizar el análisis avanzado. En otras palabras, todo los estados límites apropiados requeridos por los códigos de diseño, están incorporados en el análisis (White 1993¹¹, Chen 1994¹²).

Una lista de fenómenos de comportamiento y atributos físicos que afectan la resistencia y estabilidad de marcos de acero se recopilan en White 1991¹³. Algunos de los elementos listados incluyen imperfecciones iniciales, esfuerzos residuales, deformaciones iniciales, secuencia de construcción, efectos de fuerza axial simultánea, cortante y momento en la capacidad de la sección, efectos P-delta, flexión local y propagación de zonas inelásticas en los miembros. Una lista similar de elementos podría recopilarse para el concreto reforzado y otros materiales estructurales. Está claro que un análisis avanzado puede volverse bastante complejo.

Las herramientas necesarias para realizar semejantes análisis avanzados no se encuentran disponibles. Sin embargo, varios programas de elemento finito, disponibles comercialmente, poseen la capacidad de realizar el análisis no lineal sofisticado. Éstos programas de análisis, no incorporan el control del código de diseño para las inestabilidades locales del miembro, como se hace en los análisis avanzados. A pesar de esta diferencia obvia y significativa, el método de análisis de elemento finito es considerado como un método de análisis avanzado.

¹⁰ Bathe 1995, Procedimientos de Elemento Finito en Análisis de Ingeniería. K. Bathe, Ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1995

¹¹ White 1993, Articulaciones Plásticas Basadas en Métodos para Análisis Avanzado y Diseño de Marcos de Acero. D.W. White y W. F. Chen, Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural, Universidad de Lehigh, Bethlehem, Pennsylvania, 1993

¹² Chen 1994, Análisis Avanzado de Marcos de Acero, Teoría, Software y Aplicaciones. W.R. Chen y S. Toma, Ed. CRC, Boca Raton, Florida, 1994

¹³ White 1991, Análisis Inelástico de Segundo Orden para Diseño de Marcos. D.W. White, J.Y.R. Liew, y W.F. Chen, Informe No. CE-STR-91-12, Universidad de Purdue, Lafayette, Indiana, 1993

5.4.3 MÉTODO DE ANÁLISIS DE ELEMENTO FINITO

Se recomienda utilizar el método de análisis de elemento finito cuando una ó más de las siguientes condiciones existen:

- a. La proporción de la frecuencia natural de un miembro a la frecuencia natural del sistema de apoyo está en el rango de 0.5 a 2.0, tal que un análisis aproximado desacopiado puede rendir resultados inexactos significativos.
- b. Se desea calcular la variación de las reacciones en los apoyos ó fuerzas del miembro con el tiempo, para evaluar en gran detalle la estructura ó su cimentación, en un esfuerzo por minimizar el costo de modificaciones estructurales para volverlas adecuadas.
- c. Debe evaluarse el comportamiento estructural total con respecto a la estabilidad estructural (flexión del marco), desplazamientos totales y efectos P-delta.
- d. La estructura tiene rasgos excepcionales como características de asimetría ó masa y rigidez no uniformes.

Muchos programas comerciales de computadora de análisis de elemento finito (por ejemplo ABAQUS, ADINA, ANSYS, DYNA, DYNA3D, LS-DYNA, NASTRAN y NONSAP) están disponibles para el análisis dinámico no lineal. Otros programas de computadora, como CBARCS, COSMOS/M, ESTABLE, ANSR-1 se han desarrollado específicamente para el diseño de estructuras para resistir cargas de explosión. Todos éstos programas de computadora poseen capacidad de análisis no lineal para grados variables.

Deben tenerse ciertas consideraciones para lograr resultados adecuados a un costo razonable al usar el método de análisis de elemento finito. Un elemento a considerar es la adecuación y viabilidad del tipo de elemento. El tipo de elemento más conveniente, desde el más simple al más complejo, incluye: elementos de restitución elástica, elementos lineales (viga), elementos de placas/cáscara y elementos sólidos.

Otro elemento importante a considerar, es cómo se utilizarán los datos de salida del elemento finito, para confirmar el cumplimiento con el criterio de aceptación. Por ejemplo, usar datos de salida de esfuerzos de elementos de placa ó cascarón para evaluar una losa de concreto reforzado no es muy práctico. Algunos programas de computadora emplean un criterio de fluencia para elementos de placa y cascarón, basados en los esfuerzos resultantes (fuerzas y momentos) que es mucho más conveniente para el propósito de diseño estructural. Otra dificultad surge al intentar determinar desplazamientos relativos de un miembro para verificar su deflexión máxima con la deflexión permisible.

Aunque el método de elemento finito puede proporcionar los medios más exactos para analizar estructuras con carga de explosión, la incertidumbre generalmente asociada con la determinación de la carga no justifica su uso. También, el esfuerzo asociado con el desarrollo del modelo del elemento finito e interpretación de resultados, es a menudo mayor que cuando

se utilizan los métodos simplificados planteados anteriormente. Se recomienda utilizar el método de SDOF basado en métodos analíticos, excepto en los casos descritos anteriormente, donde las inexactitudes asociadas con las aproximaciones utilizadas por este método pueden ser inaceptables.

5.5 APLICACIONES

El análisis dinámico aproximado para algunas aplicaciones típicas se describe enseguida.

5.5.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE MURO/DIAFRAGMA DE CORTANTE

Ciertamente el tipo más común de estructura resistente a explosión, en instalaciones petroquímicas, es un edificio de un solo piso de concreto reforzado ó mampostería con área rectangular de la planta. La aproximación usual para realizar el diseño por carga de explosión lateral, es diseñar el muro que enfrenta la explosión como un miembro a flexión con un claro vertical dispuesto entre el techo y la cimentación. El sistema de techo se diseña como un diafragma horizontal, con un claro que se mide entre los muros laterales del edificio. Se diseñan los muros laterales como muros de cortante para soportar la carga lateral y transmitir los efectos de volcamiento a la cimentación. Este concepto sigue la aproximación usada en el diseño sísmico (Derecho 1974¹⁴) y se ilustra en la Figura 5.1.

Varias consideraciones son esenciales al analizar este tipo de estructura. Primero, dependiendo de las dimensiones del edificio, la trayectoria de carga usual descrita anteriormente puede no ser apropiada. El modo predominante para resistir cargas laterales por un edificio compacto, puede ser a través de la acción de una viga en cantiliver, lo cual es opuesto a la acción descrita anteriormente de muro/diafragma de cortante. En la Sección 5.5.3 se proporciona la consideración del modelado para estructuras en forma de caja compacta.

Otra consideración en el análisis de sistemas de muro/diafragma de cortante es el ancho eficaz de los patines del diafragma. Puede esperarse que alguna parte del muro frontal y posterior actúen como patines a compresión y tensión, respectivamente, de la losa diafragma horizontal. Se considera el ancho eficaz del patín como aproximadamente seis veces el espesor del muro (Derecho 1974). Ya que la respuesta dinámica de un miembro es afectada por su frecuencia natural y resistencia máxima, los patines deben ser considerados al determinar la rigidez y resistencia del diafragma.

Una situación similar existe para los muros laterales de cortante. Alguna parte de la conexión del muro frontal y posterior actuarán como los patines de la viga, tal y como ocurre en una sección transversal de perfil C. Aquí de nuevo, puede usarse un ancho eficaz para el patín de seis veces el espesor del muro.

¹⁴ Derecho 1974. Análisis y Diseño de Edificios de Concreto Reforzado para Fuerzas Sísmicas. A.T. Derecho, D.M. Schultz y M. Fintel. Boletín No. EB004.05D. Asociación de Cemento Pórtland. Skokie, Illinois. 1974

5.5.2 ESTRUCTURA DEL MARCO

El modelado de los marcos generalmente involucra el uso de una aproximación de MDOF, debido a la aplicación simultánea de cargas de explosión laterales y verticales. Una aplicación simultánea de estas fuerzas, provocará una combinación en las condiciones de carga axial y flexión en los miembros individuales del marco, que afectan significativamente el diseño de los miembros. Por otra parte, debe usarse una combinación conservadora de los efectos de cada condición de carga en la respuesta del marco. Puede aprovecharse el hecho de que las respuestas máximas, debidas a las cargas verticales y laterales, generalmente no ocurren simultáneamente.

Otra consideración para los tipos de marcos es si usar un modelo de dos ó tres dimensiones. La opción apropiada depende de la simetría de resistencia estructural, masa y carga. Si los tres son simétricos, bastará generalmente un modelo de marco plano en dos dimensiones.

Algunos estudios de marcos planos de uno y dos pisos, han examinado el nivel de detalle requerido del modelo para obtener resultados razonables (*Baker 1983* pp. 442-453). Estos estudios consideraron factores como número y espaciamiento de juntas, carga del miembro contra cargas de las juntas, flexibilidad de la viga, cargas del techo y distribución de la masa entre otros factores.

La selección del modelo del material es otro factor importante a ser considerado. Algunos programas permiten al usuario especificar las curvas de momento-rotación plástica para elementos de viga. Sin embargo, el método más riguroso y ampliamente disponible para definir las propiedades no lineales del material, es especificar los datos de esfuerzo y deformación. Se aproxima el comportamiento plástico en el nivel de la sección, en el método anterior, considerando que se rastrea la respuesta plástica en los puntos de integración individual (fibras) a través del espesor del miembro. Cada método tiene sus ventajas y desventajas.

El modelo del material no lineal de articulación plástica es más fácil de usar, pero no considera los efectos de carga axial. Deben predeterminarse las ubicaciones de articulaciones plásticas y están usualmente limitadas a los extremos del miembro. Los resultados del análisis, que incluye desplazamientos y rotaciones de articulación plástica, son directamente comparables con los criterios de aceptación.

El modelo del material no lineal más riguroso de esfuerzo-deformación, a menudo llamado método de zona plástica, es teóricamente capaz de manejar cualquier tipo de sección transversal. Ambas reglas de endurecimiento, isotrópico y cinemático, están disponibles. Este método es más práctico para materiales homogéneos como el acero estructural, debido a las complicaciones involucradas para modelar materiales compuestos como el concreto reforzado. Los resultados incluyen esfuerzos y deformaciones en varias ubicaciones a lo largo de la longitud y a través del espesor de cada miembro. Obviamente, la cantidad de datos de salida que pueden generarse puede volverse muy grande.

5.5.3 ESTRUCTURAS DELGADAS TIPO CAJA

Una estructura delgada tipo caja es un edificio rectangular de concreto reforzado que tiene un ancho y longitud relativamente pequeños comparado con su altura. La respuesta de tales edificios, sujetos a cargas laterales, se caracteriza más por la acción de viga cantiliver que por la acción de muro/diafragma de cortante, como se describió anteriormente en la sección 5.5.1. En otras palabras, el muro frontal y posterior del edificio, actúan como los patines de una viga vertical en cantiliver, mientras los muros laterales actúan como el alma de la viga. Este comportamiento a veces se discute en términos del efecto de retraso de cortante.

Algunos estudios se han hecho para investigar cuando el modo de viga cantiliver se vuelve importante (Gupta 1984¹⁵). Están disponibles normas para determinar cuando puede analizarse el edificio como una estructura del tipo viga cantiliver, y cuando como una estructura del tipo muro/diafragma de cortante. Un edificio tipo cantiliver puede analizarse como una serie de elementos estructurales interconectados.

5.5.4 MÉTODOS EMPÍRICOS

Métodos empíricos, basados en datos de daño estructural recopilados de pruebas de explosión, están ganando uso en la evaluación de estructuras existentes para carga de explosión. Similares métodos basados en experimentos se han desarrollado de la evaluación estructural para carga sísmica. Aunque estos métodos empíricos no son todavía comunes para el diseño resistente a explosión, se espera que su uso aumente cuando se reúnan y evalúen más datos.

Como brevemente se mencionó en la sección 5.3.3, el Método P-I a veces está basado en relaciones empíricas. Expresiones matemáticas de curvas de daño P-I se derivan de resultados de pruebas (Baker 1983 y FACEDAP 1994).

¹⁵ Gupta 1984, "Modelado de Edificios de Muros de Cortante", A. K. Gupta, Ingeniería Nuclear y Diseño, Vol. 79, No. 1, Ed. Elsevier, Lausanne, Suiza, 1984, pp. 69-80

CAPÍTULO 6

PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

El propósito de este capítulo es reunir todos los temas de los capítulos precedentes y discutir los requisitos de diseño para los elementos estructurales. Se discuten conceptos generales de diseño a explosión que se aplican a todas las estructuras. Después se plantea una secuencia de diseño. Finalmente, se presentan métodos de diseño específicos para la construcción de edificios resistentes a explosión.

6.1 CONCEPTOS GENERALES DE DISEÑO

Deben tenerse presente varios conceptos importantes mientras se diseñan edificios resistentes a explosión. Estos conceptos incluyen la absorción de energía, factores de seguridad, estados límite, combinaciones de carga, funciones de resistencia, consideraciones del comportamiento estructural, y el más importante, la redundancia. Un diseño que satisface todos los requisitos de resistencia y el criterio de comportamiento, sería poco satisfactorio sin la redundancia.

Aunque los códigos de diseño estructural (AISC LRFD, ACI 318, y UBC 1994) no cubren específicamente el diseño resistente a explosión, tienen las mejores herramientas de diseño disponibles, las cuales son complementadas por éstas recomendaciones de diseño.

6.1.1 *ABSORCIÓN DE ENERGÍA*

Se ha discutido la necesidad para lograr respuestas dúctiles previamente en el Capítulo 4. Sin embargo, resistencia y ductilidad son necesarias para lograr alta absorción de energía. La capacidad de absorción de energía es igual al área bajo el diagrama de carga vs. deformación, ó función de resistencia, de un miembro ó estructura global (Figura 4.1). Se logra alta capacidad de absorción de energía a través del uso de materiales estructurales y detalles apropiados. Estos detalles deben ajustar deflexiones y rotaciones relativamente grandes, para proporcionar redundancia en la trayectoria de carga. Alta resistencia con ductilidad baja es indeseable para el diseño convencional y siempre es menos deseable para el diseño resistente a explosión.

6.1.2 FACTORES DE SEGURIDAD

Definiciones tradicionales de factores de seguridad en términos de requisitos de resistencia, como factores de carga-resistencia ó esfuerzos permisibles, no son aplicables en el diseño resistente a explosión. En forma más apropiada, los factores de seguridad se miden en términos de la demanda de energía de deformación vs. capacidad de absorción de energía de deformación. Un método práctico para cuantificar la capacidad de absorción de energía son las deformaciones permisibles.

Se logran márgenes de seguridad contra la falla estructural utilizando el criterio de deformaciones permisibles, como se presentó en el Capítulo 4. Con tal de que las deformaciones calculadas no excedan los valores permisibles, existe un margen de seguridad contra la falla.

Un método adicional, que se ha usado para lograr un margen de seguridad, es incrementar las cargas de presión del diseño a explosión. Por ejemplo, *TM 5-1300* recomienda incrementar 20% la magnitud de la carga. Sin embargo, no es común incrementar la carga de explosión y no es recomendado para explosiones en instalaciones petroquímicas, debido a los métodos usados en su predicción.

6.1.3 ESTADOS LÍMITE DE DISEÑO

Los métodos de diseño de estados límite son usados en el diseño resistente a explosión. Estos métodos proporcionan un medio comprensivo, fiable y realista de predecir el mecanismo de falla y la capacidad estructural. Están disponibles métodos de diseño de estados límite para acero estructural, acero formado en frío, concreto reforzado y mampostería reforzada. Sin embargo, ninguna especificación similar de diseño está disponible para las estructuras de aluminio.

Para acero estructural y acero formado en frío, se usa el método de Diseño con Factores de Carga y Resistencia (LRFD). El Método de Diseño de Resistencia se usa para el concreto reforzado y mampostería. Se dan detalles en la aplicación de estos métodos en secciones subsecuentes en este capítulo para cada clase de material.

Cada una de las especificaciones de diseño de estados límite contienen recomendaciones especiales para condiciones sísmicas altas, que son comúnmente usadas para el diseño resistente a explosión. Se piensa que estas recomendaciones protegen contra los modos de falla no dúctiles, como la flexión ó aplastamiento prematuro de materiales frágiles, a través del uso de detalles especiales y requisitos de diseño.

6.1.4 COMBINACIONES DE CARGA

Las especificaciones de diseño de estados límite definen los factores y combinaciones de carga a ser usadas para condiciones convencionales como muertas, vivas, viento y sísmicas. Sin embargo, ninguna especificación de diseño de estados límite actual cubre la condición de carga de explosión. Se combina la carga de explosión sólo con aquellas cargas que se espera estén presentes en el momento de la explosión, por consiguiente, no se combina con cargas sísmicas y de viento.

La combinación de carga básica para los estados límite, para todos los tipos de materiales usados en el diseño resistente a explosión, es como sigue:

$$1.0 (DL) + 1.0 (LL) + 1.0 (BL) \quad (6.1)$$

Donde,

DL = carga muerta

LL = carga viva

BL = carga de explosión

Toda ó parte de la carga viva puede no usarse (sección 5.1.4). Factores de carga unitarios están basados en la presunción de que la condición de carga accidental de explosión es un suceso poco probable.

6.1.5 FUNCIONES DE RESISTENCIA

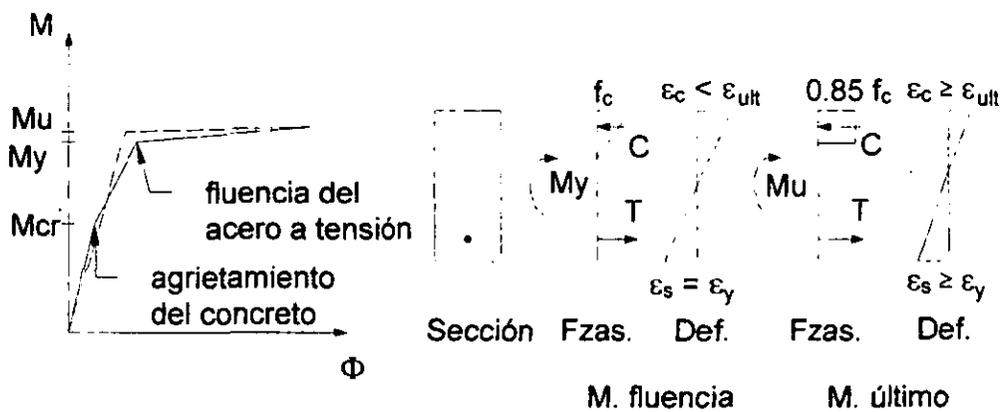
Para determinar la respuesta dinámica de un sistema, es necesario desarrollar la relación generalizada de fuerza vs. deformación para la estructura entera ó para cada miembro. Por lo general, éstas relaciones de fuerza vs. deformación son no lineales (debido a los materiales ó a la geometría) y son llamadas funciones de resistencia. Estas son un parámetro de entrada esencial para el análisis de sistemas equivalentes de un solo grado de libertad (SDOF). No se necesitan funciones de resistencia para el análisis de sistemas con múltiples grados de libertad (MDOF). Modelos de materiales que emplean datos no lineales de esfuerzo vs. deformación, como se discutió en el capítulo 4, son utilizados en sistemas de MDOF.

El primer paso para desarrollar una función de resistencia es determinar la capacidad plástica de la sección, como el momento plástico, M_p (Figura 6.1). El próximo paso es determinar la secuencia de formación de articulaciones plásticas, la carga correspondiente y valores de la deformación. Esto se hace aplicando las cargas en incrementos hasta que se forme un mecanismo de colapso, como es ilustrado en la Figura 6.2 para una viga de extremo

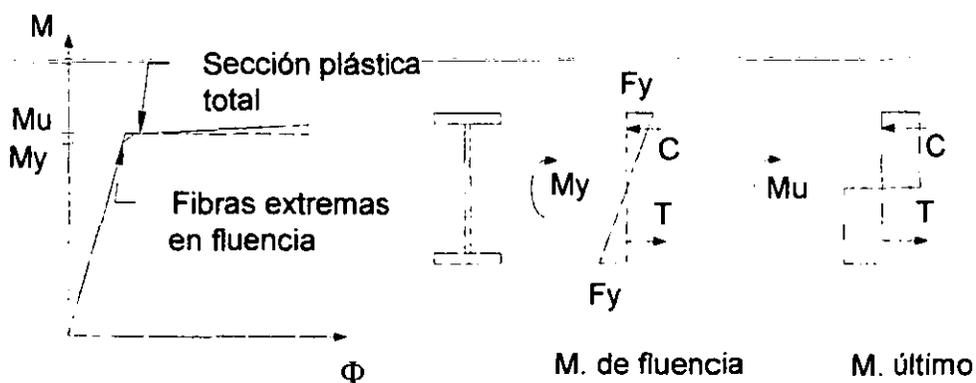
fijo con carga uniforme. Cargas de colapso para otros miembros comunes en una dirección están incluidas en las tablas del Apéndice E.1 a E.3 (Capítulo 5 de *Biggs 1964*).

El segmento lineal de la curva que representa la función de resistencia, mostrada en la Figura 6.1, es una aproximación hecha para simplificar el análisis y proceso de diseño. Esta aproximación ignora algunos efectos no lineales como:

- Concreto y mampostería: debilitamiento debido al agrietamiento, fluencia inicial.
- Acero de refuerzo y acero estructural: endurecimiento por deformación plástica.
- Acero estructural: fluencia progresiva de fibras a través del espesor de la sección.



a) Momento contra Curvatura para sección R/C



a) Momento contra Curvatura para Sección de Acero de Patín Ancho

FIGURA 6.1 DIAGRAMAS TÍPICOS DE MOMENTO VS. CURVATURA

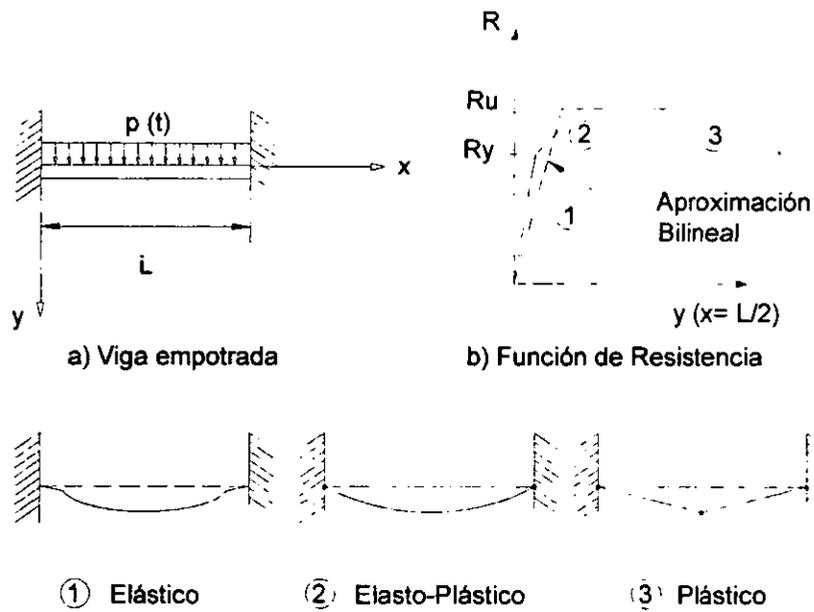


FIGURA 6.2 FUNCIÓN DE RESISTENCIA PARA MIEMBRO CON ARTICULACIONES PLÁSTICAS SECUENCIALES

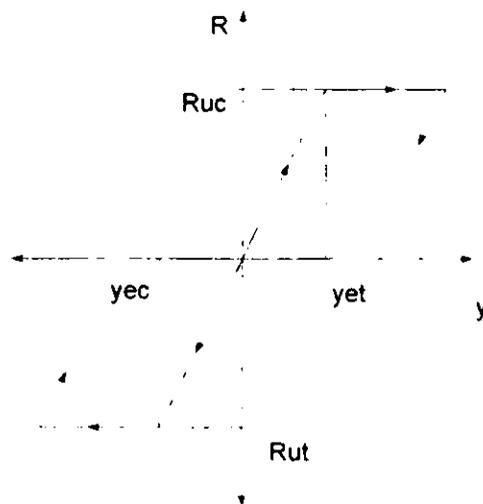


FIGURA 6.3 FUNCIÓN TÍPICA DE RESISTENCIA ELASTO-PLÁSTICA SIMPLIFICADA

Las precargas a veces son consideradas al desarrollar las funciones de resistencia. Precarga es cualquier carga muerta ó viva, que causa una deformación en el miembro y por eso usa un poco de la energía de deformación disponible. Los efectos de precarga, en el

análisis de sistemas equivalentes de SDOF, son manejados a veces reduciendo la resistencia disponible calculada por la cantidad de la precarga. Otra aproximación es simplemente sobreponer la precarga a la carga de explosión.

Las funciones de resistencia se pueden aproximar aún más por funciones bilineales elásticas, perfectamente plásticas, que son usadas en el desarrollo de gráficas de respuesta y en fórmulas. La aproximación se realiza manteniendo la máxima resistencia e igualando áreas bajo la curva (energía de exceso) a la máxima resistencia, R_u , como es mostrado en la Figura 6.2. Los valores de la máxima resistencia pueden ser diferentes para la dirección de la carga positiva y negativa. Los efectos del esfuerzo por endurecimiento pueden ser considerados (sección 4.4.5). Una función típica de resistencia se ilustra en la Figura 6.3.

Los pasos básicos planteados anteriormente para el diseño de miembros sujetos a flexión también se aplican para miembros sujetos a cortante. La mayor diferencia es la determinación de la rigidez inicial (pendiente) de la función de resistencia. Las deformaciones de cortante son tan grandes ó más grande que las deformaciones de flexión para estos tipos de miembros y, por consiguiente, no puede descuidarse como en el caso de miembros sujetos a flexión. La máxima resistencia es determinada de acuerdo con la fuerza cortante de diseño estipulada en *ACI 318*¹, usando factores de reducción unitarios de resistencia.

6.1.6 CONSIDERACIONES DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Requisitos del comportamiento estructural, para diseño resistente a explosión, incluyen límites impuestos en deflexiones de miembros, desviaciones de pisos y niveles de tolerancia de daño. Los requisitos convencionales de servicio no son aplicables para condiciones de carga de explosión. En el Capítulo 4 se presenta información adicional.

6.2 PROCESO DE DISEÑO DEL MIEMBRO

Los pasos siguientes describen el proceso de diseño para miembros individuales. La descripción de cada paso se da en las secciones siguientes.

PASO 1: DETERMINACIÓN DE LA CARGA

PASO 2: DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL MIEMBRO

PASO 3: REPRESENTACIÓN DEL MODELO

PASO 4: SELECCIÓN DEL MIEMBRO DE PRUEBA

PASO 5: ANÁLISIS DINÁMICO

¹ ACI 318, Requisitos del Código de Construcción para Concreto Reforzado (ACI 318-89) y Comentarios (ACI 318R-89). ACI Comité 318, Instituto Americano del Concreto, Detroit, Michigan, 1989.

PASO 6: VERIFICACIÓN DE CRITERIOS DE DEFORMACIÓN

PASO 7: DISEÑO DE CONEXIONES

6.2.1 DETERMINACIÓN DE LA CARGA

Para los miembros principales (muros exteriores, losas de techo, etc.), el cálculo de la carga se realiza de acuerdo con el Capítulo 2. Las cargas en los miembros principales, ó secundarios, son determinadas por: 1, el método de área tributaria ó por 2, de una reacción dinámica calculada. En el método de área tributaria, las presiones externas de explosión son multiplicadas por el área tributaria de la cara exterior del elemento estructural. La fuerza resultante se aplica entonces al próximo miembro. Las reacciones dinámicas son el resultado de un análisis numérico de historia de tiempo (sección 5.4.3) y proporcionan una variación de la carga con el tiempo más exacta sobre el elemento estructural.

6.2.2 DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DEL MIEMBRO

Las propiedades del miembro se determinan de acuerdo con el Capítulo 4. Las propiedades dinámicas requeridas incluyen peso unitario, módulo de elasticidad, resistencia de fluencia elástica, y deformaciones permisibles. Propiedades adicionales incluyen resistencia post-fluencia ó resistencia de membrana.

6.2.3 REPRESENTACIÓN DEL MODELO

El ingeniero debe desarrollar modelos matemáticos para miembros estructurales individuales. Esto implica tomar una decisión en la representación estructural más apropiada, como acciones en una dirección vs. dos direcciones, y distribución de carga para cada miembro. Normalmente, se idealizan los miembros individuales como una viga simple en una dirección ó placas en dos direcciones; ya que, estos tipos de miembros pueden analizarse adecuadamente como sistemas de SDOF con un esfuerzo mínimo de ingeniería. Un miembro en una dirección es el más común.

Se deben establecer las condiciones de apoyo, basado en el tipo de conexión que se usará para el miembro. El ingeniero debe tener presente que las conexiones deben proporcionar resistencia suficiente, ductilidad y estabilidad para permitirle al miembro desarrollar un mecanismo de colapso completo. La capacidad de los apoyos para resistir fuerzas de reacción, por las fases de carga y rebote de la respuesta, debe ser considerado al evaluar las condiciones límite.

6.2.4 SELECCIÓN DEL MIEMBRO DE PRUEBA

Al contrario de la mayoría de los procedimientos de diseño estáticos, el diseño dinámico requiere una aproximación por prueba y error. Sólo en la comprobación de la capacidad al cortante y en el diseño de las conexiones, pueden determinarse directamente las proporciones del miembro. Para el análisis dinámico, las propiedades requeridas de respuesta no lineal son determinadas de una sección de prueba. Entonces los resultados del análisis indicaran la capacidad de la sección de prueba. Experiencia por parte del diseñador ayudará a reducir el número de iteraciones. El uso de cálculos simples basados en aproximaciones de diseño ayuda a reducir el tiempo requerido para cada iteración del análisis.

6.2.5 ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico se realiza entonces por uno de varios métodos diferentes, que van desde una simple gráfica ó solución de la ecuación de movimiento, al complejo análisis no lineal del elemento finito. Se cubren métodos de análisis en el Capítulo 5. El propósito de este paso es calcular las deformaciones y reacciones del miembro.

6.2.6 VERIFICACIÓN DE CRITERIOS DE DEFORMACIÓN

Los resultados del análisis indicarán deformaciones máximas del elemento que deben compararse con los valores permisibles dados en el Capítulo 4. Las deformaciones se repartirán en términos de proporciones de ductilidad, rotaciones de apoyo, deflexiones, ó como proporciones de deflexión-claro. Si no se cumple con los valores permisibles, entonces deben hacerse algunos cambios a las dimensiones de ensayo del miembro ó a la configuración estructural y repetir el análisis. Se proporcionan criterios específicos para los materiales de la Sección 6.3 a la 6.5.

6.2.7 CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES SEGÚN SU TAMAÑO

Deben clasificarse las conexiones según su tamaño, para transferir la fuerza de las reacciones calculadas y para asegurar que las articulaciones plásticas puedan mantenerse en las ubicaciones supuestas. Para el diseño de concreto reforzado, son proporcionadas longitudes de empalme y desarrollo para asegurar la capacidad de fluencia total del refuerzo. Para el diseño de acero estructural, las conexiones son diseñadas para una capacidad algo mayor que la del miembro apoyado. Se proporciona información adicional en las secciones siguientes. Detalles típicos de conexiones se proporcionan en el Capítulo 7.

6.3 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Se usa a menudo concreto reforzado en edificios petroquímicos para las caras exteriores directamente expuestas a los efectos de explosión. Las caras exteriores pueden ser coladas en el sitio ó precoladas.

Normalmente los elementos como muros y techo se hacen de concreto reforzado para resistir la penetración de proyectiles. Los elementos estructurales del techo y muro lateral, también pueden usar la resistencia inherente en el plano del concreto, para resistir la fuerza lateral de explosión. Deben diseñarse elementos flexibles relativamente delgados, muros y techos deben ser diseñados para una respuesta dúctil considerable para absorber la energía de explosión sin transmitirla a los elementos de apoyo. Las preferencias de construcción indican a menudo la necesidad de eliminar el refuerzo de cortante, si es posible, para reducir los costos de mano de obra de campo. La combinación de estos objetivos conduce a necesitar resistencias de concreto superiores.

Los muros precolados se usan por dos razones: para reducir el costo del edificio a través de disminuir el trabajo de campo, y para acortar el programa por la construcción de muros y cimientos simultáneamente. El mayor inconveniente de usar elementos estructurales precolados son el diseño y detalle de conexiones. Como en el diseño sísmico, debe tenerse atención especial a la ductilidad.

Los cimientos se construyen siempre de concreto reforzado. Edificios resistentes a explosión pueden apoyarse en pilotes ó en losa de cimentación. Se usan zapatas aisladas con un sistema de vigas para minimizar desplazamientos relativos entre las cimentaciones individuales.

6.3.1 PRINCIPIOS DE DISEÑO

Se utiliza el método de diseño por resistencia del *ACI 318* para extender las normas de resistencia del concreto y requisitos de ductilidad al diseño de estructuras resistentes a explosión. Se calcula la resistencia de elementos de concreto usando las resistencias dinámicas de materiales proporcionadas en la Sección 4.3. No se aplican factores de reducción de resistencia ($\phi = 1.0$) para casos de cargas que involucran explosión. La respuesta plástica, usada en este diseño, es similar en concepto a la redistribución de momento proporcionada en *ACI 318* Sección 8.4 y el criterio sísmico proporcionado en *ACI 318*, Capítulo 21. Se deben aplicar las recomendaciones sísmicas para proporcionar la respuesta dúctil necesaria.

6.3.2 REQUISITOS DE DISEÑO SUPLEMENTARIOS

Además de los requisitos de *ACI 318*, los siguientes elementos deben ser considerados para el diseño resistente a explosión.

- a. Refuerzo mínimo: Se aplica el refuerzo mínimo proporcionado por *ACI 318*, sin embargo, no debe tomarse la opción de usar un tercio del mayor refuerzo calculado. La capacidad de momento de los miembros de concreto subreforzados es controlada por la resistencia al agrietamiento. Para prevenir una falla dúctil prematura, debe proporcionarse refuerzo en exceso del momento de agrietamiento. En el cálculo del refuerzo mínimo, la resistencia dinámica de los materiales que debe usarse se discute en el Capítulo 4.
- b. Refuerzo máximo: Se consideran las recomendaciones del código sobre el refuerzo máximo para prevenir que ocurra el aplastamiento del concreto antes de la fluencia del acero. Las recomendaciones del código también permiten el refuerzo a compresión para requisitos de desplazamientos máximos de tensión. Debido a que los miembros de concreto resistentes a explosión, tienen típicamente el mismo refuerzo en cada cara para resistir esfuerzos de rebote, las recomendaciones sobre el refuerzo máximo no deben ser un problema.
- c. Substitución de grados superiores de refuerzo: La substitución de grados superiores de refuerzo no debe permitirse. Fuertes refuerzos tienden a incrementar la capacidad de momento de una sección de concreto, pero no aumenta la capacidad de cortante. Esto podría causar que una respuesta dúctil se vuelva no dúctil. Adicionalmente, una capacidad superior del momento incrementará la reacción dinámica que debe resistir el miembro de apoyo. Debido a que las especificaciones ASTM proporcionan requisitos mínimos, los reportes de fabricas sobre pruebas deben revisarse para posible sobre resistencia significativa.
- d. Longitud de desarrollo: No deben reducirse las longitudes de desarrollo por refuerzo excesivo. Debido a que las articulaciones plásticas causarán un diseño sobrado del refuerzo, debe usarse la fuerza total real del refuerzo en el cálculo de la capacidad de la sección. De acuerdo a esto debe calcularse el desarrollo del refuerzo.
- e. Requisitos de servicio: El criterio pensado para reducir el agrietamiento en los niveles de la carga de servicio, no necesita aplicarse para la combinación de carga que incluye la explosión. El agrietamiento, así como las deformaciones permanentes que son el resultado de una respuesta de rango plástico, es un resultado esperado de semejante tipo excepcional de carga. Los límites de ductilidad del Capítulo 4 son consistentes con los requisitos de comportamiento del edificio.
- f. Zuncho: Este tipo especial de refuerzo de cortante usa una forma de zig-zag continua muy eficaz para unir a las barras longitudinales. El zuncho se usa tradicionalmente sólo en situaciones muy especiales, como en muros de contención donde las deformaciones muy grandes son tolerables. Recientes informes en losas, indican que puede lograrse capacidad de rotación plástica adecuada, con el uso de barras normales amarradas ó estribos para contener el refuerzo longitudinal.
- g. Fuerzas combinadas: algunos elementos de concreto están sujetos simultáneamente a cargas de flexión fuera del plano en combinación con cargas de cortante en el plano. Por ejemplo, el muro lateral debe resistir sobrepresión lateral que actúa fuera del plano

del muro. Adicionalmente, también debe resistir reacciones del techo diafragma que actúa en el plano del muro lateral. Hay tres criterios para considerar esta situación:

1. Pueden determinarse separaciones fijas del refuerzo para cada tipo de fuerza a ser resistida. Por ejemplo, puede dimensionarse el refuerzo exterior para resistir la flexión, mientras una capa del refuerzo central puede usarse para resistir el cortante en el plano. Debe tenerse cuidado para asegurar que la capacidad de la articulación no cambie, como resultado de refuerzos destinados para otros propósitos.
2. Puede aplicarse una ecuación de interacción, basada en el criterio de *ASCE Manual 42* para determinar el comportamiento aceptable:

$$[\Delta_d / \Delta_a]_i^2 + [\Delta_d / \Delta_a]_o^2 \leq 1.0 \quad (6.2)$$

Donde,

Δ_d = deformación calculada (coeficiente de ductilidad ó rotación de apoyo)

Δ_a = deformación permisible (coeficiente de ductilidad ó rotación de apoyo)

i = deformaciones en el plano

o = deformación fuera del plano

3. La fase de tiempo en que ocurren las cargas normales y de corte en el plano, pueden determinarse de una integración numérica. Con tal de que las fuerzas máximas se alcancen en momentos diferentes, estas fuerzas pueden tratarse separadamente.

6.3.3 MECANISMOS DE FALLA

Los mecanismos principales de falla encontrados en los edificios de concreto reforzado son: flexión, tensión diagonal, y cortante directo. De estos tres mecanismos, se prefiere la flexión bajo cargas de explosión, porque proporciona una respuesta plástica extendida antes de la falla. Para asegurar una respuesta dúctil, se diseñan las secciones para que la capacidad de flexión sea menor que la capacidad de mecanismos no dúctiles.

El refuerzo a cortante normalmente no se usa en muros y techos, aunque incluso los elementos reforzados pueden sufrir una respuesta plástica prolongada. El refuerzo a cortante aumenta la capacidad al cortante diagonal del miembro, pero más importante, proporciona restricción lateral para el refuerzo principal. Tal restricción es vital para deformaciones grandes donde la protección exterior determina la fragmentación del concreto.

Otros mecanismos de falla involucran parte de elementos estructurales ó transmisión de cargas entre los elementos. Estos mecanismos deben ser evaluados para que no controle la respuesta estructural global. Tales mecanismos de falla incluyen: el desarrollo de fallas del refuerzo, fallas de conexiones precoladas, tornillos de anclaje, y conexiones de la puerta. Este tipo de falla involucra el desarrollo del refuerzo y tornillos de anclaje.

Pueden ocurrir situaciones donde no puede conseguirse un mecanismo de flexión dúctil. Los techos diafragma y muros laterales que resisten el cortante en el plano son dos ejemplos. Para estos casos, la respuesta debe ser limitada. En el Capítulo 4 se dan estos límites.

6.4 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Aplicaciones para el acero estructural, en diseño resistente a explosión, incluyen vigas y columnas para el apoyo de cargas verticales, arriostramiento y marcos rígidos para el apoyo de cargas verticales y horizontales, y elementos especializados como puertas, marcos de ventanas, cubiertas, y protección para las aperturas de los ductos. Para cargas de explosión bajas puede usarse acero formado en frío.

El acero estructural tiene la ventaja de montaje rápido en el sitio de trabajo. Elementos especializados, como las puertas, se entregan en una pieza lista para la instalación en el marco de concreto. Al ser un material elaborado por una fábrica, el acero tiene bien controlada la resistencia y, por lo tanto, la resistencia y las propiedades post-fluencia pueden determinarse con un grado considerable de precisión. Al contrario del concreto, el acero tiene buena resistencia a la tensión así como a la compresión.

Las desventajas del acero estructural en el diseño a explosión son dobles. La más significativa es la delgadez inherente del acero y la posibilidad de flexión local ó pandeo general prematuro. Una desventaja menos significativa es que el acero formado en frío tiene una resistencia más baja a la penetración de proyectiles.

6.4.1 PRINCIPIOS DE DISEÑO

Las *Especificaciones de Diseño con Factores de Carga y Resistencia AISC (AISC LRFD)*² se usa como la base para el diseño resistente a explosión. Se calcula la resistencia de elementos estructurales de acero usando la resistencia dinámica de los materiales dadas en la sección 4.3. No se aplican factores de reducción de resistencia ($\phi = 1.0$) para casos de carga que involucran explosión. Se calcula la resistencia de elementos estructurales de acero usando técnicas de análisis plástico y las especificaciones sísmicas.

Las consideraciones de esbeltez son de particular importancia para la ductilidad de miembros estructurales de acero. El acero, comparado con otros materiales de construcción

² AISC LRFD. Requisitos del Diseño con Factores de Carga y Resistencia para Edificios de Acero Estructural. Instituto Americano de Construcción en Acero, Chicago, Illinois, 1993

usados en el diseño a explosión, es considerablemente delgado, en términos de la estructura total y de la sección transversal de un miembro típico. Como resultado, el efecto de inestabilidad global y local en la capacidad última es una consideración importante. Recomendaciones de ancho-espesor no sólo deben aplicarse a la magnitud que la capacidad plástica total puede lograr, sino también a la magnitud que altas proporciones de ductilidad pueden alcanzar en forma segura. Para tal propósito, se utilizan las proporciones de ancho-espesor de la tabla 8-1 de *Recomendaciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural* (AISC 1992)³

6.4.2 REQUISITOS SUPLEMENTARIOS DE DISEÑO

Además de los requisitos de *AISC LRFD*, debe considerarse lo siguiente para el diseño resistente a explosión:

- a. Substitución de grados más altos de acero: No deben permitirse substituciones de grados más altos de acero. Los grados más altos de acero poseen curvas menos eficaces de resistencia-deformación, puede alterar la relación entre la flexión y la capacidad a cortante, y tienden a aumentar la reacción dinámica que los miembros de apoyo deben resistir.
- b. Acero formado en frío: *AISI 1991*⁴ se usa con varios ajustes. Se adoptan las recomendaciones especiales, dentro de estas especificaciones, que pertenecen al diseño sísmico para el diseño resistente a explosión.
- c. Diafragmas: Al realizar el diseño de muros para resistir cargas de presión de explosión, es generalmente supuesto que los muros estén apoyados en lados opuestos de una losa, cuando esta se diseña para trabajar en una dirección, ó se apoyen en cuatro lados, cuando se diseña para trabajar en dos direcciones. Por consiguiente, deben diseñarse adecuadamente los techos ó pisos como diafragmas, para resistir las cargas en el plano y puedan transmitir las a los muros resistentes al cortante.

Además de las cargas en el plano, los techos diafragma también se sujetan a sobrepresión normal positiva y, a una magnitud menos severa, presión normal negativa.

Debe diseñarse el techo diafragma para resistir las reacciones de los muros laterales, aplicadas como cargas en el plano, así como sobrepresiones de explosión aplicadas como cargas fuera del plano. Aunque la ecuación 6.2 puede usarse para esta interacción de carga, normalmente se agregan arriostramientos para transferir las reacciones de los muros laterales (*AISI 1991*).

³ AISC 1992. *Recomendaciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural*. Instituto Americano de Construcción en Acero, Chicago, Illinois, 1992

⁴ AISI 1991. *Requisitos del Diseño con Factores de Carga y Resistencia para Miembros de Acero Formado en Frío*. Instituto Americano de Construcción en Acero, New York, NY, 1991

- d. Diseño de Conexiones: Para aumentar al máximo la respuesta plástica la conexión no debe controlar la capacidad del miembro. Preferentemente, una conexión de momento forzaría una articulación plástica lejos de la conexión y dentro del miembro. La resistencia de la conexión se determina a través de los métodos de diseño de *AISC LRFD*. Se cumple con los requisitos de ductilidad a través del uso de detalles apropiados para realizar la conexión.

Ambos tipos de conexión, soldada y atornillada, se usan en construcciones rígidas y semirígidas. No hay ninguna ventaja en particular de usar un tipo con respecto al otro, en lo que se refiere al comportamiento de la junta bajo condiciones de carga de explosión, ya que las articulaciones plásticas probablemente se formarán en las conexiones del miembro. Los detalles especiales de conexión, requieren una consideración cuidadosa de los efectos de posibles concentraciones de esfuerzos. Deben evitarse esquinas afiladas y detalles de soldadura propensos a socavarse (criterios de fatiga de *AISC LRFD*).

Pueden encontrarse recomendaciones para usar el tipo adecuado de conexión en *AISC 1992*, y procedimientos para realizar el diseño de conexiones para acero estructural en el Capítulo 6 de *TR 4837*⁵ y Capítulo 5 de *TM 5-1300*.

Por lo general no se realizan evaluaciones detalladas de la ductilidad de la conexión. Sin embargo, en algunos casos especiales, puede ser necesario evaluar características de momento vs. rotación. Métodos teóricos para predecir el comportamiento de la conexión, como banco de datos electrónicos de pruebas reales, están disponible en *Chen 1994*. También puede obtenerse información útil sobre las relaciones de momento vs. rotación para varios tipos de conexiones en *Committee 43*⁶, *White 1991*, y *ASCE Manual 41*⁷.

- e. Revestimiento: El revestimiento común, usado en edificios petroquímicos, son los tableros de metal formado en frío de calibre ligero. Edificios prefabricados con metal formado en frío y tableros de cubierta de techo, son bastante comunes en instalaciones petroquímicas. Éstos sólo se usan en aplicaciones de presión de explosión baja, debido al pandeo prematuro de las almas relativamente delgadas.

El *Manual de Diseño de Acero Formado en Frío* (AISI 1991) se usa como la base para el diseño resistente a explosión. No se aplican factores de reducción de fuerza ($\phi = 1.0$) para casos de carga que involucran explosión. ASTM A446 es el material ampliamente usado por los fabricantes de acero formado en frío. Pueden encontrarse propiedades de tableros de acero de los catálogos del fabricante. También, debe notarse que las propiedades de la sección de los tableros de acero formados en frío, cambiarán con el aumento de intensidad de carga. Cuando los incrementos de carga van más allá del

⁵ TR 4837, Diseño de Estructuras de Acero para Resistir los Efectos de Explosiones Provocadas por Altos Explosivos. Informe Técnico 4837 (Technical Report). Picatinny, Dover New Jersey, 1975

⁶ Committee 43, Conexiones Semirígidas en Marcos de Acero. Consejo en Edificios Altos y Comité del Hábitat Urbano 43. Ed. McGraw Hill, New York, 1993

⁷ ASCE, Manual 41, Diseño Plástico en Acero, Manual ASCE No. 41, 2ª Edición, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, New York, 1971

nivel de pandeo local, propiedades como el área y momento de inercia disminuyen y las deflexiones se incrementan. Los incrementos en la deflexión causan que los tableros de acero actúen como una membrana en tensión. Por consiguiente debe tenerse cuidado en seleccionar la sección apropiada para la carga de diseño.

La resistencia de tableros de acero formado en frío, se calcula usando factores de incremento dinámico proporcionados en el Capítulo 4, en donde también se sugiere usar un factor de 0.9 en los cálculos de resistencia a flexión y proporciona las ecuaciones necesarias.

El mecanismo de falla principal encontrado en paneles de acero formado en frío son la flexión y el cortante. Ya que los tableros de acero formado en frío normalmente tendrán almas delgadas, deben verificarse para evitar problemas de inestabilidad local proporcionando áreas más grandes de presión.

Se dan rangos de respuesta aceptables en el Capítulo 4. Se deben usar valores bajos de respuesta cuando la acción de membrana de tensión no está presente, y utilizar valores altos cuando se permite la acción de membrana de tensión y se diseñen apropiadamente las conexiones en los extremos de los tableros de acero.

6.4.3 MECANISMO DE FALLA

Los límites de ductilidad para miembros estructurales de acero, son establecidos tal que el colapso total del miembro debido a la falla del propio miembro ó de sus conexiones se evite. Es supuesto que la inestabilidad, local y total del miembro, sea prevenida proporcionando riostras y rigidez adecuadas. También se evitará con el diseño los modos de falla de cortante. La determinación de mecanismos de fallas y la capacidad correspondiente para miembros a flexión y viga-columna, se cubren adecuadamente por las especificaciones de LRFD.

Por lo general las conexiones de miembros estructurales de acero se diseñan para desarrollar la resistencia total del miembro. Con respecto a la evaluación de ductilidad para la conexión, generalmente no se hacen verificaciones explícitas. Es supuesto que la satisfacción del criterio de ductilidad de desplazamiento total del miembro, asegure la integridad de las conexiones.

6.5 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA

Mampostería, reforzada y sin refuerzo, es un material de construcción común en las instalaciones petroquímicas. Sin embargo, la mampostería sin refuerzo es impropia en el diseño resistente a explosión, debido a su resistencia limitada y mecanismo de falla sin ductilidad. Normalmente se usan muros de mampostería reforzada con marcos estructurales independientes para cargas verticales en el diseño resistente a explosión.

La capacidad a explosión y ductilidad de muros de mampostería reforzada son mucho menores que la capacidad que puede lograrse con el concreto reforzado de dimensiones comparables. La capacidad más baja se debe al espacio limitado disponible para poner acero de refuerzo, menor resistencia a la compresión de la mampostería, y resistencia limitada de unión del mortero.

6.5.1 PRINCIPIOS DE DISEÑO

El capítulo 21 del *Código de Construcción Uniforme* (UBC 1994⁸) se utiliza para diseñar estructuras de mampostería resistentes a explosión. Se calcula la resistencia de elementos de mampostería usando la resistencia dinámica de los materiales dadas en la sección 4.3. No se aplican factores de reducción de resistencia ($\phi = 1.0$) para casos de carga que involucran explosión. Adicionalmente, se documentan bien los principios de diseño de resistencia para la mampostería reforzada en muchos textos como *Schneider 1987*⁹. La ductilidad se logra agregando al *UBC 1994* las recomendaciones para zonas sísmicas altas.

6.5.2 REQUISITOS DE DISEÑO SUPLEMENTARIOS

Se utilizan los requisitos de diseño correspondientes al criterio sísmico del *UBC 1994* en el diseño resistente a explosión de estructuras de mampostería, con algunos ajustes menores:

- a. Interacción: Se considera la interacción entre los efectos de cargas en el plano y fuera del plano usando la ecuación 6.3 definida en la sección 6.3.2 g.
- b. Muros de cortante: Como es el caso para el concreto reforzado, no es práctico lograr modos de falla de flexión para los muros de cortante de mampostería reforzada. Sin embargo, el uso de refuerzo a cortante en la forma de refuerzo horizontal en las juntas proporciona alguna ductilidad limitada.

6.5.3 MECANISMOS DE FALLA

Los mecanismos de falla de interés en muros de mampostería reforzada incluyen la flexión, cortante transversal, cortante en el plano y en algunos casos, combinación de compresión axial y flexión. Deben evitarse modos de falla por pandeo en elementos a compresión y fallas de la conexión.

6.5.4 DIAFRAGMAS

Los diafragmas transfieren la carga de explosión a los miembros de apoyo a través de acciones en el plano. El tipo más común de diafragma de acero es un piso ó cubierta de techo

⁸ UBC 1994, *Código de Construcción Uniforme* (Uniform Building Code), Whittier, California, 1994

⁹ Schneider 1987. *Diseño de Mampostería Reforzada*. 2ª. edición, R. R. Schneider y W. L. Dickey, Ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1987

formado en frío, que transfiere cargas laterales a los muros de cortante ó a marcos arriostrados. Existen muy pocas publicaciones que pertenecen al diseño de diafragmas para condiciones severas de carga. El procedimiento recomendado es diseñar elásticamente los diafragmas de metal, usando métodos de diseño convencionales planteados por *SDI 1987*¹⁰ y *AISI 1967*¹¹. En *Yu 1991*¹² (capítulo 9) se incluyen ejemplos en el diseño de diafragmas de acero.

Se listan consideraciones especiales para la unión de la cubierta de techo al marco estructural en *TM 5-1300*, secciones 6-17 a 6-22 y en *NEFC 1986*¹³, sección 5.4 para la condición de carga de explosión. Estas consideraciones incluyen elementos como: especificaciones de materiales, mínima separación recomendada al borde y calibre de laminas de metal, requisitos de recubrimiento lateral y detalles de conectores. El objetivo es proporcionar conexiones que tengan resistencia adecuada para asegurar la cubierta del techo bajo cargas combinadas en el plano y normales.

Además de las cargas en el plano, los techos diafragma también están sujetos a sobrepresión positiva normal y, a una magnitud menos severa, presión negativa normal. Deben diseñarse los diafragmas para resistir simultáneamente cargas de explosión en el plano y normales junto con otras cargas aplicables. El retraso de tiempo entre las cargas en el plano y normales puede considerarse en el diseño. La deflexión del diafragma debe verificarse, para confirmar que no excede deflexiones permisibles establecidas para elementos unidos al diafragma.

6.6 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

En general, la capacidad a explosión total de un edificio no es controlada por su cimentación, porque normalmente hay resistencia inherente adecuada para prevenir una falla catastrófica. Sin embargo, los movimientos dinámicos excesivos de una carga de explosión pueden producir daño inaceptable a la cimentación que, debido a la inaccesibilidad, pueden ser caros y difíciles de reparar.

Hay dos métodos básicos para diseñar la cimentación: estático equivalente y dinámico. El método estático equivalente casi siempre se selecciona debido a su simplicidad. Sin embargo, a veces puede resultar un diseño demasiado conservador. El método dinámico involucra un análisis complejo, sin embargo, debe producir un diseño más realista.

Los tipos de cimentación usados para estructuras resistentes a explosión, tienden a ser más rígidos y a proporcionar mayor continuidad que aquellos usados para el diseño convencional. Los desplazamientos relativos entre las columnas y muros necesitan ser

¹⁰ SDI 1987. Manual de Diseño del Instituto de Cubiertas de Acero. Instituto de Cubiertas de Acero, Cantón, Ohio, 1987

¹¹ AISI 1967. Diseño de Diafragmas de Acero de Calibre Ligero, Instituto Americano del Hierro y el Acero, New York, 1967

¹² Yu 1991. Diseño de Acero Formado en Frío, W.W. Yu, Ed. John Wiley & Sons, New York, 1991

¹³ NEFC 1986. Estructuras Resistentes a Explosión, Comando de Ingeniería de Instalaciones Navales, Manual de Diseño 2.08. Alexandria, Virginia, 1986

minimizados para mantener la integridad estructural. Esto es similar al diseño sísmico, en el que tal requisito se cumple usando vigas para unir cimentaciones aisladas ó cabezales de pilotes, ó usando losas de cimentación. Debido a que la fuerza lateral de explosión es bastante alta, comparada con cargas convencionales, pueden necesitarse pilotes inclinados.

6.6.1 MÉTODO DE DISEÑO ESTÁTICO EQUIVALENTE

En el método de diseño estático equivalente, se diseña la cimentación para las reacciones máximas obtenidas del análisis dinámico de la superestructura. Estas reacciones se tratan como cargas estáticas y desatienden cualquier relación de fase de tiempo (TM 5-856¹⁴).

Se aplica la fuerza descendente de sobrepresión en el techo simultáneamente con la fuerza horizontal de la máxima presión reflejada en el muro frontal. Sin embargo, la compensación por el efecto de la fuerza de explosión en el muro posterior puede descuidarse conservadoramente.

Bajo condiciones de explosión, son seleccionadas la máxima presión del suelo y la presión pasiva para prevenir un movimiento excesivo de la cimentación. El criterio de diseño siguiente se usa a menudo en diseño estático equivalente para las cimentaciones:

- 1.2 para cargas verticales en suelos
- 1.2 para cargas verticales en pilotes

- 1.5 para cargas laterales en pilotes verticales con ó sin resistencia pasiva
- 1.2 para cargas laterales en pilotes inclinados sin resistencia pasiva
- 2.0 para cargas laterales en pilotes inclinados con resistencia pasiva

- 1.0 para cargas laterales soportadas por la resistencia a fricción del suelo
- 1.5 para cargas laterales (en exceso de la fricción) soportada por resistencia pasiva

- 1.2 por volcamiento

En ningún caso, la capacidad de la cimentación debe ser menor a la capacidad última estática del componente de apoyo.

¹⁴ TM 5-856. Diseño de Estructuras para Resistir Efectos de Armas Nucleares, Manual Técnico (Technical Manuals) 5-856-1 Vol. 9, Departamento del Ejército, Washington, DC, 1960

6.6.2 MÉTODO DE DISEÑO DINÁMICO

El procedimiento de diseño estático equivalente, descrito anteriormente, se usa ampliamente en la industria petroquímica. De vez en cuando, los resultados del diseño estático equivalente producen una cimentación que es impráctica ó demasiado costosa. En esta situación, puede usarse el método de análisis dinámico. El análisis dinámico tiene en cuenta la inercia de la masa de la cimentación para resistir la carga y, generalmente, proporciona un diseño más económico (*TM 5-856 y TR 4921*).

Se indican las fuerzas que actúan en una cimentación en la Figura 6.4. Las ecuaciones de movimiento para la cimentación pueden derivarse del equilibrio de fuerzas y momentos al centro de gravedad:

Fuerzas verticales:

$$M a_y + K_y y = P(t) + M g \quad (6.3)$$

Fuerzas horizontales:

$$M a_x + K_x (x - \theta h) = H(t) \quad (6.4)$$

Rotaciones:

$$I_0 a_\theta + K_\theta \theta - K_x (x - \theta h) h = M(t) \quad (6.5)$$

Donde,

M = masa de la estructura

a_y = aceleración vertical

K_y = rigidez vertical del suelo

y = deflexión vertical

$P(t)$ = carga dinámica vertical

a_x = aceleración horizontal

K_x = rigidez horizontal del suelo

x = deflexión horizontal

θ = rotación

$H(t)$ = carga dinámica horizontal

g = aceleración de la gravedad

I_0 = momento de inercia de la masa sobre el centro de gravedad

a_θ = aceleración rotatoria

K_θ = rigidez rotatoria del suelo

h = altura de la resistencia lateral del suelo al centro de gravedad

$M(t)$ = carga dinámica rotatoria.

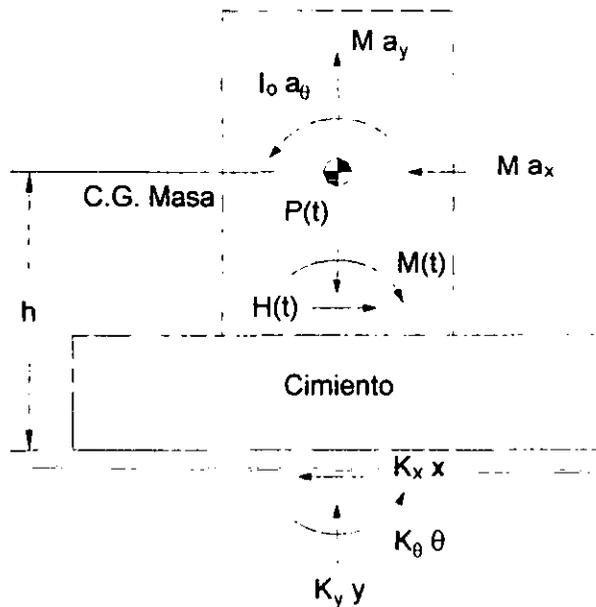


FIGURA 6.4 FUERZAS EXTERNAS EN UNA CIMENTACIÓN (DE TM 5-856)

Como para otros materiales, la rigidez del suelo, K_x , K_y , y K_θ está limitada por su capacidad última. Además, las inversiones de movimiento y levantamiento pueden generar resistencia cero y deben ser incluidos apropiadamente en el análisis. La rigidez lateral, K_h , se determina de la fricción, adherencia, y presión pasiva mientras sea aplicable con un brazo de momento apropiado, h .

Conociendo la función de fuerza pueden calcularse las reacciones de los miembros apoyados, los movimientos de la cimentación de traslación y rotatorios pueden calcularse usando la integración numérica no lineal similar a la descrita en la sección 5.3.5. Es importante mencionar que los movimientos laterales y rotatorios se acoplan y, por lo tanto, es necesario realizar la integración numérica modificada para dos grados de libertad. Si los movimientos máximos son encontrados excesivos, debe aumentarse el ancho de la cimentación para incrementar su contacto con el suelo ó aumentar la profundidad de desplante para incrementar la resistencia pasiva del suelo. Estas aproximaciones por prueba y error se usan hasta que se logra un diseño satisfactorio.

Los tipos de estructuras de marco flexible son normalmente independientes de la dinámica de la cimentación y la masa asociada no es incluida. Para tipos de estructuras de muros de cortante, el efecto de la superestructura es más pronunciado y debe incluirse en el análisis. En general, el modelo de la cimentación debe incluir todos los elementos estructurales que tiendan a moverse rígidamente con la cimentación (*TM 5-856* y *TR 4921*).

Los movimientos aceptables de la cimentación quedan a juicio del ingeniero. En cuanto a los elementos estructurales, es normalmente impráctico limitar los movimientos de las cimentaciones a límites elásticos. Así, un cierto nivel de deslizamiento y/o volcadura es a menudo tolerable. El ingeniero debe considerar: la reparación y reusabilidad del edificio, el efecto de movimiento de la cimentación para penetraciones en el subsuelo, y el efecto del movimiento diferencial de la cimentación en elementos estructurales.

CAPÍTULO 7

DETALLES TÍPICOS

Este capítulo presenta una apreciación general de varios detalles aplicables a estructuras resistentes a explosión. Muchos detalles para estructuras convencionales de acero y de concreto, y detalles específicos para el diseño sísmico, son aplicables a estas estructuras y no se incluyen. Los detalles deben reunir los requisitos de diseño de capacidad, absorción de energía, y ductilidad.

7.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Es esencial que el ingeniero proyectista reconozca que el trabajo no está completo hasta que el sistema estructural se haya detallado de una manera que asegure que la respuesta será consistente con el propósito del diseño. El desarrollo de detalles también debe considerar costo y la forma de construir.

Los detalles discutidos, ó ilustrados en este capítulo, son aquellos que se han encontrado para hacer efectivo el costo y fácil la construcción. Se diseñan las conexiones de acero estructural para mover la formación de articulaciones plásticas lejos de la conexión y dentro del miembro. Las conexiones de concreto reforzado deben proporcionar el desarrollo total del refuerzo con uniones para permitir deformaciones plásticas extendidas.

7.2 CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS METÁLICOS PREDISEÑADOS

El perfeccionamiento de este tipo de edificio, se logra usando separaciones menores para los marcos y viguetas de los edificios, y combinando secciones de perfiles de acero formado en frío de las normas del *ANSI* para lograr simetría.

Se usan roldanas de diámetro y espesor especial para asegurar el revestimiento a los marcos y minimizar el desgarramiento bajo los efectos de explosión ó cargas de rebote. La Figura 7.1 ilustra el uso de roldanas de medida especial. Una alternativa es usar soldadura convencional de tapón ó muesca en los espacios requeridos para resistir las condiciones de carga.

7.3 CONSTRUCCIÓN CON MUROS DE MAMPOSTERÍA

Toda la mampostería debe reforzarse y los detalles típicos usados para la construcción de mampostería reforzada son aplicables en el diseño resistente a explosión.

Sin embargo, un requisito adicional para el diseño resistente a explosión debe ser considerado. La presencia de presiones negativas y fuerzas de rebote, requiere que se proporcionen conexiones en muros y marcos, para asegurar la transferencia apropiada de estas fuerzas actuantes exteriores. La Figura 7.2 muestra una aplicación de anclas de seguridad para manejar fuerzas de rebote.

7.4 CONSTRUCCIÓN CON REVESTIMIENTO DE METAL

La mayoría de los detalles para este tipo de construcción no son influenciados singularmente por el diseño resistente a explosión. Para edificios con marco de acero, detalles apropiados del AISC deben usarse para los métodos de diseño plástico. Las uniones de los tableros y techo requieren atención especial y los detalles mostrados en la Figura 7.1 son aplicables.

7.5 CONSTRUCCIÓN CON MUROS DE CONCRETO PRECOLADO

Este tipo de construcción usa un marco de acero ó concreto y tableros de muros de concreto precolado. Se han desarrollado muchos detalles para muros de concreto precolado y estos deben estar de acuerdo con los requisitos sísmicos de *ACI 318*, Capítulo 21.

Los detalles del precolado cubiertos en esta sección pueden agruparse en dos categorías: detalles de refuerzo convencional, y detalles imitados de colados en el sitio. Los detalles de refuerzo convencional necesitan ser reforzados para el diseño resistente a explosión. Las Figuras 7.3, 7.4, 7.5, y 7.6 son ejemplos de estos detalles. Una manera de proporcionar un grado seguro de resistencia y ductilidad es imitando la construcción del colado en el sitio. Esta aproximación se ha sugerido para la construcción de precolados convencionales en áreas sísmicas. Las Figuras 7.7, 7.8, y 7.9 son ejemplos de estos detalles.

7.6 CONSTRUCCIÓN CON MUROS DE CONCRETO COLADOS EN EL LUGAR

Este tipo de construcción puede ser totalmente de concreto reforzado, ó puede ser una combinación de marcos de concreto ó acero con muros colados en el lugar ó precolados. Deben desarrollarse los detalles de los muros de cortante usando las recomendaciones sísmicas

de *ACI 318*, Capítulo 21. Las Figuras 7.10 y 7.11 son detalles típicos de muros colados en el lugar.

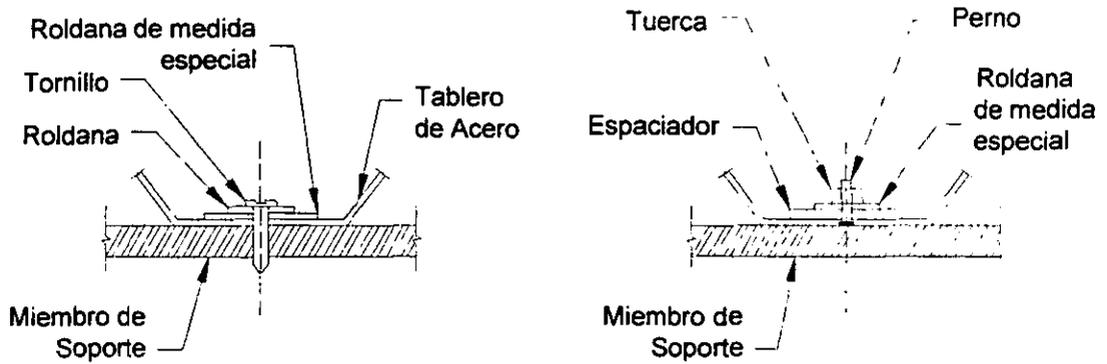


FIGURA 7.1 USO DE ROLDANAS PARA CONECTAR EL REVESTIMIENTO AL MARCO

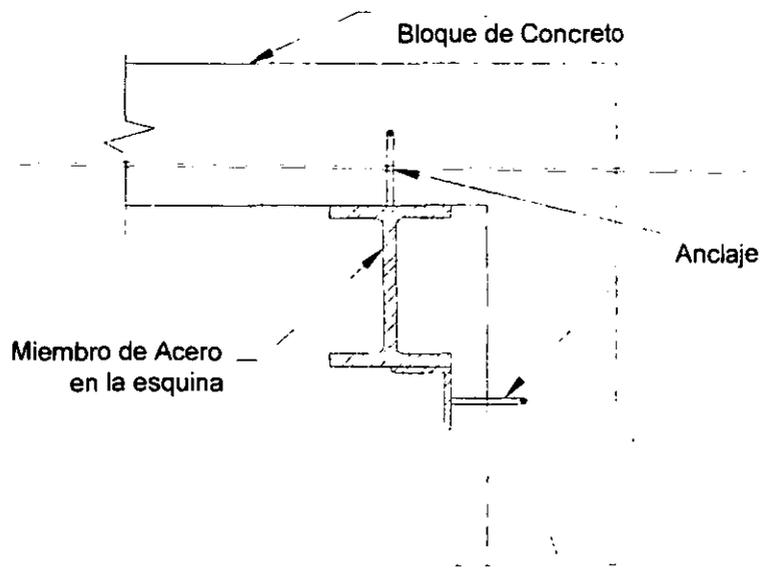


FIGURA 7.2 ANCLAS EN MAMPOSTERÍA

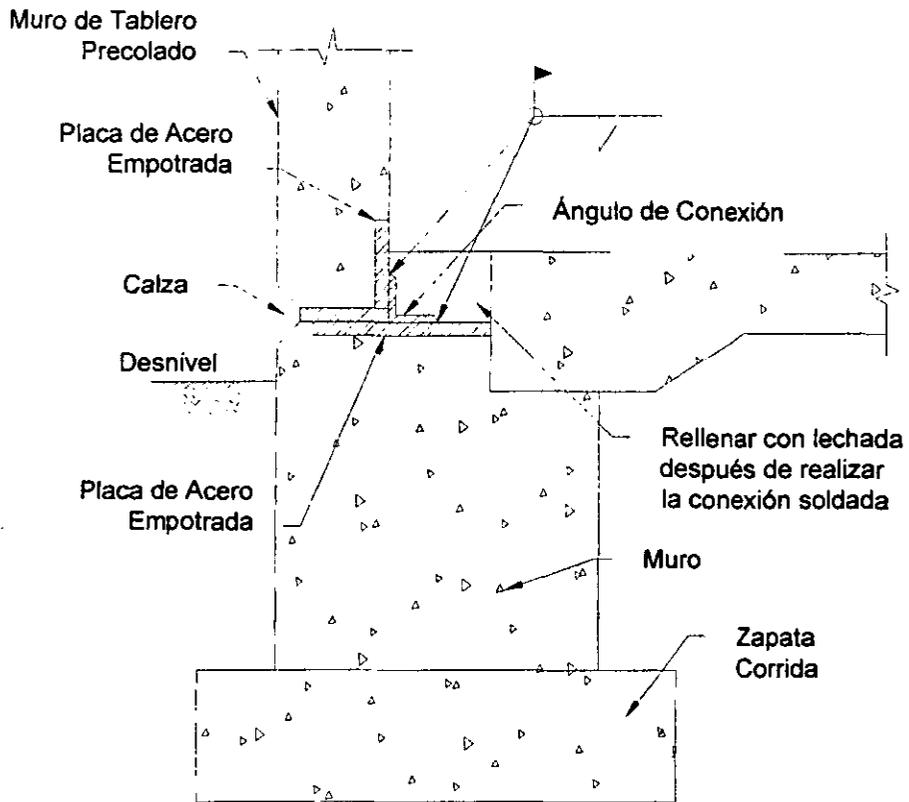


FIGURA 7.3 CONEXIÓN DE PANEL PRECOLADO A LA CIMENTACIÓN

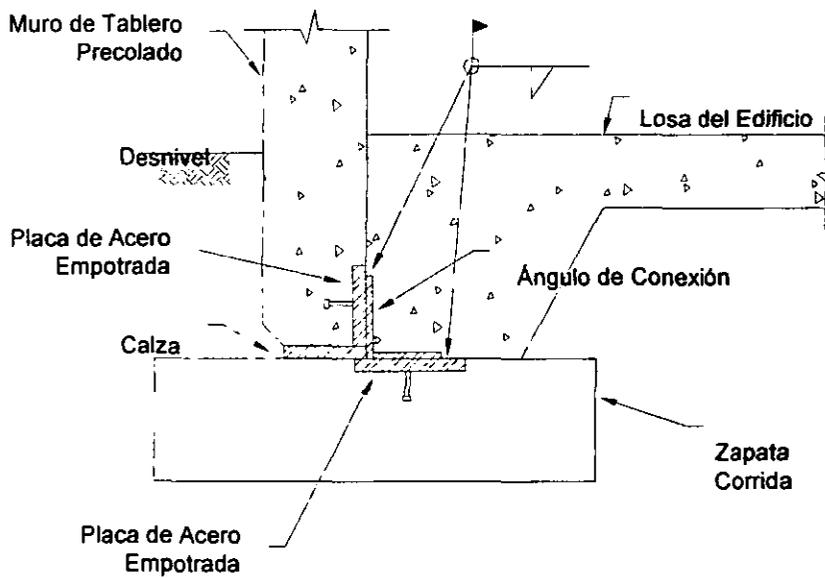


FIGURA 7.4 CONEXIÓN DE PANEL PRECOLADO A LA CIMENTACIÓN

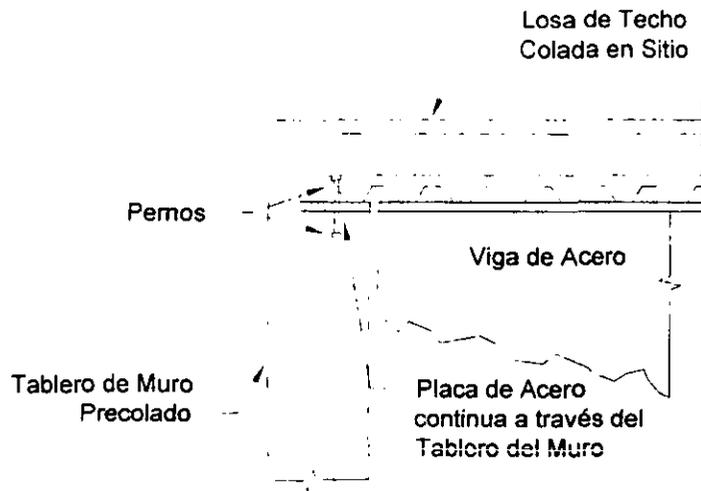


FIGURA 7.5 CONEXIÓN DE PANEL PRECOLADO A LA LOSA DE TECHO

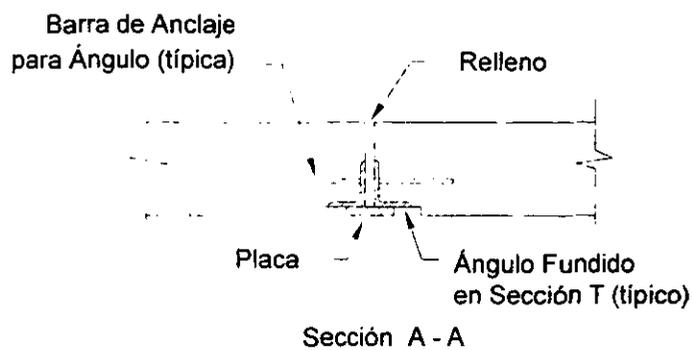
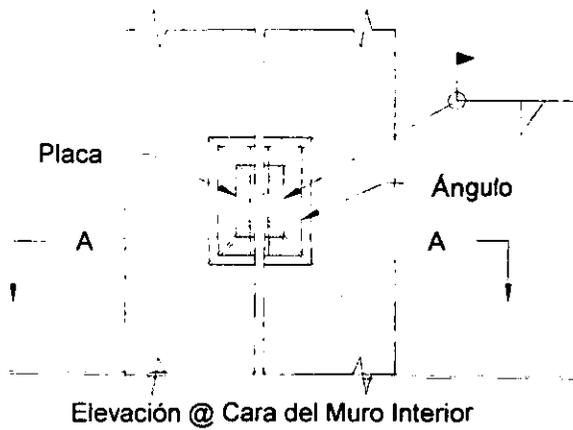


FIGURA 7.6 JUNTA VERTICAL DE PANEL PRECOLADO

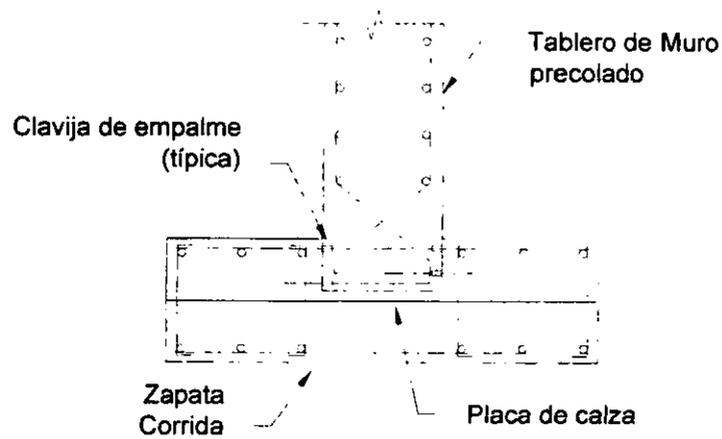


FIGURA 7.7 CONEXIÓN DE PANEL PRECOLADO A LA CIMENTACIÓN

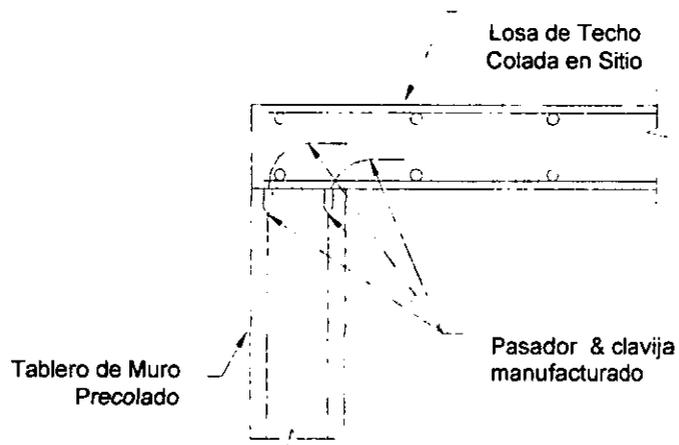


FIGURA 7.8 CONEXIÓN DE PANEL PRECOLADO A LA LOSA DE TECHO

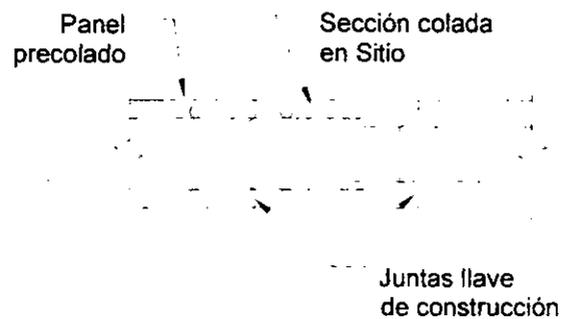


FIGURA 7.9 JUNTA VERTICAL DE PANEL PRECOLADO

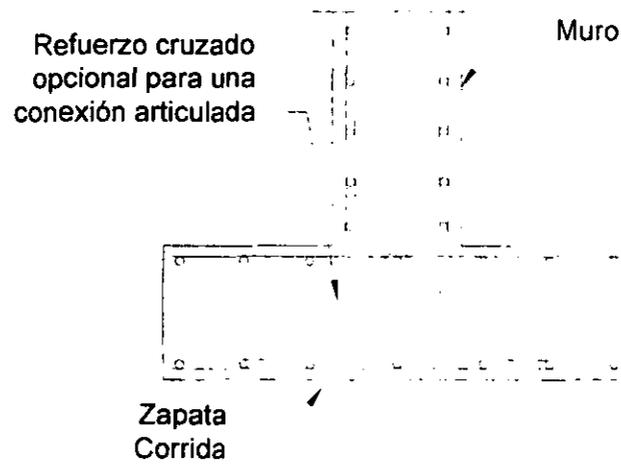


FIGURA 7.10 MUROS COLADOS EN EL LUGAR A JUNTAS DE CIMENTACIÓN

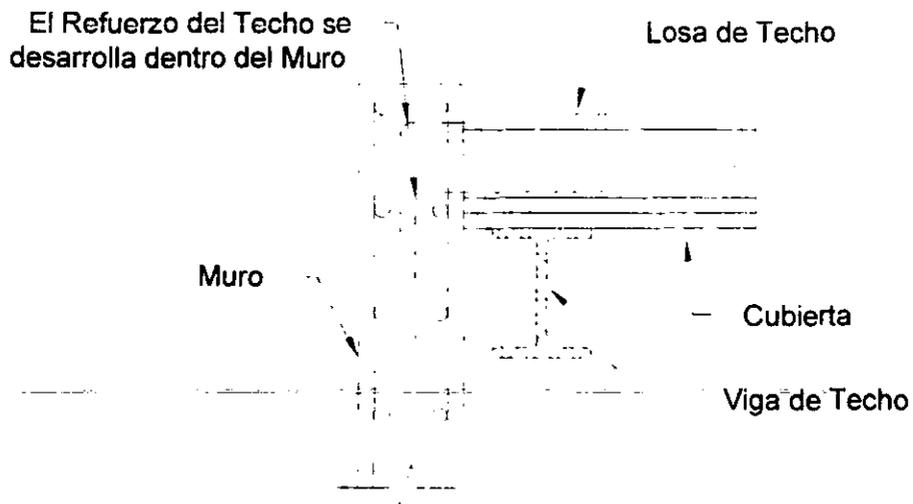


FIGURA 7.11 MUROS COLADOS EN EL LUGAR A JUNTAS DE LOSA DE TECHO

CAPÍTULO 8

CONSIDERACIONES AUXILIARES Y ARQUITECTÓNICAS

Este capítulo se dirige a consideraciones de resistencia a explosión para puertas, ventanas, aperturas de servicio, y requisitos especiales exteriores e interiores. Estas consideraciones deben ser dirigidas en forma conjunta por el equipo de diseño del edificio.

8.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Cuando hay una apertura en la envolvente resistente a explosión, la onda de explosión se propagará dentro y producirá un aumento en la presión interior. *TM 5-1300* ilustra un método para calcular el cambio en presión dentro de un edificio. Debe establecerse un valor para el incremento tolerable en la presión interna de los edificios y todos los muros interiores deben diseñarse de acuerdo con este valor.

Si se especifica una presión interior máxima permisible, en el criterio de diseño del edificio, el equipo de diseño debe asegurar que cada apertura bloquee completamente la propagación interior ó que se mitiguen adecuadamente los efectos.

El diseño de los diversos dispositivos, usados para proteger las aperturas de los edificios, constituye un campo especializado. Normalmente, el diseño detallado de los diferentes elementos y componentes de puertas, vidrios y marcos de ventanas, válvulas y atenuadores de explosión es realizado por el fabricante basado en los criterios proporcionados por el equipo de diseño.

8.2 PUERTAS

Esta sección trata del diseño de puertas para resistir la carga de explosión. Se discuten tipos y aplicaciones de puertas resistentes a explosión, y se proporcionan aproximaciones de diseño.

Las puertas del edificio, debido a sus requisitos funcionales y limitaciones asociadas con el material, son un eslabón débil en el diseño resistente a explosión. Puesto que es probable que las puertas sean la apertura más grande en un edificio, estas proporcionan la fuente potencial más grande de propagación de la onda creada por la explosión si la apertura falla. Por consiguiente, los requisitos para el diseño de puertas no deben ser menores que los correspondientes a muros, pisos, techos, y otros componentes estructurales.

8.2.1 DEFINICIONES

A lo largo de esta sección los términos bajo rango, mediano rango, y alto rango son usados para distinguir los niveles variantes de presión de explosión aplicados a las puertas resistentes a explosión. Los rangos que se presentan son de la investigación de publicaciones de algunos fabricantes de puertas resistentes a explosión. Los términos se definen vagamente como:

- Puerta de Bajo Rango. Una puerta diseñada para resistir una presión estática equivalente que sea menor de 3 psi (21 kPa).
- Puerta de Mediano Rango. Una puerta diseñada para resistir una presión estática equivalente en el rango de 3 psi a 25 psi (172 kPa).
- Puerta de Alto Rango. Una puerta diseñada para resistir una presión estática equivalente que excede 25 psi (172 kPa).

Es típico para el fabricante tener varios modelos en cada rango. Las puertas pueden variar significativamente en material, espesor, contención del material, perfil del marco y anclaje.

8.2.2 LIMITACIONES DEL COMPORTAMIENTO DE PUERTAS INDUSTRIALES COMERCIALES

El espesor efectivo promedio para puertas industriales metálicas (a cajón ó compuesta) es típicamente de 1 3/4" (4.4 cm) con revestimiento de acero de calibre 18. Una puerta compuesta consiste de un centro, núcleo inflamable firme amortiguado, normalmente de espuma de poliuretano ó tabla. En puertas metálicas a cajón se utilizan canales de calibre ligero como refuerzo vertical para agregar resistencia y rigidez.

Estas puertas son consideradas a menudo impropriamente como equipo aceptable para resistir sobrepresión de explosión en el rango de 0.7 psi (5 kPa) a 1.0 psi (7 kPa). Cuando la dirección inicial de la onda de explosión tiende a colocar la puerta dentro del marco, estas son susceptibles a deformaciones locales ó fallas de componentes que podrían hacer la puerta inoperable. Si la magnitud de la explosión es bastante significativa, podría ocurrir una falla catastrófica del armazón entero de la puerta. Las fuerzas de rebote también pueden crear preocupación. Estas puertas están provistas con material normal de construcción. Este tipo de material tiene limitaciones severas para resistir fuerzas que son el resultado de una explosión. Las fuerzas creadas por la explosión a menudo exceden el nivel de carga de los más comunes pestillos y bisagras usadas. Conociendo esto, se comprende que es inútil utilizar cualquier factor de seguridad, cuando se admite una puerta común que no se ha aprobado, como una alternativa conveniente de una puerta certificada resistente a explosión.

8.2.3 *NORMAS PARA EL DISEÑO DE PUERTAS RESISTENTES A EXPLOSIÓN*

Basado en el uso final deseado de la puerta, las pautas para la aceptación han sido clasificadas en tres categorías:

- Categoría 1. La puerta es operable después de acontecida la carga y el criterio de diseño preestablecido para esfuerzo, deflexión, y limitación de deformación permanente no se ha excedido. Debe especificarse un coeficiente de ductilidad de 1.0 ó menos (rango elástico) y una rotación del borde de la puerta de 1.2 grados. Esta categoría debe especificarse cuando: la puerta pueda necesitarse para resistir explosiones repetidas ó exista la posibilidad de que el personal quede atrapado, debido a que la puerta sea una salida principal del edificio.
- Categoría 2. La puerta es operable después de acontecida la carga, pero se permite deformación permanente significativa. Se recomienda un coeficiente de ductilidad en el rango de 2 a 3 y una rotación del borde de la puerta de 2.0. La puerta debe permanecer operable y esta categoría debe especificarse cuando exista la posibilidad de que el personal quede atrapado.
- Categoría 3. Se permite falla no catastrófica. El armazón de la puerta queda en la apertura. Ninguna falla estructural mayor ocurre en la estructura del tablero de la puerta, sistema para contener el material, marco ó anclaje del marco que impedirían al armazón de la puerta proporcionar una barrera a la propagación de la onda de explosión. Sin embargo, la puerta será inoperable. Se recomiendan un coeficiente de ductilidad en el rango de 5 a 10 y una rotación del borde de la puerta no mayor que 8 grados. Esta categoría sólo debe especificarse cuando no exista la posibilidad de que el personal quede atrapado.
- Categoría 4. Es aceptable la fuerza exterior de rebote y la falla resultante de los materiales.

8.2.4 *ESFUERZOS COORDINADOS CON LA FABRICACIÓN DE UNA PUERTA RESISTENTE A EXPLOSIÓN*

Debido a que el diseño de la puerta interactúa con los otros componentes estructurales de la instalación, es prudente aproximarse al diseño preliminar del sistema de la puerta resistente a explosión primero en la fase de diseño del proyecto. Como mínimo, el fabricante de puertas necesitará la siguiente información para suministrar el precio y completar los detalles del diseño:

1. Los marcos de puertas resistentes a explosión pueden anclarse en los muros circundantes a través de varios métodos. Estos pueden ser colados en el lugar en nuevo concreto, atornillados en concreto con anclas de expansión, soldando ó atornillando el marco a una estructura de acero existente. ¿Qué método de anclaje se usará?

2. ¿Cuales son las dimensiones de la apertura del muro y el tamaño de jamba de la puerta?
3. Se debe proporcionar la misma información relativa a la máxima sobrepresión incidente, máxima sobrepresión reflejada, y duración de la carga de explosión que se ha usado para los componentes estructurales.
4. ¿Hace la dirección de la fuerza de explosión acto para asentar la puerta en el marco ó derribar la puerta del marco?
5. ¿Debe permanecer el material de la puerta en el rango elástico ó elasto plástico?. ¿Se permite deformación permanente?
6. ¿Cuál es el límite para el coeficiente de ductilidad?
7. ¿Cuál es la deflexión permisible total en el centro del panel de la puerta ó los grados de rotación del extremo del panel de la puerta?
8. ¿Debe ser operable la puerta después de la explosión?
9. Se debe proporcionar información sobre requisitos arquitectónicos tales como: función de elementos, puertas cerradas, puertas abiertas para ayuda, pintura y acabados, requisitos de etiqueta de fuego, etc.

8.2.5 PRUEBAS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La mayoría de fabricantes de puertas resistentes a explosión, optan por realizar pruebas de carga estática en armazones del prototipo de puertas de bajo rango, para demostrar que el armazón resistirá la sobrepresión especificada. Sólo deben aceptarse pruebas estáticas si se ha considerado la respuesta estructural dinámica y factores de carga dinámicos y la puerta, marco, y contención de materiales son fabricados usando los mismos materiales, dimensiones, y tolerancias como aquellos en el prototipo de la prueba estática.

Es práctica común entre los fabricantes probar la integridad estructural de puertas de medio y alto rango por cálculos de diseño. Deben realizarse cálculos que apoyen la capacidad de la puerta, para encontrar el criterio de comportamiento bajo la carga especificada de explosión, mismos que deben entregarse al ingeniero para que realice la revisión antes de que se fabrique la puerta. Los cálculos deben cubrir la respuesta inicial de la puerta, rebote, y todos los elementos secundarios como los esfuerzos en la soldadura y conectores, pandeo local e inestabilidad local del alma en los miembros estructurales, capacidad de las bisagras, pestillos, y anclaje del marco a la estructura circundante.

8.2.6 ETIQUETAS DE FUEGO

Muchos fabricantes de puertas resistentes a explosión pueden ofrecer etiqueta de fuego "A" de 3 horas y "B" de 1½ horas, en puertas de bajo y medio rango, que certifican que la construcción de la puerta ha sido probada contra fuego por una agencia. Pocos fabricantes ofrecen una etiqueta de fuego de puertas de alto rango. Cuando el diseño de una puerta esta en conflicto con el procedimiento de etiqueta de fuego, a menudo el fabricante ofrecerá una carta que certifica que las puertas son de materiales resistentes al fuego que no contribuirán con su propagación. A menudo este método es aceptado por las autoridades de protección al fuego en el proyecto, sin embargo el fabricante debe consultar primero a las autoridades en la fase de diseño del proyecto para verificar la aceptación.

8.2.7 TIEMPO DE ENTREGA

Las puertas resistentes a explosión no son elementos "fuera del estante". Estas son construidas por pedido y los fabricantes generalmente requieren de 6 a 8 semanas después de la notificación de aprobación de los dibujos del taller y datos de diseño para planear y fabricar puertas de bajo rango, 10 a 12 semanas para puertas de medio rango, y 12 semanas ó más para puertas de alto rango.

8.3 VENTANAS

Las ventanas de vidrio ordinario no son adecuadas para sobrepresiones de explosión tan bajas como 0.2 psi (1.4 kPa). Muchas lesiones en accidentes de explosión son resultado de los fragmentos de vidrio. Por consiguiente, no se recomienda el uso de ventanas.

Cuando es necesario incluir ventanas en el edificio, hay tipos de materiales de resistencia superior en vidrio y cristal como: vidrio laminado, policarbonato, y la capa intermedia plástica, que pueden ser considerados aceptables dependiendo de la sobrepresión de diseño. Estos materiales se pueden utilizar en forma independiente ó como componentes en una construcción compuesta.

El vidrio armado es un tipo de vidrio templado con una capa incluida de malla de alambre que proporciona una barrera resistente al fuego. El vidrio templado es de resistencia relativamente baja y tiende a fracturar en fragmentos de forma de navaja afilada. Aunque la malla de alambre ayuda a ligar los fragmentos, debe evitarse utilizar el vidrio armado.

En el Capítulo 5 de *ASCE Seguridad Física*¹ se presentan varios tipos de materiales de vidrio y componentes estructurales de bastidores de ventana.

¹ ASCE Seguridad Física. Diseño Estructural para Seguridad Física: Informe de Estado de Prácticas. Comité de Trabajo en Seguridad Física. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, New York, 1997.

Las ventanas deben diseñarse para resistir la misma carga de explosión que los muros. El ingeniero debe definir el criterio estructural de diseño y coordinarse con el arquitecto para asegurar la interpretación correcta del fabricante.

8.4 APERTURAS DE SERVICIO

Los edificios resistentes a explosión requieren las mismas aperturas para la entrada de aire, descargas, cables de poder y control, y servicio de tuberías como los edificios convencionales. Para edificios resistentes a explosión, puede ser necesario proporcionar protección en las aperturas. Los fabricantes de dispositivos protectores para estas aperturas normalmente proporcionan el diseño.

La entrada para las instalaciones eléctricas y sanitarias puede ser dentro del subsuelo del edificio. Basado en economía y diseño, puede preferirse este tipo de entrada.

8.4.1 AMORTIGUADORES DE EXPLOSIÓN

Amortiguadores de explosión HVAC son dispositivos con elementos mecánicos que cierran dentro de milisegundos de la llegada de la onda de explosión. Están disponibles amortiguadores de explosión que permanecerán cerrados ó que volverán a abrirse después del retorno de la presión a la normal. Se proporcionan amortiguadores de explosión en marcos que requieren uniones apropiadamente diseñadas en elementos estructurales.

Debido a la necesidad de cerrar en milisegundos, los amortiguadores de explosión abiertos crean una pérdida importante de presión. Por consiguiente, las aperturas con dispositivos para amortiguar la explosión son más grandes que la entrada de un conducto normal. Esto debe ser considerado en la disposición de aperturas del edificio.

8.4.2 ATENUADORES DE EXPLOSIÓN

Atenuadores de explosión HVAC son similares a los amortiguadores de explosión excepto que estos no tienen ninguna parte móvil. Estos dispositivos son usados para reducir ó aminorar los efectos de la onda de explosión reduciendo el incremento interior en presión. Se proyectan para duraciones cortas de explosión y el fabricante proporcionará la información de diseño necesaria.

8.4.3 PENETRACIONES DE CABLE Y TUBERÍA

Las concentraciones grandes de cable sin protección, ó penetraciones de tubería, pueden producir una entrada importante de presión. A través del uso de dispositivos apropiados, el espacio anular alrededor del cable ó tubería puede ser completamente sellado. Alternativamente también pueden usarse placas de cierre.

8.5 CONSIDERACIONES INTERIORES DE DISEÑO

Deben tenerse consideraciones con ciertos elementos interiores. No deben montarse objetos funcionales ó decorativos en la superficie interior de un muro exterior. Rápidos movimientos internos del muro pueden desalojar objetos que causen lesión a las personas ó daños al equipo. Por las mismas razones, los archiveros y otros muebles no debe ponerse más cerca de la superficie interior de un muro que su máxima deflexión pronosticada.

Los techos suspendidos (cielo raso) son particularmente susceptibles a ser desalojados durante la explosión. Por lo tanto, las instalaciones de alumbrado del techo deben apoyarse independientemente.

8.6 CONSIDERACIONES EXTERIORES

La máxima carga de explosión reflejada es calculada asumiendo que el aire puede moverse alrededor de la estructura y aliviar eficazmente la presión. Los edificios deben configurarse para evitar atributos de la onda de explosión y que aumente la carga. Deben evitarse elementos como esquinas entrantes y salientes, ya que pueden experimentar cargas que son considerablemente más altas que la máxima sobrepresión reflejada.

El diseño del edificio no debe contribuir a la probabilidad de que vuelen escombros. Deben evitarse doseles y vestíbulos; ya que, estos son desalojados frecuentemente y podrían bloquear medios críticos de salida.

Normalmente, no se considera en detalle los efectos del impacto y la penetración de proyectiles en edificios. Es difícil, si no imposible, predecir su tamaño y velocidad. Por lo general un muro de concreto impedirá la penetración de la mayoría de los proyectiles. Una filosofía de riesgo neutro no considera tales efectos.

CAPÍTULO 9

EVALUACIÓN Y REALIZACIÓN DE MEJORAS A EDIFICIOS EXISTENTES

Este capítulo discute estrategias de evaluación estructural y opciones de actualización para edificios en plantas petroquímicas que pueden no ser adecuados para riesgos de explosión. Varias acciones pueden hacer necesario realizar una evaluación, incluso un cambio en la ocupación ó función del edificio, la adición de espacios en el edificio, cambios en el proceso de riesgo de explosión, cambios en la política corporativa, ó la realización de un Análisis de Riesgos de Procesos que indique que puede existir un problema.

Este capítulo asume que se ha hecho una decisión para evaluar y posiblemente actualizar un edificio que no tiene resistencia adecuada a explosión. Esta decisión depende de consideraciones de seguridad y económicas (*API RP-752 y CCPS*).

A pesar de que la realización de mejoras a edificios existentes, que se presentan en la referencia *Diseño Estructural para Seguridad Física: Informe de Estado de Prácticas, ASCE Seguridad Física*, es para edificios que tienen carga de explosión relacionada específicamente con la amenaza de bomba externa ó interna, la técnica de análisis y diseño para proporcionar resistencia a las estructuras es similar en muchas maneras.

9.1 ESTRATEGIAS DE EVALUACIÓN

Una consideración principal en la estrategia de evaluación es la selección del criterio de respuesta apropiado para los edificios existentes. Para estas estructuras el incremento del costo por mejoras, usando el mismo criterio que en diseños nuevos, puede ser muy importante. Una meta común del comportamiento para las estructuras existentes, es absorber cargas de explosión a través de la respuesta inelástica cerca de la falla incipiente. Si puede demostrarse que se protegerá al personal, puede aceptarse la respuesta dinámica cerca de la falla incipiente de la estructura para edificios existentes. La selección de límites de respuesta se discute en el Capítulo 4.

Una evaluación importante, pero a veces pasada por alto, es verificar las condiciones en que se construye el edificio. Las modificaciones hechas desde la construcción original pueden no reflejarse en los dibujos del diseño. En muchos casos, estas modificaciones pueden reducir la capacidad resistente a explosión de la estructura, tal como ocurre con la construcción de aperturas para puertas y otras penetraciones grandes.

La actualización de edificios existentes puede ser de rangos mínimos, como el reemplazo de ventanas, a muy importantes, como proporcionar una coraza de concreto ó quizás relocalizar las funciones de la instalación. Es importante recordar que el costo no sólo involucra la construcción, sino también el tiempo fuera de servicio debido a la interrupción de funciones que pueden ser necesarias para llevar a cabo las mejoras.

Típicamente, el estudio de protección a explosión para un edificio existente involucra los siguientes pasos:

1. Determinar la ubicación y magnitud de probables fuentes de explosión, y establecer las cargas de explosión en el edificio.
2. Establecer el nivel apropiado de protección a explosión para el edificio, basado en su categoría ó función.
3. Analizar el edificio y evaluar los componentes estructurales que deben resistir la explosión.
4. Determinar si existen deficiencias en la estructura con base en su evaluación y la resistencia requerida a explosión.
5. Identificar las diferentes opciones de actualización y realizar la selección basado en la viabilidad técnica y costo efectivo.

9.2 OPCIONES DE ACTUALIZACIÓN

Las mejoras a instalaciones existentes dependen del incremento que puedan proporcionar en la capacidad requerida a explosión. Los niveles de protección a explosión generalmente se basan en categorías de edificios, función, nivel de riesgo y cargas de explosión. Se realiza una valoración estructural y evaluación del costo para determinar la mejor alternativa a usar.

Pueden utilizarse las siguientes alternativas para incrementar la capacidad a explosión de edificios existentes. Es importante notar que cada opción de actualización está limitada generalmente en términos de cuánta resistencia a explosión puede proporcionar.

- Reforzar las conexiones de los miembros para prevenir la falla de cortante. Puede ser que todas sean necesarias si la capacidad a explosión es marginal. La opción más costosa puede incluir el reemplazo de miembros existentes que no puedan reforzarse adecuadamente.
- Incrementar la capacidad de momento en estructuras agregando nuevo refuerzo lateral entre los elementos estructurales.

- Reforzar los tableros metálicos mejorando las conexiones del extremo. y reduciendo el claro de los tableros agregando largueros y viguetas.
- Reforzar muros de mampostería con varillas y concreto, ó agregando capas de concreto lanzado por afuera de los muros.
- Colocar tableros de concreto reforzado colados en el sitio delante de muros existentes.
- Construir una coraza alrededor del edificio.
- Construir un muro barrera en los lados del edificio que enfrenten posibles fuentes de explosión.
- Reemplazar ó eliminar ventanas, y reemplazar puertas de capacidad insuficiente con puertas resistentes a explosión.
- Algunos otros métodos para reducir riesgos de explosión incluyen: modificar la configuración arquitectónica del edificio, quitar muros de parapeto, eliminar cercamientos exteriores alrededor de las puertas, reemplazar conexiones rígidas entre los muros exteriores e interiores, y reemplazar particiones interiores de bloques de concreto. Aunque estos métodos no aumentan directamente la resistencia a explosión del edificio, son eficaces reduciendo el daño potencial a los habitantes.

9.2.1 CONEXIONES

El reforzar las conexiones es a menudo la principal actualización en costo efectivo para edificios existentes, si no se requiere quitar muros interiores y equipo. Para que un miembro absorba energía de explosión y sea estructuralmente eficaz, debe desarrollar su capacidad de flexión plástica total. Esto requiere un incremento sustancial en la capacidad a cortante en las conexiones para evitar la falla.

Una conexión de cortante típica para un larguero de muro podría consistir de dos tornillos de lengüeta de cortante relativamente delgados. Cuando una carga de explosión se aplica al larguero, el arrancamiento de la lengüeta puede ocurrir debido a un número inadecuado de tornillos ó a la capacidad insuficiente de la soldadura. Esto evitará que se desarrolle la capacidad de momento plástico del miembro y, por lo tanto, se reducirá su resistencia a explosión. Una actualización típica para este tipo de conexión es la adición de una nueva lengüeta de cortante soldada ó atornillada a la columna existente y al larguero.

Miembros que trabajan a flexión que deben desarrollar capacidad de momento en el extremo, debido a carga de explosión, pueden ser inadecuados porque se diseñaron para esfuerzos debidos a una carga estática y no para desarrollar su resistencia última. Las conexiones normales del marco, están basadas en la distribución elástica de esfuerzos, en lugar de una distribución plástica en la sección transversal. Las placas de conexión deben proporcionar una capacidad en exceso de la resistencia dinámica de fluencia de los patines.

Otra consideración al desarrollar los detalles de conexiones para estructuras resistentes a explosión, es determinar la trayectoria redundante de la carga. Debido a que estos elementos pueden ser esforzados cerca de su capacidad última, la posibilidad de una sola falla debe ser considerada. Cuando es posible, se debe proporcionar una trayectoria de carga alternativa si debe ocurrir una falla. Debe considerarse el número de componentes en la trayectoria de carga y las consecuencias de fallas únicas. El concepto importante en el desarrollo de estos detalles es trazar la carga ó reacción a través de la conexión. Esto es mucho más crítico en el diseño resistente a explosión que en estructuras con carga convencional.

La inversión de carga no se considera en el diseño de conexiones para carga convencional. Como se discutió en el Capítulo 6, las fuerzas de rebote producen que la respuesta de los miembros pueda ser considerable. Estas fuerzas son una función de la masa y rigidez del miembro, así como de la proporción de la carga de explosión con la resistencia máxima. También deben analizarse las conexiones que proporcionen apoyo adecuado durante la carga de la fase positiva para la carga de rebote. Si el miembro se desaloja durante el rebote debido a conexiones inadecuadas, puede ocurrir el derrumbamiento progresivo ó la falla de la estructura. Cuando estos miembros fallan, una pérdida de refuerzo lateral para otros componentes puede ocurrir y puede disminuir su resistencia dramáticamente. Es importante diseñar las conexiones para fuerzas de rebote, no sólo para las estructuras de acero, sino también para las estructuras de concreto. En un diseño típico para cargas externas, el apoyo de un elemento en la fase de carga positiva puede ser proporcionado por presión directa, como por ejemplo un muro que proporciona apoyo a la cubierta de techo. En el rebote la reacción debe ser proporcionada por el refuerzo de barras unidas dentro del techo ó losa de piso. Si estas barras no tienen las dimensiones para resistir la carga de rebote, el muro puede caer lejos de la estructura y causar el colapso de la cubierta de techo.

Es importante que las conexiones para miembros con carga de explosión tengan capacidad de rotación suficiente. Una conexión puede tener fuerza suficiente para resistir la carga aplicada; sin embargo, cuando ocurre deformación significativa del miembro, esta capacidad puede reducirse debido a la flexión de rigidizadores, patines, etc. La Figura 9.1 es un ejemplo de diseño para conexión con gran capacidad de rotación.

Las conexiones para tableros precolados pueden ser un problema para edificios con carga de explosión. Las conexiones típicas para muros confían en dirigir la presión del tablero al apoyo para cargas positivas, y a placas soldadas para cargas negativas. El rebote que ocurre en tableros rígidos, debido a carga de explosión, puede ser muy alto y las conexiones usadas en diseños convencionales pueden ser inadecuadas para resistir esta carga. Se requieren a menudo cambios considerables y costosos para desarrollar la capacidad total de tableros precolados.

Es a menudo deseable utilizar la capacidad en el plano de tableros precolados, para que funcionen como muros de cortante para resistir cargas laterales. Las conexiones proporcionadas entre miembros precolados adyacentes, son a menudo inadecuadas para desarrollar la capacidad requerida en el plano. Por lo general es muy costoso agregar esta capacidad a una estructura existente.

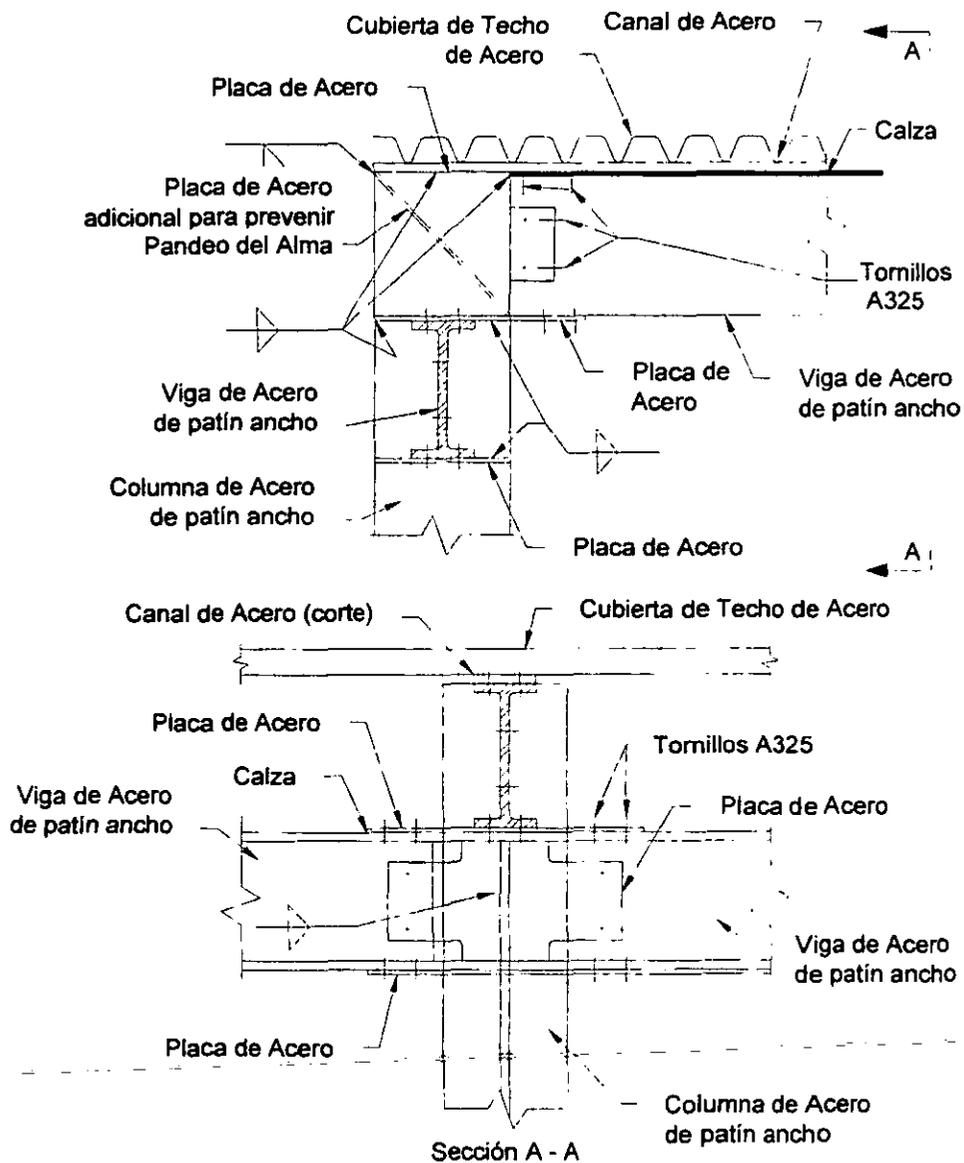


FIGURA 9.1 DETALLE DE CONEXIÓN CON GRAN CAPACIDAD DE ROTACIÓN
(BASADO EN TM 5-1300)

Los conectores de cortante se usan para asegurar una losa de techo a un sistema de marco de acero estructural para cargas de rebote en diseños nuevos. Esta opción puede no estar disponible para la actualización de estructuras existentes. Para tal fin, es necesario proporcionar tornillos al marco estructural con una placa de apoyo en el lado superior de la losa.

9.2.2 ARRIOSTRAMIENTO

Muchas vigas, viguetas, y largueros en estructuras petroquímicas existentes, no son capaces de desarrollar su capacidad de momento plástico total por cargas en el plano de sus almas, debido al apoyo lateral inadecuado del patín a compresión. Estos elementos pueden tener algún arriostramiento de sus patines a compresión para cargas convencionales de gravedad ó viento en una dirección, y ningún arriostramiento para cargas de rebote de explosión en la otra dirección. Una manera económica de incrementar la resistencia a explosión, es agregando nuevo arriostramiento lateral a estos elementos, ó tomar ventaja de la resistencia lateral de miembros de muro y techo; ya que, estos elementos proporcionan apoyo por la unión entre ambos.

El nuevo arriostramiento lateral puede estar compuesto por perfiles de acero estructural de peso ligero, soldados ó atornillados al patín de compresión que soporta la carga del miembro. Los costos de los materiales son muy bajos comparados con los importantes beneficios realizados en la capacidad adicional de momento. El costo de la construcción y la interferencia en el funcionamiento de la planta, generalmente se consideran factores decisivos en si ó no una "actualización del arriostramiento" puede ser considerado como económico. En instalaciones de cuartos de control y laboratorios, las vigas y viguetas están debajo del techo principal y sobre un interior ó cielo raso. El esfuerzo de construcción tendría que ser dirigido desde adentro del edificio, y puede interferir con su operación.

Tomando ventaja de los miembros estructurales existentes, el arriostramiento lateral puede incluir la unión de los patines de miembros de acero con los elementos a los que proporciona apoyo como son: cubiertas de concreto preesforzado, cubiertas de concreto sobre plataformas de metal, tableros de metal ó de fibra reforzada plástica (FRP). Este refuerzo generalmente incrementa sólo la capacidad de momento para cargas de explosión descendentes. Si el análisis muestra que el rebote ascendente ocurre, los patines en tensión también pueden necesitar nuevo refuerzo. En la Figura 9.2 se presenta una configuración de arriostramiento típico. También pueden usarse varillas como arriostramiento para unir el patín de base a las vigas de techo (Figura 9.3).

Debe tenerse cuidado al usar tableros de metal ó FRP para proporcionar apoyo lateral. Estos pueden haberse esforzado en acción de membrana, por la carga de explosión, y pueden no ser capaces de proporcionar resistencia a los miembros que apoyan. Debe evaluarse la capacidad de los tableros en el plano, y proporcionar arriostramiento adicional cuando sea requerido.

Las viguetas de alma abierta tienen apoyo lateral adecuado para impedir a la cuerda superior el pandeo lateral bajo las cargas publicadas en las tablas del fabricante. Para mayor resistencia que las cargas de las tablas ó para comportamiento plástico de las vigas, puede requerirse arriostramiento adicional. Las evaluaciones deben estar basadas en la forma de construcción e inspecciones de campo en los elementos y soldaduras. Si se requiere la resistencia de rebote, pueden requerirse puntales adicionales.

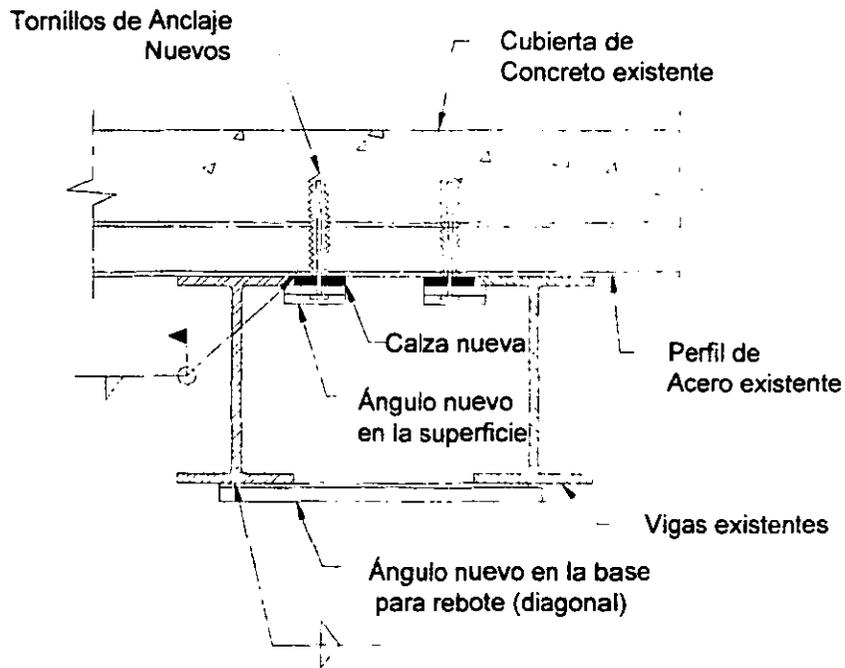


FIGURA 9.2 DETALLES DE ARRIOSTRAMIENTO

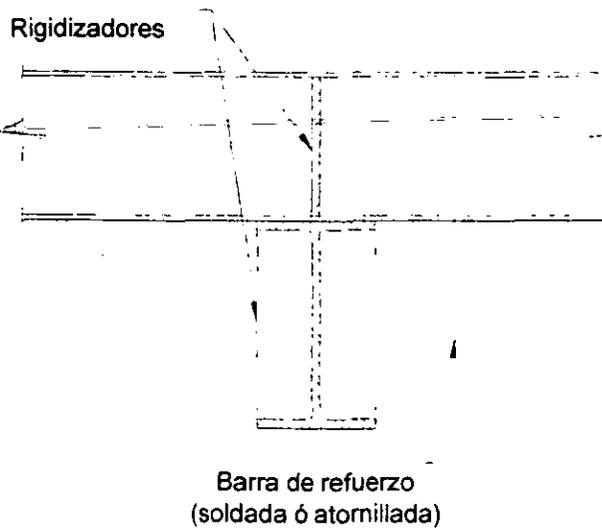


FIGURA 9.3 ARRIOSTRAMIENTO DEL PATÍN INFERIOR

Para vigas de alma llena la adición de rigidizadores transversales, separados a lo largo del claro, aumentará la resistencia del alma a pandeo, cortante y momento. En almas con gran peralte, se puede utilizar un rigidizador longitudinal para aumentar la capacidad de la sección. Si ocurre el rebote del sistema, necesitará evaluarse el arriostramiento lateral del otro patín.

En muchos edificios existentes se tiene la oportunidad de incrementar la capacidad de las columnas de acero, proporcionando arriostramiento adicional al eje débil (ó al eje fuerte de ser necesario). Las columnas alrededor del perímetro del edificio pueden unirse a los muros para agregar rigidez lateral a través del apoyo en el plano del muro, con tal que la deformación normal al plano del muro sea mínima bajo la carga de explosión. Es de notarse que la deformación sustancial del muro limitará su capacidad para ser un arriostramiento. Para aumentar la capacidad de las columnas, donde este arriostramiento no es factible, puede considerarse el refuerzo con placas u otros perfiles.

9.2.3 *TABLEROS DE METAL*

Normalmente se usan tableros de metal como revestimiento exterior para edificios en instalaciones petroquímicas. Sin embargo, los tableros de metal no proporcionan buena resistencia a explosión en la mayoría de los casos sin realizar alguna modificación. Debido a que estos se construyen de material de calibre delgado, tienden a pandearse antes de alcanzar su capacidad última plástica. Cuando ocurre el pandeo, la sección transversal en el punto crítico se vuelve plana y se reducen las propiedades de la sección. La resistencia a flexión en este punto es esencialmente nula. La resistencia proporcionada más allá de esta zona es debida a respuesta de membrana, que se caracteriza por el alargamiento del tablero. Para lograr este tipo de respuesta es necesario contener los extremos del tablero para proporcionar la reacción requerida.

Un diseño convencional utiliza pequeños tornillos autorroscantes para unir ángulos de base y largueros del muro para sujetar los tableros en el lugar. Estos tornillos no son suficientes para desarrollar la capacidad de membrana de los tableros, debido al desgarramiento a través del extremo del tablero así como el arrancamiento encima de la cabeza de los tornillos. Para aumentar la capacidad de membrana, es necesario reducir la carga en cada tornillo y/o aumentar la distancia al borde en el extremo del tablero. Esto proporcionará longitud de cortante adicional para evitar una falla prematura.

Otra opción para aumentar la capacidad es limitar la cantidad de carga producida en los extremos del tablero. Es a menudo innecesario desarrollar la capacidad de membrana total del tablero para resistir la carga de explosión. Puede realizarse un análisis para determinar la resistencia máxima real del tablero y el tamaño de las conexiones para esta carga. El uso de un apoyo flexible también limitará la magnitud de la carga que ocurre en los extremos del miembro. Esto puede lograrse empleando un apoyo que se deforme en flexión y limite la reacción del extremo. Este tipo de conexión se muestra en la Figura 9.4.

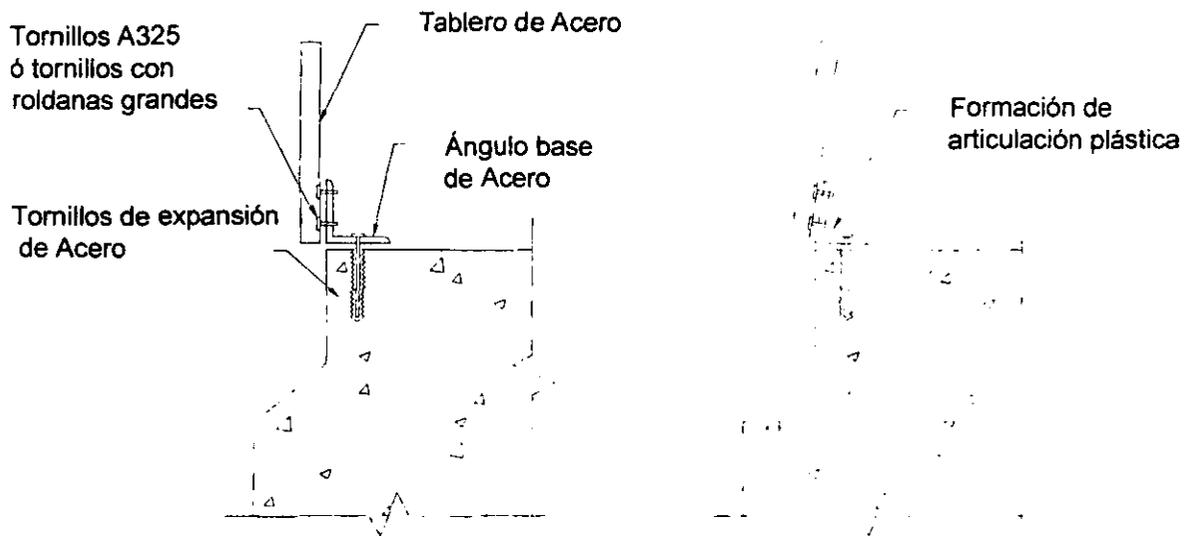


FIGURA 9.4 DETALLE DE ÁNGULO BASE PARA CONEXIÓN FLEXIBLE

Para aumentar la capacidad de la conexión en los extremos de los tableros de metal, deben usarse roldanas de medida especial. Esto proporcionará área de fricción adicional para resistir cargas en el plano y también previene el arrancamiento del tablero encima de la cabeza del tornillo.

Reduciendo la longitud del claro se incrementa la capacidad de los tableros de metal en flexión. Puesto que la resistencia es una función del cuadrado de la longitud del claro, la adición de miembros de apoyo intermitentes pueden ser muy eficaces, aumentando la capacidad a explosión de tableros. Esto puede lograrse agregando largueros de muro ó viguetas de techo a la estructura. El costo de estas mejoras puede ser bastante alto si el interior del sistema estructural no es fácilmente accesible, ó si la construcción requiere interrupción de funciones.

Cuando no es factible reforzar los tableros existentes pueden reemplazarse con tableros de metal de mayor calibre ó con tableros especialmente diseñados para resistir la explosión. Hay tableros disponibles comercialmente que han sido desarrollados para protección contra ataques terroristas.

9.2.4 UNIDADES DE MAMPOSTERÍA CON CONCRETO

Muchas estructuras petroquímicas tienen muros de unidades de mampostería con concreto (CMU) con poco ó ningún refuerzo de acero. Este tipo de construcción carece de ductilidad y tiene resistencia relativamente baja a carga de explosión.

Una opción de actualización es agregar barras de refuerzo a las celdas de CMU y entonces llenar las celdas con concreto. Debe prestarse atención a la cantidad de refuerzo para

no exceder el límite máximo del código. Para tener acceso a la superficie de las celdas se necesitará demoler partes del techo y reemplazarlas. Las celdas deben estar libres por fuera antes de colocar el concreto para quitar el exceso, y libres durante el fraguado para que este consolide. El proceso para mejorar un muro existente, con este método, es una labor de operación intensa. Para justificarlo económicamente, pueden probarse otras opciones de actualización. También, la interferencia con ductos en las esquinas ó vigas puede evitarse reforzando con barras de acero y con concreto a los muros existentes.

Si el refuerzo con acero y concreto es una opción viable, los muros deben analizarse para cortante y flexión fuera del plano usando el procedimiento planteado en el Capítulo 6. Una preocupación importante son las reacciones dinámicas de las cargas de explosión fuera del plano. Los muros de mampostería sin refuerzo se construyen con poca ó ninguna conexión a la losa de piso, cimentación ó al techo diafragma. Para mejorar estas conexiones, la base del muro actualizado puede conectarse a su elemento de apoyo de acuerdo a los siguientes métodos:

- Usando restricción con concreto en uno ó ambos lados del muro.
- Usando ángulos de acero estructural como restricción en uno ó ambos lados del muro.
- Quitando el revestimiento de los bloques inferiores, y taladrando agujeros en la losa para el refuerzo del muro a ser insertado adentro.

El proceso para ganar acceso a la superficie de las celdas del muro, para la colocación de las barras de refuerzo, proporcionará una oportunidad para conectar la superficie del muro al techo diafragma de concreto. Si originalmente el techo de concreto estuviera cubriendo la superficie del muro, necesitará quitarse para instalar las barras de refuerzo y el concreto en las celdas verticales. Cuando la sección eliminada es reemplazada, esta debe unirse al nuevo refuerzo. Si el techo no es de concreto, las modificaciones necesitarán incorporar el diseño del sistema de apoyo del techo para mantener la transferencia de la reacción del muro al techo diafragma.

La actualización de muros de mampostería colocados perpendiculares a la carga de explosión, también pueden servir como muros de cortante. Estos deben analizarse para cortante y flexión en el plano según el procedimiento planteado en el Capítulo 6. La conexión entre el muro de cortante y el diafragma ó cimentación también debe evaluarse.

Hay otras opciones para la actualización de muros de mampostería de CMU existentes. La primera de ellas sería agregar miembros de acero entre los marcos para reducir el claro vertical del muro. Normalmente deben unirse los miembros de acero al muro existente. Si esto no se realiza, entonces debe evaluarse la carga de rebote.

La segunda opción podría ser agregar acero ó capas de fibras reforzadas de concreto lanzado a la superficie exterior de un muro de CMU. El concreto lanzado agrega ductilidad significativa al muro, incrementa la inercia de la masa y une los bloques existentes. Esto previene que los bloques sean desalojados cuando el muro sufre deflexión. Este tipo de

construcción exterior puede lograrse con interrupciones mínimas a las funciones del edificio. Puede ser necesario realizar modificaciones a la cimentación, para resistir la carga muerta adicional por la aplicación del concreto lanzado.

Un tablero de concreto colado en el lugar ó precolado puede ponerse en el exterior del muro, como es mostrado en las Figuras 9.5 a 9.7. La tercera opción consiste en un sistema de revestimiento de acero con largueros como es mostrado en la Figura 9.8. Una separación, mayor que la respuesta predicha, debe mantenerse entre los tableros y el muro de CMU. Esto prevendrá a los bloques de golpearse con el edificio cuando el tablero externo se desvíe bajo la carga de explosión. La cimentación, losa de piso y el techo diafragma probablemente necesitarán incrementar su longitud para proporcionar apoyo a los tableros. Las conexiones del tablero con la cimentación existente, ó con el sistema de techo, también deben incorporarse en el diseño.

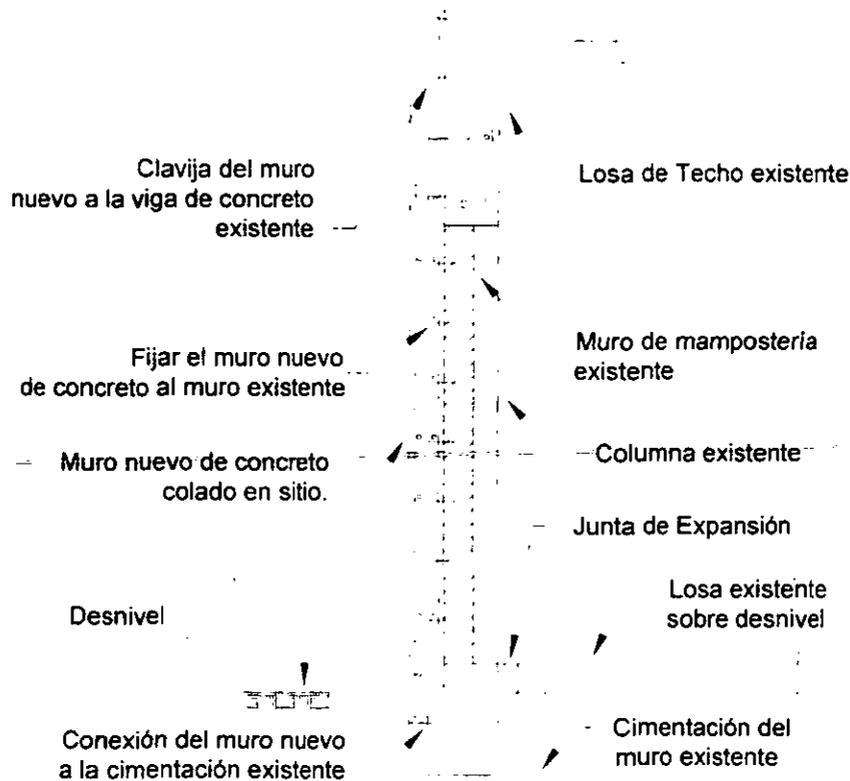


FIGURA 9.5 MURO ACTUALIZADO CON TABLEROS DE CONCRETO COLADOS EN EL LUGAR

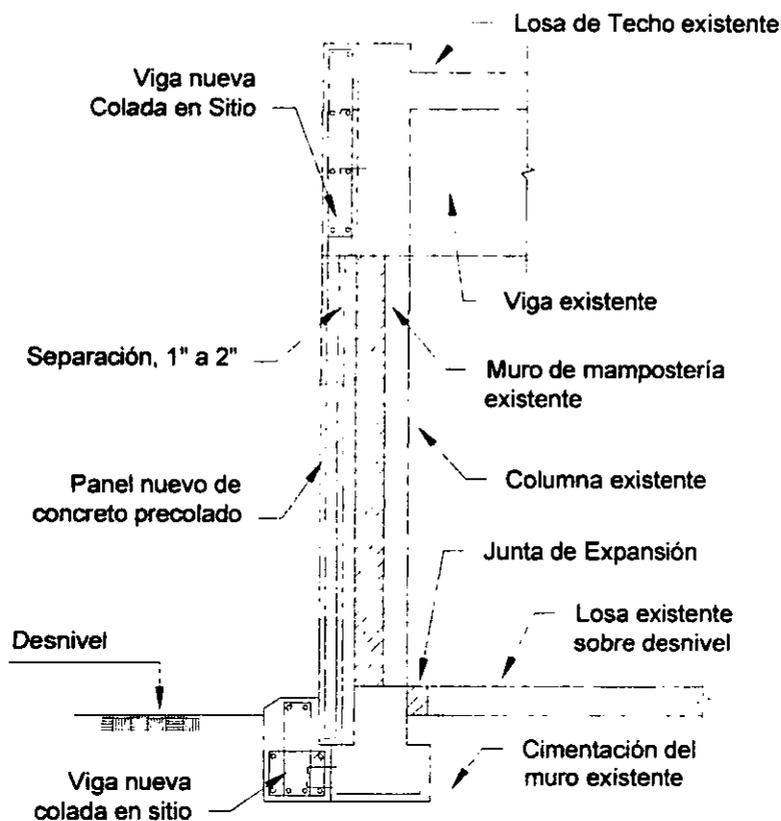


FIGURA 9.6 MURO ACTUALIZADO CON TABLEROS DE CONCRETO PRECOLADO

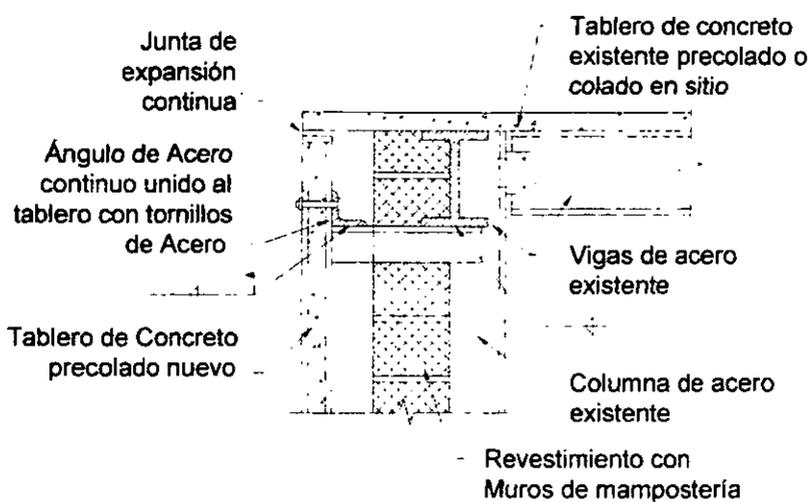


FIGURA 9.7 DETALLES DE CONEXIÓN DE TABLEROS DE CONCRETO PRECOLADO

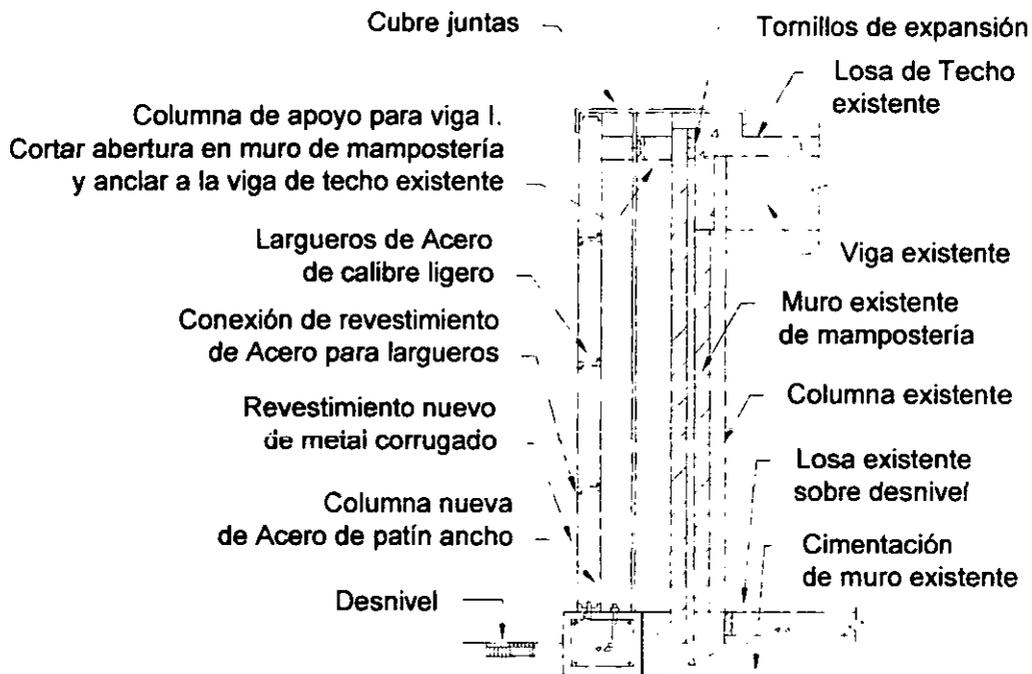


FIGURA 9.8 MURO ACTUALIZADO CON SISTEMA DE REVESTIMIENTO DE ACERO CON LARGUEROS

9.2.5 CORAZAS

Cuando las opciones para reforzar una estructura existente no son factibles, una coraza de concreto independiente (ó capullo) puede construirse alrededor de la estructura. Factores que hacen a las corazas una opción atractiva son:

- La interrupción de operaciones continuas se minimiza porque el trabajo se hace fuera del edificio.
- Una coraza puede proporcionar casi cualquier resistencia específica a explosión. Esto no es verdad para otras opciones de actualización donde se aplican ciertos límites superiores.
- La construcción puede ser el menor problema con la coraza. La logística de diseño de refuerzo convencional con opciones alternativas de actualización puede ser bastante difícil. El refuerzo de las conexiones y arriostramientos pueden requerir apoyos temporales de los miembros a reconectarse. El acceso a juntas críticas para realizar el refuerzo a veces puede ser casi imposible.

Se muestran sugerencias en algunas de las opciones de actualización de coraza en la Figura 9.9. Varios problemas, sin embargo, necesitan ser dirigidos. Las consideraciones siguientes no son todas inclusive:

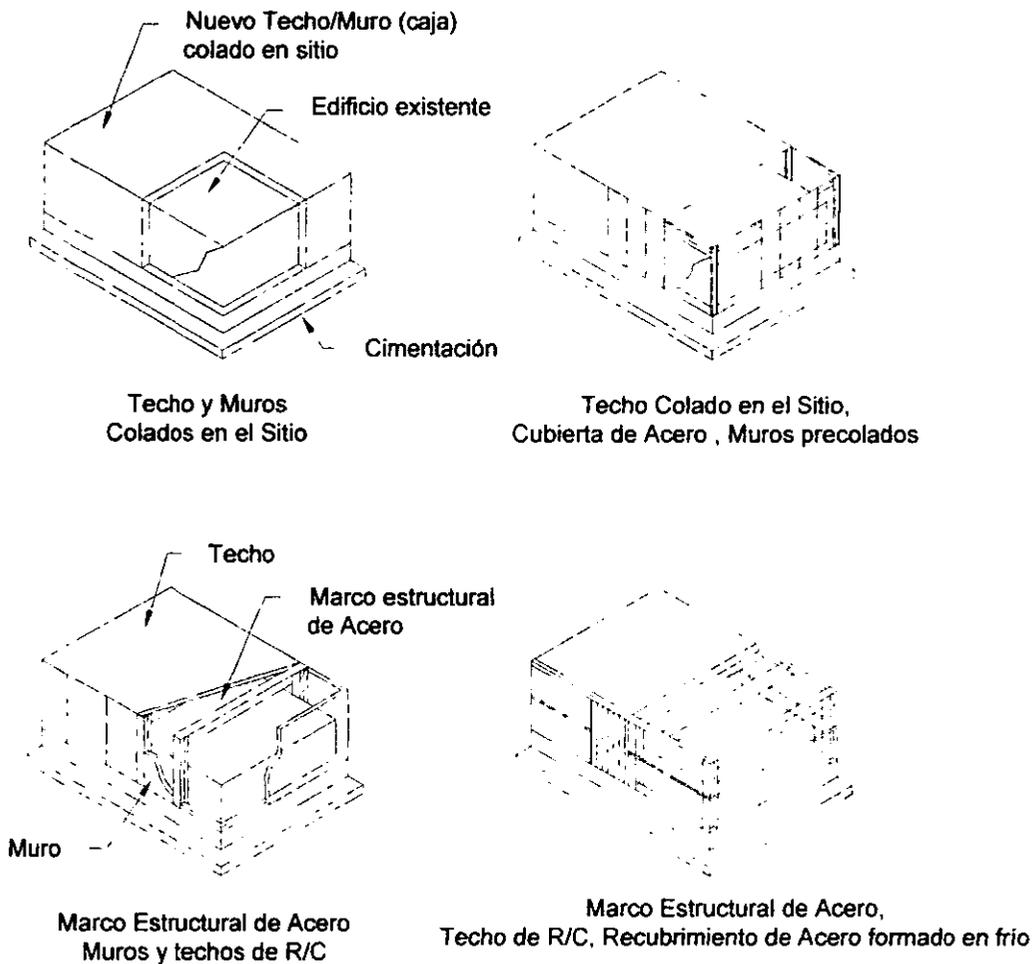


FIGURA 9.9 CORAZA RESISTENTE A EXPLOSIÓN ALREDEDOR DEL EDIFICIO EXISTENTE

- **Cimentaciones:** Debe mantenerse una separación entre el muro nuevo y el existente, para prevenir al muro existente ó bloques de golpearse con el edificio, cuando el tablero externo se desvíe bajo la carga de explosión. El ancho de esta separación afecta la ubicación del cemento para la coraza exterior. Idealmente la coraza se apoyara en su propia cimentación nueva. Pero un muro ancho, requerido para alta carga de explosión.

puede necesitar una cimentación grande que podría invadir el área de la cimentación existente. En este caso, la técnica incluirá alternar el nivel horizontal del cimiento, ó quizás usar pilas ó pilotes adyacentes a la cimentación existente.

- Estructural: El espesor de columnas de acero estructural debe encajar en el espacio entre el muro nuevo y el existente.
- Ductos. Los soportes de tubos y de cables que estén en algún lugar adyacente al edificio existente requerirán atención especial. Las penetraciones en el muro nuevo son necesarias para los cables de poder y líneas de instrumentación. Estas aperturas no deben afectar adversamente la tasa de presión del edificio.

9.2.6 MUROS BARRERA

Otro posible esquema proteccionista, aunque usado raramente en la industria petroquímica, es un muro barrera resistente a explosión. Un muro barrera puede usarse para proporcionar protección de los fragmentos y reducir cargas reflejadas al muro. Sin embargo, no reducirá la sobrepresión en el techo y no proporcionará protección a los muros laterales.

La carga en edificios existentes dependerá de la proximidad a los muros barrera. Alguna reducción de la sobrepresión reflejada, resultará dentro de una distancia horizontal alrededor del doble de la altura del muro barrera. Más allá de esta distancia, los efectos de un muro barrera son casi nulos. La cuantificación de la reducción de presión es difícil y muchas veces requiere un modelo sofisticado por computadora. Por lo general esto es más costoso que construir el muro barrera. Esto es especialmente cierto cuando la estructura de interés no tiene capacidad suficiente para resistir la carga de explosión en el techo.

9.2.7 VENTANAS

Las ventanas pueden constituir un importante riesgo a los ocupantes de edificios existentes. Para escoger la opción más apropiada para actualizar las ventanas, se requiere conocer la relación entre la resistencia del vidrio y la carga de explosión. Esto está limitado por datos disponibles de pruebas de explosión de los fabricantes de vidrios en productos específicos.

En general, la actualización de ventanas puede incluir:

- Eliminación de ventanas. Un requisito común es que ninguna ventana se permite dentro de 200 pies (61 m) de una fuente de explosión. Muchos cuartos de control en la industria petroquímica usan pantallas de circuito cerrado de TV para mirar las unidades de proceso.

- Colocación de película de plástico en ventanas. La aplicación de película no mejora la resistencia del vidrio, sólo reduce sus fragmentos. Debe tenerse cuidado para no cambiar riesgos de pequeños vidrios esparcidos con riesgos de impacto directo.
- Reducir el ancho del área abierta del vidrio agregando puntales de apoyo ó parteluz.
- Instalación de un “sistema de agarre” para bloquear fragmentos grandes de vidrio, ó incluso la hoja de vidrio de la ventana ó el marco entero. El sistema debe ser capaz de detener el proyectil de la ventana total dentro de una distancia razonable.
- Reemplazo de vidrios templados ordinarios con:
 - a. Vidrios fortalecidos al calor,
 - b. Vidrios de policarbonato como Lexan,
 - c. Vidrio laminado que típicamente consiste en dos o más capas de vidrio fortalecido al calor unido por una capa intermedia de butyral polivinílico (PVB) como el Saflex.

Los efectos de la presión negativa y rebote pueden ser muy importantes para el vidrio, y debe evaluarse para el diseño de actualización. Debe notarse que aun cuando una ventana se actualiza con un tipo de vidrio de mayor resistencia, la integridad estructural del marco de la ventana debe investigarse. Si el apoyo del marco no puede resistir la carga de explosión, el marco entero se volverá un riesgo en lugar de los fragmentos pequeños de vidrio.

9.2.8 PUERTAS

La resistencia a explosión, de puertas convencionales, está generalmente limitada por su capacidad en la dirección del derribe. Una puerta convencional metálica a cajón, sin refuerzo y con un pestillo cilíndrico, puede ser adecuada para resistir una fuerza de rebote de 50 psf (2.4 kPa). Una puerta con un pestillo de muesca puede ser adecuada para una fuerza de rebote de 100 psf (4.8 kPa). Si la presión de explosión excede esto, pueden considerarse otras alternativas. Éstas incluyen colocar muros barrera internos ó externos, instalación de puertas y marcos resistentes a explosión. Las puertas resistentes a explosión, se proporcionan típicamente con un armazón completo incluyendo la puerta, marco, materiales y accesorios. Esto se debe a que todos los componentes son dependientes entre si para proporcionar la resistencia a explosión en conjunto. En el Capítulo 8 se dan los requisitos del comportamiento y detalles del diseño para puertas resistentes a explosión.

CAPÍTULO 10

EJEMPLO DE DISEÑO PARA EDIFICIO CON MUROS DE CONCRETO

El siguiente ejemplo de diseño resistente a explosión es para un edificio de control que tiene un sistema estructural basado en muros de concreto reforzado, marco de acero estructural para resistir cargas verticales, y una cimentación de pilotes. Existen dos casos de carga de explosión que serán analizados, uno aplicado al lado largo del edificio, y el otro aplicado al lado corto. El origen y sobrepresión lateral de la explosión (6 psi ó 41 kPa con duración de 0.05 segundos) se determinan con los parámetros de diseño del Apéndice A.

Por no ser el objetivo del presente trabajo, no se incluye el diseño para cargas estáticas.

10.1 SISTEMA ESTRUCTURAL

La estructura en este ejemplo esta compuesta con muros de concreto colados en el sitio como se describió en la sección 3.2.5. Las cargas verticales son resistidas por un marco de acero estructural. Las cargas laterales son resistidas por el techo diafragma de concreto y por los muros laterales de cortante.

10.1.1 DIMENSIONES GENERALES PARA MUROS

La sección transversal del muro de concreto reforzado se muestra en la Figura 10.1. Esta sección se aplica a cada uno de los cuatro lados del edificio.

10.1.2 ESQUEMA DEL MARCO

La disposición de los marcos de acero estructural se muestra en la Figura 10.2.

10.1.3 COMPONENTES PARA EL DISEÑO A EXPLOSIÓN

El diseño se determinará componente por componente. Cada componente se diseñará como un miembro estructural independiente desacoplado.

Los componentes que resisten carga lateral incluyen al muro frontal, muro posterior, muros laterales, techo diafragma, y cimentación. Los componentes que resisten las cargas verticales incluyen la losa de techo, viga y vigueta de techo, columna, y cimentación. La

cimentación se diseñará para cargas verticales y laterales usando el método de diseño estático equivalente descrito en la sección 6.6.1.



FIGURA 10.1 SECCIÓN TRANSVERSAL DE MURO

10.2 DATOS DE DISEÑO

10.2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Como es típico para el diseño resistente a explosión en la industria petroquímica, se usarán materiales estructurales normalmente utilizados.

Acero estructural: A36. $f_y = 36 \text{ ksi (248 MPa)}$
 Acero de refuerzo: grado 60, $f_y = 60 \text{ ksi (414 MPa)}$
 Concreto: $f'_c = 4.000 \text{ psi (27.6 MPa)}$

Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 29.000.000 \text{ psi (199.948 MPa)}$
 Módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 3.605.000 \text{ psi (24.856 MPa)}$
 $n = E_s / E_c = 8.04$

Densidad del suelo: $115 \text{ pcf (18.1 kN / m}^3\text{)}$

Carga muerta del techo: $w = 25 \text{ psf (1.197 Pa)}$

Se asume que las cargas vivas del techo son despreciables en el momento de un incidente de explosión.

Aceleración de la gravedad = $32.2 \text{ pies / seg}^2 = 386 \text{ pul / seg}^2 \text{ (9.8 m / seg}^2\text{)}$

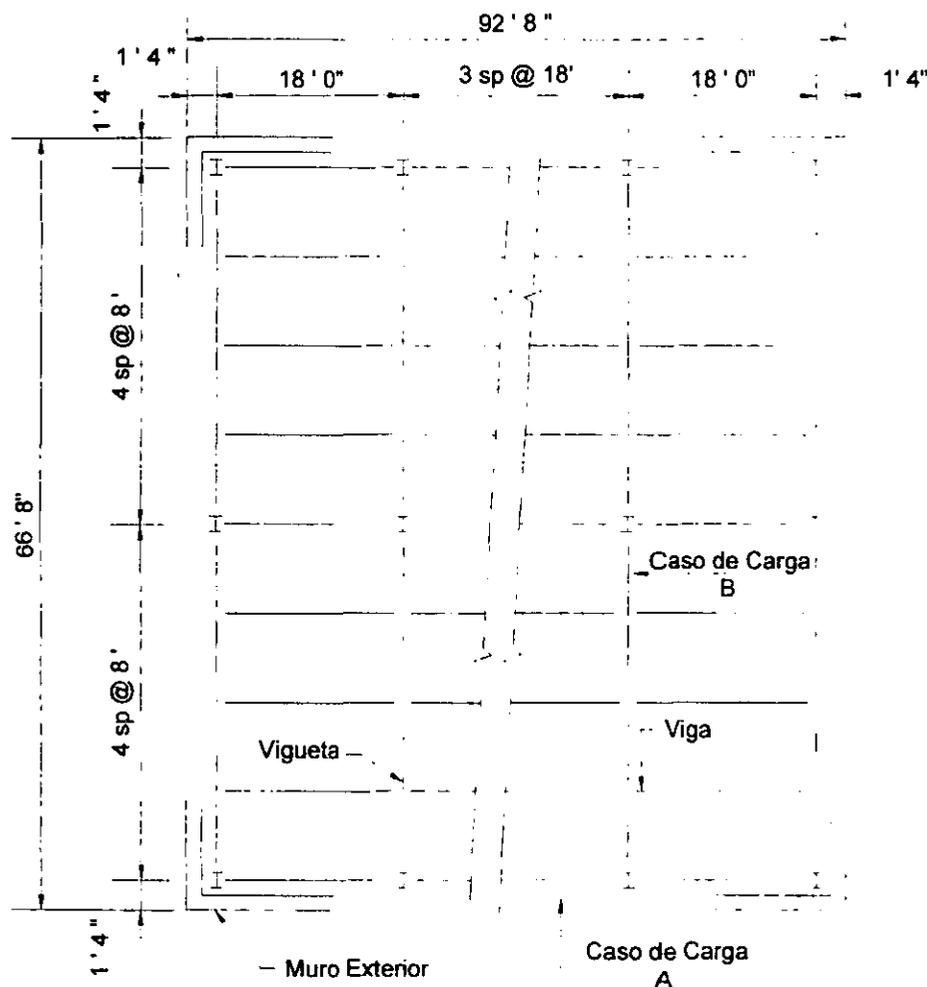


FIGURA 10.2 PLANTA DE MARCOS

10.2.2 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de diseño se toman de las calculadas en el Apéndice A.

Caso A. la explosión ocurre en el lado largo del edificio.

Caso B. la explosión ocurre en el lado corto del edificio.

10.2.3 REQUISITOS DE COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO-LÍMITES DE DEFORMACIÓN

Se selecciona el rango bajo de respuesta (refiérase al Apéndice C) para poder reutilizar al máximo el edificio con un costo mínimo de reparaciones.

Debido a que se usarán límites bajos de respuesta (menor a 2 grados), el esfuerzo de diseño dinámico puede igualarse al esfuerzo dinámico de fluencia (refiérase a la Tabla B.4).

10.3 MUROS EXTERIORES (CARGAS NORMALES AL PLANO)

Los muros son de 12 pies (366 cm) de la losa de piso al techo. Los muros más cortos son de 66.67 pies (2,032 cm) de largo, proporción de 5.6 a 1 de altura a ancho. Por consiguiente, todos los muros se analizarán como una viga articulada en la base por la configuración del refuerzo cruzado al nivel de la losa (similar a la Figura 7.10), y articulado en la parte superior debido a una losa de techo más delgada (Figura 7.11). Se asume que el muro está libre (por fuerzas axiales) en el extremo superior y no responderá en acción de membrana de tensión.

Claro, $L = 12' \text{ ó } 144''$ (366 cm) de la losa de piso a la base de la losa del techo

Ancho de diseño, $b = 1.0' \text{ ó } 12''$ (30.5 cm)

10.3.1 CARGA DEL MURO FRONTAL (PARA RESPUESTA MÁXIMA DEL MURO)

Sobrepresión reflejada, $P_r = 13.8 \text{ psi}$ (95 kPa)

Tiempo de levantamiento, $t_r = 0 \text{ seg}$

Duración efectiva, $t_e = 0.042 \text{ seg}$

Carga máxima,

$P_o = (144'' \text{ claro}) (12'' \text{ ancho}) (13.8 \text{ psi}) / (1,000 \text{ k} / \text{lb}) = 23.8 \text{ kips}$ (106 kN)

10.3.2 CARGA DEL MURO LATERAL (PARA INTERACCIÓN DEL MURO DE CORTANTE)

Sobrepresión máxima equivalente, $P_a = 5.7 \text{ psi}$ (39 kPa)

Tiempo de levantamiento, $t_r = \text{esencialmente } 0 \text{ seg}$

Tiempo de duración, $t_d = 0.05 \text{ seg}$

Carga máxima,

$P_o = (144'' \text{ claro}) (12'' \text{ ancho}) (5.7 \text{ psi}) / (1,000 \text{ k} / \text{lb}) = 9.8 \text{ kips}$ (44 kN)

10.3.3 CARGA DEL MURO POSTERIOR (PARA CARGA NETA DEL DIAFRAGMA)

Sobrepresión máxima equivalente, $P_a = 5.0 \text{ psi}$ (34 Pa)

Tiempo de llegada, $t_a = 0.051 \text{ seg}$

Tiempo de levantamiento, $t_r = 0.011 \text{ seg}$

Tiempo de duración, $t_d = 0.05 \text{ seg}$

De la Figura 2.8,

$$t_1 = t_a = 0.051 \text{ seg}$$

$$t_2 = t_1 + t_r = 0.051 \text{ seg} + 0.011 \text{ seg} = 0.062 \text{ seg}$$

$$t_3 = t_2 + t_d = 0.062 \text{ seg} + 0.05 \text{ seg} = 0.112 \text{ seg}$$

Carga máxima,

$$P_o = (144'' \text{ claro}) (12'' \text{ ancho}) (5.0 \text{ psi}) / (1,000 \text{ k / lb}) = 8.6 \text{ kips} (38 \text{ kN})$$

10.3.4 DIMENSIONES DE PRUEBA

Las siguientes dimensiones de prueba y proporciones de materiales pueden obtenerse por cálculos de prueba, inspección de estructuras similares, ó de la experiencia. Los resultados del cálculo dinámico determinarán la capacidad de las dimensiones de prueba.

Muros de concreto de 10" (25.4 cm)

Vs. #5 @ 6" (15.2 cm), en cada cara, vertical,

Vs. #5, $A_s = 0.31 \text{ pul}^2$ (2 cm²)

Varillas verticales por fuera de las varillas horizontales.

10.3.5 CÁLCULO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para flexión dinámica:

(Apéndice B)

$$f_{dy} = (SIF) (DIF) f_y = (1.1) (1.17) 60 \text{ ksi} = 77.2 \text{ ksi} (532 \text{ MPa})$$

$$f_{dc} = (SID) (DIF) f'_c = (1.0) (1.19) 4 \text{ ksi} = 4.76 \text{ ksi} (33 \text{ MPa})$$

$$b = 12'' (30.5 \text{ cm})$$

$$d = (10'' \text{ espesor}) - (1.5'' \text{ recubrimiento}) - (0.625'' \text{ varilla}) / 2 = 8.19'' (20.8 \text{ cm})$$

$$A_s = (0.31 \text{ pul}^2) (12 \text{ pul/pie}) / (6 \text{ pul separación de vs.}) = 0.62 \text{ pul}^2 (400 \text{ mm}^2) \text{ por pie de ancho}$$

$$p = A_s / b d \quad (\text{ACI 318, Ecuación 10-3})$$

$$= (0.62 \text{ pul}^2) / (12 \text{ pul}) (8.19 \text{ pul})$$

$$= 0.0063 > 200 / f_{dy} \quad \checkmark$$

$$a = A_s (f_{dy}) / 0.85 (f_{dc}) (b) \quad (\text{MacGregor}^1 \text{ Ecuación 4-9})$$

$$= 0.62 \text{ pul}^2 (77.2 \text{ ksi}) / (0.85) (4.76 \text{ ksi}) (12 \text{ pul})$$

$$= 0.99 \text{ pul} (2.51 \text{ cm})$$

$$M_p = M_n = A_s (f_{dy}) (d - a/2)$$

$$= 0.62 \text{ pul}^2 (77.2 \text{ ksi}) ((8.19 \text{ pul}) - (0.99 \text{ pul}) / 2)$$

$$= 368 \text{ k-pul} (4,158 \text{ kN-cm})$$

$$R_b = 8 M_p / L = 8 (368 \text{ k-pul}) / (144 \text{ pul}) = 20.44 \text{ kips} (90.9 \text{ kN}) \quad (\text{Apéndice E.1})$$

10.3.6 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTANTE

Para cortante dinámico,

(Apéndice B)

$$f_{dc} = (SIF) (DIF) \bar{f}'c = (1.0) (1.0) 4 \text{ ksi} = 4.0 \text{ ksi} (27.6 \text{ MPa})$$

$$V_n = 2 \sqrt{f'c} \quad b d$$

(ACI 318, Ecuación 11-3)

$$= 2 \sqrt{4000 \text{ psi}} (12 \text{ pul}) (8.19 \text{ pul}) / 1,000$$

$$= 12.43 \text{ kips} (55.29 \text{ kN})$$

La sección crítica para cortante esta a d del apoyo.

$$R_s = V_n L / (0.5 L - d)$$

¹ MacGregor, Concreto Reforzado, Mecánica y Diseño, James G. MacGregor, Ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1988

$$= (12.43 \text{ kips}) (144 \text{ pul}) / (0.5 (144 \text{ pul}) - (8.19 \text{ pul}))$$

$$= 28.05 \text{ kips} (124.77 \text{ kN})$$

10.3.7 CÁLCULO DE SISTEMA EQUIVALENTE SDOF

Debido a que $R_b < R_s$, controla la flexión, $R_u = R_b = 20.44 \text{ kips} (90.9 \text{ kN})$

Respuesta aceptable, $\theta_a = 2.0^\circ$ (bajo rango) (Apéndice C.1)

Momento total de inercia,

$$I_g = b (h)^3 / 12 = (12 \text{ pul}) (10 \text{ pul})^3 / 12 = 1,000 \text{ pul}^4 \quad (41,623 \text{ cm}^4)$$

Momento de inercia de la sección agrietada,

$$n A_s = 8.04 (0.62 \text{ pul}^2) = 4.98 \text{ pul}^2 \quad (32.13 \text{ cm}^2)$$

$$C = [-n A_s + \sqrt{(n A_s (n A_s + 2bd))}] / b$$

$$= [-4.98 \text{ pul}^2 + \sqrt{(4.98 \text{ pul}^2 (4.98 \text{ pul}^2 + 2 (12 \text{ pul})(8.19 \text{ pul}))}] / 12 \text{ pul}$$

$$= 2.23 \text{ pul} \quad (5.66 \text{ cm})$$

$$I_{cr} = b C^3 / 3 + n A_s (d - C)^2$$

$$= 12 \text{ pul} (2.23 \text{ pul})^3 / 3 + (4.98 \text{ pul}^2) (8.19 \text{ pul} - 2.23 \text{ pul})^2$$

$$= 221 \text{ pul}^4 \quad (9,199 \text{ cm}^4)$$

Momento de inercia promedio,

$$I_a = (I_g + I_{cr}) / 2 = (1,000 \text{ pul}^4 + 221 \text{ pul}^4) / 2 = 611 \text{ pul}^4 \quad (25,432 \text{ cm}^4)$$

Rigidez efectiva,

$$K = 384 EI / 5 L^3 \quad \text{(Apéndice E.1)}$$

$$= 384 (3,605 \text{ ksi}) (611 \text{ in}^4) / (5 (144 \text{ pul})^3)$$

$$= 56.65 \text{ k/pul} \quad (99.21 \text{ kN/cm})$$

Deflexión de fluencia,

$$y_e = R_u / K = 20.44 \text{ kips} / 56.65 \text{ k/pul} = 0.36 \text{ pul} (0.91 \text{ cm})$$

Masa de la viga = (peso del muro) / (gravedad)

$$\begin{aligned} &= (0.15 \text{ kcf})(0.83' \text{ espesor})(1.0' \text{ ancho unitario})(12' \text{ claro}) / (386 \text{ pul} / \text{seg}^2) \\ &= 0.00387 \text{ k-seg}^2/\text{pul} (0.00678 \text{ kN-seg}^2/\text{cm}) \end{aligned}$$

Debido a la respuesta esperada, se usa un promedio de valores para K_{LM}

$$\text{elástico } K_{LM} = 0.5 / 0.64 = 0.78$$

(Apéndice E.1)

$$\text{plástico } K_{LM} = 0.33 / 0.5 = 0.66$$

$$\text{promedio } K_{LM} = (0.78 + 0.66) / 2 = 0.72$$

Masa equivalente,

$$M_e = (K_{LM})(\text{masa de la viga})$$

$$= 0.72 (0.00387 \text{ k-seg}^2/\text{pul})$$

$$= 0.00279 \text{ k-seg}^2/\text{pul} (0.00489 \text{ kN-seg}^2/\text{cm})$$

Periodo de vibración,

(Ecuación 5.8)

$$t_n = 2\pi \sqrt{M_e / K} = 2\pi \sqrt{(0.00279 \text{ k-seg}^2/\text{pul}) / (56.65 \text{ k/pul})} = 0.044 \text{ seg}^2$$

Incremento de tiempo = $t_n / 10 = 0.0044 \text{ seg}$, se usará 0.002 segundos para igualar los cálculos con el incremento de tiempo que se necesitará para los elementos de apoyo más rígidos

Para la reacción de apoyo, se promedian las condiciones elástica y plástica,

$$V = 0.385 R + 0.115 F$$

(Apéndice E.1)

10.3.8 SOLUCIÓN GRÁFICA (MURO FRONTAL)

La Figura 5.6 usa t_d para representar el tiempo de duración, de esta manera $t_d = t_e = 0.042 \text{ seg}$.

$$t_d / t_n = (0.042 \text{ seg}) / (0.044 \text{ seg}) = 0.95$$

$$R_u / P_o = (20.44 \text{ kips}) / (23.8 \text{ kips}) = 0.86$$

Usando la gráfica: $\mu_d = 2.4$

(Figura 5.6)

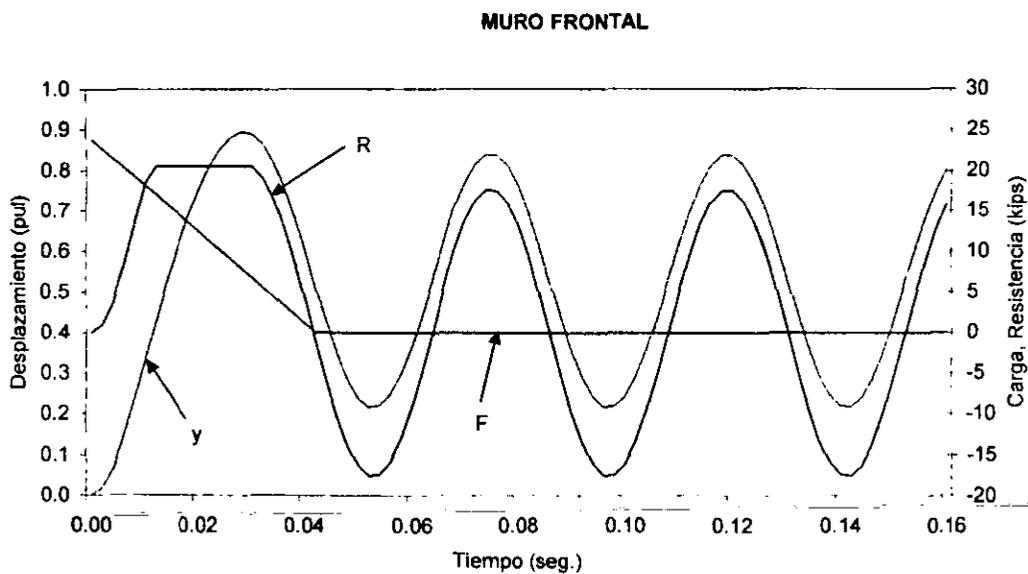
$$\text{Máxima deflexión, } y_m = (\mu_d) (y_e) = (2.4) (0.36 \text{ pul}) = 0.86 \text{ pul} (2.18 \text{ cm})$$

Rotación del apoyo,

$$\theta_d = \arctan (y_m / 0.5 L) = \arctan (0.86 \text{ pul} / (0.5) (144)) = 0.68^\circ < 2^\circ \checkmark$$

10.3.9 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA

(APÉNDICE D)



La deformación máxima positiva es: $y_m = 0.894'' (2.27 \text{ cm})$ en $t = 0.028 \text{ seg}$

La deformación plástica es: $y_p = y_m - y_e = 0.894'' - 0.36 = 0.534'' (1.36 \text{ cm})$

La deflexión máxima de rebote es: $y_m = 0.218'' (0.55 \text{ cm})$ en $t = 0.052 \text{ seg}$

La deformación elástica de rebote es: $y_m - y_p = 0.218'' - 0.534'' = -0.316'' (-0.81 \text{ cm})$

La reacción máxima es: $9.82 \text{ k/pie} (1.43 \text{ kN/cm})$ en $t = 0.012 \text{ seg}$

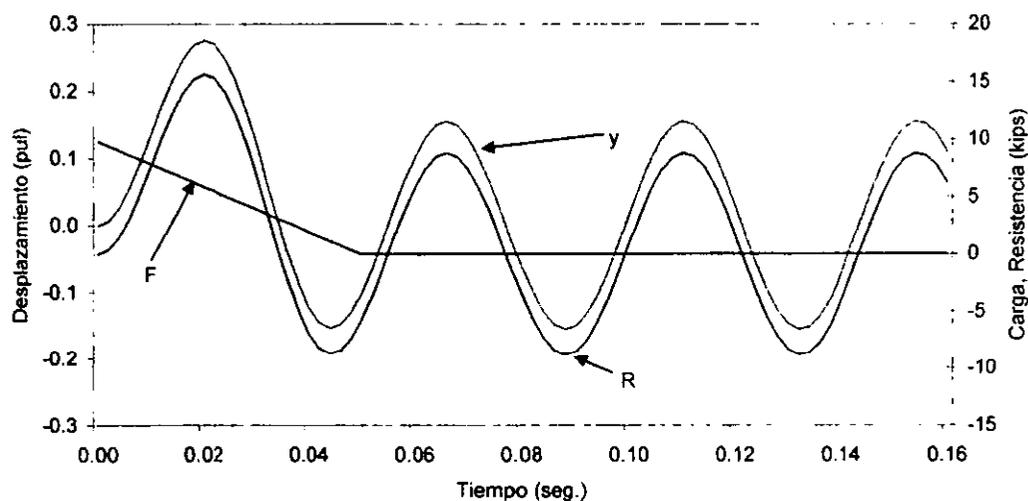
La reacción de rebote máxima es: $-6.76 \text{ k/pie } (-0.99 \text{ kN/cm})$ en $t = 0.052 \text{ seg}$

Rotación del apoyo, (Figura 4.9)

$$\theta = \arctan (y_m / 0.5L) = \arctan ((0.894'') / (0.5)(144'')) = 0.71^\circ < 2^\circ \checkmark$$

10.3.10 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA

MURO LATERAL



La deformación máxima positiva es: $y_m = 0.276'' (0.70 \text{ cm})$ en $t = 0.020 \text{ seg}$

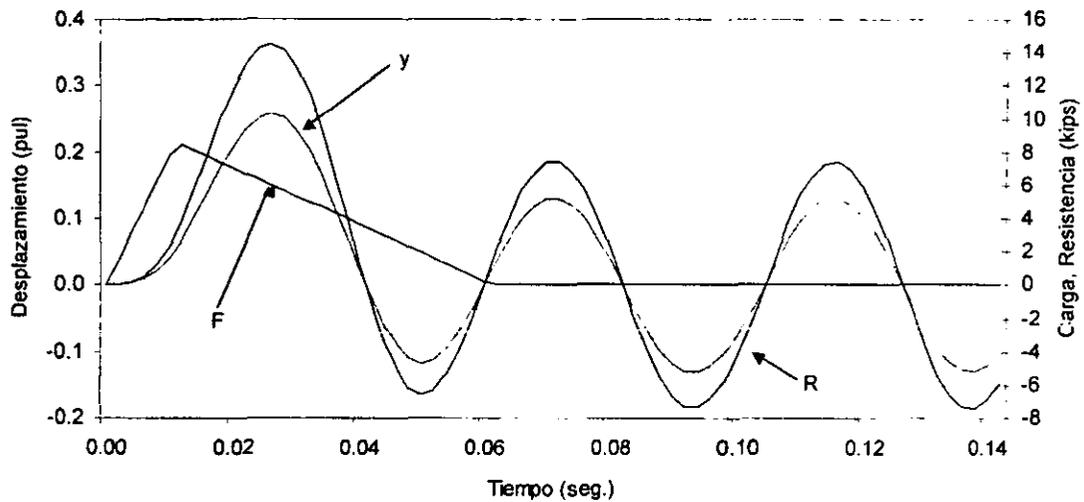
Rotación del apoyo, (Figura 4.9)

$$\theta = \arctan (y_m / 0.5L) = \arctan ((0.276'') / (0.5)(144'')) = 0.22^\circ$$

En el diseño correspondiente a las cargas del muro en el plano se verificará la interacción.

10.3.11 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA

MURO POSTERIOR



Cuando se combinen las reacciones para la carga del diafragma, éstas deben considerarse en su tiempo de llegada que es de 0.051 segundos.

La reacción máxima es: 6.29 k/pie (0.92 kN/cm) en $t = 0.026$ seg

La reacción de rebote máxima es: -2.33 k/pie (-0.34 kN/cm) en $t = 0.05$ seg

Se usará la reacción dinámica para el análisis de cargas en el plano del techo.

El diseño del muro hasta ahora está bien.

10.4 LOSA DE TECHO (CARGAS EN EL PLANO)

El techo diafragma se diseñará para transferir la carga de los muros frontal y posterior. a los muros laterales de cortante. El diafragma está fijo en ambos extremos por unión continua a los muros. El centro de masa coincide con el centro de rigidez indicando que no hay ninguna torsión incidental.

$$L = (92.667' \text{ a paños exteriores}) - (10'' \text{ muro}) / 12 = 91.83'' \text{ ó } 1,102'' (2,800 \text{ cm})$$

$$\text{Peralte} = 66.67' \text{ ó } 800'' (2,032 \text{ cm}) \text{ a paños exteriores}$$

Determinación del ancho del patín compuesto (muro): (ACI 318, Sección 8.10.3)

$$\text{a. } (92.67' \text{ claro}) / 12 = 7.72'$$

$$\text{b. } 6 (10'' \text{ muro}) / 12 = 5.0' \quad \Leftarrow \text{ controla}$$

$$\text{c. } (12' \text{ claro del muro}) / 2 = 6.0'$$

Se usará el ancho efectivo. $b_f = 5.0' \text{ ó } 60'' (152 \text{ cm})$

10.4.1 CASO DE CARGA A

Se deben combinar las reacciones de la integración numérica del muro frontal y posterior.

$$\text{Carga} = (L) ((\text{reacción del muro frontal}) - (\text{reacción del muro posterior retrasada por } 0.051 \text{ seg}))$$

10.4.2 CASO DE CARGA B

Se omite este caso porque no controlará

10.4.3 DIMENSIONES DE ENSAYO

Losa de techo de concreto:

5" (13 cm) de espesor, más 2" (5 cm) de cubierta de acero para un promedio de 6" (15 cm)

Refuerzo del techo (usado para resistir el cortante)

Vs. #3 @ 7" (18 cm), en cada cara

Vs. #3, $A_s = 0.11 \text{ pul}^2 (0.71 \text{ cm}^2)$

Refuerzo del apoyo (usado para resistir flexión)

10" (25 cm), espesor de muros de concreto

10 vs. del #8, $A_s = 10 (0.79 \text{ pul}^2) = 7.9 \text{ pul}^2 (51 \text{ cm}^2)$

10.4.4 CÁLCULO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para flexión dinámica,

(Apéndice B)

$$f_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.17) 60 \text{ ksi} = 77.2 \text{ ksi} = (532 \text{ MPa})$$

$$f'_{dc} = (SIF)(DIF) f'_c = (1.0)(1.19) 4 \text{ ksi} = 4.76 \text{ ksi} (33 \text{ MPa})$$

$$d = (800'' \text{ peralte}) - (10'' \text{ muro}) / 2 = 795''$$

$$p = A_s / (b_f) (d) = (7.9 \text{ pul}^2) / (60 \text{ pul}) (795 \text{ pul}) = 0.0002, \text{ no mayor que } 200 / f_{dy}$$

La respuesta se limitará al rango elástico, aunque probablemente ocurra agrietamiento, sin embargo, este será debido a la flexión por cargas normales al plano. Tal pre-agrietamiento no es bastante fiable para una base de diseño a menos que se proporcionen detalles de construcción especiales para asegurar el comportamiento.

$$a = (A_s) (f_{dy}) / (0.85) (f'_{dc}) (b_f) \quad (\text{Mac Gregor, Ecuación 4-9})$$

$$= (7.9 \text{ pul}^2) (77.2 \text{ ksi}) / (0.85) (4.76 \text{ ksi}) (60 \text{ pul})$$

$$= 2.51 \text{ pul} (6.4 \text{ cm}), \text{ dentro del espesor del muro}$$

$$M_p = (A_s) (f_{dy}) (d - a/2) \quad (\text{Mas Gregor, Ecuación 4-10 a})$$

$$= (7.9 \text{ pul}^2) (77.2 \text{ ksi}) ((795 \text{ pul}) - (2.51 \text{ pul}) / 2)$$

$$= 484.089 \text{ k-pul} (5.469.199 \text{ kN-cm})$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= 8 (M_{ps} + M_{pc}) / L = 16 \text{ Mp} / L && \text{(Tabla E.2)} \\
 &= 16 (484,089 \text{ k-pul}) / (1,102 \text{ pul}) \\
 &= 7,029 \text{ kips (31,266 kN)}
 \end{aligned}$$

10.4.5 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTANTE DEL CRITERIO ACI PARA VIGA DIAFRAGMA

Para el cortante diagonal dinámico (Apéndice B)

$$f'_{dc} = (\text{SIF}) (\text{DIF}) f'_c = (1.0)(1.0) 4 \text{ ksi} = 4.0 \text{ ksi (27.6 MPa)}$$

$$f_{dy} = (\text{SIF}) (\text{DIF}) f_y = (1.1)(1.0) 60 \text{ ksi} = 66 \text{ ksi (455 MPa)}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 2 \sqrt{f'_c} b d && \text{(ACI 318, Ecuación 11-29)} \\
 &= 2 \sqrt{4,000 \text{ psi}} (5 \text{ pul}) (795 \text{ pul}) / 1,000 \\
 &= 503 \text{ kips (2,237 kN)}
 \end{aligned}$$

Debido a la flexión por cargas normales al plano, se usará sólo la mitad del refuerzo de la losa para resistir el cortante en el plano.

$$A_v = A_{vh} = 0.11 \text{ pul}^2 (0.71 \text{ cm}^2)$$

$$s = s_2 = 7 \text{ pul (18 cm)}$$

$$l_n/d = (1102 \text{ pul}) / (795 \text{ pul}) = 1.39$$

Capacidad nominal de cortante, (ACI 318, Ecuación 11-31)

$$\begin{aligned}
 V_s &= (A_v (1 + l_n/d) / (12 s) + A_{vh} (11 - l_n/d) / (12 s_2)) f_{dy} d \\
 &= ((0.11 \text{ pul}^2)(1 + 1.39) / (12)(7 \text{ pul}) + (0.11 \text{ pul}^2)(11 - 1.39) / (12)(7 \text{ pul}))(66 \text{ ksi})(795 \text{ pul}) \\
 &= 825 \text{ kips (3,670 kN)}
 \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 503 \text{ k} + 825 \text{ k} = 1,328 \text{ kips (5,907 kN)}$$

La sección crítica para cortante esta a 0.15 L del apoyo

$$R_{s1} = 2 (V_n) / 0.7 = 2 (1,328 \text{ kips}) / 0.7 = 3,794 \text{ kips (16,877 kN)}$$

10.4.6 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTANTE POR FRICCIÓN

Para el cortante por fricción:

(Apéndice B)

$$f_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.1) 60 \text{ ksi} = 72.6 \text{ ksi} \quad (501 \text{ MPa})$$

Coefficiente de fricción,

(ACI 318, Sección 11.7.4.3)

$$\mu = 1.0 \quad (\lambda) = 1.0 \quad (\text{intencionalmente se puso áspera la superficie})$$

$$A_{vf} = (0.11 \text{ pul}^2)(12/7 \text{ sep./pie})(2 \text{ capas})(66.67' \text{ longitud}) = 25.14 \text{ pul}^2 \quad (162 \text{ cm}^2)$$

$$V_n = (A_{vf})(f_{dy})(\mu)$$

(ACI 318, Ecuación 11-26)

$$= (25.14 \text{ pul}^2)(72.6 \text{ ksi})(1.0) = 1,825 \text{ kips} \quad (8,118 \text{ kN})$$

$$R_{s2} = 2(V_n) = 2(1,825 \text{ kips}) = 3,650 \text{ kips} \quad (16,236 \text{ kN})$$

10.4.7 CÁLCULO DE SISTEMA EQUIVALENTE SDOF

Por inspección $R_{s2} < R_{s1} < R_b$ controla el cortante por fricción.

$$R_u = R_{s2} = 3,650 \text{ kips} \quad (16,236 \text{ kN})$$

Como controla el cortante, y porque no se proporciona el refuerzo mínimo, se usará: $\mu_s = 1.0$

Debido a que el techo diafragma es una viga de gran peralte y relativamente corta, la rigidez debe incluir las deformaciones producidas por el cortante. Para tal efecto, se calculará la deflexión total al centro del claro para una carga arbitraria de 1.000 lb/pul.

Para aproximar el efecto de agrietamiento del techo por las cargas normales al plano, se usará la mitad del espesor de la losa de techo para calcular el momento de inercia.

$$\text{Altura del apoyo} = 4b + t = 4(10 \text{ pul}) + 5 \text{ pul} = 45 \text{ pul} \quad (114 \text{ cm})$$

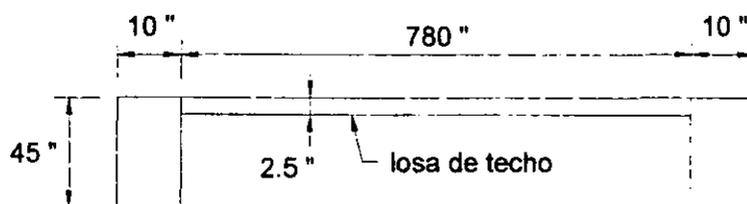


FIGURA 10.3 SECCIÓN TRANSVERSAL DE LOSA

Se incluirá el refuerzo del apoyo,

$$n A_s = (8.04)(7.9 \text{ pul}^2) = 63.52 \text{ pul}^2 \quad (410 \text{ cm})$$

$$\begin{aligned}
 I &= \Sigma b (h)^3 / 12 + \Sigma A d^2 \\
 &= 2(45'')(10'')^3 / 12 + (2.5'')(780'')^3 / 12 + 2 \left((45'')(10'') + 63.52 \text{ pul}^2 \right) (395'')^2 \\
 &= 259,116,000 \text{ pul}^4 \quad (10,785,240,000 \text{ cm}^4)
 \end{aligned}$$

Deflexión por flexión,

(AISC LRFD, tablas de vigas)

$$\begin{aligned}
 f &= (w)(L)^4 / 384 (E_c)(I_a) \\
 &= (1,000 \text{ lb/pul})(1,102 \text{ pul})^4 / 384 (3,605,000 \text{ psi})(259,116,000 \text{ pul}^4) \\
 &= 0.0041 \text{ pul} (0.0104 \text{ cm})
 \end{aligned}$$

Módulo de elasticidad al corte,

$$G = E_c / 2 (1 + \nu) = (3,605,000 \text{ psi}) / 2 (1 + 0.2) = 1,502,083 \text{ psi} \quad (10,357 \text{ MPa})$$

Deflexión por cortante,

(Roark², pagina 185)

$$\begin{aligned}
 s &= 0.125 (F)(w)(L)^2 / A (G) \\
 &= 0.125 (6/5)(1,000 \text{ lb/pul})(1,102 \text{ pul})^2 / (5 \text{ pul})(795 \text{ pul})(1,502,083 \text{ psi}) \\
 &= 0.0305 \text{ pul} (0.077 \text{ cm})
 \end{aligned}$$

Rigidez efectiva.

$$\begin{aligned}
 K &= (w)(L) / (f + s) \\
 &= (1,000 \text{ lb/pul})(0.001 \text{ k/lb})(1,102 \text{ pul}) / (0.0041 \text{ pul} + 0.0305 \text{ pul})
 \end{aligned}$$

² Roark, Fórmulas para Esfuerzo y Deformación. 6ª. Edición. Raymond J. Roark y Warren C. Young. Ed. McGraw Hill, New York, 1989

$$= 31,850 \text{ k / pul } (55,775 \text{ kN/cm})$$

Deflexión de fluencia.

$$y_c = R_u / K = 3650 \text{ k} / 31,850 \text{ k/pul} = 0.11 \text{ pul } (0.28 \text{ cm})$$

Se incluirá 20% del peso tributario del muro con la masa de la viga. (Sección 5.3.2)

$$\begin{aligned} \text{Masa de la viga} &= ((\text{peso del diafragma}) + 0.2 (\text{peso tributario del muro})) / (\text{gravedad}) \\ &= (0.15 \text{ kcf}) (91.83') ((0.5') (66.67') + (0.2)(0.83')(12/2') (2 \text{ muros})) / (386 \text{ pul/seg}^2) \\ &= 1.26 \text{ k - seg/ pul } (2.21 \text{ kN-seg/cm}) \end{aligned}$$

Debido a la respuesta esperada, se usarán valores elásticos para calcular K_{LM}

$$K_{LM} = 0.5 / 0.64 = 0.78 \quad (\text{Tabla E.2})$$

Masa equivalente,

$$\begin{aligned} M_e &= (K_{LM}) (\text{masa de la viga}) \\ &= (0.78)(1.26 \text{ k-seg/pul}) \\ &= 0.98 \text{ k-seg}^2/\text{pul} \quad (1.72 \text{ kN-seg}^2 / \text{cm}) \end{aligned}$$

Periodo de vibración, (Ecuación 5.8)

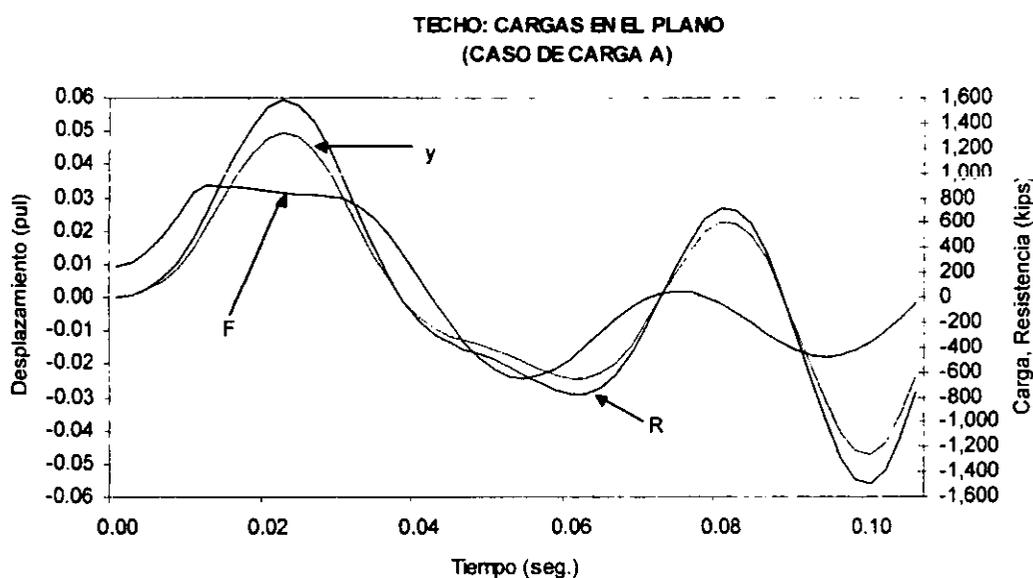
$$t_n = 2 \pi \sqrt{(M_e / K)} = 2 \pi \sqrt{((0.98 \text{ k-seg}^2 / \text{pul}) / (31,850 \text{ k / pul}))} = 0.035 \text{ seg}$$

Incremento de tiempo = $t_n / 10 = 0.0035$, se utilizará 0.002 para igualar el incremento de tiempo utilizado en el muro.

Para las reacciones de apoyo, se usará la condición elástica. (Tabla E.2)

$$V = 0.36 R + 0.14 F$$

10.4.8 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA



La reacción máxima es: 686.84 kips (3,055 kN) en $t = 0.022$ seg

Al continuar la integración del diafragma, aparece una condición aparentemente resonante después de varios ciclos de aplicar las reacciones del muro. Este resultado tiene un efecto pequeño en la primera respuesta máxima y desaparece con la aplicación de una cantidad razonable de amortiguamiento.

La deformación máxima positiva es: $y_m = 0.050''$ (0.13 cm) en $t = 0.022$ seg

La deformación máxima de rebote es: $y_m = -0.047''$ (-0.12 cm) en $t = 0.1$ seg.

Proporción de ductilidad:

$$\mu_d = (y_m) / (y_e) = (0.05'') / (0.11'') = 0.45 < 1.0 \quad \checkmark$$

En el diseño para cargas normales al plano se verificará la interacción.

El diseño de la losa de techo hasta ahora esta bien.

10.5 MURO LATERAL (CARGAS EN EL PLANO)

El muro de cortante lateral puede representarse por una viga cantiliver que transfiere las reacciones del techo diafragma a la losa de piso y cimentación. El considerar los 17 pies (518 cm) de altura es un poco conservador porque algo de la fuerza lateral es eliminada en el nivel de la losa de piso.

Altura = 17' ó 204" (518 cm)

Longitud = 66.67' ó 800" (2,032 cm)

10.5.1 CASO DE CARGA A

Se usarán las reacciones del análisis del techo diafragma

10.5.2 CASO DE CARGA B

Se omite este caso porque no controlará

10.5.3 DIMENSIONES DE ENSAYO

El diseño del muro lateral debe igualarse al del muro frontal

Vs. #3 @ 6" (15 cm), cada cara, horizontal,

Vs. #3. $A_s = 0.11 \text{ pul}^2 (0.71 \text{ cm}^2)$

Vs. #5 @ 6" (15 cm), cada cara, vertical.

Vs. #5. $A_s = 0.31 \text{ pul}^2 (2 \text{ cm}^2)$

10.5.4 CÁLCULO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para flexión dinámica.

$f_{dy} = (\text{SIF}) (\text{DIF}) f_y = (1.1)(1.17) 60 \text{ ksi} = 77.2 \text{ ksi} (532 \text{ MPa})$

$f_{dc} = (\text{SIF}) (\text{DIF}) f'_c = (1.0)(1.19) 4 \text{ ksi} = 4.76 \text{ ksi} (33 \text{ MPa})$

Para flexión, se asume que 12 varillas en la esquina proporcionan la componente de tensión para resistir el momento en el plano. Una valoración exacta de la contribución de las varillas sería difícil debido a la tensión por flexión normal al plano en las varillas de las esquinas del edificio. Debido a esta aproximación, la respuesta en el plano se limitará al rango elástico.

$$A_s = 12 (0.31 \text{ pul}^2) = 3.72 \text{ pul}^2 (24.0 \text{ cm}^2)$$

$$b_w = 10'' (25 \text{ cm})$$

$$d = (800'' \text{ espesor}) - (10'' \text{ muro}) + (1.5'' \text{ recubrimiento}) + (0.625'' \text{ vs.}) / 2 \\ = 792'' (2,012 \text{ cm})$$

$$p = A_s / (b_w)(d) = (3.72 \text{ pul}^2) / (10 \text{ pul})(792 \text{ pul}) = 0.0005, \text{ no mayor que } 200 / f_{dy}$$

La respuesta se limitará al rango elástico aunque probablemente ocurra el agrietamiento por flexión normal al plano y por la junta de construcción en la base del muro. El pre-agrietamiento no es bastante confiable para una base del diseño a menos que detalles especiales de construcción sean proporcionados para asegurar el comportamiento.

$b_f = 24''$ para el ancho del patín de la viga en la esquina

$$a = (A_s)(f_{dy}) / (0.85)(f'_{dc})(b_f) \quad (\text{Mac Gregor, Ecuación 4-9}) \\ = (3.72 \text{ pul}^2)(77.2 \text{ ksi}) / (0.85)(4.76 \text{ ksi})(24 \text{ pul}) \\ = 2.96 \text{ pul} (7.5 \text{ cm}) < 10 \text{ pul} (25 \text{ cm}), \text{ dentro del espesor de la intersección del muro}$$

$$M_p = (A_s)(f_{dy})(d - a/2) \quad (\text{Mas Gregor, Ecuación 4-10 a}) \\ = (3.72 \text{ pul}^2)(77.2 \text{ ksi})((792 \text{ pul}) - (2.96 \text{ pul}) / 2) \\ = 227.025 \text{ k-pul} (2.564,910 \text{ kN-cm})$$

$$R_b = M_p / L \quad (\text{Tabla E.2}) \\ = (227,025 \text{ k-pul}) / (204 \text{ pul}) \\ = 1,113 \text{ kips} (4,951 \text{ kN})$$

10.5.5 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTANTE POR FRICCIÓN

Para cortante por fricción (Apéndice B)

$$f_{dy} = (SIF)(DIF)f_y = (1.1)(1.1)60 \text{ ksi} = 72.6 \text{ ksi} (501 \text{ MPa})$$

Coefficiente de fricción,

(ACI 318, sección 11.7.4.3)

$$\mu = 0.6 (\lambda) = 0.6 \text{ (no se puso áspero intencionalmente)}$$

$$\begin{aligned} Av_f &= ((0.31 \text{ pul}^2) / (6'' \text{ sep. vs.})) (800'' \text{ peralte})(2 \text{ caras}) \\ &= 82.67 \text{ pul}^2 (533 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

$$R_s = V_n = Av_f (f_y)(\mu)$$

(ACI 318, Ecuación 11-26)

$$\begin{aligned} &= (82.67 \text{ pul}^2)(72.6 \text{ ksi})(0.6) \\ &= 3.601 \text{ kips (16,018 kN)} \end{aligned}$$

10.5.6 CÁLCULO DE SISTEMA EQUIVALENTE SDOF

El muro de cortante es efectivamente un sistema de un solo grado de libertad.

Por inspección $R_b < R_s$ controla la flexión y:

$$R_u = 1.113 \text{ kips (4,951 kN)}$$

Debido a la aproximación del análisis y porque no se proporciona el refuerzo mínimo, se usará $\mu_u = 1.0$

Debido a que el muro de cortante es una viga de gran peralte y relativamente corta, la rigidez debe incluir las deformaciones del cortante. Por lo tanto, se calculará la deflexión total para una carga arbitraria de 1,000 kips.

Para los cálculos del momento de inercia, se usará la mitad del espesor del muro para aproximar el efecto de agrietamiento por las cargas normales al plano.

$$\text{Altura del apoyo} = 4b + t = 4(10'') + 10'' = 50'' (127\text{cm})$$

Se incluye el refuerzo del apoyo.

$$n A_s = (8.04)(3.72 \text{ pul}^2) = 29.91 \text{ pul}^2 (193 \text{ cm}^2)$$

$$\begin{aligned} I &= \Sigma b (h)^3 / 12 + \Sigma A d^2 \\ &= 2(50'')(10'')^3 / (12) + (5'')(780'')^3 / 12 + 2((50'')(10'') + 29.91 \text{ pul}^2)(395'')^2 \\ &= 363.096.750 \text{ pul}^4 (15.113.227.800 \text{ cm}^4) \end{aligned}$$

Deflexión por flexión,

(AISC LRFD, tablas de vigas)

$$\begin{aligned}
 f &= (P)(H)^3 / 3 (E)(I) \\
 &= (1,000 \text{ k})(204 \text{ pul})^3 / 3 (3,605 \text{ psi})(363,096,750 \text{ pul}^4) \\
 &= 0.002 \text{ pul (0.005 cm)}
 \end{aligned}$$

Deflexión por cortante,

(Roark, pagina 185)

$$\begin{aligned}
 s &= 1.2 (H)(P) / A (G) \\
 &= 1.2 (204 \text{ pul})(1,000 \text{ k}) / (10 \text{ pul})(800 \text{ pul})(1,502 \text{ ksi}) \\
 &= 0.0204 \text{ pul (0.052 cm)}
 \end{aligned}$$

Rigidez efectiva,

$$\begin{aligned}
 K &= (P) / (f + s) \\
 &= (1,000 \text{ k}) / (0.002 \text{ pul} + 0.0204 \text{ pul}) \\
 &= 44,643 \text{ k / pul (78,178 kN/cm)}
 \end{aligned}$$

Deflexión de fluencia,

$$y_e = R_u / K = 1113 \text{ k} / 44,643 \text{ k/pul} = 0.025 \text{ pul (0.064cm)}$$

Carga tributaria del muro frontal & posterior,

$$w1 = (0.15 \text{ kcf})(0.83')(92.67' / 2)(12' / 2)(2 \text{ muros}) = 69.2 \text{ kips (308 kN)}$$

Carga tributaria del techo,

$$w2 = (0.15 \text{ kcf})(0.50')(92.67' / 2)(66.67') = 231.7 \text{ kips (1,031 kN)}$$

Carga del muro de cortante,

$$w3 = (0.15 \text{ kcf})(0.83')(66.67')(17' / 2) = 70.6 \text{ kips (314 kN)}$$

Se debe incluir 20% de la masa del muro frontal, muro posterior y techo con la masa del muro de cortante. (Sección 5.3.2)

Masa de la viga.

$$\begin{aligned}
 Me &= (w3) + 0.2 (w2 + w1) / (\text{gravedad}) \\
 &= (70.6 \text{ k}) + (0.2)(231.7 \text{ k} + 69.2 \text{ k}) / (386 \text{ pul/seg}^2)
 \end{aligned}$$

$$= 0.339 \text{ k-seg}^2/\text{pul} \quad (0.594 \text{ kN-seg}^2/\text{cm})$$

Periodo de vibración,

(Ecuación 5.8)

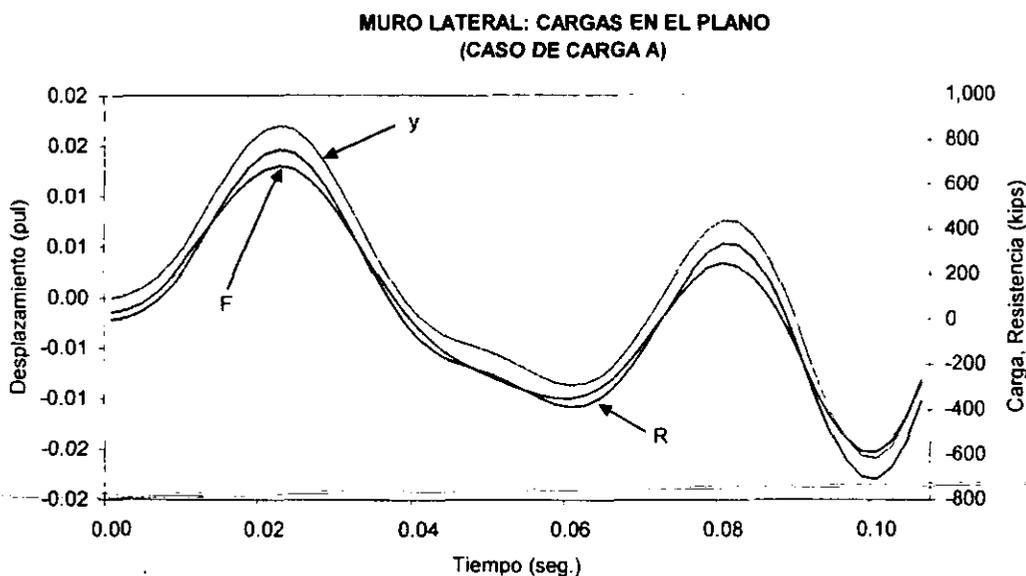
$$t_n = 2\pi \sqrt{(Me/K)} = 2\pi \sqrt{((0.339 \text{ k-seg}^2/\text{pul}) / (44.643 \text{ k/pul}))} = 0.017 \text{ seg}$$

$$\text{Incremento de tiempo} = t_n / 10 = 0.0017 \approx 0.002$$

Debido a que el muro lateral es efectivamente un sistema de un solo grado de libertad, la reacción del soporte es:

$$V = R$$

10.5.7 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA



La deflexión máxima positiva es: $y_m = 0.017''$ (0.043 cm) en $t = 0.024$ seg

La reacción dinámica máxima es: 760.35 kips (3,382 kN) en $t = 0.022$ seg

La reacción máxima de rebote es: -710.61 kips (-3,161 kN) en $t = 0.1$ seg

La deflexión máxima de rebote es: $y = -0.016''$ (-0.041 cm) en $t = 0.1$ seg

Proporción de ductilidad:

$$\mu_d = (y_m) / (y_c) = (0.017'') / (0.025'') = 0.68 < 1.0 \checkmark$$

Interacción del muro lateral,

(Ecuación 6.3)

$$\begin{aligned} (\Delta d / \Delta a)_i^2 + (\Delta d / \Delta a)_o^2 &= (0.68 / 1.0)_i^2 + (0.22 / 2.0)_o^2 \\ &= 0.47 < 1.0 \checkmark \end{aligned}$$

Se acepta el diseño del muro.

10.6 LOSA DE TECHO (CARGAS NORMALES AL PLANO)

Los tableros del techo son de 18 pies (549 cm) por 8 pies (244 cm), una proporción de 2.3 a 1. Por consiguiente el techo se analizará como una viga en una dirección y fija en ambos extremos.

Para agregar los efectos del peso propio para el cálculo del SDOF, la resistencia se ajustará por la magnitud del peso propio (ver discusión de precarga en la sección 6.1.5). Un medio alternativo para manejar el peso propio se utilizará en el Capítulo 11.

Se usará una cubierta no compuesta. De acuerdo con información de los fabricantes, las cubiertas de metal compuesto no se proyectan para cargas dinámicas.

Se selecciona una cubierta de metal de 2" (5.1 cm) de espesor.

Claro, L = 8' ó 96" (244 cm) centro a centro de las vigas de soporte

Espesor de diseño, b = 1.0' ó 12" (30 cm)

Refiérase al Apéndice A para la determinación de cargas.

10.6.1 CASO DE CARGA A

Sobrepresión máxima. Pa = 5.1 psi (35 kPa)

Tiempo de levantamiento. tr = 0.006 seg

Tiempo de duración. td = 0.05 seg

Carga máxima.

Po = (96" claro) (12" espesor) (5.1 psi) / (1.000 k/lb) = 5.9 kips (26.2 kN)

10.6.2 CASO DE CARGA B

$L_1 = 1'$ (30 cm), por lo tanto $C_e = 1.0$ y $t_r = 0.0$ seg

Sobrepresión máxima

$$\begin{aligned} P_a &= C_e (P_{so}) + C_d (q_o) \\ &= (1.0)(6 \text{ psi}) + (-0.4)(0.8 \text{ psi}) \\ &= 5.7 \text{ psi} \quad (39.3 \text{ kPa}) \end{aligned}$$

Carga máxima,

$$P_o = (96'' \text{ claro})(12'' \text{ espesor})(5.7 \text{ psi}) / (1,000 \text{ k/lb}) = 6.6 \text{ kips} \quad (29.4 \text{ kN})$$

Tiempo de duración, $t_d = 0.05$ seg

10.6.3 DIMENSIONES DE ENSAYO

5" de losa de concreto más cubierta de metal (12.7 cm)

Vs. #3 @ 7" (17.8 cm) en cada dirección, superficie & base

Vs. #3, $A_s = 0.11 \text{ pul}^2$

Las vs. en dirección del claro se colocan afuera de las vs. en dirección perpendicular.

10.6.4 CÁLCULO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para flexión dinámica.

(Apéndice B)

$$f_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.17) 60 \text{ ksi} = 77.2 \text{ ksi} = (532 \text{ MPa})$$

$$f'_{dc} = (SIF)(DIF) f'_c = (1.0)(1.19) 4 \text{ ksi} = 4.76 \text{ ksi} \quad (33 \text{ MPa})$$

$$A_s = (0.11 \text{ pul}^2)(12 \text{ pul}) / (7 \text{ pul}) = 0.19 \text{ pul}^2 \quad (1.2 \text{ cm}^2)$$

$$d_c = (5'' \text{ losa}) - (0.75'' \text{ recubrimiento}) - (0.375'' \text{ vs.}) / 2 = 4.06'' \quad (10.3 \text{ cm})$$

$$d_s = (5'' \text{ losa}) - (0.75'' \text{ recubrimiento}) - (0.375'' \text{ vs.}) / 2 + (2'' \text{ cubierta}) / 2 = 5.06'' \quad (12.9 \text{ cm})$$

$$p_c = A_s / (b) (d_c) = (0.19 \text{ pul}^2) / (12 \text{ pul}) (4.06 \text{ pul}) = 0.0039 \quad (\text{ACI 318, Ecuación 10-3})$$

$$p_s = A_s / (b) (d_s) = (0.19 \text{ pul}^2) / (12 \text{ pul}) (5.06 \text{ pul}) = 0.0031 > 200 / f_{dy}, \checkmark$$

$$a = (A_s) (f_{dy}) / (0.85) (f'_{dc}) (b) \quad (\text{Mac Gregor, Ecuación 4-9})$$

$$= (0.19 \text{ pul}^2) (77.2 \text{ ksi}) / (0.85) / 4.76 \text{ ksi} (12 \text{ pul})$$

$$= 0.30 \text{ pul} (0.76 \text{ cm})$$

$$M_{pc} = (A_s) (f_y) (d_c - a/2) \quad (\text{Mas Gregor, Ecuación 4-10 a})$$

$$= (0.19 \text{ pul}^2) (77.2 \text{ ksi}) ((4.06 \text{ pul}) - (0.30 \text{ pul}) / 2)$$

$$= 57.4 \text{ k-pul} (649 \text{ kN-cm})$$

$$M_{ps} = (A_s) (f_y) (d_s - a/2) \quad (\text{Mas Gregor, Ecuación 4-10 a})$$

$$= (0.19 \text{ pul}^2) (77.2 \text{ ksi}) ((5.06 \text{ pul}) - (0.30 \text{ pul}) / 2)$$

$$= 72.0 \text{ k-pul} (813 \text{ kN-cm})$$

$$R_b = 8 (M_{ps} + M_{pc}) / L \quad (\text{Tabla E.2})$$

$$= 8(57.4 \text{ k-pul} + 72.0 \text{ k-pul}) / (96 \text{ pul})$$

$$= 10.8 \text{ kips} (48.0 \text{ kN})$$

10.6.5 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTANTE

Para cortante dinámico

(Apéndice B)

$$f'_{dc} = (SIF) (DIF) f'_c = (1.0)(1.0) 4 \text{ ksi} = 4.0 \text{ ksi} (27.6 \text{ MPa})$$

$$V_c = 2 \sqrt{f'_c} b d$$

(ACI 318, Ecuación 11-29)

$$= 2 \sqrt{4.000 \text{ psi}} (12 \text{ pul}) (5.06 \text{ pul}) / 1,000$$

$$= 7.68 \text{ kips} (34.2 \text{ kN})$$

$$R_s = V_n L / (0.5 L - d)$$

$$= 7.68 \text{ k} (96 \text{ pul}) / (0.5 (96 \text{ pul}) - 5.06 \text{ pul})$$

$$= 17.2 \text{ kips (76.5 kN)}$$

10.6.6 CÁLCULO DE SISTEMA EQUIVALENTE SDOF

Debido a que $R_b < R_s$, controla la flexión, $R_u = R_b = 10.8 \text{ kips (48.0 kN)}$

Respuesta permisible, $\theta_a = 2.0^\circ$ (bajo rango) (Apéndice C.1)

Peso de losa. $w = (0.15 \text{ kcf})(0.5') = 0.075 \text{ ksf (3.6 kPa)}$

Carga estática = $(8')(1')((0.075 \text{ ksf losa}) + (0.025 \text{ ksf carga muerta})) = 0.8 \text{ kips (3.6 kN)}$

Positiva $R_u = R_b - (\text{carga estática}) = (10.8 \text{ k}) - (0.8 \text{ k}) = 10.0 \text{ kips.}$

Negativa $R_u = -R_b - (\text{carga estática}) = (-10.8 \text{ k}) - (0.8 \text{ k}) = -11.6 \text{ kips}$

Se usará un promedio para $p = (0.0039 + 0.0031) / 2 = 0.0035$

Momento total de inercia,

$$I_g = b (h)^3 / 12 = (12 \text{ pul}) (5 \text{ pul})^3 / 12 = 125 \text{ pul}^4 \quad (5200 \text{ cm}^4)$$

Momento de inercia de la sección agrietada.

$$n A_s = 8.04 (0.19 \text{ pul}^2) = 1.53 \text{ pul}^2 \quad (9.87 \text{ cm}^2)$$

$$C = [-n A_s + \sqrt{(n A_s (n A_s + 2bd))}] / b$$

$$= [-1.53 \text{ pul}^2 + \sqrt{(1.53 \text{ pul}^2 (1.53 \text{ pul}^2 + 2 (12 \text{ pul}) (4.06 \text{ pul}))}] / 12 \text{ pul}$$

$$= 0.90 \text{ pul (2.29 cm)}$$

$$I_{cr} = b C^3 / 3 + n A_s (d - C)^2$$

$$= 12 \text{ pul (0.90 pul)}^3 / 3 + 1.53 \text{ pul}^2 (4.06 \text{ pul} - 0.90 \text{ pul})^2$$

$$= 18 \text{ pul}^4 (749 \text{ cm}^4)$$

Momento de inercia promedio.

$$I_a = (I_g + I_{cr}) / 2 = (125 \text{ pul}^4 + 18 \text{ pul}^4) / 2 = 71.5 \text{ pul}^4 (2.976 \text{ cm}^4)$$

Rigidez efectiva,

(Biggs, Tabla 5.2)

$$\begin{aligned} K &= 307 EI / L^3 \\ &= 307 (3,605 \text{ ksi}) (71.5 \text{ pul}^4) / (96 \text{ pul})^3 \\ &= 89.4 \text{ k/pul} (156.6 \text{ kN/cm}) \end{aligned}$$

Deflexión de fluencia positiva,

$$y_e = (R_u \text{ positiva}) / K = 10.0 \text{ kips} / 89.4 \text{ k/pul} = 0.11 \text{ pul} (0.28 \text{ cm})$$

Deflexión de fluencia negativa,

$$y_e = (R_u \text{ negativa}) / K = -11.6 \text{ kips} / 89.4 \text{ k/pul} = -0.13 \text{ pul} (-0.33 \text{ cm})$$

Masa de la viga = (peso de viga) / (gravedad)

$$\begin{aligned} &= (0.15 \text{ kcf})(0.5' \text{ espesor})(1.0' \text{ ancho})(8' \text{ claro}) / (386 \text{ pul} / \text{seg}^2) \\ &= 0.0016 \text{ k-seg}^2/\text{pul} (0.0028 \text{ kN-seg}^2/\text{cm}) \end{aligned}$$

Debido a la respuesta esperada, se utilizará un promedio para K_{LM}

$$\text{elástico } K_{LM} = 0.41 / 0.53 = 0.77$$

(Tabla E.2)

$$\text{plástico } K_{LM} = 0.33 / 0.50 = 0.66$$

$$\text{promedio } K_{LM} = (0.77 + 0.66) / 2 = 0.715$$

Masa equivalente,

$$\begin{aligned} M_e &= (K_{LM})(\text{masa de la viga}) \\ &= 0.715(0.0016 \text{ k-seg}^2/\text{pul}) \\ &= 0.0011 \text{ k-seg}^2/\text{pul} (0.0019 \text{ kN-seg}^2/\text{cm}) \end{aligned}$$

Periodo de vibración.

(Ecuación 5.8)

$$t_n = 2\pi \sqrt{(M_e / K)} = 2\pi \sqrt{(0.0011 \text{ k-seg}^2/\text{pul}) / (89.4 \text{ k/pul})} = 0.022 \text{ seg}$$

$$\text{Incremento de tiempo} = t_n / 10 = 0.002 \text{ seg}$$

Para la reacción del apoyo, se utilizará el promedio de la condición elástica y plástica.

$$V = 0.37 R + 0.13 F \quad (\text{Tabla E.2})$$

10.6.7 SOLUCIÓN GRÁFICA (CASO DE CARGA B)

$$t_d / t_n = (0.05 \text{ seg}) / (0.022 \text{ seg}) = 2.3$$

$$R_u / P_o = (10.0 \text{ kips}) / (6.6 \text{ kips}) = 1.5$$

Usando la gráfica: $\mu_d = 1.25$

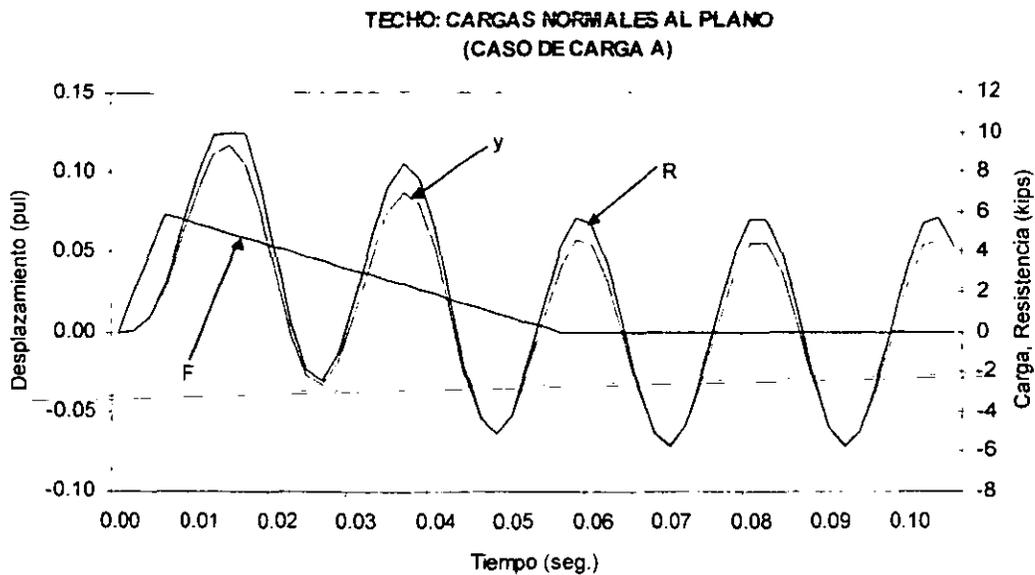
(Figura 5.6)

$$\text{Máxima deflexión, } y_m = (\mu_d)(y_e) = (1.25)(0.11 \text{ pul}) = 0.14 \text{ pul } (0.36 \text{ cm})$$

Rotación del apoyo,

$$\theta_d = \arctan(y_m / 0.5 L) = \arctan(0.14 \text{ pul} / (0.5)(96 \text{ pul})) = 0.17^\circ < 2^\circ \quad \checkmark$$

10.6.8 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA



La desviación máxima positiva es: $y_m = 0.117''$ (0.30 cm) en $t = 0.014$ seg

La deformación plástica es: $y_p = y_m - y_e = 0.117'' - 0.11'' = 0.007''$ (0.018 cm)

La deflexión máxima de rebote es: $y_m = -0.071''$ (-0.18 cm) en $t = 0.070$ seg

y la deformación elástica del rebote es: $y_m - y_p = 0.117'' - 0.007'' = 0.11''$ (0.28 cm)

La magnitud del rebote máximo es conservador porque ocurre después de que la carga se disipa y después de varios ciclos de respuesta sin reducciones debidas al amortiguamiento.

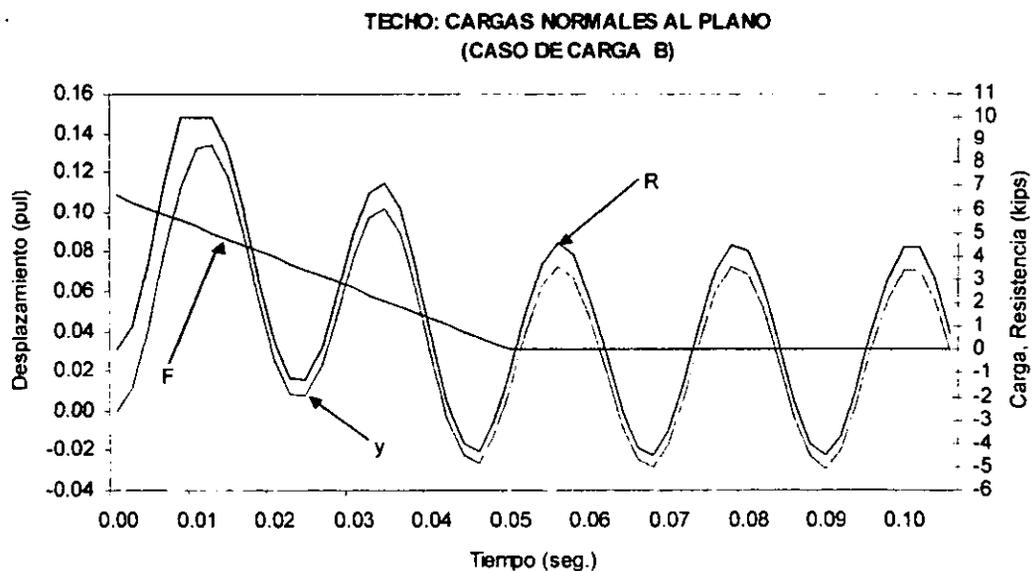
Rotación del apoyo, (Figura 4.9)

$$\theta = \arctan (y_m / 0.5L) = \arctan ((0.117 \text{ pul}) / (0.5)(96 \text{ pul})) = 0.14^\circ$$

Interacción de la losa de techo. (Ecuación 6.3)

$$(\Delta d / \Delta a)_i^2 + (\Delta d / \Delta a)_o^2 = (0.45 / 1.0)_i^2 + (0.14 / 2.0)_o^2 = 0.21 < 1.0 \checkmark$$

10.6.9 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA (CASO DE CARGA B)



La desviación máxima positiva es: $y_m = 0.134 \text{ pul (0.34 cm)}$ en $t = 0.012 \text{ seg}$

La deflexión máxima de rebote es: $y_m = -0.029 \text{ pul (-0.074cm)}$ en $t = 0.068 \text{ seg}$

El rebote máximo es conservador porque ocurre después de que la carga se disipa y después de varios ciclos de respuesta sin reducciones debidas al amortiguamiento.

Rotación del apoyo,

(Figura 4.9)

$$\theta = \arctan (y_m / 0.5L) = \arctan ((0.134 \text{ pul}) / (0.5)(96 \text{ pul})) = 0.16^\circ$$

Este caso de interacción no controlará.

Debido a que los valores de respuesta están por debajo de los valores permisibles que se establecieron, el refuerzo de la losa podría reducirse un poco.

Se acepta el diseño de la losa.

10.7 VIGAS DE TECHO

Cada viga de techo interior soporta un ancho de losa de techo de 8 pies (244 cm).

La viga se conecta a la losa de techo para prevenir separación durante el rebote. En este caso, la conexión debe diseñarse para considerar acción compuesta entre la losa y la viga. El omitir este efecto en el diseño no es conservador, debido a que la acción compuesta incrementa en gran medida la capacidad a flexión de la viga (aun cuando no se incrementa la capacidad a cortante).

Para agregar los efectos de peso propio al cálculo de SDOF, la resistencia se ajustará por la magnitud de la carga muerta (ver el tema de precarga en la sección 6.1.5). Para un medio alternativo de manejar la carga muerta, refiérase al Capítulo 11.

Claro, $L = 18' \text{ ó } 216''$ (549 cm), conexiones articuladas en cada extremo,

Ancho tributario de losa, $B = 8.0' \text{ ó } 96''$ (244 cm)

10.7.1 CASO DE CARGA A

Tiempo de viaje entre losas = $L1 / U = (8 \text{ pies } c/c) / (1,312 \text{ pies } / \text{seg}) = 0.006 \text{ seg}$

Carga = (18 pies claro)(reacción de la losa + reacción de la losa retrasada con 0.006 seg)

10.7.2 CASO DE CARGA B

Tiempo de viaje por la longitud de viga = $L1/U = (18 \text{ pies } \text{claro}) / (1,312 \text{ pies } / \text{seg}) = 0.014 \text{ seg}$

Carga = (promedio de reacciones de la losa retrasadas con 0.014 seg) (2 lados)

10.7.3 DIMENSIONES DE PRUEBA (W14x38)

Peralte de la viga, $d = 14.1''$ (35.8 cm) ancho del patín / espesor, $bf / 2 tf = 6.6$

Espesor del alma, $tw = 0.31''$ (0.79 cm) peralte del alma / espesor, $hc / tw = 39.6$

Radio de giro, $ry = 1.55$ (3.94 cm)

Momento de inercia, $I = 385 \text{ pul}^4$ (16,025 cm⁴)

Módulo plástico, $Zx = 61.5 \text{ pul}^3$ (1,008 cm³)

10.7.4 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para flexión dinámica,

(Apéndice B)

$$f_{dy} = (\text{SIF})(\text{DIF}) f_y = (1.1)(1.29) 36 \text{ ksi} = 51.1 \text{ ksi} = (352 \text{ MPa})$$

Verificación del patín,

(AISC LRFD, Tabla b5.1)

$$\lambda_p = 65 / \sqrt{F_y} = 65 / \sqrt{51.1 \text{ ksi}} = 9.1 > 6.6 \quad \checkmark$$

Verificación del alma,

(AISC LRFD, Tabla b5.1)

$$\lambda_p = 640 / \sqrt{F_y} = 640 / \sqrt{51.1 \text{ ksi}} = 89.5 > 39.6 \quad \checkmark$$

Longitud sin soporte lateral para diseño plástico,

(AISC LRFD, Ecuación F 1-1)

$$\begin{aligned} L_{pd} &= (3,600 + 2,200 M_1 / M_p) r_y / f_{dy} \\ &= (3,600 + 0)(1.55 \text{ pul}) / (51.1 \text{ ksi}) \\ &= 109'' \text{ ó } 9'1'' \text{ (277 cm)} \end{aligned}$$

$$M_p = Z (f_{dy}) = (61.5 \text{ pul}^3)(51.1 \text{ ksi}) = 3.143 \text{ k-pul} \quad (35,509 \text{ kN-cm})$$

$$R_b = 8 M_p / L = 8 (3.143 \text{ k-pul}) / (216 \text{ pul}) = 116.4 \text{ kips} \text{ (518 kN)}$$

10.7.5 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTANTE

Para cortante dinámico

(Apéndice B)

$$f_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.29) 36 \text{ ksi} = 51.1 \text{ ksi} = (352 \text{ MPa})$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 (f_{dy})(d)(tw) && \text{(AISC LRFD, Ecuación F 2-1)} \\ &= 0.6 (51.1 \text{ ksi})(14.1 \text{ pul})(0.31 \text{ pul}) \\ &= 134.0 \text{ kips} (596 \text{ kN}) \end{aligned}$$

$$R_s = 2V_n = 2 (134 \text{ kips}) = 268 \text{ kips} (1,192 \text{ kN})$$

10.7.6 CÁLCULO DEL SISTEMA EQUIVALENTE SDOF

Debido a que $R_b < R_s$, controla la flexión, $R_u = R_b = 116.4 \text{ kips} (518 \text{ kN})$

Respuesta permisible, $\mu_a = 3.0$, $\theta_a = 2.0^\circ$ (rango de respuesta bajo) (Apéndice C.3)

$$\begin{aligned} \text{Carga estática} &= (\text{peso de viga}) + (\text{peso de losa}) \\ &= (0.038 \text{ klf})(18') + (8')(18')((0.075 \text{ ksf de losa}) + (0.025 \text{ ksf carga muerta})) \\ &= 15.1 \text{ kips} (67.2 \text{ kN}) \end{aligned}$$

$$\text{Positiva } R_u = R_b - (\text{carga estática}) = 116.4 \text{ k} - 15.1 \text{ k} = 101.3 \text{ kips.}$$

$$\text{Negativa } R_u = -R_b - (\text{carga estática}) = -116.4 \text{ k} - 15.1 \text{ k} = -131.5 \text{ kips}$$

Rigidez efectiva.

(Apéndice E.1)

$$\begin{aligned} K &= 384 EI / 5 L^3 \\ &= 384 (29,000 \text{ ksi}) (385 \text{ pul}^4) / 5 (216 \text{ pul})^3 \\ &= 85.1 \text{ k/pul} (149 \text{ kN/cm}) \end{aligned}$$

Deflexión de fluencia positiva.

$$y_e = (R_u \text{ positiva}) / K = 101.3 \text{ kips} / 85.1 \text{ k/pul} = 1.19 \text{ pul} (3.02 \text{ cm})$$

Deflexión de fluencia negativa,

$$y_e = (R_u \text{ negativa}) / K = -131.5 \text{ kips} / 85.1 \text{ k/pul} = -1.55 \text{ pul} (-3.94 \text{ cm})$$

Para el cálculo de la masa se incluirá 20% del peso tributario de la losa. (Sección 5.3.2)

$$\begin{aligned} \text{Masa de la viga} &= (\text{peso de la viga}) + 0.2(\text{peso tributario de losa}) / (\text{gravedad}) \\ &= (0.7 \text{ kips}) + (0.2 (14.4 \text{ kips})) / (386 \text{ pul} / \text{seg}^2) \\ &= 0.0093 \text{ k-seg}^2/\text{pul} (0.0163 \text{ kN-seg}^2/\text{cm}) \end{aligned}$$

Debido a la respuesta esperada, se tomará un promedio para K_{LM}

$$\text{elástico } K_{LM} = 0.5 / 0.64 = 0.78 \quad (\text{Apéndice E.1})$$

$$\text{plástico } K_{LM} = 0.33 / 0.50 = 0.66$$

$$\text{promedio } K_{LM} = (0.78 + 0.66) / 2 = 0.72$$

Masa equivalente,

$$\begin{aligned} M_e &= (K_{LM})(\text{masa de la viga}) \\ &= 0.72 (0.0093 \text{ k-seg}^2/\text{pul}) \\ &= 0.0067 \text{ k-seg}^2/\text{pul} (0.0117 \text{ kN-seg}^2/\text{cm}) \end{aligned}$$

Periodo de vibración, (Ecuación 5.8)

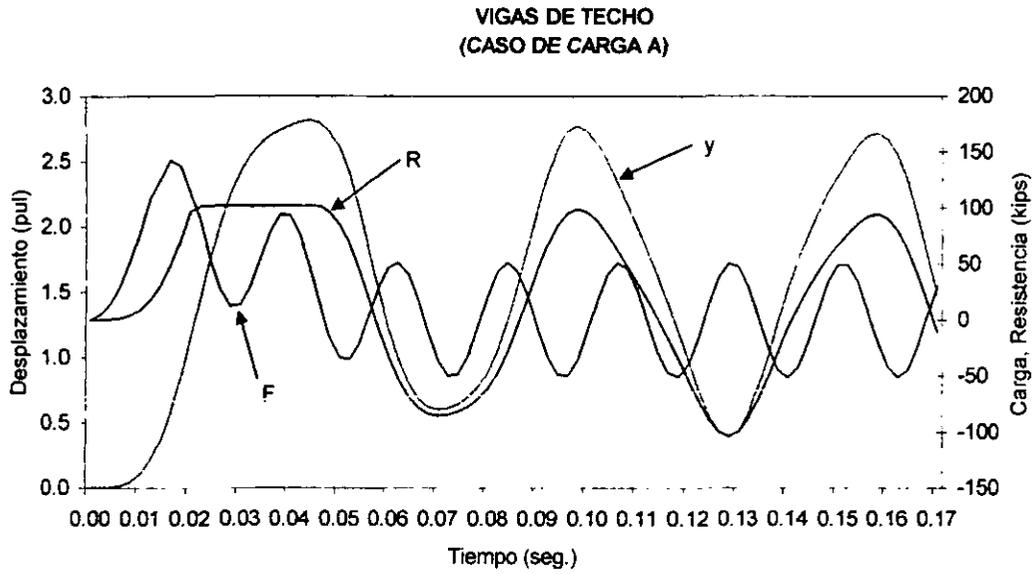
$$t_n = 2\pi \sqrt{(M_e / K)} = 2\pi \sqrt{((0.0067 \text{ k-seg}^2/\text{pul}) / (85.1 \text{ k/pul}))} = 0.056 \text{ seg}$$

Incremento de tiempo = $t_n / 10 = 0.006 \text{ seg}$, se usará 0.002 para igualar el valor del incremento de tiempo con el que se cálculo la losa.

Para la reacción del apoyo, se utilizará un promedio de la condición elástica y plástica.

$$V = 0.385 R + 0.115 F \quad (\text{Apéndice E.1})$$

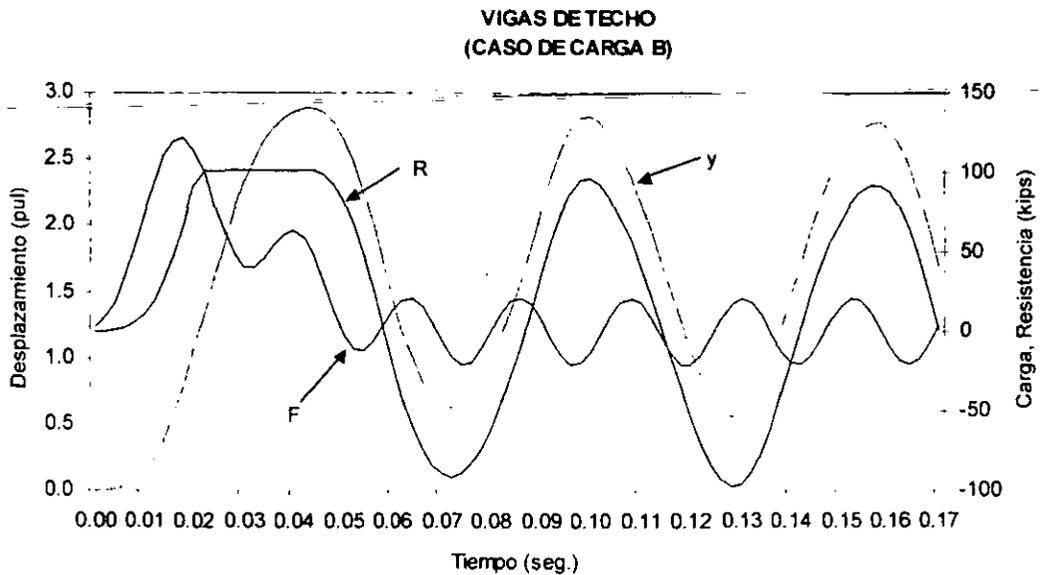
10.7.7 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA



La deflexión máxima positiva es: $y_m = 2.813''$ (7.15 cm) en $t = 0.044$ seg

La deflexión máxima de rebote es: $y_m = 0.599''$ (1.52 cm) en $t = 0.070$ seg

10.7.8 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA



La deflexión máxima positiva es: $y_m = 2.883''$ (7.32 cm) en $t = 0.042$ seg

La deflexión máxima de rebote es: $y_m = 0.623''$ (1.58 cm) en $t = 0.072$ seg

Ductilidad,

$$\mu = y_m / y_e = 2.883 \text{ pul} / 1.19 \text{ pul} = 2.42 < 3.0 \checkmark$$

Rotación del apoyo,

$$\theta_d = \arctan(y_m) / (0.5 L) = \arctan ((2.883 \text{ pul}) / (0.5)(216 \text{ pul})) = 1.53^\circ < 2.0^\circ \checkmark$$

Proporcione refuerzo lateral al centro del claro.

USAR VIGA W 14x38

10.8 VIGUETAS DE TECHO

Las viguetas de techo están simplemente apoyadas en ambos extremos y soportan la carga de las vigas, la cual se encuentra aplicada a cada 8 pies.

Las viguetas se conectan a la losa para prevenir la separación durante el rebote. En este caso, la conexión será diseñada considerando acción compuesta entre la losa y la vigueta de techo. El omitir este efecto en el diseño no es conservador, ya que la acción compuesta incrementa en gran medida la capacidad a flexión de la vigueta (aun cuando no aumente la capacidad al cortante).

Para considerar el efecto de la carga muerta en el cálculo de SDOF, la resistencia se ajustará por la magnitud de la carga muerta (refiérase al tema de precarga en la sección 6.1.5) Para una forma alternativa de manejar el peso propio, refiérase al Capítulo 11.

Claro. $L = 32'$ ó $384''$ (975 cm), conexiones articuladas en cada extremo.

Ancho tributario de losa. $B = 18'$ ó $216''$ (549 cm)

10.8.1 CASO DE CARGA A

$$\text{Tiempo de viaje entre vigas} = L / U = (8') / (1.312 \text{ pies/seg}) = 0.006 \text{ seg}$$

$$\text{Carga} = 2 \text{ lados} * ((\text{reacción de la viga}) + (\text{reacción de la viga con } 0.006 \text{ seg de retraso}) + (\text{reacción de la viga con } 0.012 \text{ seg de retraso}))$$

10.8.2 CASO DE CARGA B

Tiempo de viaje entre centros de vigas = $L1 / U = (18') / (1,312 \text{ pies/seg}) = 0.014 \text{ seg.}$

Carga = 3 vigas * ((reacción de la viga) * (reacción de la viga con 0.014 seg de retraso))

10.8.3 DIMENSIONE DE ENSAYO W 21X111

(AISC LRFD)

Peralte de la viga, $d = 21.51''$ (54.64 cm)

ancho del patín / espesor, $bf / 2tf = 7.1$

Espesor del alma, $t_w = 0.55''$ (1.40 cm)

peralte del alma / espesor, $hc / t_w = 34.1$

Radio de giro, $r_y = 2.90$ (7.37 cm)

Momento de inercia, $I = 2670 \text{ pul}^4$ (111,134 cm⁴)

Módulo plástico, $Z_x = 279 \text{ pul}^3$ (4,572 cm³)

10.8.4 CÁLCULO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para flexión dinámica.

(Apéndice B)

$f_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1) (1.29) 36 \text{ ksi} = 51.1 \text{ ksi} = (352 \text{ MPa})$

Verificación del patín,

(AISC LRFD, Tabla b5.1)

$\lambda_p = 65 / \sqrt{F_y} = 65 / \sqrt{51.1 \text{ ksi}} = 9.1 > 7.1 \checkmark$

Verificación del alma.

(AISC LRFD, Tabla b5.1)

$\lambda_p = 640 / \sqrt{F_y} = 640 / \sqrt{51.1 \text{ ksi}} = 89.5 > 34.1 \checkmark$

Longitud sin refuerzo lateral para diseño plástico,

(AISC LRFD, Ecuación F 1-1)

$L_{pd} = (3.600 + 2.200 M1 / M_p) r_y / f_{dy}$
 $= (3.600 + 0) (2.90 \text{ pul}) / (51.1 \text{ ksi})$
 $= 204 \text{ pul. ó } 17 \text{ pies (} 518 \text{ cm)}$

$M_p = Z (f_y) = (279 \text{ pul}^3) (51.1 \text{ ksi}) = 14.257 \text{ k-pul} \quad (161.074 \text{ kN-cm})$

$R_b = 8 M_p / L = 8 (14.257 \text{ k-pul}) / (384 \text{ pul}) = 297 \text{ kips (} 1,321 \text{ kN)}$

10.8.5 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTANTE

Para cortante dinámico

(Apéndice B)

$$f_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1) (1.29) 36 \text{ ksi} = 51.1 \text{ ksi} = (352 \text{ MPa})$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 (f_{dy})(d)(tw) \\ &= 0.6 (51.1 \text{ ksi})(21.51 \text{ pul})(0.55 \text{ pul}) \\ &= 363 \text{ kips} (1.615 \text{ kN}) \end{aligned}$$

$$R_s = 2V_n = 2 (363 \text{ kips}) = 726 \text{ kips} (3,229 \text{ kN})$$

10.8.6 CÁLCULO DE SISTEMA EQUIVALENTE SDOF

Debido a que $R_b < R_s$, controla la flexión, $R_u = R_b = 297 \text{ kips} (1.321 \text{ kN})$

Respuesta permisible de ductilidad.

$$\mu_a = 3.0, \theta_a = 2.0^\circ \text{ (rango de respuesta bajo)} \quad \text{(Apéndice C.3)}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga estática} &= (\text{peso de vigueta}) + (\text{peso de viga}) + (\text{peso de losa}) \\ &= (0.111 \text{ klf})(32') + 3(0.038 \text{ klf})(18') + (32')(18') ((0.075 \text{ ksf de losa}) + \\ &\quad 0.025 \text{ ksf carga muerta)) \\ &= 63.3 \text{ kips} (282 \text{ kN}) \end{aligned}$$

$$\text{Positiva } R_u = R_b - (\text{carga estática}) = 297 \text{ kips} - 63.3 \text{ kips} = 233.7 \text{ kips}$$

$$\text{Negativa } R_u = -R_b - (\text{carga estática}) = -297 \text{ kips} - 63.3 \text{ kips} = -360.3 \text{ kips}$$

El Apéndice E.1 no incluye el caso para tres cargas puntuales, por esta razón se aplicarán los valores de rigidez y factores de transformación para carga con distribución uniforme, como aproximación a los valores de la carga aplicada.

Rigidez efectiva.

(Apéndice E.1)

$$\begin{aligned} K &= 384 EI / 5 L^3 \\ &= 384 (29,000 \text{ ksi}) (2670 \text{ pul}^4) / 5 (384 \text{ pul})^3 \end{aligned}$$

$$= 105 \text{ k/pul (183.9 kN/cm)}$$

Deflexión de fluencia positiva,

$$y_e = (R_u \text{ positiva}) / K = 233.7 \text{ kips} / 105 \text{ k/pul} = 2.23 \text{ pul (5.66 cm)}$$

Deflexión de fluencia negativa,

$$y_e = (R_u \text{ negativa}) / K = -360.3 \text{ kips} / 105 \text{ k/pul} = -3.43 \text{ pul (-8.71 cm)}$$

Se debe considerar 20% del peso tributario de la losa y viga. (Sección 5.3.2)

$$\begin{aligned} \text{Masa de la viga} &= (\text{peso de la viga}) + 0.2(\text{peso tributario de losa y viga}) / (\text{gravedad}) \\ &= ((3.6 \text{ kips}) + (0.2 (2.1 \text{ kips} + 57.6 \text{ kips})) / (386 \text{ pul} / \text{seg}^2) \\ &= 0.040 \text{ k-seg}^2/\text{pul} \text{ (0.070 kN-seg}^2/\text{cm)} \end{aligned}$$

Debido a la respuesta esperada, se utilizará un promedio para K_{LM}

$$\text{elástico } K_{LM} = 0.5 / 0.64 = 0.78 \quad (\text{Apéndice E.1})$$

$$\text{plástico } K_{LM} = 0.33 / 0.50 = 0.66$$

$$\text{promedio } K_{LM} = (0.78 + 0.66) / 2 = 0.72$$

Masa equivalente,

$$\begin{aligned} M_e &= (K_{LM})(\text{masa de la viga}) \\ &= 0.72 (0.040 \text{ k-seg}^2/\text{pul}) \\ &= 0.029 \text{ k-seg}^2/\text{pul} \text{ (0.049 kN-seg}^2/\text{cm)} \end{aligned}$$

Periodo de vibración. (Ecuación 5.8)

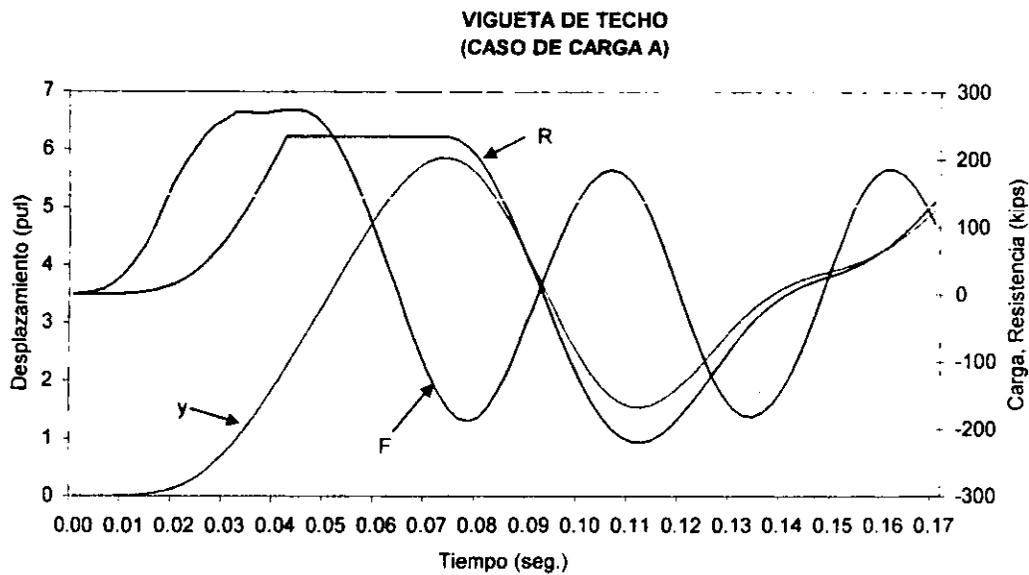
$$t_n = 2\pi \sqrt{(M_e / K)} = 2\pi \sqrt{((0.029 \text{ k-seg}^2/\text{pul}) / (105 \text{ k/pul}))} = 0.104 \text{ seg}^2$$

Incremento de tiempo = $t_n / 10 = 0.01041 \text{ seg}$. se utilizará 0.002 para igualar al incremento de tiempo con el que se diseñó la losa.

Para calcular la reacción del apoyo, se utilizará el promedio de la condición elástica y plástica.

$$V = 0.39 R + 0.11 F \quad (\text{Apéndice E.1})$$

10.8.7 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA



La deflexión máxima positiva es: $y_m = 5.864''$ (14.9 cm) en $t = 0.074$ seg.

La deflexión máxima de rebote es: $y_m = 1.541''$ (3.91 cm) en $t = 0.112$ seg

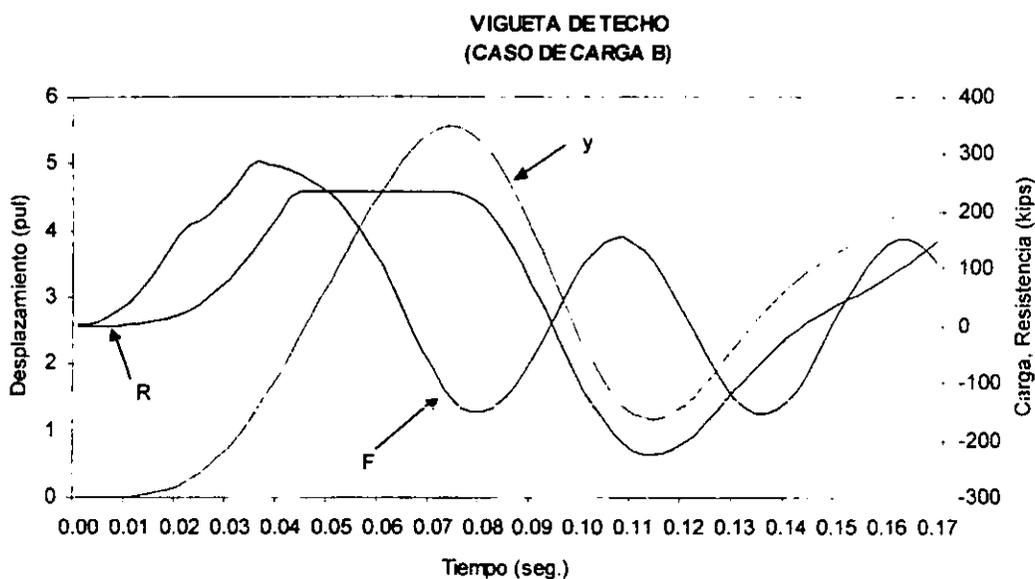
Ductilidad,

$$\mu = y_m / y_e = 5.864 \text{ pul} / 2.23 \text{ pul} = 2.63 < 3.0 \quad \checkmark$$

Rotación del apoyo,

$$\theta_d = \arctan(y_m) / (0.5 L) = \arctan (5.864 \text{ pul}) / (0.5)(384 \text{ pul}) = 1.7^\circ < 2.0^\circ \quad \checkmark$$

10.8.8 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA



La deflexión máxima positiva es: $y_m = 5.553''$ (14.1 cm) en $t = 0.074$ seg

Proporcione refuerzo lateral @ 8 pies (244 cm) (en conexión de viga).

USAR VIGUETA W 21x111

10.9 COLUMNAS

La columna esta articulada en ambos extremos.

Para considerar los efectos del peso propio en el cálculo de SDOF, la resistencia se ajustará por la magnitud del peso propio (refiérase a la discusión de precarga en la sección 6.1.5). Para un medio alternativo de manejar el peso propio, refiérase al Capítulo 11.

Longitud, $L = 12'$, ó $144''$ (366 cm).

10.9.1 CASO DE CARGA A

Tiempo de viaje entre viguetas = $L / U = (32 \text{ pies}) / (1,312 \text{ pies / seg}) = 0.024 \text{ seg}$

$$\text{Carga} = (\text{reacción de la viga}) + 2 * (\text{reacción de la viga con 0.012 seg de retraso}) + (\text{reacción de la viga con 0.024 seg de retraso})$$

10.9.2 CASO DE CARGA B

$$\text{Tiempo de viaje entre vigas} = L / U = (18 \text{ pies}) / (1,312 \text{ pies / seg}) = 0.014 \text{ seg}$$

$$\text{Carga} = (\text{reacción de la viga}) + 2 * (\text{reacción de la viga con 0.007 seg de retraso}) + (\text{reacción de la viga con 0.014 seg de retraso})$$

10.9.3 DIMENSIONES DE ENSAYO W 10X45

$$\text{Área, } A = 13.3 \text{ pul}^2 \text{ (} 86 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Radio de giro, } r_y = 2.01 \text{ pul (} 5.11 \text{ cm)}$$

10.9.4 CÁLCULO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Para compresión dinámica,

(Apéndice B)

$$f_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1) (1.19) 36 \text{ ksi} = 47.1 \text{ ksi} = (325 \text{ MPa})$$

$$\begin{aligned} \lambda_c &= (K)(L) \sqrt{(F_y / E) / \pi(r)} && \text{(AISC LRFD, Ecuación E2-4)} \\ &= (K)(144 \text{ pul}) \sqrt{(47.1 \text{ ksi} / 29,000 \text{ ksi}) / \pi(2.01 \text{ pul})} \\ &= 0.92 < 1.5 \quad \therefore \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cr} &= (0.658^{\lambda_c^2}) (f_y) && \text{(AISC LRFD, Ecuación E2-2)} \\ &= (0.658^{0.92^2}) (47.1 \text{ ksi}) \\ &= 33.1 \text{ ksi (} 228 \text{ MPa)} \end{aligned}$$

Capacidad a compresión

(AISC LRFD, Ecuación E2-1)

$$P_n = A_g (f_{cr}) = (13.3 \text{ pul}^2)(33.1 \text{ ksi}) = 440 \text{ kips (} 1.957 \text{ kN)}$$

10.9.5 CÁLCULO DE RESISTENCIA A TENSIÓN

Para tensión dinámica,

$$f_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1) (1.19) 36 \text{ ksi} = 47.1 \text{ ksi} = (325 \text{ MPa})$$

Capacidad a tensión,

$$P_n = A_g (f_y) = (13.3 \text{ pul}^2)(47.1 \text{ ksi}) = 626 \text{ kips} \quad (2,785 \text{ kN})$$

10.9.6 CÁLCULO DE SISTEMA EQUIVALENTE SDOF

Para compresión, $R_u = P_n = 440 \text{ kips} (1,957 \text{ kN})$

Para tensión, $R_u = P_n = 626 \text{ kips} (2,785 \text{ kN})$

Debido a que la columna soporta los componentes principales de la estructura, la respuesta permisible se limitará al rango elástico, de esta manera $\mu_a = 1.0^\circ$

Ya que la columna es realmente un sistema de SDOF, los factores de transformación no se aplicarán.

$$\text{Peso de losa} = (18') (32') ((0.075 \text{ ksf losa}) + (0.025 \text{ ksf})) = 57.6 \text{ kips} (256 \text{ kN})$$

$$\text{Peso de viga} = (3) (0.038 \text{ klf}) (18') = 2.1 \text{ kips} (9.3 \text{ kN})$$

$$\text{Peso de vigueta} = (0.111 \text{ klf}) (32') = 3.6 \text{ kips} (16 \text{ kN})$$

$$\text{Peso de columna} = (0.045 \text{ klf}) (12') / 2 = 0.27 \text{ kips} (1.2 \text{ kN})$$

$$\begin{aligned} \text{Carga estática} &= (\text{losa de techo}) + (\text{viga}) + (\text{vigueta}) + (\text{columna}) \\ &= 57.6 \text{ k} + 2.1 \text{ k} + 3.6 \text{ k} + 0.27 \text{ k} = 63.6 \text{ kips} \quad (283 \text{ kN}) \end{aligned}$$

$$\text{Positiva } R_u = R_n - (\text{carga estática}) = 440 \text{ kips} - 63.6 \text{ kips} = 376.4 \text{ kips} (1674 \text{ kN})$$

$$\text{Negativa } R_u = -R_n - (\text{carga estática}) = -626 \text{ kips} - 63.6 \text{ kips} = -689.6 \text{ kips} (3067 \text{ kN})$$

Rigidez efectiva.

$$K = A (E) / L$$

$$= (13.3 \text{ pul}^2)(29,000 \text{ ksi}) / (144 \text{ pul})$$

$$= 2,678 \text{ k/pul (4,690 kN/cm)}$$

Deflexión de fluencia positiva,

$$y_e = (R_u \text{ positiva}) / K = 376.4 \text{ kips} / 2,678 \text{ k/pul} = 0.14 \text{ pul (0.36 cm)}$$

Deflexión de fluencia negativa,

$$y_e = (R_u \text{ negativa}) / K = -689.6 \text{ kips} / 2,678 \text{ k/pul} = -0.26 \text{ pul (-0.66 cm)}$$

Se debe considerar el 20% de peso tributario de los componentes soportados (Sección 5.3.2)

Masa de la columna,

$$\begin{aligned} M &= (\text{peso de la columna} + 0.2(\text{peso tributario del techo})) / (\text{gravedad}) \\ &= ((0.27 \text{ kips}) + (0.2 (3.6 + 2.1 \text{ kips} + 57.6 \text{ kips}))) / (386 \text{ pul} / \text{seg}^2) \\ &= 0.033 \text{ k-seg}^2/\text{pul} \text{ (0.058 kN-seg}^2/\text{cm)} \end{aligned}$$

Periodo de vibración,

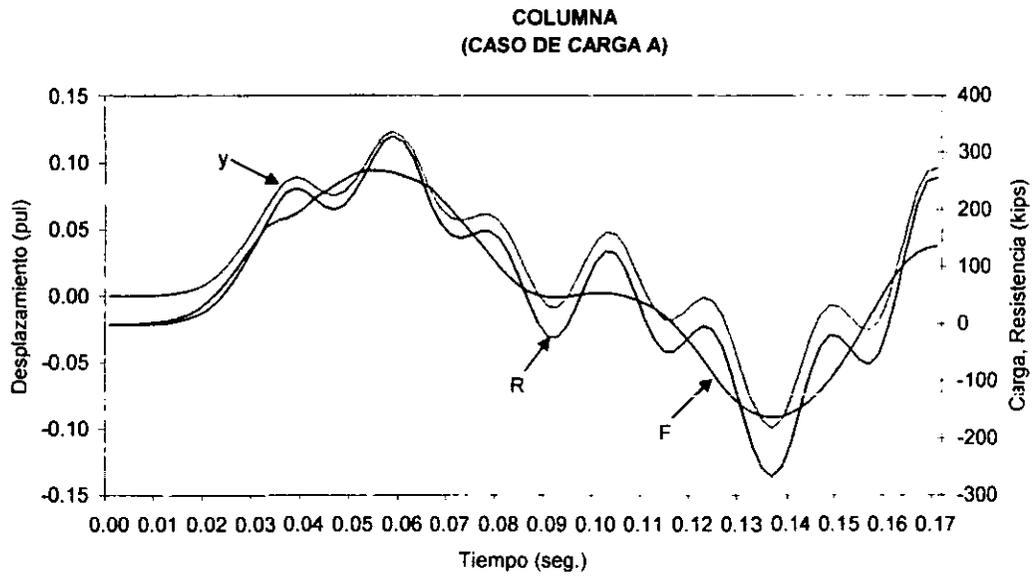
$$t_n = 2\pi \sqrt{M / K} = 2\pi \sqrt{(0.033 \text{ k-seg}^2/\text{pul}) / (2,678 \text{ k/pul})} = 0.022 \text{ seg}$$

Incremento de tiempo = $t_n / 10 = 0.0022 \text{ seg}$. se utilizará 0.002 para igualar a los otros componentes.

Reacción del apoyo,

$$V = R$$

10.9.7 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA

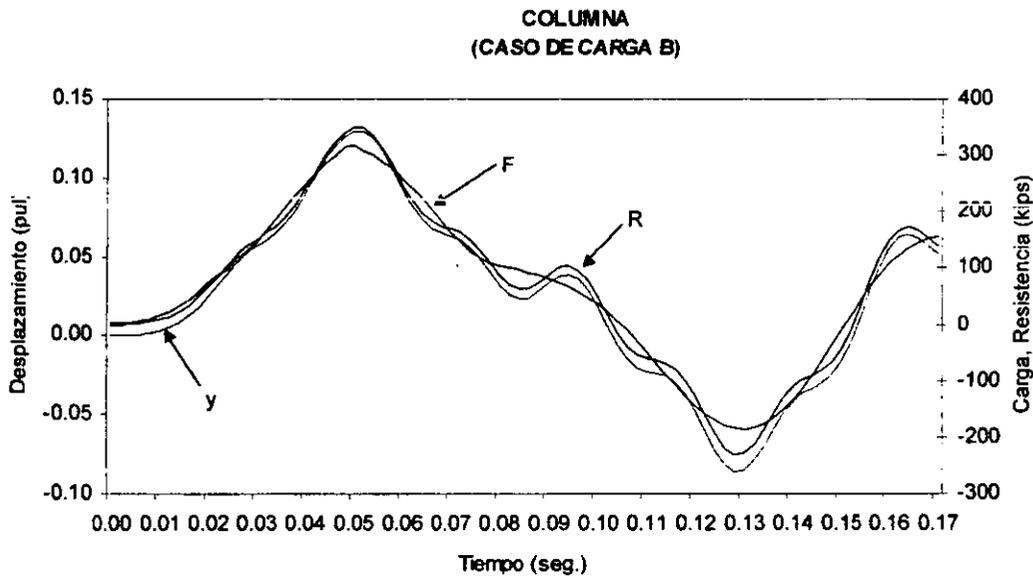


La deflexión máxima positiva es: $y_m = 0.123''$ (0.312 cm) en $t = 0.058$ seg

La reacción máxima positiva es: 328.07 kips (1.459 kN) en $t = 0.058$ seg

La reacción máxima de rebote es: -24.15 kips (-107 kN) en $t = 0.092$ seg

10.9.8 SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA



La deflexión máxima positiva es: $y_m = 0.130''$ (0.33 cm) en $t = 0.050$ seg

Ductilidad,

$$\mu_c = y_m / y_e = (0.130 \text{ pul}) / (0.14 \text{ pul}) = 0.93 < 1 \checkmark$$

USAR COLUMNA W 10x45

10.10 CIMENTACIÓN

El siguiente diseño representa una manera de calcular la cimentación para esta situación. Otras opciones de diseño podrían incluir una combinación de pilotes verticales y la resistencia pasiva. El método de diseño estático equivalente se usará como se describió en la sección 6.6.1.

Se usarán pilotes de concreto precolado con una fuerza a la compresión permisible de 80 kips (356 kN) y una fuerza a la tensión permisible de 50 kips (222 kN), ambos con factor de seguridad de 3 contra la capacidad última. Se considera que los pilotes inclinados resistirán todas las fuerzas laterales (no se incluye la contribución de la presión pasiva del suelo), y por lo tanto puede usarse un factor de seguridad de 1.2. De acuerdo a esto, se ajustará la capacidad permisible a explosión.

Compresión permisible,

$$P_c = (80 \text{ kips})(3/1.2) = 200 \text{ kips (890 kN)}$$

Tensión permisible,

$$P_t = (50 \text{ kips})(3/1.2) = 125 \text{ kips (556 kN)}$$

Inclinación de pilotes: 3 horizontal, 12 vertical.

$$\text{Dimensión axial} = \sqrt{(3^2 + 12^2)} = 12.4$$

10.10.1 CASO DE CARGA A

Se pueden usar varios métodos para determinar las cargas máximas para el diseño estático de la cimentación. Tales métodos pueden determinar la carga de la presión de explosión aplicada al edificio, de la flexión ó capacidad al corte de los elementos estructurales de soporte, ó de las reacciones dinámicas de los elementos de soporte. En este ejemplo, se usan las cargas máximas de cada uno de los componentes directamente soportados por la cimentación.

Del análisis del muro frontal

(Sección 10.3.9)

$V = +9.82 \text{ klf (1.43 kN/cm)}$ dirección de la explosión.

- 6.76 klf (0.99 kN/cm) dirección del rebote

Del análisis del muro lateral (en el plano)

(Sección 10.5.7)

$V = +760.35 \text{ kips (3.382 kN)}$.

- 710.61 kips (-3.161 kN)

Del análisis del muro posterior, (opuesto a la dirección de explosión) (Sección 10.3.11)

$$V = +6.29 \text{ klf (0.92 kN/cm),}$$

$$- 2.33 \text{ klf (-0.34 kN/cm)}$$

Del análisis de la columna (Sección 10.9.7)

$$P = +328.07 \text{ kips (1,459 kN/cm) compresión,}$$

$$- 24.15 \text{ kips (107 kN) tensión}$$

Fuerza lateral total en el edificio en dirección de la explosión,

$$V + = (2 \text{ muros laterales})(760.35 \text{ k}) + (92.67' \text{ ancho del edificio})(9.82 \text{ klf} + 2.33 \text{ klf})$$

$$= 2,647 \text{ kips (11,774 kN)}$$

Fuerza lateral total en el edificio opuesta a la dirección de la explosión,

$$V - = (2 \text{ muros laterales})(-710.61 \text{ k}) + (92.67' \text{ ancho del edificio})(-6.76 \text{ klf} - 6.29 \text{ klf})$$

$$= 2,631 \text{ kips (11,703 kN)}$$

Las fuerzas laterales anteriores se determinaron realizando la combinación de reacciones máximas del muro frontal y posterior, omitiendo cualquier diferencia en las reacciones con el tiempo. Un método más preciso consistiría en determinar las cargas laterales y verticales en cada paso del tiempo y usar el valor máximo de las combinaciones para el diseño de la cimentación. Tal método produciría cargas menores.

10.10.2 CASO DE CARGA B

Este caso no controla.

10.10.3 ESQUEMA

La losa de piso se diseña para actuar como un diafragma para distribuir las fuerzas laterales uniformemente a todos los pilotes inclinados en dirección de la carga. Para los propósitos de la distribución de cargas, la cimentación se supone infinitamente rígida comparada con la rigidez de los pilotes en el suelo.

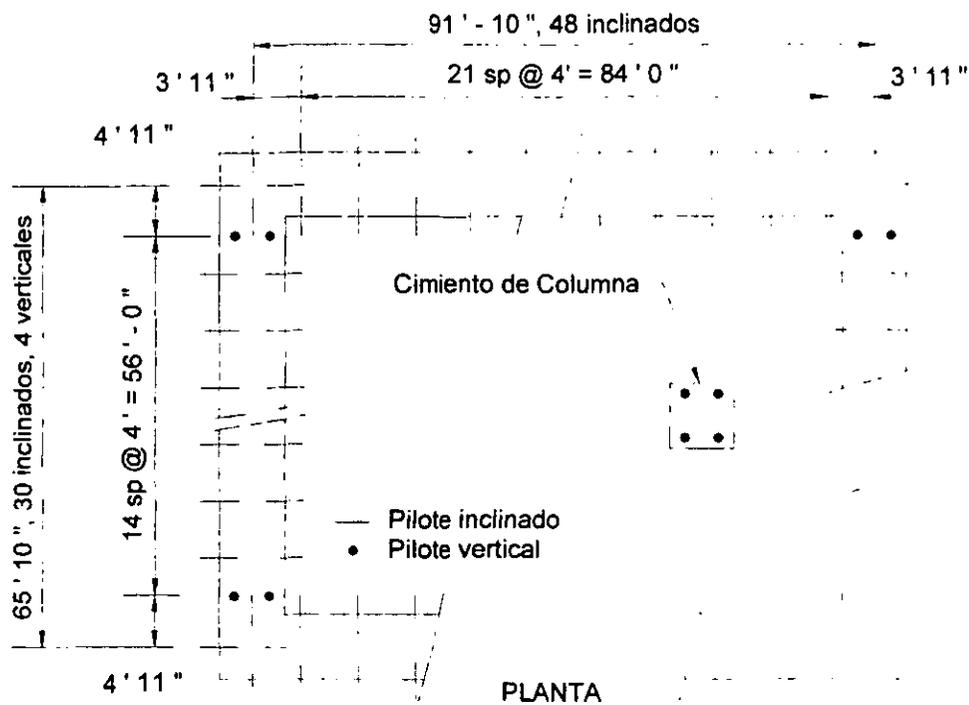


FIGURA 10.4 DISTRIBUCIÓN DE PILOTES

10.10.4 CARGA LATERAL EN PILOTES INCLINADOS

Para el caso de carga A (explosión en el lado largo del edificio), hay 48 pares de pilotes inclinados que deben resistir la carga de explosión.

Componente lateral del pilote inclinado.

$$R_{\text{horiz.}} = (2,647 \text{ k}) / (2 \cdot 48 \text{ pares}) = 27.6 \text{ kips (123 kN)}$$

Componente axial del pilote inclinado.

$$R_1 = (27.6 \text{ k})(12.4/3) = 114 \text{ kips (507 kN)}$$

10.10.5 CIMENTACIÓN DEL MURO FRONTAL.

Se realizará el Análisis de una sección de 8 pies de longitud (244 cm) del muro con 4 pilotes.

No se considera cualquier excentricidad pequeña que involucre P2 ó el peso de la losa.

Carga estática del muro de concreto,

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \text{peso de muro} + \text{peso de cabezal} + \\
 &\quad \text{peso de suelo} + \text{peso de losa} \\
 &= 53.8 \text{ kips} \quad (239 \text{ kN})
 \end{aligned}$$

Carga estática de la columna de acero,

$$\begin{aligned}
 P_2 &= \text{peso del dado} + \text{carga de columna} \\
 &\quad \text{lateral} \\
 &= 0.9 \text{ kips} + (63.6 \text{ kips})/2 \\
 &= 32.7 \text{ kips} \quad (145 \text{ kN})
 \end{aligned}$$

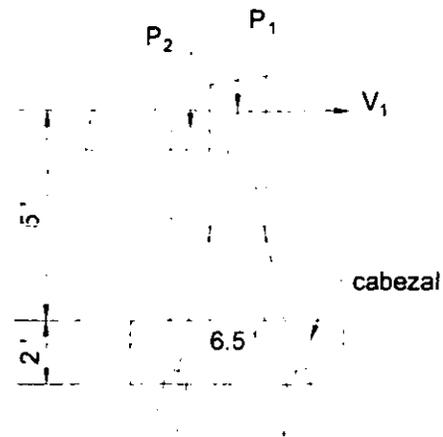


FIGURA 10.5 FUERZAS ACTUANTES EN PILOTES DE MURO FRONTAL

$$\text{Máxima carga de explosión} = 328.07 \text{ kips} * (0.5) = 164 \text{ kips} \quad (730 \text{ kN})$$

$$\text{Mínima carga de explosión} = -24.15 \text{ kips} * (0.5) = -12 \text{ kips} \quad (-53 \text{ kN})$$

$$P_2 \text{ máx.} = (32.7 \text{ k}) + (164 \text{ k}) = 196.7 \text{ kips} \quad (\text{abajo}) \quad (875 \text{ kN})$$

$$P_2 \text{ mín.} = (32.7 \text{ k}) - (12 \text{ k}) = 20.7 \text{ kips} \quad (\text{arriba}) \quad (92 \text{ kN})$$

Máxima compresión axial del pilote,

$$\begin{aligned}
 R_{\text{max}} &= (R_1) + (12.4/12)(P_1 + P_2 \text{ máx.}) / (\text{No. pilotes}) \\
 &= (114 \text{ k}) + (12.4 / 12) (53.8 \text{ k} + 196.7 \text{ k}) / (4) \\
 &= 179 \text{ kips} \quad (796 \text{ kN}) < 200 \text{ kips} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

Máxima tensión axial del pilote.

$$\begin{aligned}
 R_{\text{min.}} &= (-R_1) + (12.4 / 12) (P_1 + P_2 \text{ mín.}) / (\text{No. pilotes}) \\
 &= (-114 \text{ k}) + (12.4 / 12) (53.8 \text{ k} - 20.7 \text{ k}) / (4) \\
 &= 105 \text{ kips} \quad (467 \text{ kN}) < 125 \text{ kips} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

Debido a que el refuerzo se determina usando ecuaciones convencionales, los detalles de este procedimiento se omiten.

10.10.6 CIMENTACIÓN DE MURO LATERAL

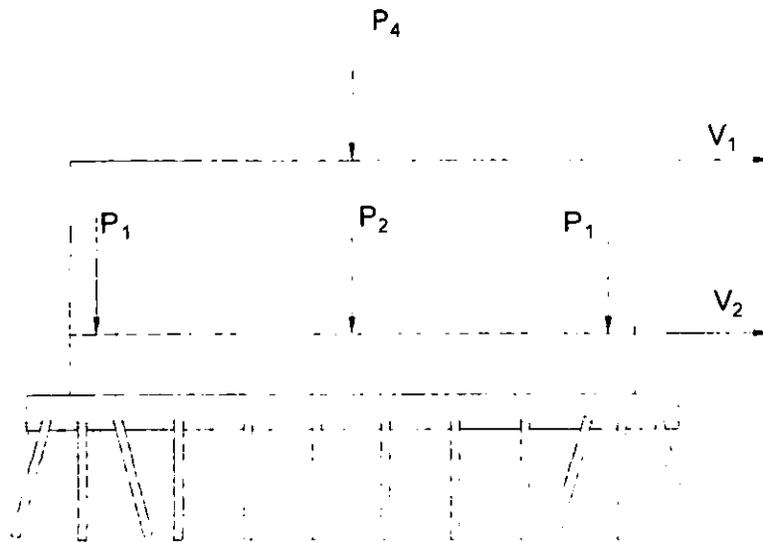


FIGURA 10.6 FUERZAS ACTUANTES EN PILOTES DE MUROS LATERALES

$$N = 38$$

Momento de inercia.

$$\begin{aligned} I &= \sum a d^2 \\ &= (4)((4')^2 + (8')^2 + (12')^2 + (16')^2 + (20')^2 + (24')^2 + (28')^2) + (8)(32.92')^2 \\ &= 17,630 \text{ pies}^4 \quad (152.17 \text{ m}^4) \end{aligned}$$

Para columnas de esquina,

(Sección 10.9.6)

$$\text{Carga estática} = 63.6 \text{ kips} * (0.25) = 15.9 \text{ kips} \quad (71 \text{ kN})$$

$$\text{Máxima carga de explosión} = 328.07 \text{ kips} * (0.25) = 82 \text{ kips} \quad (365 \text{ kN})$$

$$\text{Mínima carga de explosión} = -24.15 \text{ kips} * (0.25) = -6 \text{ kips} \quad (-26.7 \text{ kN})$$

$$\text{Peso del dado} = 0.9 \text{ kips} \quad (4.0 \text{ kN})$$

$$P1 \text{ máx.} = (15.9 \text{ k}) + (82 \text{ k}) + (0.9 \text{ k}) = 98.8 \text{ kips} \text{ (abajo)} \quad (439 \text{ kN})$$

$$P1 \text{ mín.} = (15.9 \text{ k}) - (6 \text{ k}) + (0.9 \text{ k}) = 10.8 \text{ kips} \text{ (abajo)} \quad (48 \text{ kN})$$

Para columnas laterales. (usar los resultados del cálculo del muro frontal para P2)

$$P2 \text{ máx.} = 196.7 \text{ kips} \text{ (abajo)} \quad (875 \text{ kN})$$

$$P2 \text{ min.} = 20.7 \text{ kips (arriba)} \quad (92 \text{ kN})$$

Peso del muro y cabezal,

$$P4 = 478 \text{ kips} \quad (2,126 \text{ kN})$$

Del cálculo del techo diafragma,

(Sección 10.4.8)

$$V1 = 686.84 \text{ kips} \quad (3,055 \text{ kN})$$

La carga de la losa de piso es V1 menos los cuatro pilotes inclinados en el muro de cortante.

$$V2 = 686.84 \text{ k} - (4)(27.6 \text{ k}) = 576 \text{ kips} \quad (2,562 \text{ kN})$$

Bajada total de carga vertical,

$$\begin{aligned} P &= P1 \text{ máx.} + P2 \text{ máx.} + P1 \text{ min.} + P4 \\ &= (98.8 \text{ k}) + (196.7 \text{ k}) + (10.8 \text{ k}) + (478 \text{ k}) \\ &= 784.3 \text{ kips} \quad (3,489 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Momento de volcamiento en nivel de piso.

$$\begin{aligned} M &= (V1)(\text{altura del techo}) + (P1 \text{ máx.} - P1 \text{ min.})(\text{separación de columnas}) \\ &= (686.84 \text{ k})(12') + ((98.8 \text{ k}) - (10.8 \text{ k}))(32') \\ &= 11,058 \text{ k-pie} \quad (14,995 \text{ kN-m}) \end{aligned}$$

Máxima compresión axial,

$$\begin{aligned} R_{\text{max}} &= R1 + ((P/N) + (M)(c/I))(12.4/12) \\ &= (114 \text{ k}) + ((784.3 \text{ k})/38 + (11,058 \text{ k-pie})(32.92 \text{ pies}) / (17.630 \text{ pies}^4))(12.4/12) \\ &= 157 \text{ kips} \quad (698 \text{ kN}) < 200 \text{ k} \quad \checkmark \end{aligned}$$

Carga vertical total ascendente.

$$\begin{aligned} P &= P1 \text{ máx.} + P2 \text{ min.} + P1 \text{ min.} + P4 \\ &= (98.8 \text{ k}) + (-20.7 \text{ k}) + (10.8 \text{ k}) + (478 \text{ k}) \\ &= 567 \text{ kips} \quad (2,522 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Momento de volcamiento en nivel de piso.

$M = \text{igual que en caso precedente} = 11,058 \text{ k-pie} (14,995 \text{ kN-m})$

Máxima tensión axial,

$$\begin{aligned} R_{\min} &= R1 + \left(\left(\frac{P}{N} \right) + \frac{(M)(c)}{I} \right) (12.4 / 12) \\ &= (-114 \text{ k}) + \left(\left(\frac{567 \text{ k}}{38} + \frac{(-11,058 \text{ k-pie})(32.92')}{(17,630 \text{ pies}^4)} \right) \right) (12.4 / 12) \\ &= 120 \text{ kips} (534 \text{ kN}) < 125 \text{ k} \checkmark \end{aligned}$$

Debido a que el refuerzo se determina usando ecuaciones convencionales, los detalles de este procedimiento se omiten.

10.10.7 CIMENTACIÓN DE COLUMNA

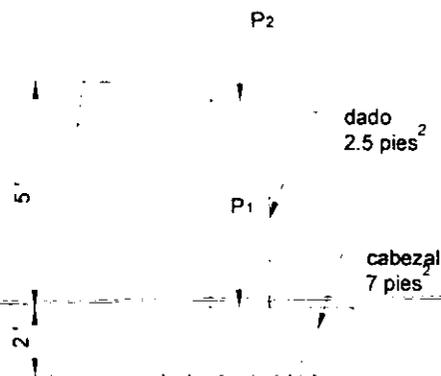
La cimentación de las columnas centrales consiste en un dado, cabezal, y cuatro pilotes verticales:

Carga estática de la columna,

$P1 = \text{carga del techo, peso del dado, cabezal, y suelo}$
 $= 56.4 \text{ kips} (251 \text{ kN})$

$P2 \text{ máx.} = 328.07 \text{ kips} (1,459 \text{ kN})$

$P2 \text{ mín.} = -24.15 \text{ kips} (-107 \text{ kN})$



Máxima compresión del pilote.

$$\begin{aligned} R_{\max} &= (P2 \text{ máx.} + P1) / (\text{No. pilotes}) \\ &= ((328.07 \text{ k}) + (56.4 \text{ k})) / (4) \\ &= 96 \text{ kips} (427 \text{ kN}) < 200 \text{ k} \checkmark \end{aligned}$$

FIGURA 10.7 FUERZAS ACTUANTES
EN PILOTES DE COLUMNAS
CENTRALES

Máxima tensión del pilote.

$$\begin{aligned} R_{\min} &= (P2 \text{ mín.} + P1) / (\text{No. pilotes}) \\ &= ((-24.15 \text{ k}) + (56.4 \text{ k})) / (4) \\ &= + 8 \text{ kips} (36 \text{ kN}) \text{ (no esta en tensión)} \checkmark \end{aligned}$$

CAPÍTULO 11

EJEMPLO DE DISEÑO DE EDIFICIO DE ACERO

El siguiente es un ejemplo que muestra el proceso de diseño resistente a explosión para un edificio de control con los siguientes elementos: revestimiento de acero, marcos de acero estructural, y una cimentación continua. Debido al revestimiento de acero relativamente delgado, este edificio representa un ejemplo sobre la aplicación de la filosofía de riesgo neutro.

En este ejemplo se calculan las cargas de explosión y propiedades dinámicas basándose en un área unitaria, en contraste con el procedimiento de cálculo empleado en el Capítulo 10.

La evaluación de cargas convencionales no se incluyen en este ejemplo.

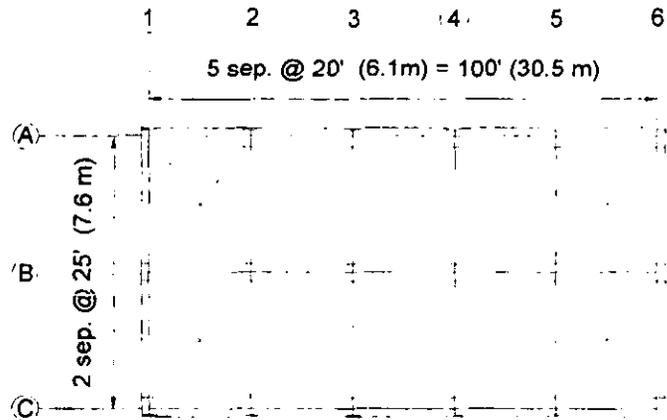
11.1 SISTEMA ESTRUCTURAL

La estructura en este ejemplo es una construcción con revestimiento de acero, como se describió en la Sección 3.2.3

11.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

- Revestimiento y marco de Acero de un piso
- Dimensiones de la planta: 50 pies (15.2 m) por 100 pies (30.5 m)
- Altura: 16 pies (4.9 m)
- Separación de marcos rígidos en la dimensión menor: 20 pies (6.1 m)
- Separación de riostras en marcos sobre muros exteriores en la dimensión mayor. 25 pies (7.6 m).
- Pendiente de cubierta de acero de techo sobre viguetas de acero estructural. 5%
- Tableros de acero sobre largueros de acero estructural
- Cimentación compuesta de zapatas corridas

11.1.2 ESTRUCTURACIÓN



PLANTA (no se muestran las viguetas)

ELEVACIÓN (no se muestran los largueros)

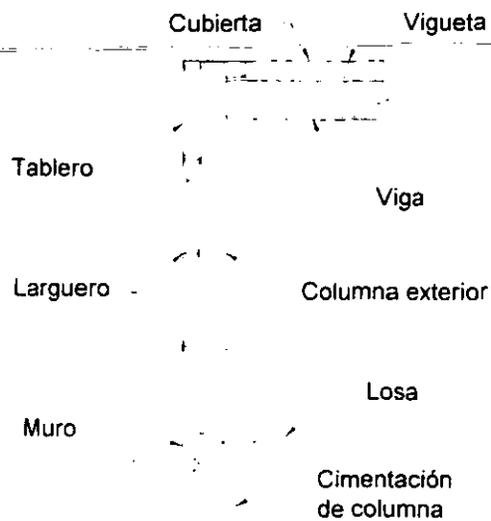


FIGURA 11.1 PLANTA, ELEVACIÓN Y SECCIÓN TRANSVERSAL DE MARCOS

11.1.3 COMPONENTES PARA DISEÑO A EXPLOSIÓN

El revestimiento del edificio de acero fallará en flexión a una sobrepresión baja, a menos que los largueros no se encuentren muy separados. Es posible lograr la respuesta de membrana de tensión, sin embargo, debe tenerse especial atención en las conexiones para asegurar que este tipo de respuesta pueda lograrse. Este tipo de respuesta también puede ser mostrado por largueros y viguetas. Para este ejemplo, todos los elementos se diseñarán por flexión.

Los tableros y largueros de acero, a lo largo de la dimensión mayor de la estructura, cargarán los marcos principales del edificio con la fuerza de explosión. Se ignora la carga en el muro posterior para aumentar al máximo el ladeo. Las reacciones que se producen en estos miembros se transferirán al marco. Las cargas en los muros laterales serán resistidas por las riostras en los marcos de las crujías en los extremos.

Se calculará el diseño preliminar para cada miembro a través del uso de fórmulas de resistencia requerida, después se debe verificar la respuesta para las cargas dependientes del tiempo. Para concluir con el diseño, se requerirá la evaluación de conexiones, arriostamiento y otros elementos que, si no son considerados, pueden impedir a los miembros principales alcanzar su capacidad plástica.

Se determinarán las dimensiones de los siguientes miembros:

1. Cubierta de techo
2. Tableros de muro (enfrentando la explosión)
3. Viguetas
4. Largueros (enfrentando la explosión)
5. Marco rígido (enfrentando la explosión)
6. Riostras de marco
7. Cimentación continua

11.1.4 PROCEDIMIENTO GENERAL DE SOLUCIÓN

1. Determinar las propiedades dinámicas de los materiales
2. Seleccionar tamaño de ensayo
3. Calcular propiedades de la sección
4. Calcular propiedades SDOF (si es aplicable)
5. Calcular la respuesta
6. Comparar la respuesta con los límites de deformación
7. Revisar la sección
8. Verificar modos de falla secundarios (cortante, pandeo, etc.)
9. Diseñar las conexiones para controlar las reacciones

11.2 DATOS DE DISEÑO

11.2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para el diseño del marco:

Cubierta de metal, $F_y = 50$ ksi (345 MPa)

Acero estructural, $F_y = 36$ ksi (248 MPa)

Propiedades del suelo:

Rigidez de la arcilla,

presión permisible (carga de servicio) = 2500 psf @ 2' (120 kPa @ 0.6 m)

Factor de seguridad = 2 (para cargas convencionales del informe del suelo)

Cohesión = 1,010 psf (48.4 kPa)

Peso volumétrico seco = 85 pcf (13.3 kN/m³)

Ángulo de fricción interna = 22°

Coefficiente de fricción = 0.3

Coefficiente de Presión de Tierra activo: $K_a = 0.55$

Coefficiente de Presión de Tierra pasivo: $K_p = 1.8$

Nivel hidrostático a 15 pies (4.6 m) debajo del nivel de piso

11.2.2 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS MATERIALES

$F_{ds} = F_{dy}$ debido a la respuesta dinámica permisible baja (Tablas B.4 y B.5)

Los factores de incremento de resistencia son de las Tablas B.2 y B.3

Material	F_y ó f'_c	SIF	DIF	Módulo de Elasticidad (E)
Cubierta de Metal	50 ksi	1.21	1.10	$29 \cdot 10^6$ ksi
Acero Estructural	36 ksi	1.10	1.29	$29 \cdot 10^6$ ksi

11.2.3 CARGAS DE DISEÑO

Carga Muerta:

Componentes mecánicos = 5 psf (239 Pa)

Las siguientes cargas son estimaciones iniciales:

Cubierta de techo = 3 psf (144 Pa)

Marco de techo = 3 psf (144 Pa)

Cubierta de Muro = 2 psf (96 Pa)

Marco de Muro = 4 psf (192 Pa)

Carga de explosión:

La dirección de la explosión de diseño es paralela a los marcos principales. El muro largo (muro frontal) soporta una carga reflejada. Todos los demás muros y techo están sometidos a carga lateral. Se asume que los parámetros de la onda de explosión de campo libre han sido proporcionados por el especialista en evaluación de riesgos de la industria. Se omite el procedimiento para calcular las presiones de explosión sobre la superficie del edificio por brevedad, ya que éste se proporciona en el Apéndice A. Las cargas resultantes de explosión indicadas en la Figura 11.2 representan una carga de rango lejano (presión baja).

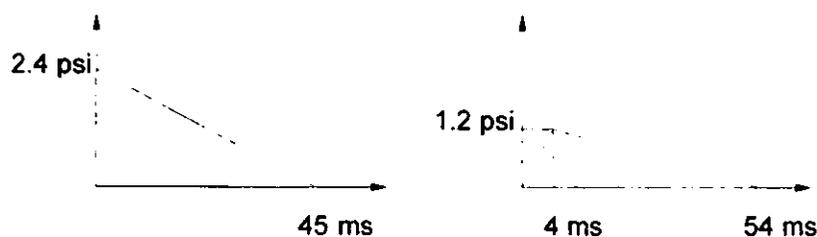


FIGURA 11.2 ONDAS DE CHOQUE Y PRESIÓN

11.2.4 REQUISITOS DE COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO-LÍMITES DE DEFORMACIÓN

Nivel de daño = Medio,

(Apéndice C)

Elemento	Rotación del Soporte, θ	Proporción de Ductilidad, μ
Cubierta de Techo	2°	3
Cubierta de Muro	2°	3
Viguetas	6°	10
Largueros	6°	10
Marcos Rígidos	1.5°	2
Marcos arriostrados	1.5°	2

Ladeo máximo: $H/35 = 5.5''$ (14 cm)

11.3 CUBIERTA DE TECHO

El caso más desfavorable del claro es exterior con condiciones de apoyo fijo y articulada. Para considerar los efectos del peso propio en los cálculos de SDOF, cada par de presión-tiempo se incrementará con la magnitud del peso propio y el desplazamiento inicial se igualará a la deflexión causada por el peso propio. Esto creará una condición de equilibrio en el inicio de la respuesta calculada de SDOF (ver tema de precarga en la Sección 6.1.5).

La cubierta de techo se analizará como una franja en una dirección de 1 pulgada de ancho.

Límites de respuesta: $\theta_a = 2^\circ$, $\mu_a = 3$

Carga Muerta (suposición inicial)
DL = 3 psf, ó 0.02 psi (0.14 kPa)

Carga de explosión,
BL = 1.2 psi (8.27 kPa)

Impulso,
 $I = (1.2 \text{ psi})(54 \text{ ms}) / 2 = 32 \text{ psi} - \text{ms}$ (221 kPa-ms)

11.3.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS MATERIALES

Para flexión y cortante dinámico,
 $F_{ds} = F_{dy} = (SIF)(DIF)f_y = (1.21)(1.1) 50 \text{ ksi} = 66.5 \text{ ksi}$ (459 MPa)

11.3.2 CALCULAR DIMENSIONES DE PRUEBA

Se dispondrán las viguetas @ 4', L = 4' ó 48" (122 cm)

La ductilidad requerida se igualará al valor límite. $\mu_d = \mu_a = 3$

Como suposición inicial $\tau = t_d / t_n = 3$ (rango dinámico de respuesta)

Aplicando la ecuación 5.11,

$$\begin{aligned} F_o / R_m &= (\sqrt{(2\mu_d - 1)}) / (\pi(\tau)) + (2\mu_d - 1)(\tau) / (2\mu_d(\tau + 0.7)) \\ &= (\sqrt{(2(3) - 1)}) / (\pi(3)) + (2(3) - 1)(3) / (2(3)(3 + 0.7)) \\ &= 0.91 \end{aligned}$$

Carga máxima = $F_o = BL + DL = 1.2 \text{ psi} + 0.02 \text{ psi} = 1.22 \text{ psi}$ (8.41 kPa)

Resistencia.

$R_m = F_o / 0.91 = (1.22 \text{ psi}) / 0.91 = 1.34 \text{ psi}$ (9.24 kPa)

Momento último. de $R_b = 4(M_{ps} + 2M_{pc}) / L$

(Tabla E.3)

$$M_p = R_m L / 12 = (1.34 \text{ psi} * 48 \text{ pul} * 1 \text{ pul})(48 \text{ pul}) / 12 = 257 \text{ lb-pul} \text{ (2,904 kN-cm)}$$

Momento último, (Sección 4.3.4)

$$M_p = M_p / 0.9 = (257 \text{ lb-pul}) / 0.9 = 286 \text{ lb-pul} \text{ (3,231 kN-cm)}$$

Módulo de sección,

$$S = M_p / F_{ds} = (286 \text{ lb-pul}) / (66,500 \text{ psi}) = 0.0043 \text{ pul}^3 \text{ (0.070 cm}^3\text{)}$$

Se usará el módulo de sección, S , para calcular la capacidad de momento en lugar del módulo de sección plástico, Z , principalmente porque están disponibles los valores del módulo de sección. La diferencia en los cálculos es menor debido a que la respuesta es relativamente baja y también debido a la reducción de capacidad por el pandeo del alma delgada.

Seleccionar tipo y espesor de tablero del catálogo del fabricante,

Tablero "R", espesor = calibre 24

Peso = 1.25 psf (0.06 kPa)

$$I = 0.0548 \text{ pul}^4/\text{pie} = 0.0046 \text{ pul}^4 / \text{pul} \text{ (0.075 cm}^4/\text{cm)}$$

$$S = 0.0573 \text{ pul}^3/\text{pie} = 0.0048 \text{ pul}^3 / \text{pul} \text{ (0.031 cm}^3/\text{cm)}$$

$$A = 0.310 \text{ pul}^2/\text{pie} = 0.0258 \text{ pul}^2 / \text{pul} \text{ (0.066 cm}^2/\text{cm)}$$

Se debe realizar una verificación detallada de esta sección

11.3.3 CÁLCULO DE PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Capacidad de momento último, (Sección 4.3.4)

$$M_p = 0.9 S (F_{ds}) = 0.9(0.0048 \text{ pul}^3) (66.500 \text{ psi}) = 287 \text{ lb-pul} \text{ (3,243 kN-cm)}$$

Capacidad de cortante.

$$V_n = 0.55 (A_v)(F_{ds}) = 0.55 (0.0258 \text{ pul}^2)(66.500 \text{ psi}) = 944 \text{ lb} \text{ (4.2 kN)}$$

11.3.4 CÁLCULO DE PROPIEDADES SDOF

Resistencia última. de $R_b = 4 (M_{ps} + 2 M_{pc}) / L$ (Tabla E.3)

$$R_u = 12 (M_p) / L = 12 (287 \text{ lb-pul}) / (48 \text{ pul}) = 72 \text{ lb. ó 1.50 psi} \text{ (10.3 kPa)}$$

La integración numérica en este ejemplo usa una curva trilineal de resistencia-deflexión, en consecuencia se necesitan calcular los siguientes valores:

Resistencia elástica. (Tabla E.3)

$$Re = 8 \text{ Mpc} / L = 8 \text{ Mp} / L = 8 (287 \text{ lb-pul}) / (48 \text{ pul}) = 48 \text{ lb, ó } 1 \text{ psi} \quad (6.9 \text{ kPa})$$

Rigidez elástica. (Tabla E.3)

$$Ke = 185 EI / L^3$$

$$\begin{aligned} &= 185 (29,000,000 \text{ psi})(0.0046 \text{ pul}^4) / (48 \text{ pul})^3 \\ &= 223 \text{ lb/pul, ó } 4.65 \text{ psi / pul} \quad (12.62 \text{ kPa / cm}) \end{aligned}$$

Primera deflexión de fluencia.

$$ye = Re / Ke = (1 \text{ psi}) / (4.65 \text{ psi / pul}) = 0.22 \text{ pul} \quad (0.56 \text{ cm})$$

Rigidez elasto-plástica, (después de la primera fluencia) (Tabla E.3)

$$Kep = 384 EI / 5L^3$$

$$\begin{aligned} &= 384 (29,000,000 \text{ psi})(0.0046 \text{ pul}^4) / 5 (48 \text{ pul})^3 \\ &= 93 \text{ lb/pul, ó } 1.93 \text{ psi / pul} \quad (5.24 \text{ kPa / cm}) \end{aligned}$$

Deflexión de fluencia final.

$$yep = (Ru - Re) / Kep + ye$$

$$\begin{aligned} &= (1.50 \text{ psi} - 1 \text{ psi}) / (1.93 \text{ psi / pul}) + 0.22 \text{ pul} \\ &= 0.48 \text{ pul} \quad (1.22 \text{ cm}) \end{aligned}$$

Calcular la rigidez elástica "bilineal" efectiva y deflexión para determinar el periodo natural, proporción de ductilidad, y rotación de articulación.

Rigidez elástica bilineal efectiva.

$$K_f = 160 EI / L^3$$

(Biggs, Tabla 5.3)

$$\begin{aligned} &= 160 (29,000,000 \text{ psi})(0.0046 \text{ pul}^4) / (48 \text{ pul})^3 \\ &= 193 \text{ lb / pul, ó } 4.02 \text{ psi / pul} \quad (10.91 \text{ kPa / cm}) \end{aligned}$$

Deflexión elástica efectiva.

$$y_E = R_u / K_E = (1.5 \text{ psi}) / (4.02 \text{ psi / pul}) = 0.37 \text{ pul} \quad (0.94 \text{ cm})$$

$$\text{Peso} = 1.25 \text{ psf} (0.083' \text{ ancho})(4' \text{ longitud}) = 0.417 \text{ lb, ó } 0.009 \text{ psi} \quad (0.062 \text{ kPa})$$

Masa.

$$M = \text{peso} / \text{gravedad}$$

$$= (0.417 \text{ lb}) / (386 \text{ pul/seg}^2)$$

$$= 0.00108 \text{ lb} - \text{seg}^2/\text{pul}, \text{ ó } 22.5 \text{ psi} - \text{ms}^2 / \text{pul} \quad (61.1 \text{ kPa} - \text{ms}^2/\text{cm})$$

Factores de carga-masa,

(Tabla E.3)

$$\text{elástico,} \quad K_{LM} = (0.45) / (0.58) = 0.78$$

$$\text{elasto-plástico,} \quad K_{LM} = (0.50) / (0.64) = 0.78$$

$$\text{plástico,} \quad K_{LM} = (0.33) / (0.50) = 0.66$$

Se utilizará un valor promedio.

$$K_{LM} = ((0.78 + 0.78) / 2 + 0.66) / 2 = 0.72$$

Masa equivalente,

$$M_e = K_{LM} (M) = 0.72 (22.5 \text{ psi-ms}^2/\text{pul}) = 16.2 \text{ psi-ms}^2/\text{pul} \quad (44.0 \text{ kPa-ms}^2/\text{cm})$$

Periodo natural:

(Ecuación 5.8)

$$t_n = 2\pi \sqrt{(M_e / K)} = 2\pi \sqrt{((16.2 \text{ psi-ms}^2/\text{pul}) / (4.02 \text{ psi/pul}))} = 12.6 \text{ ms}$$

11.3.5 CÁLCULO DE LA RESPUESTA (SOLUCIÓN GRÁFICA)

Debe asumirse un levantamiento instantáneo de la carga para usar la Figura 5.6.

$$t_d / t_n = (54 \text{ ms}) / (12.6 \text{ ms}) = 4.3 \quad (3.0 \text{ se supuso originalmente})$$

$$R_u / F_o = (1.5 \text{ psi}) / (1.2 \text{ psi}) = 1.25$$

Usando estos valores en la Figura 5.6 $\Rightarrow \mu d \approx 2$

Deformación máxima.

$$y_m = (\mu d) (y_E) = (2)(0.37 \text{ pul}) = 0.74 \text{ pul} \quad (1.88 \text{ cm})$$

Rotación de apoyo,

$$\theta_d = \arctan (y_m / 0.5 L) = \arctan ((0.74 \text{ pul}) / (0.5)(48 \text{ pul})) = 1.8^\circ < 2^\circ \checkmark$$

Nota: 0.5 L se usa para condiciones de apoyo no simétricas

11.3.6 CÁLULO DE LA RESPUESTA (SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA)

Deformación por carga muerta,

$$y_d = DL / K_E = (0.009 \text{ psi}) / (4.65 \text{ psi / pul}) = 0.002 \text{ pul} \quad (0.005 \text{ cm})$$

Ordinariamente una carga muerta baja será insignificante; sin embargo, esta carga será incluida para ilustrar la manera en que debe ser considerada en el diseño.

Incremento de tiempo = $t_n / 10 = 12.6 \text{ ms} / 10 \approx 1.0 \text{ ms}$, se usará 0.1 ms para considerar cualquier cambio abrupto en la reacción cuando se aplique esta a los elementos de apoyo.

Reacción de extremo articulado

elástica, $V1 = 0.26R + 0.12F$

plástica, $V1 = 0.39R_u + 0.11F - Mp/L$

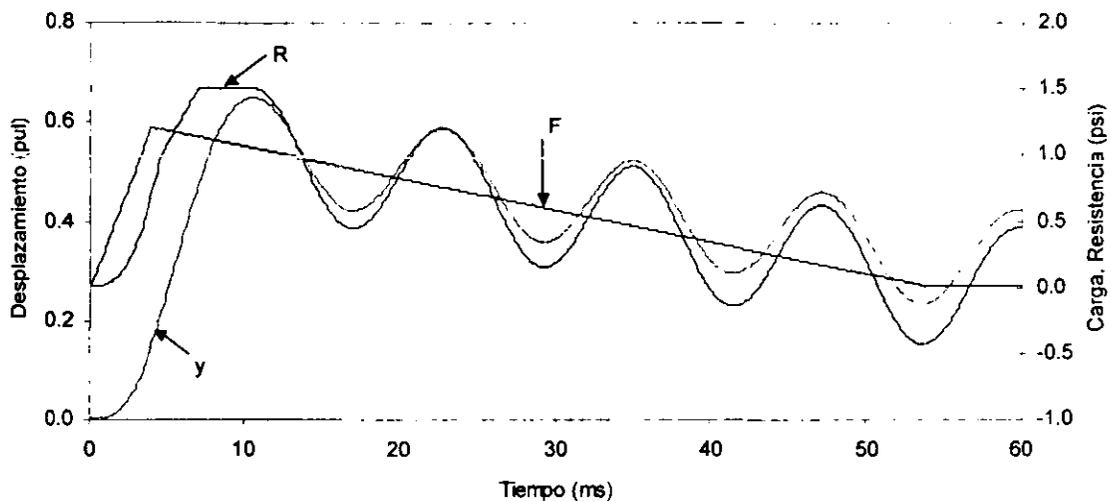
Reacción de extremo fijo,

elástica, $V2 = 0.43R + 0.19F$

plástica, $V2 = 0.39R_u + 0.11F + Mp/L$

$$Mp / L = (287 \text{ lb-pul}) / (48 \text{ pul}) = 6 \text{ lb} \quad (27 \text{ N})$$

ANÁLISIS DE CUBIERTA DE TECHO
(Carga muerta 1.25 psf)



Des. Elástico Equiv.	3.731E-01	Fuerza Máx.	1.209E+00
Desplazamiento Máx.	6.482E-01	Fuerza Min.	8.681E-03
Desplazamiento Min.	2.005E-03	Resistencia Máx.	1.500E+00
Tiempo de Des. Máx.	1.050E+01	Resistencia Min.	-4.312E-01
Tiempo de Des. Min.	1.000E-01	Cortante Máx. A	8.446 E-01
		Cortante Min. A	-1.827E-01
		Cortante Máx. B	5.812E-01
		Cortante Min. B	-1.102E-01

La deflexión máxima positiva es: $y_m = 0.65$ pul (1.65 cm) en $t = 10.5$ ms

La reacción máxima positiva es: 20.3 lb/pul (35.5 N/cm) en $t = 10.6$ ms

La reacción de rebote máxima es: 4.4 lb/pul (7.7 N/cm) en $t = 53.7$ ms

Debe notarse que la reacción de rebote máxima ocurre después de varios ciclos, y después de que la carga de explosión desaparece.

Ductilidad.

$$\mu_d = (y_m) / (y_E) = (0.65 \text{ pul}) / (0.37 \text{ pul}) = 1.8$$

Rotación del soporte.

$$\theta_d = \arctan (y_m / 0.5L) = \arctan ((0.65 \text{ pul}) / (0.5)(48 \text{ pul})) = 1.6^\circ$$

11.3.7 COMPARAR RESPUESTAS CON DEFORMACIONES LÍMITES

$$\theta_d = 1.6^\circ < 2^\circ \quad \checkmark$$

$$\mu_d = 1.8 < 3 \quad \checkmark$$

La Respuesta es Adecuada

11.3.8 REVISAR SECCIÓN

No es necesario una revisión

11.3.9 VERIFICAR MODOS DE FALLA SECUNDARIOS (en este caso el cortante)

Reacción en resistencia última,

$$V_u = R_u / 2 + M_p / L = (72 \text{ lb}) / 2 + 6 \text{ lb} = 42 \text{ lb} \quad (187 \text{ N}) < V_n \quad \checkmark$$

Se debe verificar en el catálogo del fabricante las reacciones máximas permitidas.

La capacidad de cortante es adecuada.

11.4 TABLEROS DE MURO

El caso más desfavorable del claro se encuentra en la base ó en la máxima altura del muro con condiciones de apoyo fijo y articulada. Los tableros del muro se diseñarán como una franja en una dirección de 1 pulgada de ancho.

Límites de respuesta: $\theta_a = 2^\circ$, $\mu_a = 3$

Carga Muerta

$$DL = 0$$

Carga de explosión.

$$BL = 2.4 \text{ psi} \quad (16.5 \text{ kPa})$$

Impulso.

$$I = (2.4 \text{ psi})(45 \text{ ms}) / 2 = 54 \text{ psi} - \text{ms} \quad (372 \text{ kPa} - \text{ms})$$

11.4.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DE MATERIALES

Para flexión y cortante dinámico.

$$F_{ds} = F_{dy} = (SIF)(DIF)f_y = (1.21)(1.1) 50 \text{ ksi} = 66.5 \text{ ksi} \quad (459 \text{ MPa})$$

11.4.2 CALCULAR DIMENSIONES DE PRUEBA

Separación de largueros @ 3', L = 3' ó 36" (91 cm)

La ductilidad requerida se igualará al valor límite, $\mu_d = \mu_a = 3$

Como suposición inicial $\tau = t_d / t_n = 3$ (rango dinámico de respuesta).

Aplicando la ecuación 5.11,

$$\begin{aligned} F_o / R_m &= (\sqrt{(2\mu_d - 1)}) / (\pi(\tau)) + (2\mu_d - 1)(\tau) / (2\mu_d(\tau + 0.7)) \\ &= (\sqrt{(2(3) - 1)}) / (\pi(3)) + (2(3) - 1)(3) / (2(3)(3 + 0.7)) \\ &= 0.91 \end{aligned}$$

Carga máxima = $F_o = BL = 2.4 \text{ psi}$ (16.5 kPa)

Resistencia,

$$R_m = F_o / 0.91 = (2.4 \text{ psi}) / 0.91 = 2.6 \text{ psi} \text{ (17.9 kPa)}$$

Momento último efectivo, de $R_b = 4(M_{ps} + 2M_{pc}) / L$ (Tabla E.3)

$$M_p = R_m L / 12 = (2.6 \text{ psi} * 36 \text{ pul} * 1 \text{ pul}) / 12 = 281 \text{ lb-pul} \text{ (3,175 kN-cm)}$$

Momento último. (Sección 4.3.4)

$$M_p = M_p / 0.9 = (281 \text{ lb-pul}) / 0.9 = 312 \text{ lb-pul} \text{ (3,525 kN-cm)}$$

Módulo de sección.

$$S = M_p / F_{ds} = (312 \text{ lb-pul}) / (66,500 \text{ psi}) = 0.0047 \text{ pul}^3 \text{ (0.077 cm}^3 \text{)}$$

Se usa el módulo de sección, S, para calcular la capacidad del momento en lugar del módulo de sección plástico, Z, principalmente porque los valores del módulo de sección están disponibles. La diferencia es menor debido a que la respuesta es relativamente baja y debido a la reducción de capacidad por el pandeo del alma delgada.

Seleccionar tipo y espesor de tablero del catálogo del fabricante.

Tableros "R", espesor = calibre 24

$$\text{Peso} = 1.25 \text{ psf} \text{ (0.06 kPa)}$$

$$I = 0.0548 \text{ pul}^4/\text{pie} = 0.0046 \text{ pul}^4 / \text{pul} \text{ (0.075 cm}^4/\text{cm)}$$

$$S = 0.0573 \text{ pul}^3/\text{pie} = 0.0048 \text{ pul}^3 / \text{pul} \text{ (0.031 cm}^3/\text{cm)}$$

$$A = 0.310 \text{ pul}^2/\text{pie} = 0.0258 \text{ pul}^2 / \text{pul} \text{ (0.066 cm}^2/\text{cm)}$$

Realice una verificación detallada de esta sección

11.4.3 CÁLCULO DE PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Capacidad de momento último, (Sección 4.3.4)

$$M_p = 0.9 S (F_{ds}) = 0.9(0.0048 \text{ pul}^3) (66.500 \text{ psi}) = 287 \text{ lb-pul} \text{ (3,243 kN-cm)}$$

Capacidad de cortante,

$$V_n = 0.55 (A_v)(F_{dy}) = 0.55 (0.0258 \text{ pul}^2)(66.500 \text{ psi}) = 944 \text{ lb} \text{ (4.2 kN)}$$

11.4.4 CÁLCULO DE PROPIEDADES SDOF

Resistencia última. de $R_b = 4 (M_p + 2 M_{pc}) / L$ (Tabla E.3)

$$R_u = 12 (M_p) / L = 12 (287 \text{ lb-pul}) / (36 \text{ pul}) = 96 \text{ lb, ó 2.66 psi} \text{ (18.3 kPa)}$$

La integración numérica en este ejemplo usa una curva trilineal de resistencia-deflexión, en consecuencia se necesitan varios valores adicionales:

Resistencia elástica. (Tabla E.3)

$$R_e = 8 M_{pc} / L = 8 M_p / L = 8 (287 \text{ lb-pul}) / (36 \text{ pul}) = 64 \text{ lb, ó 1.78 psi} \text{ (12.3 kPa)}$$

Rigidez elástica. (Tabla E.3)

$$\begin{aligned} K_e &= 185 EI / L^3 \\ &= 185 (29.000.000 \text{ psi})(0.0046 \text{ pul}^4) / (36 \text{ pul})^3 \\ &= 529 \text{ lb/pul, ó 14.7 psi / pul} \text{ (40 kPa / cm)} \end{aligned}$$

Primer deflexión de fluencia.

$$y_e = R_e / K_e = (1.78 \text{ psi}) / (14.7 \text{ psi / pul}) = 0.12 \text{ pul} \text{ (0.30 cm)}$$

Rigidez elasto-plástica,

(Tabla E.3)

$$\begin{aligned} K_{ep} &= 384 EI / 5L^3 \\ &= 384 (29,000,000 \text{ psi})(0.0046 \text{ pul}^4) / 5 (36 \text{ pul})^3 \\ &= 220 \text{ lb/pul, ó } 6.1 \text{ psi / pul } (16.6 \text{ kPa / cm}) \end{aligned}$$

Deflexión de fluencia final,

$$\begin{aligned} y_{ep} &= (R_u - R_e) / K_{ep} + y_e \\ &= (2.66 \text{ psi} - 1.78 \text{ psi}) / (6.1 \text{ psi / pul}) + 0.12 \text{ pul} \\ &= 0.26 \text{ pul } (0.66 \text{ cm}) \end{aligned}$$

Calcular la rigidez elástica "bilineal" efectiva y deflexión para determinar el periodo natural, proporción de ductilidad, y rotación de articulación.

Rigidez elástica bilineal efectiva,

$$\begin{aligned} K_E &= 160 EI / L^3 && \text{(Biggs, Tabla 5.3)} \\ &= 160 (29,000,000 \text{ psi})(0.0046 \text{ pul}^4) / (36 \text{ pul})^3 \\ &= 457 \text{ lb / pul, ó } 12.7 \text{ psi / pul } (34.5 \text{ kPa / cm}) \end{aligned}$$

Deflexión elástica efectiva.

$$y_E = R_u / K_E = (2.66 \text{ psi}) / (12.7 \text{ psi / pul}) = 0.21 \text{ pul } (0.53 \text{ cm})$$

$$\text{Peso} = 1.25 \text{ psf } (0.083' \text{ ancho})(3' \text{ longitud}) = 0.312 \text{ lb, ó } 0.0087 \text{ psi } (0.06 \text{ kPa})$$

Masa.

$$\begin{aligned} M &= \text{peso} / \text{gravedad} \\ &= (0.312 \text{ lb}) / (386 \text{ pul/seg}^2) \\ &= 0.000808 \text{ lb} - \text{seg}^2/\text{pul, ó } 22.5 \text{ psi} - \text{ms}^2 / \text{pul } (61.1 \text{ kPa} - \text{ms}^2 / \text{cm}) \end{aligned}$$

Factores de carga - masa.

(Tabla E.3)

$$\begin{aligned} \text{elástico.} \quad K_{1M} &= (0.45) / (0.58) = 0.78 \\ \text{elasto-plástico.} \quad K_{1M} &= (0.50) / (0.64) = 0.78 \\ \text{plástico.} \quad K_{1M} &= (0.33) / (0.50) = 0.66 \end{aligned}$$

Usar un valor promedio,

$$K_{LM} = ((0.78 + 0.78) / 2 + 0.66) / 2 = 0.72$$

Masa equivalente,

$$M_e = K_{LM} (M) = 0.72 (22.5 \text{ psi-ms}^2/\text{pul}) = 16.2 \text{ psi-ms}^2/\text{pul} \quad (44.0 \text{ kPa-ms}^2/\text{cm})$$

Periodo natural:

(Ecuación 5.8)

$$t_n = 2\pi \sqrt{M_e / K} = 2\pi \sqrt{(16.2 \text{ psi-ms}^2/\text{pul}) / (12.7 \text{ psi/pul})} = 7.1 \text{ ms}$$

11.4.5 CÁLCULO DE LA RESPUESTA (SOLUCIÓN DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA)

Incremento de tiempo = $t_n / 10 = 7.1 \text{ ms} / 10 \approx 0.7 \text{ ms}$, se utilizará 0.1 ms.

Reacción de extremo articulada

elástica, $V1 = 0.26R + 0.12F$

plástica, $V1 = 0.39Ru + 0.11F - Mp/L$

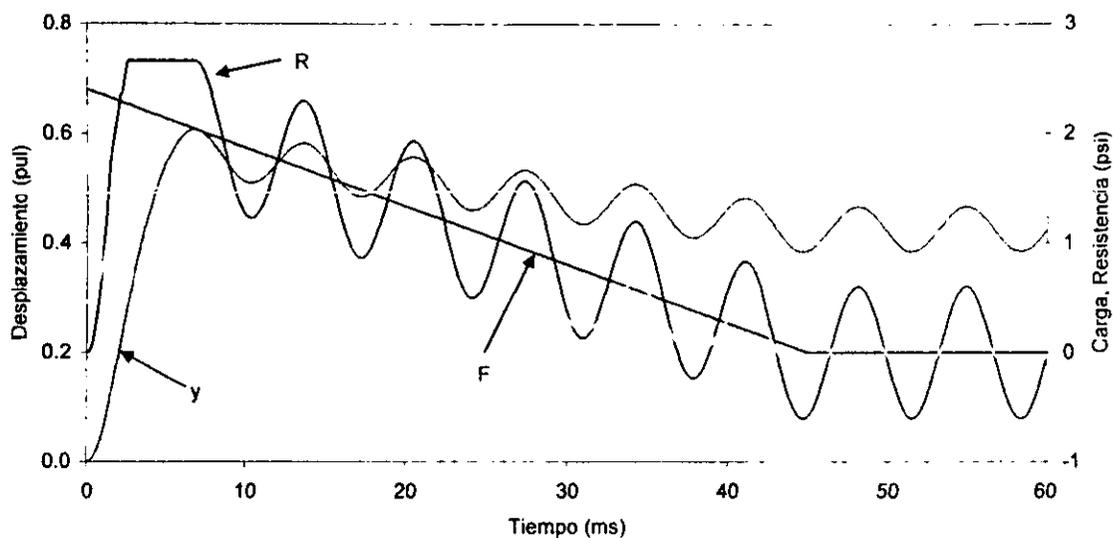
Reacción de extremo fijo,

elástica, $V2 = 0.43R + 0.19F$

plástica, $V2 = 0.39Ru + 0.11F + Mp/L$

Nota. $Mp / L = (287 \text{ lb-pul}) / (36 \text{ pul}) = 8 \text{ lb} \quad (36 \text{ N})$

ANÁLISIS DE TABLERO DE MURO



Des. Elástico Equiv.	2.089E-01	Fuerza Máx.	2.400E+00
Desplazamiento Máx.	6.067E-01	Fuerza Min.	0.000E+00
Desplazamiento Min.	6.823E-04	Resistencia Máx.	2.660E+00
Tiempo de Des. Máx.	6.800E+00	Resistencia Min.	-6.038E-01
Tiempo de Des. Min.	1.000E-01	Cortante Máx. A	1.505E+00
		Cortante Min. A	-2.565E-01
		Cortante Máx. B	1.061E+00
		Cortante Min. B	-1.550E-01

La deflexión máxima positiva es: $y_m = 0.61 \text{ pul}$ (1.6 cm) en $t = 6.8 \text{ ms}$

La reacción máxima positiva es: 27 lb/pul (47 N/cm) en $t = 2.5 \text{ ms}$

La reacción de rebote máxima es: 4.6 lb/pul (8 N/cm) en $t = 44.7 \text{ ms}$

Debe notarse que la reacción de rebote máxima ocurre después de varios ciclos, y después que la carga de explosión desaparece.

Ductilidad.

$$\mu_d = (y_m) / (y_E) = (0.61 \text{ pul}) / (0.21 \text{ pul}) = 3.0$$

Rotación del soporte.

$$\theta_d = \arctan (y_m / 0.5L) = \arctan ((0.61 \text{ pul}) / (0.5)(36 \text{ pul})) = 2^\circ$$

11.4.6 COMPARAR RESPUESTAS CON LÍMITES DE DEFORMACIÓN

$$\theta_d = 2^\circ = 2^\circ \quad \checkmark$$

$$\mu_d = 3 = 3 \quad \checkmark$$

La Respuesta es Adecuada

11.4.7 REVISAR SECCIÓN

No es necesario una revisión

11.4.8 VERIFICAR MODOS DE FALLA SECUNDARIOS (en este caso el cortante)

Reacción en la resistencia última.

$$V_u = R_u / 2 + M_p / L = (96 \text{ lb}) / 2 + 8 \text{ lb} = 56 \text{ lb} \quad (249 \text{ N}) < V_n. \quad \checkmark$$

Se debe revisar en el catálogo del fabricante la reacción máxima permitida.

La capacidad de cortante es adecuada.

11.5 VIGUETAS DE TECHO

Las viguetas son estructuras continuas encontrándose el caso más desfavorable en los extremos con condiciones de apoyo fijo y articulada. Se utilizarán perfiles A36. Como las cargas son bastante ligeras también podría usarse acero formado en frío.

Para agregar los efectos de peso propio a los cálculos de SDOF, cada par de presión-tiempo se incrementará con la magnitud de la carga muerta y el desplazamiento inicial se igualará con la deflexión causada por el peso propio. Esto creará una condición de equilibrio en el inicio de los cálculos de respuesta de SDOF (ver discusión de precarga en la Sección 6.1.5).

Claro. $L = 20' \text{ ó } 240'' \text{ (610 cm)}$

Separación de viguetas = $4' \text{ ó } 48'' \text{ (122 cm)}$

Límites de respuesta: $\theta_a = 6^\circ$. $\mu_a = 10$

Se usarán dos métodos para aplicar la carga de explosión. El primero es el Método de Área Tributaria, en el cual se aplica la historia de presión-tiempo del tablero del techo para cargar el área correspondiente de la vigueta. En el segundo método se usarán las reacciones dinámicas del tablero del techo como la carga aplicada a la vigueta, en este caso, la carga en cada paso de tiempo se determinará como sigue:

Carga (psi) = (2 lados)(reacciones del tablero de techo lb/pul) / (48 pul separación de viguetas)

11.5.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DE MATERIALES

Para flexión ó cortante dinámico.

$$F_{ds} = F_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.29) 36 \text{ ksi} = 51 \text{ ksi} \quad (352 \text{ MPa})$$

11.5.2 CALCULAR DIMENSIONES DE PRUEBA

Como primera aproximación, se utilizará el Método de Área Tributaria para aplicar la carga a la vigueta y obtener así una estimación inicial de las dimensiones del miembro.

Ancho tributario = 4' ó 48" (122 cm)

Carga muerta (suposición inicial)

$$DL = 6 \text{ psf, ó } 0.04 \text{ psi} \quad (0.28 \text{ kPa})$$

Carga de explosión sobre el techo,

$$BL = 1.2 \text{ psi} \quad (8.27 \text{ kPa})$$

Impulso,

$$I = (1.2 \text{ psi})(54 \text{ ms}) / 2 = 32 \text{ psi} - \text{ms} \quad (221 \text{ kPa-ms})$$

La ductilidad requerida se igualará al valor límite, $\mu_d = \mu_a = 10$

Como suposición inicial $\tau = t_d / t_n = 3$ (rango dinámico de respuesta)

Aplicando la ecuación 5.11,

$$\begin{aligned} F_o / R_m &= (\sqrt{2\mu_d - 1}) / (\pi(\tau)) + (2\mu_d - 1)(\tau) / (2\mu_d(\tau + 0.7)) \\ &= (\sqrt{2(10) - 1}) / (\pi(3)) + (2(10) - 1)(3) / (2(10)(3 + 0.7)) \\ &= 1.23 \end{aligned}$$

$$\text{Carga máxima} = F_o = BL + DL = 1.2 \text{ psi} + 0.04 \text{ psi} = 1.24 \text{ psi} \quad (8.55 \text{ kPa})$$

Resistencia.

$$R_m = F_o / 1.23 = (1.24 \text{ psi}) / 1.23 = 1.01 \text{ psi} \quad (6.96 \text{ kPa})$$

Momento último efectivo, de $R_b = 4 (M_{ps} + 2 M_{pc}) / L$

(Tabla E.3)

$$\begin{aligned}
 M_p &= R_m L / 12 && \text{(Tabla E.3)} \\
 &= (1.01 \text{ psi} * 240 \text{ pul} * 48 \text{ pul})(240 \text{ pul}) / 12 \\
 &= 232.700 \text{ lb-pul} \quad (2.629 \text{ kN-cm})
 \end{aligned}$$

Módulo de sección,

$$Z = M_p / F_{ds} = (232,700 \text{ lb-pul}) / (51,000 \text{ psi}) = 4.56 \text{ in}^3 \quad (75 \text{ cm}^3)$$

En este caso, la capacidad de momento esta basada en Z porque el objetivo es $\mu > 3$.

Seleccionar el miembro del manual AISC LRFD.

C6x8.2

$$I = 13.1 \text{ pul}^4 \quad (545 \text{ cm}^4)$$

$$Z = 5.13 \text{ pul}^3 \quad (84.1 \text{ cm}^3)$$

$$r_y = 0.537 \text{ pul} \quad (1.36 \text{ cm})$$

$$A_v \text{ (área del alma)} = 1.2 \text{ pul}^2 \quad (7.74 \text{ cm}^2)$$

Realizar una revisión detallada de esta sección

11.5.3 CÁLCULO DE PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Longitud sin soporte lateral del patín a compresión en localidades con articulaciones plásticas:

$$\begin{aligned}
 L_{pd} &= (3.600 + 2.200 M1 / M_p) r_y / f_{ds} \\
 &= (3.600 + 0)(0.537 \text{ pul}) / (51 \text{ ksi}) \\
 &= 38 \text{ pul} \quad (96 \text{ cm})
 \end{aligned}$$

Capacidad de momento nominal.

$$M_p = Z (F_{ds}) = (5.13 \text{ pul}^3) (51.000 \text{ psi}) = 261.630 \text{ lb-pul} \quad (2.956 \text{ kN-cm})$$

Capacidad de cortante. (AISC LRFD. Ecuación F2-1)

$$V_n = 0.6 (A_v)(F_{ds}) = 0.6 (1.2 \text{ pul}^2)(51.000 \text{ psi}) = 36.720 \text{ lb} \quad (163.3 \text{ kN})$$

11.5.4 CÁLCULO DE PROPIEDADES SDOF

Resistencia última. de $R_b = 4 (M_{ps} + 2 M_{pc}) / L$ (Tabla E.3)

$$R_u = 12 \text{ (Mp)} / L = 12 \text{ (261,630 lb-pul)} / (240 \text{ pul}) = 13,082 \text{ lb, ó } 1.14 \text{ psi (7.86 kPa)}$$

La integración numérica en este ejemplo usa una curva trilineal de resistencia-deflexión, en consecuencia se necesitan varios valores adicionales:

Resistencia elástica, (Tabla E.3)

$$\begin{aligned} R_e &= 8 \text{ Mpc} / L = 8 \text{ Mp} / L \\ &= 8 \text{ (261,630 lb-pul)} / (240 \text{ pul}) \\ &= 8,721 \text{ lb, ó } 0.76 \text{ psi (5.24 kPa)} \end{aligned}$$

Rigidez elástica, (Tabla E.3)

$$\begin{aligned} K_e &= 185 EI / L^3 \\ &= 185 \text{ (29,000,000 psi)(13.1 pul}^4) / (240 \text{ pul})^3 \\ &= 5,084 \text{ lb/pul, ó } 0.44 \text{ psi / pul (1.19 kPa /cm)} \end{aligned}$$

Primera deflexión de fluencia,

$$y_e = R_e / K_e = (0.76 \text{ psi}) / (0.44 \text{ psi / pul}) = 1.72 \text{ pul (4.37 cm)}$$

Rigidez elasto-plástica, (Tabla E.3)

$$\begin{aligned} K_{ep} &= 384 EI / 5L^3 \\ &= 384 \text{ (29,000,000 psi)(13.1 pul}^4) / 5 \text{ (240 pul)}^3 \\ &= 2,111 \text{ lb/pul, ó } 0.18 \text{ psi/pul (0.49 kPa /cm)} \end{aligned}$$

Deflexión de fluencia final.

$$\begin{aligned} y_{ep} &= (R_u - R_e) / K_{ep} + y_e \\ &= (1.14 \text{ psi} - 0.76 \text{ psi}) / (0.18 \text{ psi / pul}) + 1.72 \text{ pul} \\ &= 3.83 \text{ pul (9.73 cm)} \end{aligned}$$

Calcular la rigidez elástica "bilineal" efectiva y deflexión para determinar el periodo natural, proporción de ductilidad, y rotación de articulación.

Rigidez elástica "bilineal" efectiva.

$$\begin{aligned} K_E &= 160 EI / L^3 && \text{(Biggs, Tabla 5.3)} \\ &= 160 \text{ (29,000,000 psi)(13.1 pul}^4) / (240 \text{ pul)}^3 \end{aligned}$$

$$= 4,397 \text{ lb / pul} , \text{ ó } 0.38 \text{ psi / pul} \quad (1.03 \text{ kPa / cm})$$

Deflexión elástica efectiva.

$$y_E = R_u / K_E = (1.14 \text{ psi}) / (0.38 \text{ psi / pul}) = 3.0 \text{ pul} \quad (7.62 \text{ cm})$$

$$\begin{aligned} \text{Peso} &= (1.25 \text{ psf cubierta}) + (8.2 \text{ plf vigueta}) / (4' \text{ ancho tributario}) + (5 \text{ psf elem. mec.}) \\ &= 8.3 \text{ psf, ó } 0.058 \text{ psi} \quad (0.40 \text{ kPa}) \end{aligned}$$

Deflexión inicial.

$$y_d = \text{peso} / K_E = (0.058 \text{ psi}) / (0.38 \text{ psi/pul}) = 0.15 \text{ pul} \quad (0.38 \text{ cm})$$

Masa,

$$\begin{aligned} M &= \text{peso} / \text{gravedad} \\ &= (0.058 \text{ psi}) / (386 \text{ pul/seg}^2) \\ &= 0.00015 \text{ psi} \cdot \text{seg}^2 / \text{pul}, \text{ ó } 150 \text{ psi} \cdot \text{ms}^2 / \text{pul} \quad (407 \text{ kPa} \cdot \text{ms}^2 / \text{cm}) \end{aligned}$$

Factores de carga-masa.

(Tabla E.3)

$$\text{elástico.} \quad K_{LM} = (0.45) / (0.58) = 0.78$$

$$\text{elasto-plástico,} \quad K_{LM} = (0.50) / (0.64) = 0.78$$

$$\text{plástico.} \quad K_{LM} = (0.33) / (0.50) = 0.66$$

Usar un valor promedio.

$$K_{LM} = ((0.78 + 0.78) / 2 + 0.66) / 2 = 0.72$$

Masa equivalente.

$$M_e = K_{LM} (M) = 0.72 (150 \text{ psi} \cdot \text{ms}^2 / \text{pul}) = 108 \text{ psi} \cdot \text{ms}^2 / \text{pul} \quad (293 \text{ kPa} \cdot \text{ms}^2 / \text{cm})$$

Periodo natural:

(Ecuación 5.8)

$$t_n = 2\pi \sqrt{M_e / K} = 2\pi \sqrt{(108 \text{ psi} \cdot \text{ms}^2 / \text{pul}) / (0.38 \text{ psi/pul})} = 106 \text{ ms}$$

Es oportuno comentar que como el tablero de techo tiene un periodo, t_n , de 12.6 ms se puede llevar a cabo el análisis por separado del tablero de techo y de las viguetas; ya que, el

período natural de ambos tiene una diferencia adecuada para poder ignorar la interacción dinámica entre estos componentes estructurales (ver sección 5.1.3).

11.5.5 CÁLCULO DE RESPUESTA

En la sección 11.5.2 se describió la carga que debe utilizarse para este método.

Incremento de tiempo:

(período 106 ms) / 10 \approx 11

(tiempo de elevación 4 ms) / 10 \approx 0.4 ms. usar 0.1 ms

Reacción de extremo articulada

elástica, $V1 = 0.26R + 0.12F$

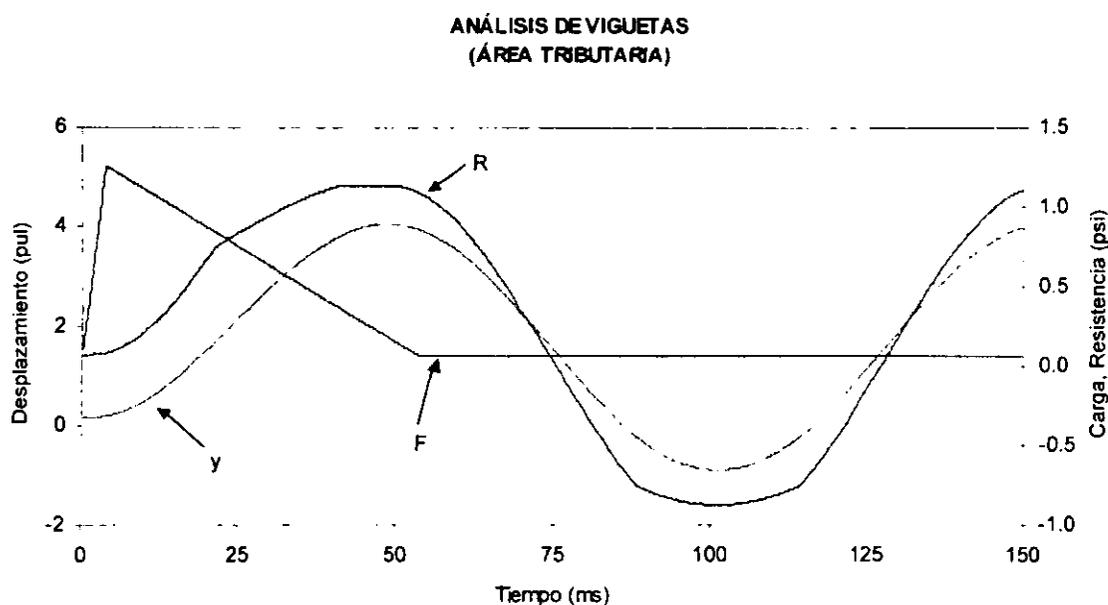
plástica, $V1 = 0.39Ru + 0.11F - Mp/L$

Reacción de extremo fijo.

elástica, $V2 = 0.43R + 0.19F$

plástica, $V2 = 0.39Ru + 0.11F + Mp/L$

Nota, $Mp / L = (261.630 \text{ lb-pul}) / (240 \text{ pul}) = 1,090 \text{ lb}$ (4.85 kN)



Des. Elástico Equiv.	3.007E+00	Fuerza Máx.	1.258E+00
Desplazamiento Máx.	4.065E+00	Fuerza Min.	0.058E+00
Desplazamiento Min.	-8.985E-01	Resistencia Máx.	1.140E+00
Tiempo de Des. Máx.	4.870E+01	Resistencia Min.	-8.760E-01
Tiempo de Des. Min.	1.015E+01	Cortante Máx. A	5.782E-01
		Cortante Min. A	-3.136E-01
		Cortante Máx. B	3.889E-01
		Cortante Min. B	-4.299E-01

La deflexión máxima positiva es: $y_m = 4.1 \text{ pul (10.4 cm)}$ en $t = 48.7 \text{ ms}$

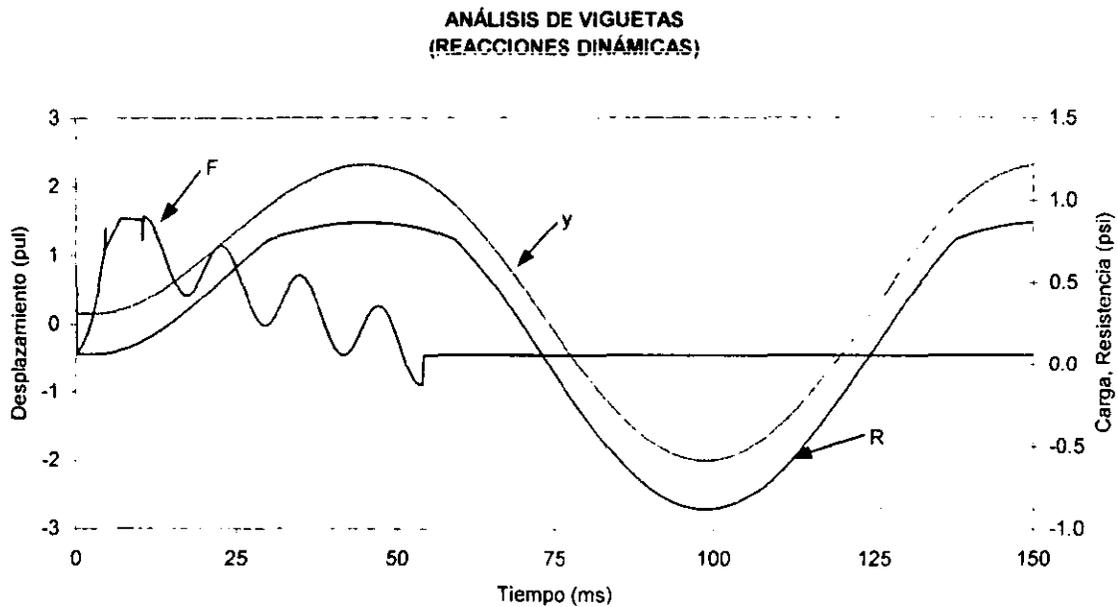
Ductilidad,

$$\mu_d = (y_m) / (y_E) = (4.1 \text{ pul}) / (3.0 \text{ pul}) = 1.4$$

Rotación del soporte,

$$\theta_d = \arctan (y_m / 0.5L) = \arctan ((4.1 \text{ pul}) / (0.5)(240 \text{ pul})) = 2^\circ$$

11.5.6 CÁLCULO DE RESPUESTA



Des. Elástico Equiv.	3.007E+00	Fuerza Máx.	8.899E-01
Desplazamiento Máx.	2.311E+00	Fuerza Min.	0.058E+00
Desplazamiento Min.	-2.003E+00	Resistencia Máx.	8.651E-01
Tiempo de Des. Máx.	4.490E+01	Resistencia Min.	-8.798E-01
Tiempo de Des. Min.	9.860E+01	Cortante Máx. A	4.716E-01
		Cortante Min. A	-3.679E-01
		Cortante Máx. B	2.824E-01
		Cortante Min. B	-2.221E-01

La deflexión máxima positiva es $y_m = 2.3 \text{ pul (5.8 cm)}$ en $t = 44.9 \text{ ms}$

La reacción máxima positiva es $22.6 \text{ lb/pul (39.6 N/cm)}$ en $t = 35.4 \text{ ms}$

La reacción de rebote máxima es $17.7 \text{ lb/pul (31 N/cm)}$ en $t = 98.6 \text{ ms}$

Ductilidad,

$$\mu_d = (y_m) / (y_E) = (2.3 \text{ pul}) / (3.0 \text{ pul}) = 0.8$$

Rotación del soporte,

$$\theta_d = \arctan (y_m / 0.5L) = \arctan ((2.3 \text{ pul}) / (0.5)(240 \text{ pul})) = 1.1^\circ$$

Es importante hacer notar que las reacciones dinámicas calculadas con este método, son aproximadamente la mitad de las que se calcularon aplicando la carga de explosión por el Método de Área Tributaria.

11.5.7 COMPARAR RESPUESTAS CON LÍMITES DE DEFORMACIÓN

$$\theta_d = 1.1^\circ < 6^\circ \quad \checkmark$$

$$\mu_d = 0.8 < 10 \quad \checkmark$$

La Respuesta es adecuada

11.5.8 REVISAR LA SECCIÓN

Se revisará las dimensiones de la sección para lograr una aproximación mayor a la deflexión permisible; por lo tanto, se probará con un canal más ligero usando las reacciones dinámicas del tablero como la carga aplicada.

C4x5.4

$$I = 3.85 \text{ pul}^4 \text{ (160 cm}^4\text{)}$$

$$Z = 2.26 \text{ pul}^3 \text{ (37.0 cm}^3\text{)}$$

$$r_y = 0.449 \text{ pul (1.14 cm)}$$

$$A_v \text{ (área del alma)} = 0.74 \text{ pul}^2 \text{ (4.77 cm}^2\text{)}$$

Se debe realizar una verificación detallada de esta sección

11.5.9 CÁLCULO DE PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Longitud sin soporte lateral del patín a compresión para el diseño plástico.

$$L_{pd} = (3.600 + 2.200 M1 / Mp)r_y / f_{dy}$$

$$= (3.600 + 0)(0.449 \text{ pul}) / (51 \text{ ksi})$$

$$= 32 \text{ pul (81 cm)}$$

Capacidad de momento nominal.

$$M_p = Z (F_{ds}) = (2.26 \text{ pul}^3) (51.000 \text{ psi}) = 115.260 \text{ lb-pul (1.302 kN-cm)}$$

La capacidad del momento esta basado en Z debido a que el objetivo es que $\mu > 3$.

Capacidad de cortante. (AISC LRFD, Ecuación F2-1)

$$V_n = 0.6 (A_v)(F_{dv}) = 0.6 (0.74 \text{ pul}^2)(51.000 \text{ psi}) = 22.644 \text{ lb} \quad (101 \text{ kN})$$

11.5.10 CÁLCULO DE PROPIEDADES SDOF

Resistencia última. de $R_b = 4 (M_{ps} + 2 M_{pc}) / L$ (Tabla E.3)

$$R_u = 12 (M_p) / L = 12 (115,260 \text{ lb-pul}) / (240 \text{ pul}) = 5,763 \text{ lb. ó } 0.5 \text{ psi} \quad (3.45 \text{ kPa})$$

La integración numérica en este ejemplo usa una curva trilineal de resistencia-deflexión. en consecuencia se necesitan varios valores adicionales:

Resistencia elástica. (Tabla E.3)

$$\begin{aligned} R_e &= 8 M_{pc} / L = 8 M_p / L \\ &= 8 (115,260 \text{ lb-pul}) / (240 \text{ pul}) \\ &= 3,842 \text{ lb. ó } 0.33 \text{ psi} \quad (2.28 \text{ kPa}) \end{aligned}$$

Rigidez elástica. (Tabla E.3)

$$\begin{aligned} K_e &= 185 EI / L^3 \\ &= 185 (29,000,000 \text{ psi})(3.85 \text{ pul}^4) / (240 \text{ pul})^3 \\ &= 1,494 \text{ lb/pul. ó } 0.13 \text{ psi / pul} \quad (0.35 \text{ kPa / cm}) \end{aligned}$$

Primera deflexión de fluencia.

$$y_e = R_e / K_e = (0.33 \text{ psi}) / (0.13 \text{ psi / pul}) = 2.54 \text{ pul} \quad (6.45 \text{ cm})$$

Rigidez elasto-plástica. (Tabla E.3)

$$\begin{aligned} K_{ep} &= 384 EI / 5L^3 \\ &= 384 (29,000,000 \text{ psi})(3.85 \text{ pul}^4) / 5 (240 \text{ pul})^3 \\ &= 620 \text{ lb/pul. ó } 0.05 \text{ psi / pul} \quad (0.14 \text{ kPa / cm}) \end{aligned}$$

Deflexión de fluencia final.

$$y_{ep} = (R_u - R_e) / K_{ep} + y_e$$

$$\begin{aligned}
 &= (0.50 \text{ psi} - 0.33 \text{ psi}) / (0.05 \text{ psi} / \text{pul}) + 2.54 \text{ pul} \\
 &= 5.94 \text{ pul} \quad (15.09 \text{ cm})
 \end{aligned}$$

Se debe calcular la rigidez elástica “bilineal” efectiva y deflexión para determinar el periodo natural, proporción de ductilidad, y rotación de articulación.

Rigidez elástica “bilineal” efectiva,

$$\begin{aligned}
 K_E &= 160 E I / L^3 && \text{(Biggs, Tabla 5.3)} \\
 &= 160 (29,000,000 \text{ psi})(3.85 \text{ pul}^4) / (240 \text{ pul})^3 \\
 &= 1,292 \text{ lb} / \text{pul}, \text{ ó } 0.11 \text{ psi} / \text{pul} \quad (0.30 \text{ kPa} / \text{cm})
 \end{aligned}$$

Deflexión elástica efectiva,

$$y_E = R_u / K_E = (0.50 \text{ psi}) / (0.11 \text{ psi} / \text{pul}) = 4.55 \text{ pul} \quad (11.6 \text{ cm})$$

$$\begin{aligned}
 \text{Peso} &= (1.25 \text{ psf cubierta}) + (5.4 \text{ plf vigueta}) / (4' \text{ ancho tributario}) + (5 \text{ psf comp. mecánicos}) \\
 &= 7.6 \text{ psf}, \text{ ó } 0.053 \text{ psi} \quad (0.37 \text{ kPa})
 \end{aligned}$$

Deflexión inicial.

$$y_d = \text{peso} / K_E = (0.053 \text{ psi}) / (0.11 \text{ psi/pul}) = 0.48 \text{ pul} \quad (1.22 \text{ cm})$$

Masa.

$$\begin{aligned}
 M &= \text{peso} / \text{gravedad} \\
 &= (0.053 \text{ psi}) / (386 \text{ pul}/\text{seg}^2) \\
 &= 0.000137 \text{ psi} \cdot \text{seg}^2 / \text{pul}, \text{ ó } 137 \text{ psi} \cdot \text{ms}^2 / \text{pul} \quad (372 \text{ kPa} \cdot \text{ms}^2 / \text{cm})
 \end{aligned}$$

Factores de carga - masa.

(Tabla E.3)

$$\text{elástico.} \quad K_{LM} = (0.45) / (0.58) = 0.78$$

$$\text{elasto-plástico.} \quad K_{LM} = (0.50) / (0.64) = 0.78$$

$$\text{plástico.} \quad K_{LM} = (0.33) / (0.50) = 0.66$$

Se usará un valor promedio.

$$K_{LM} = ((0.78 + 0.78) / 2 + 0.66) / 2 = 0.72$$

Masa equivalente,

$$M_e = K_{LM} (\dot{M}) = 0.72 (137 \text{ psi-ms}^2/\text{pul}) = 98.6 \text{ psi-ms}^2/\text{pul} \quad (268 \text{ kPa-ms}^2/\text{cm})$$

Periodo natural: (Ecuación 5.8)

$$t_n = 2\pi \sqrt{(M_e / K)} = 2\pi \sqrt{((98.6 \text{ psi-ms}^2/\text{pul}) / (0.11 \text{ psi/pul}))} = 188 \text{ ms}$$

Ya que el tablero del techo tiene un periodo, t_n , de 12.6 ms se puede realizar el análisis de estos componentes (tableros de techo y viguetas) en forma separada, sin considerar la interacción dinámica debido a la diferencia en sus respectivos periodos (ver sección 5.1.3).

11.5.11 CÁLCULO DE RESPUESTA (carga por reacción dinámica de tableros)

Incremento de tiempo

(periodo 188 ms) / 10 \approx 19

(tiempo de elevación 4 ms) / 10 \approx 0.4 ms. se utilizará 0.1 ms

Reacción de extremo articulada

elástica. $V_1 = 0.26R + 0.12F$

plástica, $V_1 = 0.39R_u + 0.11F - M_p/L$

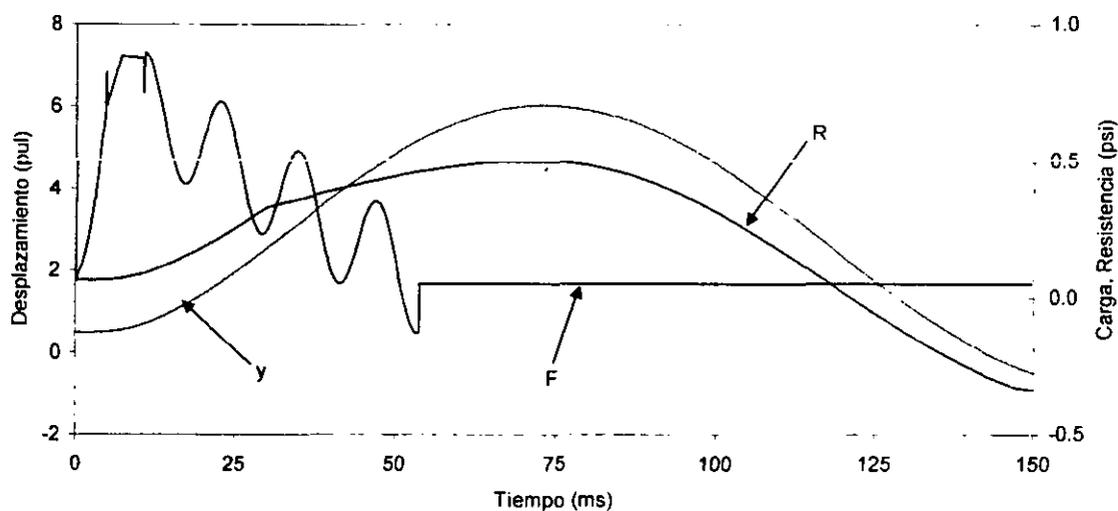
Reacción de extremo fijo,

elástica. $V_2 = 0.43R + 0.19F$

plástica. $V_2 = 0.39R_u + 0.11F + M_p/L$

Nota. $M_p / L = (115,260 \text{ lb-pul}) / (240 \text{ pul}) = 480 \text{ lb} \quad (2.135 \text{ kN})$

**ANÁLISIS DE VIGUETAS
(REVISIÓN DE SECCIÓN)**



Des. Elástico Equiv.	4.558E+00	Fuerza Máx.	8.899E-01
Desplazamiento Máx.	6.031E+00	Fuerza Min.	0.058E+00
Desplazamiento Min.	-8.624E-01	Resistencia Máx.	5.000E-01
Tiempo de Des. Máx.	7.310E+01	Resistencia Min.	-4.039E-01
Tiempo de Des. Min.	3.115E+02	Cortante Máx. A	2.484E-01
		Cortante Min. A	-0.847E-01
		Cortante Máx. B	1.651E-01
		Cortante Min. B	-1.680E-01

La deflexión positiva máxima es $y_m = 6 \text{ pul}$ (15.2 cm) en $t = 73.1 \text{ ms}$

La reacción positiva máxima es 11.9 lb/pul (20.8 N/cm) en $t = 47.4 \text{ ms}$

La reacción de rebote máxima es 4.1 lb/pul (7.2 N/cm) en $t = 150 \text{ ms}$

Ductilidad.

$$\mu_d = (y_m) / (y_E) = (6 \text{ pul}) / (4.55 \text{ pul}) = 1.3$$

Rotación del soporte.

$$\theta_d = \arctan (y_m / 0.5L) = \arctan ((6 \text{ pul}) / (0.5)(240 \text{ pul})) = 2.9^\circ$$

11.5.12 COMPARAR RESPUESTAS CON DEFORMACIONES LÍMITES

$$\theta_d = 2.9^\circ < 6^\circ \quad \checkmark$$

$$\mu_d = 1.3 < 10 \quad \checkmark$$

La Respuesta es Adecuada

11.5.13 REVISAR SECCIÓN

Debido a que los valores de la respuesta son aun menores a los valores permisibles, las dimensiones del miembro podrían reducirse; sin embargo, debe tomarse en cuenta las dimensiones mínimas con que se fabrican los perfiles estructurales de acero. Un tablero más resistente permitiría separaciones mayores de las viguetas, permitiendo que la sección elegida trabaje con mayor eficacia. Por otra parte, los miembros formados en frío trabajarían bien para este nivel de carga.

No es necesario realizar una revisión.

11.5.14 VERIFICAR MODOS DE FALLA SECUNDARIOS (en este caso el cortante)

Reacción en la resistencia última.

$$V_u = R_u / 2 + M_p / L = (5,763 \text{ lb}) / 2 + 480 \text{ lb} = 3,362 \text{ lb} \quad (14.95 \text{ kN}) < V_n, \quad \checkmark$$

La capacidad de cortante es adecuada.

11.6 LARGUEROS DE MURO

Los largueros están apoyados en las columnas con extremos articulados. Se utilizará acero A36. Como las cargas son ligeras también podría usarse acero formado en frío.

Claro, $L = 20'$ ó $240''$ (610 cm)

Límites de respuesta: $\theta_a = 6^\circ$, $\mu_a = 10$

Se utilizarán las reacciones dinámicas del tablero de muro como la carga aplicada al larguero, en este caso la carga se determina en cada paso de tiempo como sigue:

$$\text{Carga (psi)} = (2 \text{ lados})(\text{reacciones del tablero de muro lb/pul}) / (36 \text{ pul sep. de largueros})$$

11.6.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DE MATERIALES

Para flexión y cortante dinámico.

$$F_{ds} = F_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.29) 36 \text{ ksi} = 51 \text{ ksi} \quad (352 \text{ MPa})$$

11.6.2 CALCULAR DIMENSIONES DE PRUEBA

Ancho tributario = 3' ó 36" (91 cm)

DL = 0 psf

Carga de explosión del techo,
BL = 2.4 psi (16.55 kPa)

Impulso,

$$I = (2.4 \text{ psi})(45 \text{ ms}) / 2 = 54 \text{ psi} - \text{ms} \quad (372 \text{ kPa} - \text{ms})$$

La ductilidad requerida se igualará al valor límite, $\mu_d = \mu_a = 10$

Como suposición inicial $\tau = t_d / t_n = 3$ (rango dinámico de respuesta)

Aplicando la ecuación 5.11,

$$\begin{aligned} F_o / R_m &= (\sqrt{2\mu_d - 1}) / (\pi (\tau)) + (2\mu_d - 1)(\tau) / (2\mu_d (\tau + 0.7)) \\ &= (\sqrt{2(10) - 1}) / (\pi (3)) + (2(10) - 1)(3) / (2(10)(3 + 0.7)) \\ &= 1.23 \end{aligned}$$

Carga máxima = $F_o = BL = 2.4 \text{ psi} \quad (16.55 \text{ kPa})$

Resistencia,

$$R_m = F_o / 1.23 = (2.4 \text{ psi}) / 1.23 = 1.95 \text{ psi} \quad (13.44 \text{ kPa})$$

Momento último, de $R_b = 8 (M_{pc}) / L$

(Tabla E.1)

$M_p = R_m L / 8$

$$\begin{aligned} &= (1.95 \text{ psi} * 240 \text{ pul} * 36 \text{ pul})(240 \text{ pul}) / 8 \\ &= 505.440 \text{ lb-pul} \quad (5.711 \text{ kN-cm}) \end{aligned}$$

Módulo de sección.

$$Z = M_p / F_{ds} = (505.440 \text{ lb-pul}) / (51.000 \text{ psi}) = 9.91 \text{ pul}^3 \quad (162 \text{ cm}^3)$$

La capacidad del momento esta basada en Z porque el objetivo es $\mu > 3$.

El valor de Z determinado anteriormente, no es un requisito mínimo, sino una estimación inicial. Basado en los resultados del cálculo de la vigueta, se seleccionará un tamaño menor de ensayo.

Seleccionar el miembro del manual AISC LRFD.

C6x8.2

$$I = 13.1 \text{ pul}^4 (545 \text{ cm}^4)$$

$$Z = 5.13 \text{ pul}^3 (84.1 \text{ cm}^3)$$

$$r_y = 0.537 \text{ pul} (1.36 \text{ cm})$$

$$A_v (\text{área del alma}) = 1.2 \text{ pul}^2 (7.74 \text{ cm}^2)$$

Realizar una revisión detallada de esta sección

11.6.3 CÁLCULO DE PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Longitud sin refuerzo lateral para diseño plástico

$$\begin{aligned} L_{pd} &= (3,600 + 2,200 M1 / M_p) r_y / f_{dy} \\ &= (3,600 + 0)(0.537 \text{ pul}) / (51 \text{ ksi}) \\ &= 38 \text{ pul} (97 \text{ cm}) \end{aligned}$$

Capacidad de momento nominal,

$$M_p = Z (F_{ds}) = (5.13 \text{ pul}^3) (51,000 \text{ psi}) = 261,630 \text{ lb-pul} \quad (2,956 \text{ kN-cm})$$

Capacidad de cortante,

(AISC LRFD, Ecuación F2-1)

$$V_n = 0.6 (A_v)(F_{dy}) = 0.6 (1.2 \text{ pul}^2)(51,000 \text{ psi}) = 36,720 \text{ lb} \quad (163.3 \text{ kN})$$

11.6.4 CÁLCULO DE PROPIEDADES SDOF

Resistencia última, de $R_b = 8 (M_p) / L$ (Tabla E.1)

$$R_u = 8 (M_p) / L = 8 (261.630 \text{ lb-pul}) / (240 \text{ pul}) = 8.721 \text{ lb.} \quad \text{ó} \quad 1.0 \text{ psi} \quad (6.89 \text{ kPa})$$

Rigidez efectiva (Tabla E.1)

$$K_E = 384 EI / 5L^3$$

$$= 384 (29,000,000 \text{ psi})(13.1 \text{ pul}^4) / 5 (240 \text{ pul})^3$$

$$= 2,111 \text{ lb/pul, ó } 0.24 \text{ psi / pul } (0.65 \text{ kPa / cm})$$

Deflexión elástica efectiva,

$$y_E = R_u / K_E = (1.0 \text{ psi}) / (0.24 \text{ psi / pul}) = 4.1 \text{ pul } (10.4 \text{ cm})$$

$$\text{Peso} = (1.25 \text{ psf cubierta}) + (8.2 \text{ plf larguero}) / (3' \text{ ancho tributario})$$

$$= 3.98 \text{ psf. ó } 0.028 \text{ psi } (0.19 \text{ kPa})$$

Masa.

$$M = \text{peso} / \text{gravedad}$$

$$= (0.028 \text{ psi}) / (386 \text{ pul/seg}^2)$$

$$= 0.000073 \text{ psi} \cdot \text{seg}^2 / \text{pul. ó } 73 \text{ psi} \cdot \text{ms}^2 / \text{pul } (198 \text{ kPa} \cdot \text{ms}^2 / \text{cm})$$

Factores de carga - masa.

(Tabla E.1)

$$\text{elástico. } K_{LM} = (0.50) / (0.64) = 0.78$$

$$\text{plástico. } K_{LM} = (0.33) / (0.50) = 0.66$$

Usar un valor promedio,

$$K_{LM} = (0.78 + 0.66) / 2 = 0.72$$

Masa equivalente.

$$M_e = K_{LM} (M) = 0.72 (73 \text{ psi} \cdot \text{ms}^2 / \text{pul}) = 53 \text{ psi} \cdot \text{ms}^2 / \text{pul } (144 \text{ kPa} \cdot \text{ms}^2 / \text{cm})$$

Periodo natural:

(Ecuación 5.8)

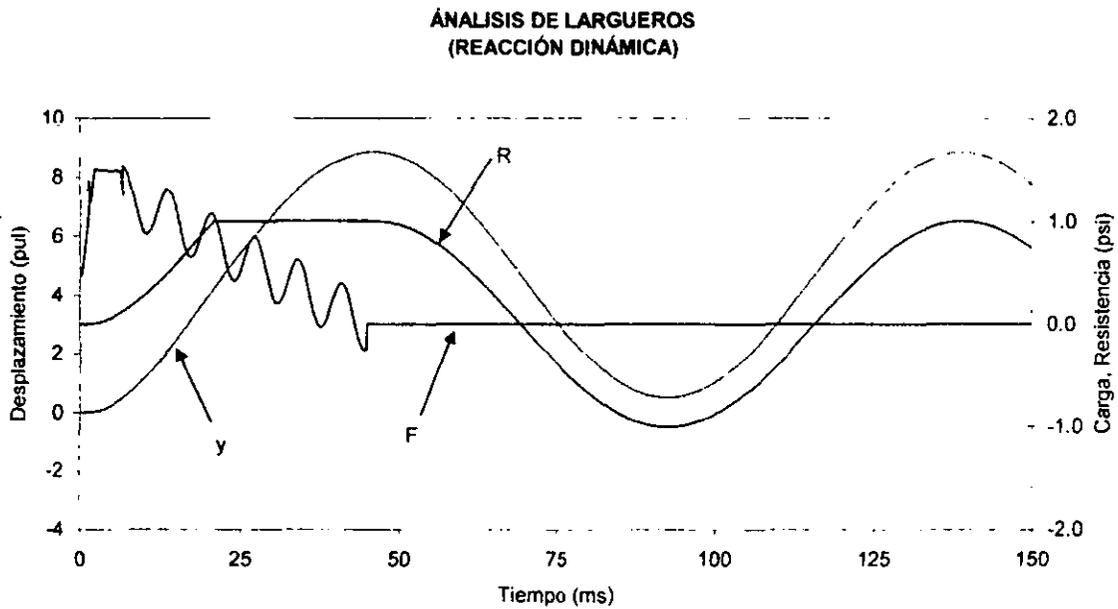
$$t_n = 2\pi \sqrt{M_e / K} = 2\pi \sqrt{(53 \text{ psi} \cdot \text{ms}^2 / \text{pul}) / (0.24 \text{ psi/pul})} = 93 \text{ ms}$$

El tablero de muro tiene un periodo, t_n , de 7.1 ms y por lo tanto se puede realizar el análisis del tablero y larguero por separado sin considerar la interacción dinámica, ya que la diferencia en el periodo es adecuada (ver sección 5.1.3).

11.6.5 CÁLCULO DE RESPUESTA

Incremento de tiempo
(periodo 93 ms) / 10 \approx 9, usar 0.1 ms

Reacción de extremo
elástica. $V1 = 0.39R + 0.11F$
plástica, $V1 = 0.38Ru + 0.12F$



-Des. Elástico Equiv.	4.167E+00	Fuerza Máx.	1.504E+00
Desplazamiento Máx.	8.844E+00	Fuerza Min.	-2.487E-01
Desplazamiento Min.	-1.716E+00	Resistencia Máx.	1.000E+00
Tiempo de Des. Máx.	4.610E+01	Resistencia Min.	-1.000E-01
Tiempo de Des. Min.	2.237E+02	Cortante Máx. A	5.073E-01
		Cortante Min. A	-3.900E-01

La deflexión máxima positiva es $y_m = 8.8$ pul (22.4 cm) en $t = 46.1$ ms

La reacción máxima positiva es 18.3 lb/pul (32 N/cm) en $t = 20.8$ ms

La reacción de rebote máxima es 14 lb/pul (24.5 N/cm) en $t = 92.6$ ms

Ductilidad.

$$\mu_d = (y_m) / (y_E) = (8.8 \text{ pul}) / (4.1 \text{ pul}) = 2.1$$

Rotación del soporte.

$$\theta_d = \arctan (y_m / 0.5L) = \arctan ((8.8 \text{ pul}) / (0.5)(240 \text{ pul})) = 4.2^\circ$$

11.6.6 COMPARAR RESPUESTAS CON LÍMITES DE DEFORMACIÓN

$$\theta_d = 4.2^\circ < 6^\circ \quad \checkmark$$

$$\mu_d = 2.1 < 10 \quad \checkmark$$

La Respuesta es Adecuada

11.6.7 REVISAR SECCIÓN

No es necesaria una revisión

11.6.8 VERIFICAR MODOS DE FALLA SECUNDARIOS (en este caso el cortante)

Reacción en la resistencia última.

$$V_u = R_u / 2 = (8,721 \text{ lb}) / 2 = 4,360 \text{ lb} \quad (19.4 \text{ kN}) < V_n, \quad \checkmark$$

La capacidad de cortante es adecuada.

11.7 MARCOS RÍGIDOS

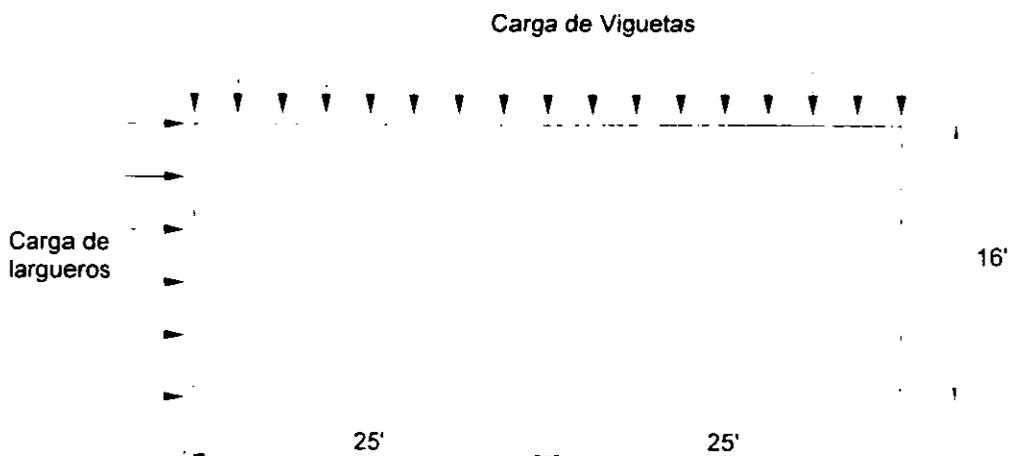


FIGURA 11.3 CARGAS QUE ACTÚAN EN EL MARCO

Separación de marcos = 20' ó 240" (610 cm)

Las columnas están articuladas en la base. Se estimarán las dimensiones iniciales de los miembros para el marco rígido usando una aproximación de SDOF. Las dimensiones así calculadas se usarán para verificar la capacidad del marco con un modelo MDOF más detallado. Los valores de la deflexión máxima de miembros individuales, así como el ladeo del marco, se usarán para evaluar la capacidad de la estructura.

11.7.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS MATERIALES

Para la flexión y cortante dinámicos,

$$F_{ds} = F_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.29) 36 \text{ ksi} = 51 \text{ ksi} \quad (352 \text{ MPa})$$

11.7.2 DIMENSIONES DE PRUEBA (GENERAL)

Para determinar las dimensiones iniciales, se utilizará el Método de Área Tributaria con el propósito de aplicar la carga al marco (ver Sección 6.2.1). El ancho tributario será igual a la separación de marcos de 20 pies (6.10 m). Las cargas de explosión consistirán de cargas aplicadas por el techo y muro (ver Sección 11.2.3).

El periodo natural del marco, largueros y viguetas es lo bastante diferente para poder hacer esta simplificación válida. No se afectaría significativamente la respuesta del larguero por incluir la interacción, pero la respuesta a flexión de la columna probablemente sería menor. Las reacciones dinámicas de largueros y viguetas tendrán una presión más baja que la carga de explosión pero una duración mayor. Debido a la respuesta global relativamente lenta del marco, el ladeo será controlado por el impulso y no se afectará significativamente por la forma de la carga.

11.7.3 DIMENSIONES DE PRUEBA (Columna)

Para determinar las dimensiones iniciales de la columna, se considera que actúa como un miembro con apoyos fijo y articulado en la base y parte superior respectivamente.

Carga de Explosión (carga del muro frontal)

$$BL = 2.4 \text{ psi} \quad (16.5 \text{ kPa})$$

Límites de respuesta: $\theta_a = 1.5^\circ$, $\mu_a = 2$

La ductilidad requerida se igualará al valor límite. $\mu_d = \mu_a = 2$

Como suposición inicial $\tau = t_d / t_n = 1$

Aplicando la ecuación 5.11,

$$F_o / R_m = (\nu (2\mu_d - 1)) / (\pi (\tau)) + (2\mu_d - 1)(\tau) / (2\mu_d (\tau + 0.7))$$

$$= (\sqrt{(2(2)-1)}) / (\pi(1)) + (2(2)-1)(1)/(2(2)(1+0.7))$$

$$= 1.0$$

Carga máxima = $F_o = BL = 2.4 \text{ psi (16.5 kPa)}$

Resistencia.

$$R_m = F_o / 1.0 = (2.4 \text{ psi}) / 1.0 = 2.4 \text{ psi (16.5 kPa)}$$

Momento último. de $R_b = 4 (M_{ps} + 2 M_{pc}) / L$

(Tabla E.3)

$$M_p = R_m L / 12$$

$$= (2.4 \text{ psi} * 240 \text{ pul} * 192 \text{ pul})(192 \text{ pul}) / 12$$

$$= 1,769,472 \text{ lb-pul (19,992 kN-cm)}$$

Módulo de sección, (para propósitos de selección)

$$S = M_p / F_{ds} = (1,769,472 \text{ lb-pul}) / (51,000 \text{ psi}) = 34.7 \text{ pul}^3 (569 \text{ cm}^3)$$

Seleccionar el miembro del manual AISC LRFD.

W10x30

$$I = 170 \text{ pul}^4 (7,076 \text{ cm}^4)$$

$$S = 32.4 \text{ pul}^3 (531 \text{ cm}^3)$$

$$Z = 36.6 \text{ pul}^3 (600 \text{ cm}^3)$$

$$A = 8.84 \text{ pul}^2 (57.0 \text{ cm}^2)$$

$$A_v (\text{área del alma}) = 3.14 \text{ pul}^2 (20.3 \text{ cm}^2)$$

Capacidad de momento nominal.

$$M_p = Z (F_{ds}) = (36.6 \text{ pul}^3)(51,000 \text{ psi}) = 1,866,600 \text{ lb-pul (21,090 kN-cm)}$$

Se debe verificar el ladeo. para lo cual se considera que las columnas están simplemente apoyadas en la base y que actúan en forma conjunta por la conexión de las vigas. Esta configuración se puede modelar como 3 columnas en cantiliver que actúan paralelas. con una carga y masa concentrada en la parte superior.



FIGURA 11.4 CARGA DE EXPLOSIÓN EN COLUMNAS

El área tributaria que se debe considerar para la carga es igual a la 1/2 del claro de la base del muro a la parte superior del marco. Se utilizará el impulso de la carga de explosión del muro como la función de fuerza.

Impulso,

$$I_0 = (2.4 \text{ psi})(192 \text{ pul} / 2)(240 \text{ pul})(45 \text{ ms}) / 2 = 1.244,160 \text{ lb-ms} \quad (5.534 \text{ kN-ms})$$

Índice de ladeo permisible,

(Tabla C.3)

$$X_a = H / 35 = (192 \text{ pul}) / 35 = 5.5 \text{ pul} \quad (14.0 \text{ cm})$$

Resistencia por columna,

$$R_u = M_p / L = (1,866,600 \text{ lb-pul}) / (192 \text{ pul}) = 9,722 \text{ lb} \quad (43.2 \text{ kN})$$

$$\text{Resistencia total} = (3 \text{ columnas})(9,722 \text{ lb}) = 29.166 \text{ lb} \quad (129.7 \text{ kN})$$

Rigidez por columna

(AISC LRFD, diagramas de vigas)

$$K_e = 3 EI / L^3$$

$$= 3 (29,000,000 \text{ psi})(170 \text{ pul}^4) / (192 \text{ pul})^3$$

$$= 2.090 \text{ lb/pul.} \quad (3.66 \text{ kPa /cm})$$

$$\text{Rigidez total} = (3 \text{ columnas})(2.090 \text{ lb/pul}) = 6.270 \text{ lb/pul} \quad (10.98 \text{ kN/cm})$$

Deflexión elástica.

$$y_e = R_u / K_E = (29.166 \text{ lb}) / (6.270 \text{ lb/pul}) = 4.65 \text{ pul} \quad (11.8 \text{ cm})$$

Se considerará la 1/3 de la masa de muros + masa del techo para determinar la masa:

$$\begin{aligned}\text{peso} &= ((2 \text{ muros})(16' \text{ altura}/3) + (50' \text{ claro de techo}))(20' \text{ ancho})(6 \text{ psf}) \\ &= 7,280 \text{ lbs (32.4 kN)}\end{aligned}$$

Masa.

$$\begin{aligned}M &= \text{peso} / \text{gravedad} \\ &= (7,280 \text{ lb}) / (386 \text{ pul}/\text{seg}^2) \\ &= 18.8 \text{ lb}\cdot\text{seg.}^2 / \text{pul}, \text{ ó } 18,800,000 \text{ lb}\cdot\text{ms}^2 / \text{pul (32,924 kN}\cdot\text{ms}^2 / \text{cm)}\end{aligned}$$

Debido a que la carga puede tratarse como un impulso, se usará un método de equilibrio de energía para determinar la respuesta. (Biggs, Sección 5.5 b)

Energía cinética de la carga,

$$\begin{aligned}KE &= (I_0)^2 / 2 M_e \\ &= (1,244,160 \text{ lb}\cdot\text{ms})^2 / 2 (18,800,000 \text{ lb}\cdot\text{ms}^2 / \text{pul}) \\ &= 41,168 \text{ lb}\cdot\text{pul (465 kN}\cdot\text{cm)}\end{aligned}$$

Energía de deformación del marco (dónde X es el ladeo del marco),

$$SE = R_u (X_e) / 2 + R_u (X_m - X_e)$$

Despejando y sustituyendo KE por SE,

$$\begin{aligned}X_m &= (KE + 0.5 (R_u)(X_e)) / R_u \\ &= ((41,168 \text{ lb}\cdot\text{pul}) + 0.5 (29,166 \text{ lb})(4.65 \text{ pul})) / (29,166 \text{ lb}) \\ &= 3.73 \text{ pul (9.47 cm)} < X_a, \checkmark\end{aligned}$$

11.7.4 DIMENSIONES DE PRUEBA (Viga)

Para determinar las dimensiones iniciales de la viga, se considerará que actúa como un miembro con apoyos fijo y articulado en la parte superior y central.

Carga Muerta.

$$DL = 11 \text{ psf. ó } 0.08 \text{ psi (0.53 kPa)}$$

Carga de Explosión.

$$BL = 1.2 \text{ psi (8.27 kPa)}$$

$$\text{Impulso} = (1.2 \text{ psi})(45 \text{ ms}) / 2 = 27 \text{ psi-ms} \quad (186 \text{ kPa-ms})$$

$$\text{Límites de respuesta: } \theta_a = 1.5^\circ, \mu_a = 2$$

$$\text{Ductilidad requerida } \mu_d = \mu_a = 2$$

$$\text{Como suposición inicial } \tau = t_d / t_n = 1$$

Aplicando la ecuación 5.11,

$$\begin{aligned} F_o / R_m &= (\sqrt{(2\mu_d - 1)}) / (\pi(\tau)) + (2\mu_d - 1)(\tau) / (2\mu_d(\tau + 0.7)) \\ &= (\sqrt{(2(2) - 1)}) / (\pi(1)) + (2(2) - 1)(1) / (2(2)(1 + 0.7)) \\ &= 1.0 \end{aligned}$$

$$\text{Carga máxima} = F_o = DL + BL = 0.08 \text{ psi} + 1.2 \text{ psi} = 1.28 \text{ psi} \quad (8.83 \text{ kPa})$$

Resistencia,

$$R_m = F_o / 1.0 = (1.28 \text{ psi}) / 1.0 = 1.28 \text{ psi} \quad (8.83 \text{ kPa})$$

$$\text{Momento último, de } R_b = 4 (M_{ps} + 2 M_{pc}) / L$$

(Tabla E.3)

$$M_p = R_m L / 12$$

$$= (1.28 \text{ psi} * 240 \text{ pul} * 300 \text{ pul})(300 \text{ pul}) / 12$$

$$= 2,304,000 \text{ lb-pul} \quad (26,032 \text{ kN-cm})$$

Módulo de sección, (para propósitos de selección)

$$S = M_p / F_{ds} = (2,304,000 \text{ lb-pul}) / (51,000 \text{ psi}) = 45.2 \text{ pul}^3 \quad (741 \text{ cm}^3)$$

Seleccionar el miembro del manual AISC LRFD.

Se utilizarán las dimensiones del miembro que se determinaron para la columna ya que la carga es de la reacción dinámica.

W10x30

$$I = 170 \text{ pul}^4 \quad (7,076 \text{ cm}^4)$$

$$S = 32.4 \text{ pul}^3 \quad (531 \text{ cm}^3)$$

$$Z = 36.6 \text{ pul}^3 (600 \text{ cm}^3)$$

$$A = 8.84 \text{ pul}^2 (57.0 \text{ cm}^2)$$

$$A_v (\text{área del alma}) = 3.14 \text{ pul}^2 (20.3 \text{ cm}^2)$$

Es aconsejable realizar el análisis dinámico de la columna y viga como componentes aislados para verificar que la respuesta a flexión es aceptable, antes de analizar el marco entero; ya que, esto es mucho más rápido que el análisis global de la estructura. Este paso no se muestra, porque el procedimiento de cálculo ya se ha explicado en detalle en ejemplos anteriores. La respuesta del marco incluirá los efectos de cargas axiales que reducen la capacidad a flexión de los miembros. Esto aumentará la respuesta con respecto al análisis de componente aislados.

11.7.5 ANÁLISIS DE MDOF

Un programa de análisis de marco plano de múltiples grados de libertad (MDOF) se utilizará para determinar la respuesta del marco para las reacciones dinámicas de largueros y viguetas. La estructura se discretiza en elementos, y se aplican las cargas en los nodos. La entrada de datos incluye coordenadas nodales, masa modal, conectividad de miembros, propiedades de miembros, tipos de apoyo, y parámetros de control de la solución (incremento de tiempo, duración de integración numérica, etc.). Se introducen las propiedades dinámicas de los materiales en el programa definiendo la resistencia de fluencia elástica y última y la deformación asociada ó definiendo la capacidad de los miembros. La última aproximación calculada de las dimensiones de los miembros, se usará para este cálculo. La respuesta no lineal será incluida en el análisis a través de rastrear la formación de articulaciones plásticas y con la reformulación de la matriz de rigidez en cada paso de tiempo.

Este análisis es similar a un análisis estático convencional, con la excepción de que se utilizan propiedades no lineales del miembro y cargas de presión-tiempo. La capacidad del miembro se juzga por la deflexión máxima y rotación del apoyo.

La salida de datos incluye: desplazamientos de nodos, fuerzas en los extremos de los miembros y reacciones de apoyo. Un modelo tridimensional produciría resultados más exactos, pero un análisis bidimensional normalmente es suficiente para este tipo de estructuras. Se sujetarán los miembros a las cargas de los muros largos y cortos. Cuando se utiliza en el modelo la capacidad del miembro ó la deformación permisible, deben limitarse para considerar el hecho de que los miembros estarán sujetos a carga biaxial simultánea. Un factor típico de reducción de capacidad que se utiliza es del 25%. Este factor refleja el hecho de que los esfuerzos máximos en cada dirección ocurren muy pocas veces al mismo tiempo.

Se consideraron dos casos de carga. En el primero se utilizaron las cargas de explosión aplicadas sobre un área tributaria. En el segundo se utilizaron las reacciones dinámicas de largueros y viguetas como la carga aplicada al marco. Se indican los resultados del análisis en la siguiente sección.

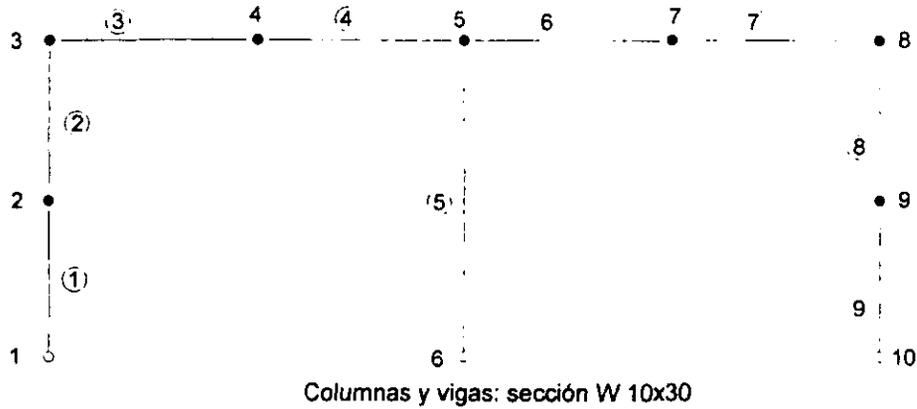


FIGURA 11.5 NUMERACIÓN DE NODOS Y MIEMBROS

11.7.6 ANÁLISIS DE MDOF (Carga por área tributaria)

Máximo ladeo, (nodo) 3

$X_m = 2.64$ pul (6.7 cm)

Respuesta de la columna, (miembro 1)

$\theta_d = 1.3^\circ$, $y_m = 2.9$ pul (7.4 cm), $\mu_d = 0.63$

Respuesta de la viga, (miembro 3)

$\theta_d = 0.27^\circ$, $y_m = 1.4$ pul (3.6 cm), $\mu_d = 0.38$

Reacción máxima del soporte,

Horizontal = 18.8 kips (83.6 kN) nodo 1

Vertical = 96.4 kips (428.8 kN) nodo 6

11.7.7 ANÁLISIS DE MDOF (Carga de reacciones dinámicas)

Máximo ladeo, (nodo) 3

$X_m = 0.85$ pul (2.2 cm)

Respuesta de la columna, (miembro 1)

$$\theta_d = 0.15^\circ, \quad y_m = 0.57 \text{ pul (1.5 cm)}, \quad \mu_d = 0.07$$

Respuesta de la viga, (miembro 3)

$$\theta_d = 0.21^\circ, \quad y_m = 0.45 \text{ pul (1.14 cm)}, \quad \mu_d = 0.06$$

Reacción máxima del soporte,

Horizontal = 4.1 kips (18.2 kN) nodo 1

Vertical = 27.7 kips (123.2 kN) nodo 6

11.7.8 VERIFICAR CAPACIDAD DEL MIEMBRO

Columna,

$$\theta_d = 0.15^\circ < 1.5^\circ \quad \checkmark$$

$$\mu_d = 0.07 < 2 \quad \checkmark$$

Viga,

$$\theta_d = 0.21^\circ < 1.5^\circ \quad \checkmark$$

$$\mu_d = 0.06 < 2 \quad \checkmark$$

Como puede observarse, al utilizar las reacciones dinámicas como la carga aplicada al marco, se presenta una diferencia notable en la respuesta máxima, debido a esto es posible reducir las dimensiones de los miembros si así se desea.

11.7.9 CONSIDERACIONES ADICIONALES

- Conexiones. Se debe realizar el diseño de conexiones para que los miembros puedan desarrollar su resistencia última. Para tal propósito, pueden usarse los resultados de las fuerzas máximas en los extremo de los miembros del análisis del marco; sin embargo, esto puede ser sumamente conservador ya que la fuerza máxima ocurre sólo en un lapso corto de tiempo.
- Arriostramiento. Deben asegurarse los miembros de acuerdo con los requisitos especificados en AISC para desarrollar la capacidad de momento total de cada miembro. Deben arriostarse ambos patines para proporcionar resistencia ante las fuerzas de rebote.

11.8 ARRIOSTRAMIENTO DE MARCOS

En el siguiente diagrama se muestra la carga lateral (provocada por la carga de explosión paralela al lado corto del edificio) que debe resistir el sistema estructural.

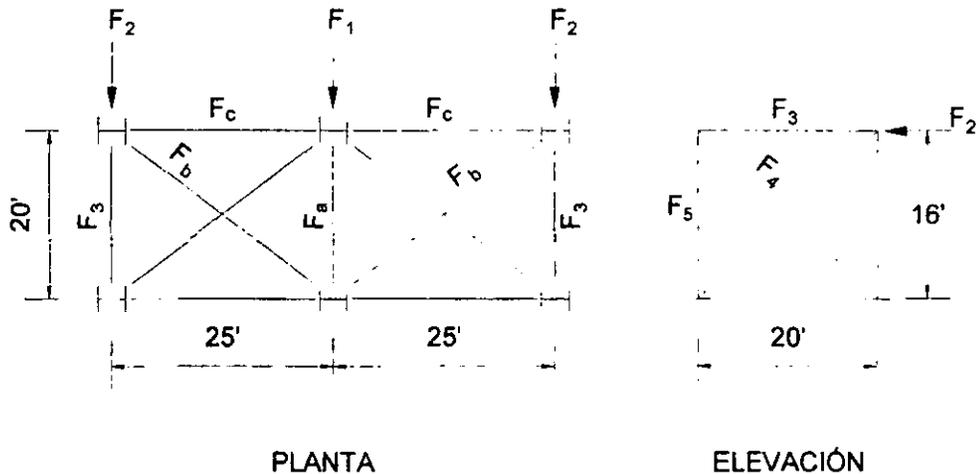


FIGURA 11.6 CARGA LATERAL EN MARCOS DE CRUJÍA EXTREMA

Las cargas aplicadas a los tableros en el muro corto, serán resistidas por las tres columnas del extremo. Los tableros del techo actuarán como un diafragma para distribuir las cargas pero también deben resistir, por flexión, las cargas verticales de explosión, por lo cual se reduce su capacidad de resistencia en el plano. Para evitar este problema, la parte superior de la columna central estará soportado por un puntal en la cruja extrema del techo. Este puntal utilizará las vigas del marco rígido como miembros de apoyo, además se colocarán miembros adicionales en ángulo para formar el sistema de arriostramiento. Los marcos arriostrados en la cruja extrema proporcionarán la reacción de soporte para el puntal del techo y para la carga de las columnas de esquina. El arriostramiento del marco, en la cruja extrema, consistirá en las columnas del marco rígido y "x" arriostramientos. Ya que las columnas deben resistir la carga en ambas direcciones, la capacidad axial en cada dirección se reduce artificialmente para poder realizar el análisis.

El arriostramiento del marco se diseñará usando el proceso de diseño estático basado en la capacidad de los miembros soportados. El arriostramiento proporciona un sistema rígido que responde a la carga de presión sin absorber mucha energía.

11.8.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS MATERIALES

Para flexión y cortante dinámico.

$$F_{ds} = F_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.29) 36 \text{ ksi} = 51 \text{ ksi} \quad (352 \text{ MPa})$$

Para tensión y compresión dinámica,

$$F_{ds} = F_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.19) 36 \text{ ksi} = 47 \text{ ksi} \quad (325 \text{ MPa})$$

11.8.2 DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE EXPLOSIÓN

El arriostramiento del marco debe desarrollar la capacidad última de los miembros que soporta, es decir, de largueros y columnas de la crujía extrema. La fuerza aplicada en la parte superior de la columna es igual a la carga aplicada en el área tributaria, considerada como una carga estática. Cada marco arriostrado se diseñará para resistir la carga completa, aunque exista un marco arriostrado en cada extremo del edificio. Esto proporcionará redundancia y eliminará la posibilidad de grandes fuerzas axiales en las vigas del perímetro superior en los marcos interiores.

1) Carga basada en la capacidad de la columna.

Momento último de la columna. (Sección 11.7.3)

$$M_p = 1,866,600 \text{ lb-pul} \quad (21,090 \text{ kN-cm})$$

Resistencia de la columna.

$$R_b = 4(M_{ps} + 2 M_{pc}) / L \quad \text{(Tabla E.3)}$$

$$= 12(1,866,600 \text{ lb-pul}) / (192 \text{ pul})$$

$$= 116.663 \text{ lb} \quad (519 \text{ kN})$$

Resistencia unitaria de la columna.

$$R_u = R_b / (25' \text{ ancho})(16' \text{ altura})$$

$$= (116.663 \text{ lb}) / (300 \text{ pul})(192 \text{ pul})$$

$$= 2.0 \text{ psi} \quad (13.8 \text{ kPa})$$

2) Carga basada en la capacidad del larguero

Momento último del larguero. (Sección 11.6.3)

$$M_p = 261.630 \text{ lb-pul} \quad (2.956 \text{ kN-cm})$$

Resistencia del larguero.

$$R_b = 8 (M_{pc}) / L \quad \text{(Tabla E.3)}$$

$$= 8 (261.630 \text{ lb-pul}) / (300 \text{ pul})$$

$$= 6.977 \text{ lb} \quad (31.0 \text{ kN})$$

Resistencia unitaria del larguero,

$$\begin{aligned} R_u &= R_b / (3' \text{ ancho})(25' \text{ longitud}) \\ &= (6,977 \text{ lb}) / (36 \text{ pul})(300 \text{ pul}) \\ &= 0.65 \text{ psi (4.5 kPa)} \end{aligned}$$

Controla la capacidad de la columna, $R_u = 2.0 \text{ psi (13.8 kPa)}$

11.8.3 FUERZAS EN RIOSTRAS

Debido a la diferencia en rigidez, se ignoran las fuerzas de compresión en los miembros transversales.

Carga en la parte superior de la columna central,

$$\begin{aligned} F_1 &= R_u (25' \text{ ancho})(16' \text{ altura}/2) \\ &= (2.0 \text{ psi})(300 \text{ pul})(96 \text{ pul}) \\ &= 57,600 \text{ lb (256 kN)} \end{aligned}$$

Carga en la parte superior de las columnas de esquina,

$$\begin{aligned} F_2 &= R_u (25' \text{ ancho} / 2)(16' \text{ altura} / 2) \\ &= (2.0 \text{ psi})(150 \text{ pul})(96 \text{ pul}) \\ &= 28,800 \text{ lb (128 kN)} \end{aligned}$$

Ángulo de riostra en el techo,

$$\alpha_1 = \tan^{-1} (25' / 20') = 51.3^\circ$$

Fuerza de tensión en riostra de techo.

$$\begin{aligned} F_b &= \frac{1}{2} F_a / \cos(\alpha_1) \\ &= \frac{1}{2} (57,600 \text{ lb}) / \cos(51.3^\circ) \\ &= 46,060 \text{ lb (205 kN)} \end{aligned}$$

Fuerza axial en miembros de apoyo para la riostra de techo.

$$\begin{aligned} F_c &= F_b (\sin(\alpha_1)) \\ &= 46,060 \text{ lb (} \sin(51.3^\circ) \text{)} \end{aligned}$$

$$= 35,950 \text{ lb (160 kN)}$$

Carga en miembros del perímetro superior sobre el muro largo.

$$\begin{aligned} F3 &= F2 + \frac{1}{2} F1 \\ &= (28,800 \text{ lb}) + \frac{1}{2} (57,600 \text{ lb}) \\ &= 57,600 \text{ lb (256 kN)} \end{aligned}$$

Ángulo vertical de riostra,

$$\alpha 2 = \text{Tan}^{-1} (16' / 20') = 38.7^\circ$$

La carga en la riostra vertical incluirá la contribución de la riostra de techo.

$$\begin{aligned} F4 &= F3 / \text{Cos} (\alpha 2) \\ &= (57,600 \text{ lb}) / \text{Cos} (38.7^\circ) \\ &= (73,805 \text{ lb}) (328 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Carga en columna debida a la respuesta del arriostramiento del marco

$$\begin{aligned} F5 &= F4 (\text{Sen} (\alpha 2)) \\ &= (73,805 \text{ lb})(\text{Sen} (38.7^\circ)) \\ &= 46,150 \text{ lb (205 kN)} \end{aligned}$$

11.8.4 DISEÑO DE MIMBROS EN EL PERÍMETRO SUPERIOR

Carga aplicada.

(Sección 11.8.3)

$$P_u = F3 = 57.6 \text{ kips (256 kN)}$$

Se probará con una sección W10x19

$$A = 5.62 \text{ pul}^2 (36.3 \text{ cm}^2)$$

$$I_x = 96.3 \text{ pul}^4 (4.008 \text{ cm}^4)$$

$$I_y = 4.29 \text{ pul}^4 (178 \text{ cm}^4)$$

$$r_x = 4.14 \text{ pul (10.5 cm)}$$

$$r_y = 0.874 \text{ pul (2.2 cm)}$$

Para compresión la capacidad se determinada por el pandeo. Se proporcionará una riostra en el centro del claro para el eje débil. Por consiguiente las longitudes sin soporte lateral son:

$$L_x = 20' \text{ ó } 240'' \text{ (610 cm)}$$

$$L_y = 20' / 2, \text{ ó } 120'' \text{ (305 cm)}$$

Factor de longitud efectiva, $K = 1.0$

$$(KL/r)_x = (1)(240 \text{ pul}) / (4.14 \text{ pul}) = 58$$

$$(KL/r)_y = (1)(120 \text{ pul}) / (0.874 \text{ pul}) = 137 \Leftarrow$$

Factor de esbeltez de la columna,

(AISC LRFD, Ecuación E2-4)

$$\begin{aligned} \lambda &= ((KL / r) / \pi) \sqrt{ (F_{dy} / E) } \\ &= ((137) / \pi) \sqrt{ (47 \text{ ksi} / 29,000 \text{ ksi}) } \\ &= 1.76 > 1.5 \therefore \end{aligned}$$

Esfuerzo crítico de compresión,

(AISC LRFD, Ecuación E2-3)

$$\begin{aligned} F_{cr} &= (0.877 / (\lambda c)^2) (F_{ds}) \\ &= (0.877 / (1.76)^2) (47 \text{ ksi}) \\ &= 13.3 \text{ ksi (91.7 MPa)} \end{aligned}$$

Área requerida,

(AISC LRFD, Ecuación E2-1)

$$\begin{aligned} A_g &= P_n / F_{cr} \\ &= (57.6 \text{ kips}) / (13.3 \text{ ksi}) \\ &= 4.3 \text{ pul}^2 \text{ (27.7 cm}^2) < A \checkmark \end{aligned}$$

USAR W10x12

11.8.5 DISEÑO DE RIOSTRA VERTICAL

Carga aplicada.

(Sección 11.8.3)

$$P_u = 73.8 \text{ kips (328 kN)}$$

Área requerida por tensión

(AISC LRFD, Ecuación D1-1)

$$\begin{aligned} A_g &= P_n / F_y = P_u / F_{ds} \\ &= (73.8 \text{ kips}) / (47 \text{ ksi}) \\ &= 1.57 \text{ pul}^2 \quad (10.1 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

Para L3x3x5 / 16, $A = 1.78 \text{ pul}^2 \quad (11.5 \text{ cm}^2) > A_g$. ✓

USAR L3x3x5 / 16

11.9 CIMENTACIÓN

El diseño preliminar de la cimentación incluirá la evaluación del volcamiento, presiones y resistencia ante carga lateral. La cimentación debe poder resistir las cargas aplicadas de explosión con un grado de seguridad, para poder considerar las incertidumbres en la determinación de las propiedades del suelo. La falla de la cimentación puede causar riesgos serios de derrumbamiento, por tal motivo, es prudente realizar un diseño conservador. También, si ocurre la falla de la superestructura, es deseable muchas veces poder quitar la estructura del edificio y reconstruir sobre la misma cimentación.

Cuando se utiliza un diseño conservador, es bastante común diseñar la cimentación utilizando cargas estáticas. Típicamente, esto involucra aplicar la resistencia del techo y muros como cargas uniformes estáticas y, entonces, calcular la reacción en la cimentación. Las reacciones en los apoyos, calculadas con el análisis global del marco, también deben verificarse para asegurar que no ocurran fallas locales en la cimentación. Puede realizarse el análisis dinámico de la cimentación si se proporcionan las propiedades adecuadas del suelo.

La cimentación para este problema estará constituida por una cimentación continua para los muros y columnas del perímetro y una cimentación aislada para las columnas interiores.

11.9.1 CARGAS DE LA CIMENTACIÓN

Las cargas del techo y muro, que se deben considerar para la cimentación, se determinan de acuerdo a la resistencia más baja proporcionada por los miembros. La cubierta de techo tiene una resistencia de 1.5 psi (10.3 kPa) mientras que las viguetas tienen una resistencia de 0.5 psi (3.45 kPa); por lo tanto, la mayor carga que puede transmitirse al marco es de 0.5 psi (3.45 kPa). De igual forma, la resistencia del tablero de muro es 2.66 psi (18.3 kPa) mientras que la resistencia de los largueros es de 1.0 psi (6.89 kPa) y, por lo cual, controla esta última. Las cargas de diseño se muestran en la Figura 11.7.

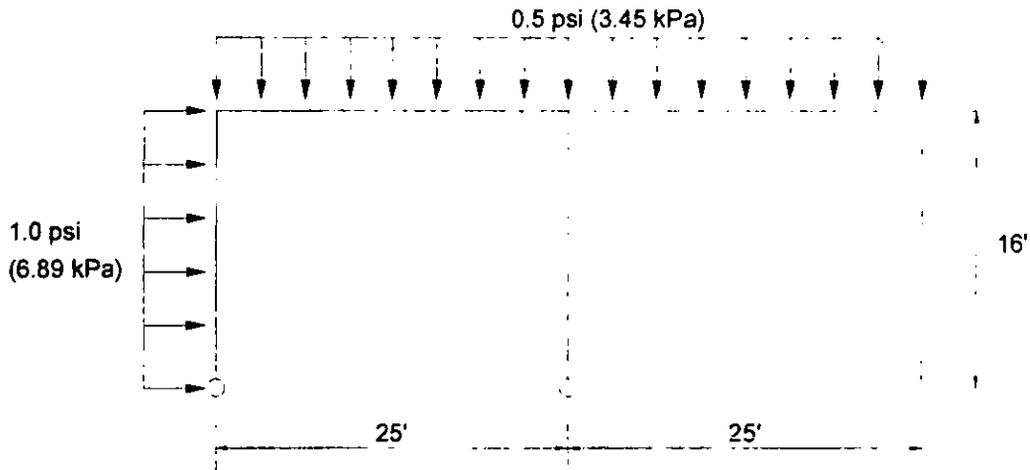


FIGURA 11.7 CARGAS DE DISEÑO PARA LA CIMENTACIÓN

11.9.2 VOLCAMIENTO

El efecto de volcamiento en la estructura puede determinarse realizando una suma de momentos sobre el apoyo de la columna de sotavento.

Momento de volcamiento (OM),

$$OM = (1 \text{ psi})(144 \text{ pul}^2/\text{pie}^2)(16' \text{ altura})^2 / 2 = 18,432 \text{ lb-pie/pie} \quad (82.0 \text{ kN-cm/cm})$$

Momento resistente (RM),

$$RM = (0.5 \text{ psi})(144 \text{ pul}^2/\text{pie}^2)(50' \text{ ancho})^2 / 2 = 90,000 \text{ lb-pie/pie} \quad (400.3 \text{ kN-cm/cm})$$

Volcamiento neto,

(Sección 6.6.1)

$$RM / OM = (90,000 \text{ lb-pie/pie}) / (18,432 \text{ lb-pie/pie}) = 4.9 > 1.2. \quad \checkmark$$

11.9.3 CARGA LATERAL

Para resistir la fuerza lateral se considera la resistencia por fricción bajo la cimentación continua combinada con la resistencia pasiva del suelo. Las siguientes fuerzas laterales se calculan en términos de carga por longitud unitaria de muro, aunque la mayor parte de la carga será resistida por cimientos continuos individuales. La resistencia por fricción es función de las cargas verticales y no del ancho de la cimentación.

Carga lateral aplicada por longitud unitaria de muro.

$$H1 = (1.0 \text{ psi} * 144 \text{ pul}^2 / \text{pie}^2)(16' \text{ altura}) = 2,304 \text{ lb/pie} \quad (0.34 \text{ kN/cm})$$

Carga vertical aplicada por longitud unitaria de muro.

$$\begin{aligned} V1 &= \text{carga vertical de la resistencia de miembros del techo más peso muerto de la losa} \\ &= ((0.5 \text{ psi} * 144 \text{ pul}^2 / \text{pie}^2) + (0.5' \text{ losa})(150 \text{ pcf})) (50' \text{ ancho}) \\ &= 7,350 \text{ lb/pie} \quad (1,073 \text{ N/cm}) \end{aligned}$$

Resistencia por fricción de la cimentación por longitud unitaria de muro.

$$\begin{aligned} H2 &= V_R * \text{Coeficiente de fricción} \\ &= (7,350 \text{ lb/pie})(0.3) \\ &= 2,205 \text{ lb/pie} \quad (322 \text{ N/cm}) \end{aligned}$$

Carga neta de desequilibrio por longitud unitaria de muro.

$$H3 = H1 - H2 = (2,304 \text{ lb/pie}) - (2,205 \text{ lb/pie}) = 99 \text{ lb/pie} \quad (14.4 \text{ N/cm})$$

Carga neta de desequilibrio que debe ser resistida por presión pasiva. (Sección 6.6.1)

$$H4 = H3 \text{ (FS)} = (99 \text{ lb/pie}) 1.5 = 149 \text{ lb/pie} \quad (21.7 \text{ N/cm})$$

Resistencia pasiva requerida por cada marco:

$$H5 = H4 \text{ (separación de marcos)} = 149 \text{ lb/pie} (20 \text{ pies}) = 2,980 \text{ lb} \quad (13.26 \text{ kN})$$

La cimentación estará constituida con muros de contención y con zapatas corridas en las columnas en el perímetro exterior. La resistencia pasiva será proporcionada por el muro de contención sobre la longitud de la zapata corrida. Se ignorará la resistencia pasiva en las columnas del centro por que el ancho de apoyo de la columna es pequeño.

Resistencia pasiva requerida en cada cimiento.

$$H6 = H5 / (\text{No. de muros de contención}) = (2,980 \text{ lb}) / (2) = 1,490 \text{ lb} \quad (6.63 \text{ kN})$$

Se supondrá el peralte del muro de cimentación de 3' (91 cm) y se omitirá la resistencia pasiva en una distancia de 1' (30 cm) medida desde la parte superior.

Fuerza pasiva en la base del cimiento.

$$H7 = K_p (\gamma)(\text{peralte}) = (1.8)(85 \text{ pcf})(3 \text{ pies}) = 459 \text{ psf} \quad (22 \text{ kPa})$$

Fuerza pasiva con 1' (30 cm) de peralte,

$$H8 = Kp(\gamma)(\text{peralte}) = (1.8)(85 \text{ pcf})(1') = 153 \text{ psf} \quad (7.3 \text{ kPa})$$

Resistencia pasiva disponible por ancho unitario de cimiento.

$$\begin{aligned} H9 &= (459 \text{ psf / pie})(3') / 2 - (153 \text{ psf/pie})(1') / 2 \\ &= 612 \text{ lb/pie} \quad (89.3 \text{ N/cm}) \end{aligned}$$

Ancho de cimiento requerido,

$$B = H6 / H9 = (1,490 \text{ lb}) / (612 \text{ lb/pie}) = 2.5 \text{ pies} \quad (76 \text{ cm})$$

USAR ancho de cimiento de 3' (91 cm) con un muro de contención continuo de 3' (91 cm) de peralte.

11.9.4 CARGA VERTICAL

Carga vertical aplicada en columna exterior por longitud unitaria de muro.

$$\begin{aligned} V2 &= ((0.5 \text{ psi} * 144 \text{ pul}^2/\text{pie}^2) + 15 \text{ psf carga muerta})(50 \text{ pies} / 4) \\ &= 1,088 \text{ lb / pie} \quad (159 \text{ N/cm}) \end{aligned}$$

Carga vertical aplicada en cada marco,

$$V3 = V2 (\text{separación de marcos}) = (1,088 \text{ lb/pie})(20 \text{ pies}) = 21,760 \text{ lb} \quad (97 \text{ kN})$$

Presión permisible para carga de explosión,

(Sección 6.6.1)

$$\begin{aligned} q &= (\text{carga de servicio permisible})(FS \text{ estático}) / (FS \text{ explosión}) \\ &= (2,500 \text{ psf})(2.0) / 1.2 \\ &= 4,167 \text{ psf} \quad (200 \text{ kPa}) \end{aligned}$$

Área requerida de cimiento.

$$\begin{aligned} \text{Área} &= \text{Carga} / q \\ &= (21,760 \text{ lb}) / (4,167 \text{ psf}) \\ &= 5.22 \text{ pies}^2 \quad (4.850 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

Usar cimentación cuadrada de 3' (91 cm).

Carga vertical aplicada en columna interior,

$$V4 = (0.5 \text{ psi} \cdot 144 \text{ pul}^2/\text{pie}^2) + 15 \text{ psf carga muerta} (50 \text{ pies}/2) \\ = 2,175 \text{ lb/pie} (317 \text{ N/cm})$$

Carga vertical aplicada en cada marco,

$$V5 = V4 (\text{separación de marcos}) = (2,175 \text{ lb/pie})(20 \text{ pies}) = 43,500 \text{ lb} (193.5 \text{ kN})$$

Área requerida de cimiento.

$$\text{Área} = \text{Carga} / q \\ = (43,500 \text{ lb}) / (4,167 \text{ psf}) \\ = 10.43 \text{ pies}^2 (9,690 \text{ cm}^2)$$

USAR cimentación cuadrada de 3' 6" (107 cm).

Verificación de la reacción dinámica máxima del análisis del marco

$$V \text{ max} = 22,600 \text{ lbs} (100.5 \text{ kN})$$

Se considera que ésta reacción debe ser resistida por la cimentación cuadrada de 3.5'

$$\text{Área} = 12.25 \text{ pies}^2 (11,381 \text{ cm}^2)$$

Esfuerzo de presión,

$$q = (22,600 \text{ lb}) / (12.25 \text{ pies}^2) = 1,845 \text{ psf} (88.3 \text{ kPa}) < 4,000 \text{ psf} \checkmark$$

Requisitos adicionales de diseño deben incluir el análisis por flexión y cortante para la cimentación.

CAPÍTULO 12

EJEMPLO DE DISEÑO PARA ACTUALIZACIÓN DE EDIFICIO CON MUROS DE MAMPOSTERÍA

Este capítulo proporciona un ejemplo sobre como evaluar la resistencia de los muros de mampostería en un edificio existente, con marcos de concreto reforzado, usando los principios planteados en el Capítulo 9 y se plantean opciones para proporcionar resistencia a carga de explosión. La evaluación del techo, marco estructural y cimentación no se cubren en este ejemplo, ya que su estudio fue objeto de los capítulos anteriores. La magnitud de la carga de explosión del muro frontal se determina de acuerdo al procedimiento explicado en el Capítulo 2 y, por lo tanto, no se repite. En este ejemplo solo se presenta el análisis de los muros exteriores y sus opciones de actualización.

12.1 SISTEMA ESTRUCTURAL

- Muros: Muros de mampostería sin refuerzo, se considera el claro entre la cimentación y el techo (trabajan en una dirección).
- Techo: Losa de concreto reforzado en una dirección.
- Marcos estructurales. Son de concreto reforzado.

Es importante mencionar que aunque la mampostería sin refuerzo no se recomienda para el diseño a explosión, debido a la baja ductilidad que presenta, es común encontrar este tipo de material en edificios existentes.

12.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Estructura de un piso de concreto reforzado y mampostería.

Ancho = 80 pies (24.4 m)

Longitud = 60 pies (18.3 m)

Altura = 10 pies (3.0 m)

Área = 4.800 pies² (446 m²)

Volumen = 48.000 pies³ (1.359 m³)

12.1.2 ESQUEMA DE MARCOS

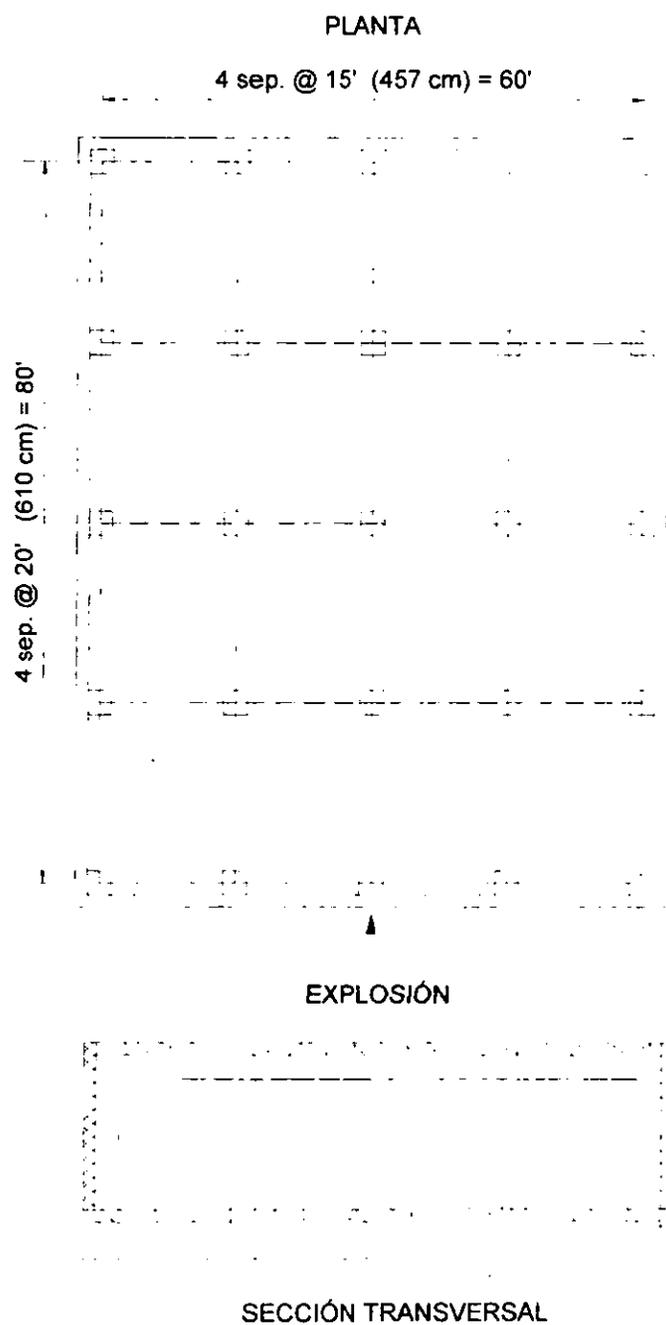


FIGURA 12.1 CARGA DE EXPLOSIÓN EN LA ESTRUCTURA

12.1.3 COMPONENTES PARA EL DISEÑO A EXPLOSIÓN

En los cálculos del ejemplo, sólo se evalúa el muro exterior para la carga de explosión.

12.2 DATOS DE DISEÑO

12.2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Mampostería: (unidades huecas) $f'_m = 1,500$ psi (10.3 MPa)

Concreto: $f'_c = 3,000$ psi (20.7 MPa)

Refuerzo: (Acero grado 60) $f_y = 60$ ksi (414 MPa)

Aceleración de la gravedad, $g = 386$ pul/scg² (980 cm/seg²)

12.2.2 CARGAS DE DISEÑO

Las siguientes cargas se calculan con los parámetros de la onda de explosión de campo libre (Capítulo 2).

Sobrepresión máxima reflejada, $P_r = 3.4$ psi (23.4 kPa)

Duración efectiva, $t_d = 90$ ms

12.2.3 REQUISITOS DE COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO-LÍMITES DE DEFORMACIÓN

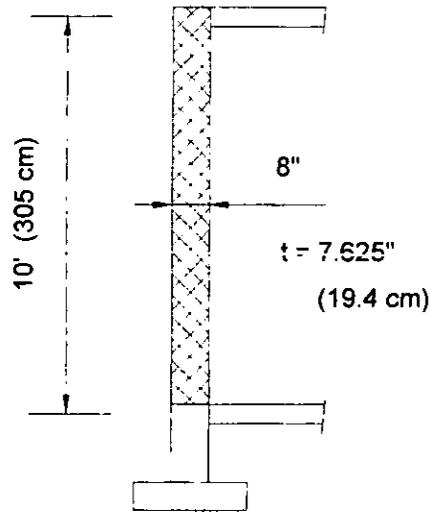
Para mampostería sin refuerzo el modo de falla se basa en el agrietamiento causado por fuerzas de tensión. Para evitar la falla, el muro debe permanecer elástico, por lo tanto se selecciona $\mu_a = 1.0$

Para las opciones de actualización se selecciona una respuesta media de acuerdo con el Apéndice C.

12.3 EVALUACIÓN DEL MURO FRONTAL

Los muros frontales son de 30' por 10' (9.1 m por 3.0 m) entre los apoyos. proporción de 3 a 1. Por consiguiente el muro frontal se analizará como una viga simplemente apoyada con un claro vertical entre la cimentación y la viga de techo.

$L = 10'$ ó $120''$ (305 cm)



Sección transversal del muro

FIGURA 12.2 DIMENSIONES GENERALES DEL MURO

Para C.M.U de 8" (20.32 cm) con celdas vacías, las siguientes propiedades de la sección se basan en un ancho unitario del muro (1").

Espesor efectivo, $t_w = 7.625''$ (19.4 cm)

Área, $A = 4.18 \text{ pul}^2$ (27 cm²)

Momento de inercia, $I_g = 30.3 \text{ pul}^4$ (1,261 cm⁴)

(NCMA¹, Tabla 1b)

(NCMA, Tabla 1b)

12.3.1 CÁLCULO DE RESISTENCIA REQUERIDA

Para flexión dinámica,

(Apéndice B)

$$f_{dm} = (SIF)(DIF)f'_m = (1.0)(1.19)(1,500 \text{ psi}) = 1,785 \text{ psi} (12.3 \text{ MPa})$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 750 f_{dm} = 750 (1,785 \text{ psi}) = 1,338,750 \text{ psi} (9,231 \text{ MPa})$$

Rigidez efectiva,

$$K = 384 E I_g / 5L^3$$

(Tabla E.1)

$$= 384 (1,338.75 \text{ ksi})(30.3 \text{ pul}^4) / 5(120 \text{ pul})^3$$

$$= 1.80 \text{ k/pul, ó } 15 \text{ psi/pul} (40.7 \text{ kPa/cm})$$

¹ NCMA. Manual de Diseño y Construcción para Mampostería Reforzada. Asociación Nacional de Mampostería Reforzada. Herndon, Virginia. 1995

Peso del muro,

$$\begin{aligned} \text{Peso} &= (\text{densidad})(A)(L) \\ &= (144 \text{ pcf})(4.18 \text{ pul}^2 / 144)(10') \\ &= 41.8 \text{ lb, ó } 0.348 \text{ psi (2.4 kPa)} \end{aligned}$$

Cálculo de la masa.

$$\begin{aligned} M &= \text{peso} / \text{gravedad} \\ &= (0.348 \text{ psi}) / (386 \text{ pul}/\text{seg}^2) \\ &= 0.0009 \text{ psi-seg}^2/\text{pul} = 900 \text{ psi-ms}^2/\text{pul} \quad (2,443 \text{ kPa-ms}^2/\text{cm}) \end{aligned}$$

Debido a los límites de respuesta permisibles se usarán valores elásticos para K_{LM}

$$K_{LM} = 0.5/0.64 = 0.78 \quad (\text{Tabla E.1})$$

Masa equivalente,

$$M_e = (K_{LM})(\text{masa}) = 0.78 (900 \text{ psi-ms}^2/\text{pul}) = 702 \text{ psi-ms}^2/\text{pul} \quad (1,906 \text{ kPa-ms}^2/\text{cm})$$

Periodo natural:

(Ecuación 5.8)

$$t_n = 2\pi \sqrt{(M_e / K)} = 2\pi \sqrt{(702 \text{ psi-seg}^2/\text{pul}) / (15 \text{ psi}/\text{pul})} = 43 \text{ ms}$$

Proporción de duración/periodo,

$$\tau = t_d / t_n = (90 \text{ ms}) / (43 \text{ ms}) = 2.1$$

Aplicando la Ecuación 5.11 e igualando $\mu_d = \mu_a = 1.0$

$$\begin{aligned} F_o / R_m &= (\sqrt{(2\mu_d - 1)}) / (\pi (\tau)) + (2\mu_d - 1)(\tau) / (2\mu_d (\tau + 0.7)) \\ &= (\sqrt{(2(1.0) - 1)}) / (\pi (2.1)) + (2(1.0) - 1)(2.1) / (2(1.0) (2.1 + 0.7)) \\ &= 0.53 \end{aligned}$$

Resistencia requerida.

$$R_m = F_o / 0.53 = (3.4 \text{ psi}) / 0.53 = 6.42 \text{ psi (44 kPa)}$$

Resistencia requerida para rebote: Debido a la simetría del sistema resistente del muro, el cálculo de la resistencia para fuerzas de rebote puede omitirse.

12.3.2 CAPACIDAD DISPONIBLE A FLEXIÓN

Para mampostería sin refuerzo la respuesta a flexión se basa en la resistencia al agrietamiento.

Módulo de ruptura, (UBC 94, Ecuación 8-41)

$$f_r = 2.5 \sqrt{f'_{dm}} = 2.5 \sqrt{1,785 \text{ psi}} = 106 \text{ psi (731 kPa)}$$

Peso del muro al centro del claro,

$$w = (0.348 \text{ psi})(120 \text{ pul altura} / 2)(1 \text{ pul ancho}) = 20.9 \text{ lb (93 kN)}$$

Cálculo del momento de inercia de la sección agrietada, de $f_r = (Mc/I) - (P/A)$.

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (f_r + P/A) I / 0.5 \text{ (tw)} \\ &= (106 \text{ psi} + (20.9 \text{ lb}) / (4.18 \text{ pul}^2)) (30.3 \text{ pul}^4) / 0.5 \text{ (7.625 pul)} \\ &= 882 \text{ lb-pul (9,965 N-cm)} \end{aligned}$$

Resistencia cuando ocurre el agrietamiento, (Tabla E.1)

$$\begin{aligned} R_b &= 8 M_{cr} / L \\ &= 8 (882 \text{ lb-pul}) / (120 \text{ pul}) \\ &= 58.8 \text{ lb (262 N)} \end{aligned}$$

Resistencia unitaria,

$$R_b = (58.8 \text{ lb}) / (120'' \times 1'') = 0.49 \text{ psi (3.4 kPa)}$$

12.3.3 CAPACIDAD DISPONIBLE A CORTANTE

Para cortante dinámico. (Apéndice B)

$$f'_{dm} = (SIF)(DIF) f'_m = (1.0)(1.0)(1,500 \text{ psi}) = 1,500 \text{ psi (10.3 MPa)}$$

$V_n = 2 A \sqrt{f'_m}$ (UBC 94, Ecuación 8-35)

$$\begin{aligned} &= 2(4.18 \text{ pul}^2) \sqrt{1,500 \text{ psi}} \\ &= 324 \text{ lb (1,441 N)} \end{aligned}$$

La sección crítica para cortante esta a la distancia t_w del soporte,

$$\begin{aligned} R_s &= V_n L / (0.5 L - t_w) \\ &= (324 \text{ lb})(120 \text{ pul}) / (0.5 (120 \text{ pul}) - (7.625 \text{ pul})) \\ &= 742 \text{ lb} (3,300 \text{ N}) \end{aligned}$$

Resistencia unitaria,

$$R_s = (742 \text{ lb}) / (120'')(1'') = 6.18 \text{ psi} (42.6 \text{ kPa})$$

12.3.4 RESISTENCIA DISPONIBLE

Debido a que $R_b < R_s$, controla la flexión y $R_u = R_b = 0.49 \text{ psi}$

El muro sólo proporciona 7% de la resistencia requerida para la carga especificada de explosión. Para proporcionar resistencia adecuada, el muro debe reforzarse con acero, ó debe agregarse un muro nuevo junto al existente.

Se consideran tres opciones de actualización:

- Opción 1: Proporcionar acero de refuerzo y rellenar los huecos del muro de mampostería con concreto.
- Opción 2: Proporcionar un muro exterior de concreto reforzado.
- Opción 3: Proporcionar un sistema de recubrimiento compuesto con largueros y tableros de acero.

Las primeras dos opciones se discutirán en los siguientes incisos. El concepto de la opción 3 se ilustra en la Figura 9.8, y el análisis y procedimiento de diseño se proporcionaron en el Capítulo 11.

12.4 OPCIÓN 1: REFORZAR EL MURO EXISTENTE

En esta opción de actualización, se van a proporcionar varillas del #4 @ 8" (20.32 cm) al centro y las cavidades del muro se rellenan con concreto.

Para C.M.U. de 8" (20.32 cm) con celdas llenas de concreto, las propiedades de la sección están basadas en un ancho de muro de una pulgada:

$$\text{Espesor efectivo, } t_w = 7.625'' (19.4 \text{ cm})$$

Área, $A = 7.625 \text{ pul}^2 (49.2 \text{ cm}^2)$ (NCMA, Tabla 1b)
 Momento de inercia, $I_g = 36.9 \text{ pul}^4 (1,536 \text{ cm}^4)$ (NCMA, Tabla 1b)

Vs. #4, $A_s = 0.20 \text{ pul}^2 (1.3 \text{ cm}^2)$
 Separación de vs. = 8" (20.32 cm)

12.4.1 CÁLCULO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para flexión dinámica, (Apéndice B)

$$f_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.17)(60 \text{ ksi}) = 77.2 \text{ ksi} (532 \text{ MPa})$$

$$f_{dm} = (SIF)(DIF) f_m = (1.0)(1.19)(1,500 \text{ psi}) = 1,785 \text{ psi} (12.3 \text{ MPa})$$

$$A_s = (0.20 \text{ pul}^2) (1'' \text{ ancho unitario}) / (8'' \text{ sep. de varillas}) = 0.025 \text{ pul}^2 (0.16 \text{ cm}^2)$$

$$d = tw/2 = (7.625 \text{ pul}) / 2 = 3.81 \text{ pul} (9.68 \text{ cm})$$

$$\begin{aligned} p &= A_s / b d \\ &= (0.025 \text{ pul}^2) / (1 \text{ pul}) (3.81 \text{ pul}) \\ &= 0.0066 > 200 / f_{dy} \checkmark \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= A_s (f_{dy}) / 0.85 (f_{dm})(b) && \text{(UBC 94, Sección 2108.2.1.2)} \\ &= (0.025 \text{ pul}^2)(77.2 \text{ ksi}) / (0.85)(1.785 \text{ ksi})(1 \text{ pul}) \\ &= 1.27 \text{ pul} (3.23 \text{ cm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p = M_n &= A_s (f_{dy}) (d - a/2) && \text{(UBC 94, Sección 2108.2.1.2)} \\ &= (0.025 \text{ pul}^2)(77.2 \text{ ksi})(3.81 \text{ pul} - 1.27 \text{ pul} / 2) \\ &= 6.13 \text{ k-pul} (69.3 \text{ kN-cm}) \end{aligned}$$

$$R_b = 8 M_p / L = 8 (6.13 \text{ k-pul}) / (120 \text{ pul}) = 0.41 \text{ kips} (1.8 \text{ kN})$$

Resistencia unitaria:

$$R_b = (410 \text{ lb}) / ((120'')(1'')) = 3.42 \text{ psi} (23.6 \text{ kPa})$$

12.4.2 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTANTE

Para cortante dinámico.

(Apéndice B)

$$f_{dm} = (SIF)(DIF) f_m = (1.0)(1.0)(1,500 \text{ psi}) = 1500 \text{ psi} \quad (10.3 \text{ MPa})$$

$$\begin{aligned} V_n &= 2 A \sqrt{f'_m} && \text{(UBC 94. Ecuación 8-35)} \\ &= 2(4.18 \text{ pul}^2) \sqrt{1,500 \text{ psi}} \\ &= 324 \text{ lb} \quad (1,441 \text{ N}) \end{aligned}$$

La sección crítica para cortante esta a la distancia t_w del soporte,

$$\begin{aligned} R_s &= V_n L / (0.5 L - t_w) \\ &= (324 \text{ lb})(120 \text{ pul}) / (0.5 (120 \text{ pul}) - (7.625 \text{ pul})) \\ &= 742 \text{ lb} \quad (3,300 \text{ N}) \end{aligned}$$

Resistencia unitaria.

$$R_s = (742 \text{ lb}) / (120'' (1'' \text{ ancho})) = 6.18 \text{ psi} \quad (42.6 \text{ kPa})$$

12.4.3 CÁLCULO DE SISTEMA EQUIVALENTE SDOF

Debido a que $R_b < R_s$, controla la flexión, $R_u = R_b = 3.42 \text{ psi} \quad (23.6 \text{ kPa})$

Respuesta permisible, $\theta_a = 0.75^\circ$ (rango medio) (Tabla C.1)

Módulo de elasticidad de la mampostería. (basado en la flexión) (UBC 94. Ecuación 6-4)

$$E_m = 750 f_{dm} = 750 (1.785 \text{ psi}) = 1,338.750 \text{ psi} \quad (9.231 \text{ Mpa})$$

Módulo de elasticidad de vs. (UBC 94. Ecuación 6-5)

$$E_s = 29,000,000 \text{ psi} \quad (199.955 \text{ Mpa})$$

Proporción modular.

$$n = E_s / E_m = 21.66$$

Momento de inercia de la sección agrietada,

$$nA_s = (21.66)(0.025 \text{ pul}^2) = 0.54 \text{ pul}^2 \quad (3.48 \text{ cm}^2)$$

$$\begin{aligned} C &= [-n A_s + \sqrt{(n A_s (n A_s + 2bd))}] / b \\ &= [-0.54 \text{ pul}^2 + \sqrt{(0.54 \text{ pul}^2 (0.54 \text{ pul}^2 + 2 (1 \text{ pul}) (3.81 \text{ pul}))}] / 1 \text{ pul} \\ &= 1.56 \text{ pul} \quad (3.96 \text{ cm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= b C^3 / 3 + n A_s (d - C)^2 \\ &= 1 \text{ pul} (1.56 \text{ pul})^3 / 3 + (0.54 \text{ pul}^2)(3.81 \text{ pul} - 1.56 \text{ pul})^2 \\ &= 4 \text{ pul}^4 \quad (166 \text{ cm}^4) \end{aligned}$$

Momento de inercia promedio,

$$I_a = (I_g + I_{cr}) / 2 = (36.9 \text{ pul}^4 + 4 \text{ pul}^4) / 2 = 20.5 \text{ pul}^4 \quad (853 \text{ cm}^4)$$

Rigidez efectiva,

$$\begin{aligned} K &= 384 EI / 5 L^3 && \text{(Tabla E.1)} \\ &= 384 (1,338.75 \text{ ksi}) (20.5 \text{ pul}^4) / (5 (120 \text{ pul})^3) \\ &= 1.22 \text{ k/pul} \quad \text{ó} \quad 10.2 \text{ psi/pul} \quad (27.7 \text{ kPa/cm}) \end{aligned}$$

Deflexión de fluencia,

$$y_e = R_u / K = 3.42 \text{ kips} / 10.2 \text{ psi/pul} = 0.34 \text{ pul} \quad (0.86 \text{ cm})$$

Masa de la viga = (peso del muro) / (gravedad)

$$\begin{aligned} &= (0.14 \text{ kcf})(0.64' \text{ espesor})(0.083' \text{ ancho unitario}) (10' \text{ claro}) / (386 \text{ pul/seg}^2) \\ &= 0.0002 \text{ k-seg}^2/\text{pul} \quad \text{ó} \quad 1,667 \text{ psi-ms}^2/\text{pul} \quad (4,525 \text{ kPa-ms}^2/\text{cm}) \end{aligned}$$

Debido a la respuesta esperada, se utilizará un promedio de valores para K_{LM}

$$\text{elástico } K_{LM} = 0.5/0.64 = 0.78 \quad \text{(Tabla E.1)}$$

$$\text{plástico } K_{LM} = 0.33/0.5 = 0.66$$

$$\text{promedio } K_{LM} = (0.78 + 0.66) / 2 = 0.72$$

Masa equivalente,

$$\begin{aligned} Me &= (K_{LM})(\text{masa de la viga}) \\ &= 0.72 (1,667 \text{ psi}\cdot\text{ms}^2/\text{pul}) \\ &= 1,200 \text{ psi}\cdot\text{ms}^2/\text{pul} (3,258 \text{ kPa}\cdot\text{ms}^2/\text{cm}) \end{aligned}$$

Periodo de vibración,

(Ecuación 5.8)

$$t_n = 2\pi \sqrt{(Me / K)} = 2\pi \sqrt{((1,200 \text{ psi}\cdot\text{ms}^2/\text{pul}) / (10.2 \text{ psi}/\text{pul}))} = 68 \text{ ms}$$

12.4.4 SOLUCIÓN GRÁFICA

$$t_d/t_n = (90 \text{ ms}) / (68 \text{ ms}) = 1.32$$

$$R_u/P_o = (3.42 \text{ psi}) / (3.4 \text{ psi}) = 1.0$$

Usando la gráfica: $\mu_d = 1.8$

(Figura 5.9)

$$\text{Máxima deflexión, } y_m = (\mu_d)(y_e) = (1.8)(0.34 \text{ pul}) = 0.61 \text{ pul} (1.55 \text{ cm})$$

Rotación del apoyo,

$$\theta_d = \arctan (y_m / 0.5 L) = \arctan (0.61 \text{ pul}) / (0.5)(120 \text{ pul}) = 0.58^\circ < 0.75^\circ \quad \checkmark$$

12.5 OPCIÓN 2: CONSTRUIR UN MURO DE CONCRETO REFORZADO

Se ha determinado construir un muro de concreto reforzado como la solución para proporcionar la resistencia de explosión requerida. El muro está simplemente apoyado en sus extremos.

$L = 10'$ ó $120''$ (305 cm) de la cimentación a la base de la losa de techo.

Como estimación inicial se probará con:

Muro de concreto de $8''$ (20.3 cm)

Vs. # 5 @ $16''$ (41 cm) en el centro del muro, vertical

Vs. # 4 @ $12''$ (30 cm) en el centro del muro, horizontal

Vs. #5. $A_s = 0.31 \text{ pul}^2$ (2 cm^2)

12.5.1 CÁLCULO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para flexión dinámica,

(Apéndice B)

$$f_{dy} = (SIF)(DIF) f_y = (1.1)(1.17)(60 \text{ ksi}) = 77.2 \text{ ksi} \quad (532 \text{ MPa})$$

$$f_{dc} = (SIF)(DIF) f_c = (1.0)(1.19)(3,000 \text{ psi}) = 3,570 \text{ psi} \quad (24.6 \text{ MPa})$$

$$b = 12 \text{ pul} \quad (30.5 \text{ cm})$$

$$d = t / 2 = 4.0 \text{ pul} \quad (10.2 \text{ cm})$$

$$A_s = (0.31 \text{ pul}^2)(12 \text{ pul}/\text{pie}) / (16'' \text{ sep. de varillas}) = 0.23 \text{ pul}^2 \quad (1.48 \text{ cm}^2)$$

$$\begin{aligned} p &= A_s / b d \\ &= (0.23 \text{ pul}^2) / (12 \text{ pul}) (4.0 \text{ pul}) \\ &= 0.0048 > 200 / f_{dy} \quad \checkmark \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= A_s (f_{dy}) / 0.85 (f_{dc})(b) && \text{(MacGregor, Ecuación 4-9)} \\ &= (0.23 \text{ pul}^2)(77.2 \text{ ksi}) / (0.85)(3.57 \text{ ksi})(12 \text{ pul}) \\ &= 0.49 \text{ pul} \quad (1.24 \text{ cm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p = M_n &= A_s (f_{dy}) (d - a/2) && \text{(MacGregor, Ecuación 4-10a)} \\ &= (0.23 \text{ pul}^2)(77.2 \text{ ksi})(4.0 \text{ pul} - 0.49 \text{ pul} / 2) \\ &= 66.7 \text{ k-pul} \quad (754 \text{ kN-cm}) \end{aligned}$$

$$R_b = 8 M_p / L = 8 (66.7 \text{ k-pul}) / (120 \text{ pul}) = 4.45 \text{ psi} \quad (19.8 \text{ kN})$$

Resistencia unitaria,

$$R_b = (4.450 \text{ lb}) / (120'')(12'') = 3.09 \text{ psi} \quad (21.3 \text{ kPa})$$

12.5.2 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTANTE

Para cortante dinámico.

(Apéndice B)

$$f_{dc} = (SIF)(DIF) f_c = (1.0)(1.0)(3,000 \text{ psi}) = 3 \text{ ksi} \quad (20.7 \text{ MPa})$$

$$\begin{aligned} V_n &= 2 \sqrt{f'_{dc}} b d && \text{(UBC 94, Ecuación 8-35)} \\ &= 2 \sqrt{3,000 \text{ psi}} (12 \text{ pul}) (4.0 \text{ pul}) \\ &= 5,258 \text{ lb} \quad (23.4 \text{ kN}) \end{aligned}$$

La sección crítica para cortante esta a la distancia d del soporte.

$$\begin{aligned} R_s &= V_n L / (0.5 L - d) \\ &= (5,258 \text{ lb})(120 \text{ pul}) / (0.5 (120 \text{ pul}) - (4.0 \text{ pul})) \\ &= 11,267 \text{ lb} \quad (50.1 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Resistencia unitaria.

$$R_s = (11,267 \text{ lb}) / (120'')(12'') = 7.82 \text{ psi} \quad (54.0 \text{ kPa})$$

12.5.3 CÁLCULO DE SISTEMA EQUIVALENTE SDOF

Debido a que $R_b < R_s$, controla la flexión, $R_u = R_b = 3.09 \text{ psi} \quad (21.3 \text{ kPa})$

Respuesta permisible, $\theta_a = 4.0^\circ$ (rango medio) (Tabla C.1)

Momento total de inercia.

$$I_g = b(h)^3 / 12 = (12 \text{ pul})(8 \text{ pul})^3 / 12 = 512 \text{ pul}^4 \quad (21,311 \text{ cm}^4)$$

Módulo de elasticidad del concreto. (basado en la flexión) (ACI 318, Sección 8.5.1)

$$E_{dc} = 57,000 \sqrt{f'_{dc}} = 57,000 \sqrt{3,570 \text{ psi}} = 3,405,720 \text{ psi} \quad (23,482 \text{ Mpa})$$

Módulo de elasticidad de varillas. (ACI 318, Sección 8.5.2)

$$E_s = 29,000,000 \text{ psi} \quad (199,955 \text{ Mpa})$$

Proporción modular.

$$n = E_s / E_c = 8.52$$

Momento de inercia de la sección agrietada,

$$nA_s = (8.52)(0.23 \text{ pul}^2) = 1.96 \text{ pul}^2 \quad (12.6 \text{ cm}^2)$$

$$\begin{aligned} C &= [-n A_s + \sqrt{(n A_s (n A_s + 2bd))}] / b \\ &= [-1.96 \text{ pul}^2 + \sqrt{(1.96 \text{ pul}^2 (1.96 \text{ pul}^2 + 2 (12 \text{ pul})(4.0 \text{ pul}))}] / 12 \text{ pul} \\ &= 0.99 \text{ pul} \quad (2.51 \text{ cm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= b C^3 / 3 + n A_s (d - C)^2 \\ &= 12 \text{ pul} (0.99 \text{ pul})^3 / 3 + (1.96 \text{ pul}^2)(4 \text{ pul} - 0.99 \text{ pul})^2 \\ &= 21.6 \text{ pul}^4 \quad (899 \text{ cm}^4) \end{aligned}$$

Momento de inercia promedio,

$$I_a = (I_g + I_{cr}) / 2 = (512 \text{ pul}^4 + 21.6 \text{ pul}^4) / 2 = 267 \text{ pul}^4 \quad (11,113 \text{ cm}^4)$$

Rigidez efectiva,

$$\begin{aligned} K &= 384 EI / 5 L^3 && \text{(Tabla E.1)} \\ &= 384 (3,405.72 \text{ ksi}) (267 \text{ pul}^4) / (5 (120 \text{ pul})^3) \\ &= 40.4 \text{ k/pul} \quad \text{ó} \quad 28 \text{ psi/pul} \quad (76 \text{ kPa/cm}) \end{aligned}$$

Deflexión de fluencia,

$$y_e = R_u / K = 3.09 \text{ psi} / 28 \text{ psi/pul} = 0.11 \text{ pul} \quad (0.28 \text{ cm})$$

Masa de la viga = (peso del muro) / (gravedad)

$$\begin{aligned} &= (0.15 \text{ kcf})(0.67' \text{ espesor})(1.0' \text{ ancho unitario}) (10' \text{ claro}) / (386 \text{ pul/seg}^2) \\ &= 0.0026 \text{ k-seg}^2/\text{pul} \quad \text{ó} \quad 1.800 \text{ psi-ms}^2/\text{pul} \quad (4,886 \text{ kPa-ms}^2/\text{cm}) \end{aligned}$$

Debido a la respuesta esperada, se utilizará un promedio de valores para $K_{L,M}$

$$\text{elástico } K_{L,M} = 0.5 / 0.64 = 0.78 \quad \text{(Tabla E.1)}$$

$$\text{plástico } K_{L,M} = 0.33 / 0.5 = 0.66$$

$$\text{promedio } K_{L,M} = (0.78 + 0.66) / 2 = 0.72$$

Masa equivalente,

$$\begin{aligned} M_e &= (K_{LM})(\text{masa de la viga}) \\ &= 0.72 (1,800 \text{ psi-ms}^2/\text{pul}) \\ &= 1,296 \text{ psi-ms}^2/\text{pul} (3,518 \text{ kPa-ms}^2/\text{cm}) \end{aligned}$$

Periodo de vibración,

(Ecuación 5.8)

$$t_n = 2\pi \sqrt{(M_e / K)} = 2\pi \sqrt{((1,296 \text{ psi-ms}^2/\text{pul}) / (28 \text{ psi/pul}))} = 43 \text{ ms}$$

12.5.4 SOLUCIÓN GRÁFICA

$$t_d / t_n = (90 \text{ ms}) / (43 \text{ ms}) = 2.1$$

$$R_u / P_o = (3.09 \text{ psi}) / (3.4 \text{ psi}) = 0.91$$

Usando la gráfica: $\mu_d = 3.4$

(Figura 5.9)

$$\text{Máxima deflexión, } y_m = (\mu_d) (y_e) = (3.4) (0.11 \text{ pul}) = 0.37 \text{ pul} (0.94 \text{ cm})$$

Rotación del apoyo,

$$\theta_d = \arctan (y_m / 0.5 L) = \arctan (0.37 \text{ pul}) / (0.5) (120)) = 0.35^\circ < 4^\circ \quad \checkmark$$

Esta opción de actualización se ilustra en las Figuras 9.5 y 9.6

CONCLUSIONES

Debido a que en la industria petroquímica se ocupan combustibles existe el riesgo de que ocurra una explosión; y, por lo tanto, es necesario diseñar los edificios para resistir los efectos que se producen en un incidente de tal magnitud.

El diseño debe tener como principal objetivo proteger a los habitantes del edificio. Además, por consideraciones económicas, también se considera la protección en algunos edificios aunque estén desocupados, debido al tipo de equipo que aloja ó por evitar una interrupción significativa en la producción de la empresa.

Puede concluirse que los factores principales que deben considerarse para proporcionar resistencia a explosión a un edificio son:

- Edificios que alojen personal
- Edificios que realicen servicios críticos
- La ubicación del edificio, con respecto a la fuente de explosión
- Edificios que alojen equipo costoso

Tomando en cuenta estos factores, el encargado/dueño de la industria determina el grado de protección, para lo cual debe tomar en consideración que el menor grado de protección que se debe proporcionar será aquel en que los ocupantes no estén en un riesgo mayor dentro del edificio que fuera de el (filosofía de riesgo neutro).

Para poder realizar el diseño es primordial determinar la magnitud y características de la carga. En el caso particular de la industria petroquímica, la carga se determina en función al tipo de explosión que pueda ocurrir. Los tipos principales de explosiones son:

- Explosión de Nube de Vapor
- Explosión de la Fase Condensada
- Explosión de Vaso de Presión
- Explosión de Polvo

Los parámetros principales de una explosión, en base a los cuales se realiza el diseño, son:

- Tipo de onda de explosión
- Valor de la cresta de sobrepresión
- Duración de la fase positiva
- Impulso positivo
- Cresta de presión reflectada
- Cesta de presión dinámica
- Velocidad de choque frontal
- Longitud de la onda de explosión

Queda demostrado que la fuerza de presión negativa puede ignorarse, sin embargo, es necesario incluir los efectos de las fuerzas de rebote, sobre todo para realizar el diseño correcto de las conexiones.

En lo que respecta a los sistemas estructurales resistentes, el mejor de ellos es el que ocupa muros de concreto reforzado colados en el sitio; ya que, este sistema puede resistir sobrepresiones mayores que 7 psi, además de que proporciona una adecuada protección a la penetración de proyectiles y tiene resistencia efectiva al fuego.

No debe permitirse el uso de miembros simplemente reforzados, debido a la inversión de fuerzas que se producen en la sección por la acción de la carga dinámica. Deben prevenirse modos de falla frágil limitando la cuantía de acero de refuerzo para asegurar que el refuerzo a tensión fluya antes que ocurra el aplastamiento del concreto.

Por consideraciones económicas es importante hacer uso de la capacidad real que posee un material y, por esta razón, se realizaron investigaciones en donde se demuestra que cuando se aplica una carga rápidamente a los elementos estructurales, como es el caso de la explosión, estos no se deforman a la misma proporción con que se aplica la carga, por lo cual el esfuerzo último se alcanza antes de la ruptura y, por lo tanto, se incrementa la resistencia dando lugar a que se requieran miembros mas ligeros para resistir la carga que tienen un costo menor. Este efecto se considera aplicando un factor de incremento (DIF) a la resistencia estática del material.

Los edificios de mampostería reforzada, pueden utilizarse para cargas de explosión de bajo rango. Para actualizar edificios existentes de mampostería se tiene que considerar: espacio limitado para la colocación del refuerzo y baja fuerza cortante de las juntas de mortero, estas consideraciones pueden impedir hacer dúctil la estructura y, por lo tanto, inadecuada ante esta carga. Además, hacer este tipo de actualización requerirá mano de obra especializada.

Con lo que respecta al Acero estructural se concluye que no deben utilizarse materiales de alta resistencia, esto se hace con el motivo de prevenir una falla frágil, es posible usar Acero A36 y A50, los cuales tienen la ductilidad requerida.

Debido a las investigaciones que se han realizado sobre la resistencia de elementos de acero estructural, donde se demuestra que la resistencia es mayor a la especificada, se propone utilizar un factor de incremento en resistencia (SIF); sin embargo, para el caso del concreto dicho factor no se emplea debido a que no presenta un aumento considerable de su resistencia a la compresión.

En este tipo de diseño la capacidad de la estructura se evalúa de acuerdo a límites de deformación y estos se seleccionan de acuerdo con:

- La filosofía de seguridad de la compañía
- Normas de protección a explosión
- Consideraciones de riesgo

Y la respuesta puede caracterizarse como:

- Alta: El costo de reparaciones se aproxima al costo de reemplazo de la estructura.
- Media: El costo de reparaciones es significativo.
- Baja: El costo de reparaciones es moderado.

Para realizar el diseño resistente a explosión se utiliza el método de diseño de estados límite, en el cual se proporcionan recomendaciones para diseño sísmico, mismas que se utilizan; ya que, a través de estas, se evitan modos de falla no dúctiles.

También es importante considerar la resistencia de elementos como puertas, ventanas y ductos. Si bien estos no son elementos estructurales, la falla de alguno de ellos permitiría la entrada de sobrepresión, y como es el caso de las puertas, la magnitud puede ser muy significativa debido a las dimensiones de la misma.

Para proporcionar resistencia a un edificio existente, sin duda alguna la mejor opción será utilizar una coraza de concreto; ya que, esta puede proporcionar el grado de protección deseado y, por otra parte, no afecta la continuidad de las funciones del edificio porque el trabajo se realiza afuera.

Con lo que respecta al ejemplo de diseño de la estructura con muros de mampostería, el análisis del muro existente reveló que este sólo proporciona un pequeño porcentaje de la resistencia requerida para la carga especificada de explosión. Debido a la simetría de los muros y refuerzo (para el sistema de actualización), no es necesario realizar el análisis para las cargas de rebote.

Un análisis completo de los muros necesitará incluir la evaluación de la conexión existente del muro a la cimentación y a la viga de techo. La evaluación puede revelar que las conexiones son inadecuadas para las cargas especificadas, de este manera debe plantearse un procedimiento correctivo. Para la Opción 1, donde se agrega refuerzo al muro existente, deben especificarse las clavijas y empotrarse en la mampostería y vigas de concreto (ver Figura 9.5). Alternativamente, pueden usarse ángulos de acero continuos para conectar los muros al techo y cimentación. Esta aproximación también puede aplicarse a la Opción 2. Sin embargo, si se agregan muros de concreto precolado junto al muro existente, el muro puede ser arrojado directamente a la viga del techo (ver Figura 9.7). En este caso, los tornillos deben verificarse para las fuerzas de arrancamiento por el rebote.

En dicho ejemplo, es probable que la Opción 1 de actualización sea la mejor en costo debido al uso mínimo de nuevos materiales. Esta opción podría no ser factible debido a obstrucciones existentes ó a las extensas alteraciones requeridas para lograr el esquema propuesto del refuerzo. Si la Opción 1 no es práctica ó factible, puede usarse una de las otras opciones.

APÉNDICE A

EJEMPLO DE CÁLCULO PARA DETERMINAR LA CARGA DE EXPLOSIÓN

Este ejemplo ilustra el procedimiento de cálculo para determinar la carga de explosión en los componentes de un edificio sujeto a una onda de choque que viaja horizontalmente. Las dimensiones del edificio son como sigue:

Ancho, $B = 93'$ (28.4 m)

Longitud, $L = 67'$ (20.4 m)

Altura, $H = 15'$ (4.5 m)



CARGA DE EXPLOSIÓN:

La onda de explosión esta aplicada normal al lado largo del edificio, se determina además que la distancia a la explosión y la longitud del edificio es tal que la sobrepresión y duración no cambian significativamente sobre la longitud del edificio. Los parámetros de la onda de explosión (choque) son:

Máxima sobrepresión lateral, $P_{so} = 6$ psi (41 kPa) (Figura 2.3)

Duración, $t_d = 0.05$ seg

Velocidad de choque frontal, (Ecuación 2.5)

$$U = 1130 (1 + 0.058 P_{so})^{0.5}$$

$$= 1130 (1 + 0.058 (6 \text{ psi}))^{0.5}$$

$$= 1312 \text{ pies / seg (400 m / seg)}$$

Longitud de la onda de presión, (Ecuación 2.6)

$$L_w = U (t_d) = (1312 \text{ pies / seg}) (0.05 \text{ seg}) = 66 \text{ pies (20.1 m)}$$

Máxima presión dinámica (viento de explosión), (Ecuación 2.4)

$$q_0 = 0.022 (P_{so})^2 = 0.022 (6 \text{ psi})^2 = 0.8 \text{ psi (6 kPa)}$$

CARGA DEL MURO FRONTAL:

Se asume que el muro frontal tiene un claro vertical de la cimentación al techo. El diseño será para un segmento típico del muro de un pie de ancho.

Sobrepresión reflejada, (Ecuaciones 2.2 y 2.3)
 $Pr = (2 + 0.05 (Pso)) Pso = (2 + 0.05 (6 \text{ psi})) (6 \text{ psi}) = 13.8 \text{ psi} (95 \text{ kPa})$

Distancia del claro, (Sección 2.4.1)
 $S = \text{el mínimo de } H \text{ ó } B/2 = 15' (4.5 \text{ m})$

Tiempo de levantamiento de la sobrepresión reflejada, (Ecuación 2.8)
 $tc = 3 (S / U) < td = 3 (15') / (1312 \text{ pies / seg}) < 0.05 \text{ seg} = 0.034 \text{ seg}$

Coefficiente de resistencia, $Cd = 1.0$ (Sección 2.2.3)

Presión de estancamiento, (Ecuación 2.7)
 $Ps = Pso + Cd (qo) = (6 \text{ psi}) + (1.0) (0.8 \text{ psi}) = 6.8 \text{ psi} (47 \text{ kPa})$

Impulso en el muro frontal, (Ecuación 2.9)
 $Iw = 0.5 (Pr - Ps) tc + 0.5 Ps td$
 $= 0.5 ((13.8 \text{ psi}) - (6.8 \text{ psi})) (0.034 \text{ seg}) + 0.5 (6.8 \text{ psi}) (0.05 \text{ seg})$
 $= 0.289 \text{ psi-seg} (2 \text{ kPa-seg})$

Duración efectiva, (Ecuación 2.10)
 $te = 2 Iw / Pr = 2 (0.289 \text{ psi-seg}) / (13.8 \text{ psi}) = 0.042 \text{ seg}$

CARGA DEL MURO LATERAL:

El muro lateral es igual que el muro frontal y tiene un claro vertical de la cimentación al techo. Debido a que las cargas más grandes están en el muro frontal, un análisis del muro lateral sería sólo necesario para registrar la interacción de las fuerzas cortantes del muro en el plano y normales al plano. Este cálculo será para un segmento del muro, L_1 , de 1 pie de ancho (0.3 m).

Coefficiente de resistencia, $Cd = -0.4$ (Sección 2.2.3)

Coefficiente de carga equivalente, (Figura 2.9)
 $Lw / L1 = (66') / (1') = 66 \Rightarrow Ce \approx 1.0$

Sobrepresión máxima equivalente, (Ecuación 2.11)
 $Pa = Ce Pso + Cd qo = (1.0) (6 \text{ psi}) + (-0.4) (0.8 \text{ psi}) = 5.7 \text{ psi} (39 \text{ kPa})$

Tiempo de levantamiento, (Figura 2.8)
 $tr = L1 / U = (1') / (1312 \text{ pies / seg}) \approx 0 \text{ seg}$

Duración, $t_d = 0.05$ seg

Si se necesita un promedio de la sobrepresión sobre el muro lateral completo, el valor de L_1 sería entonces la longitud del edificio. El valor de C_e sería entonces menor que uno y así se reduciría el valor de P_a . El tiempo del levantamiento se vuelve significativo.

CARGA DEL TECHO:

El techo es una losa que abarca el espacio entre las vigas del techo. Para el diseño del techo se usará una sección de 1 pie de ancho por 8 pies de largo.

$$L_1 = 8' \text{ (2.4 m)}$$

Coefficiente de resistencia, $C_d = -0.4$ (Sección 2.2.3)

Coefficiente de carga equivalente, (Figura 2.9)

$$L_w / L_1 = (66') / (8') = 8.25 \Rightarrow C_e = 0.9$$

Sobrepresión máxima equivalente, (Ecuación 2.11)

$$P_a = C_e P_{so} + C_d q_o = 0.9 (6 \text{ psi}) + (-0.4) (0.8 \text{ psi}) = 5.1 \text{ psi} \quad (35 \text{ kPa})$$

Tiempo de levantamiento, (Figura 2.8)

$$t_r = L_1 / U = (8') / (1312 \text{ pies / seg}) = 0.006 \text{ seg}$$

Tiempo de duración, $t_d = 0.05$ seg

Duración total de la fase positiva.

$$t_o = t_r + t_d = (0.006 \text{ seg}) + (0.05 \text{ seg}) = 0.056 \text{ seg}$$

Para un elemento orientado en la dirección opuesta, la longitud del elemento en la dirección de la onda de viaje, L_1 sería sólo de 1 pie. En este caso, como en el tablero del muro lateral, no sería esencial hacer un promedio.

Si se necesita un promedio de la sobrepresión sobre el techo entero, el valor de L_1 sería entonces la longitud del edificio. Entonces el valor de C_e se reduciría junto con el valor de P_a . El tiempo del levantamiento sería mayor.

CARGA DEL MURO POSTERIOR:

El muro posterior es proporcionado al igual que los muros frontales y laterales y abarca verticalmente de la cimentación al techo. Debido a que las cargas más grandes están en el muro frontal, un análisis del muro posterior sólo sería necesario para determinar una carga neta en el edificio total. El análisis será para un segmento del muro de 1 pie de ancho.

Coefficiente de resistencia, $C_d = -0.4$ (Sección 2.2.3)

Coefficiente de carga equivalente,

$$L_w / S = (66') / (15') = 4.4 \Rightarrow C_e = 0.88$$

(Figura 2.9)

Sobrepresión máxima equivalente,

$$P_b = C_e P_{so} + C_d q_o = (0.88)(6\text{psi}) + (-0.4)(0.8\text{psi}) = 5.0\text{psi} \quad (34\text{ kPa})$$

(Ecuación 2.11)

Tiempo de llegada,

$$t_a = L / U = (67') / (1312\text{ pies / seg}) = 0.051\text{ seg}$$

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

$$t_r = S / U = (15') / (1312\text{ pies / seg}) = 0.011\text{ seg}$$

Duración, $t_d = 0.05\text{ seg}$

Duración total de la fase positiva,

$$t_o = t_r + t_d = (0.011\text{ seg}) + (0.05\text{ seg}) = 0.061\text{ seg}$$

APÉNDICE B

RESUMEN DE TABLAS PARA RESISTENCIA DINÁMICA DE MATERIALES

TABLA B.1 Factores de Incremento de Resistencia (SIF)

Material	SIF
Acero Estructural ($f_y \leq 50$ ksi)	1.1
Acero de Refuerzo ($f_y \leq 60$ ksi)	1.1
Acero Formado en Frío	1.21
Concreto ⁽¹⁾	1.0

⁽¹⁾ Los resultados de pruebas de compresión están usualmente bien sobre la resistencia especificada del concreto y por esto el factor es igual a 1.

TABLA B.2 Factores de Incremento Dinámico (DIF) para Barras de Refuerzo, Concreto y Mampostería.

Tipo de Esfuerzo	DIF			
	Barras 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
Tensión Diagonal	1.00	1.00	1.00	1.00
Cortante Directo	1.10	1.00	1.10	1.00
Fuerza de Adherencia	1.17	1.05	1.00	1.00

TABLA B.3 Factores de Incremento Dinámico (DIF) para Acero Estructural, Acero Formado en Frío y Aluminio.

Material	DIF		
	Esfuerzo de Fluencia		Esfuerzo Último
	Flexión / Cortante	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 B.4 Esfuerzo de Diseño Dinámico para Concreto Reforzado

Tipo de Esfuerzo	Tipo de Refuerzo	Máxima Rotación del soporte	Esfuerzo de Diseño Dinámico (F _{ds})
Flexión	Tensión	$0 < \theta \leq 2$	F _{dy}
	y	$2 < \theta \leq 5$	$F_{dy} + (F_{du} - F_{dy}) / 4$
	Compresión	$5 < \theta \leq 12$	$(F_{dy} + F_{du}) / 2$
Tensión Diagonal	Estribos		F _{dy}
Cortante Directo	Barras Diagonales	$0 < \theta \leq 2$	F _{dy}
		$2 < \theta \leq 5$	$F_{dy} + (F_{du} - F_{dy}) / 4$
		$5 < \theta \leq 12$	$(F_{dy} + F_{du}) / 2$
Compresión	Columna	Todo	F _{dy}

TABLA B.5 Esfuerzo de Diseño Dinámico para Acero Estructural

Tipo de Esfuerzo	Máximo Coeficiente de Ductilidad	Esfuerzo de Diseño Dinámico
todo	$\mu \leq 10$	F _{dy}
todo	$\mu > 10$	$F_{dy} + (F_{du} - F_{dy}) / 4$

APÉNDICE C

RESUMEN DE TABLAS PARA CRITERIOS DE RESPUESTA

Las siguientes descripciones se aplican para los rangos de respuesta mencionados en las tablas:

Respuesta Baja: Localización de daños en edificios/componentes. Los edificios pueden ser usados, sin embargo se requieren reparaciones para restablecer la integridad sobre la estructura. El costo total de reparaciones es moderado.

Respuesta Media: Daño General en edificios/componentes. Los edificios no pueden ser usados hasta ser reparados. El costo total de reparaciones es significativo.

Respuesta Alta: Se ha perdido la integridad estructural de edificios/componentes y algunos pueden derrumbarse debido a las condiciones ambientales (viento, nieve, lluvia). El costo total de reparaciones se aproxima al costo de reemplazo del edificio.

TABLA C.1 Criterios de respuesta para Concreto Reforzado

Tipo de Elemento	Esfuerzo que controla	μ_a	Rotación del Soporte. θ_a (2)		
			Bajo	Medio	Alto
Vigas	Flexión	N/A			
	Cortante: ⁽¹⁾				
	Solo Concreto	1.3	1	2	4
	Concreto + Estribos	1.6			
	Solo Estribos	3.0			
Compresión	1.3				
Losas	Flexión	N/A			
	Cortante: ⁽¹⁾				
	Solo Concreto	1.3	2	4	8
	Concreto + Estribos	1.6			
	Solo Estribos	3.0			
Compresión	1.3				
Vigas-Columnas	Flexión:				
	Compresión (C)	1.3	1	2	4
	Tensión (T)	⁽³⁾			
	Entre C & T	10.0			
Cortante ⁽¹⁾	1.3				
Muros de Cortante. Diafragmas	Flexión	3	1	1.5	2
	Cortante ⁽¹⁾	1.5			

- (1) El cortante controla cuando la resistencia a cortante es menor que 120% de la resistencia a flexión
- (2) Los estribos son necesarios para rotaciones del soporte mayor a 2°
- (3) Coeficiente de ductilidad = $0.05 (p - p') < 10$

TABLA C.2 Criterios de respuesta para Mampostería Reforzada

Tipo de Elemento	μ_a ⁽¹⁾	Rotación del apoyo, θ_a		
		Baja	Media	Alta
Una dirección	1	0.5	0.75	1
Dos direcciones	1	0.5	1	2

- (1) Aplicar valores del coeficiente de ductilidad (μ_a) para rango de respuesta bajo

TABLA C.3 Criterios de respuesta para Acero Estructural

Tipo de Elemento	Rango de Respuesta					
	Bajo		Medio		Alto	
	μ_a	θ_a	μ_a	θ_a	μ_a	θ_a
Vigas, Largueros, Viguetas	3	2	10	6	20	12
Miembros del Marco ⁽¹⁾	1.5	1	2	1.5	3	2
Tableros formados en frío	1.75	1.25	3	2	6	4
Vigas de alma abierta	1	1	2	1.5	4	2
Placas	5	3	10	6	20	12

- (1) Límites de ladeo para marcos: bajo = H/50, medio = H/35, alto = H/25

APÉNDICE D

MÉTODO DE INTEGRACIÓN NUMÉRICA

Los pasos básicos para realizar la integración numérica usando el método de aceleración lineal, y una función bilineal de resistencia-deflexión para la compresión y tensión, se plantea enseguida. Estos pasos se programan fácilmente utilizando lenguajes de programación. Una fuente de software es el *Microordenador-Ayuda de diseño: Dinámica estructural*. (Paz 1986). Otro programa útil, *BIGGS*, también está disponible (WBE 1990). El procedimiento siguiente esta basado en *Paz 1986*. Se incluyen ejemplos de aplicación en los Capítulos 10 y 11.

INICIALICE:

- a. Determine la rigidez, K , masa, M , resistencia de tensión, R_{ut} , resistencia de compresión, R_{uc} , coeficiente de amortiguamiento, C , función de fuerza $F(t)$, incremento de tiempo, Δt .

Para el diseño a explosión, el amortiguamiento usualmente se considera igual a cero.

Para incluir los efectos de cargas estáticas, debèn ajustarse la resistencia de tensión y compresión.

- b. En cada paso de tiempo (*paso = 0 a último*), se debe determinar el valor de la función de fuerza, $F_0 \dots F_{última}$
- c. Para el paso inicial de tiempo (*paso = 0*), inicialice el desplazamiento, velocidad, aceleración, desplazamiento de fluencia, y resistencia:

$$\begin{aligned} y_0 &= 0 \\ v_0 &= 0 \\ a_0 &= F_0 / M \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_{t,0} &= R_{ut} / K \\ y_{c,0} &= R_{uc} / K \end{aligned}$$

$$R_0 = 0$$

- d. Seleccionar el incremento de tiempo Δt y calcular las constantes:

$$a_1 = 3/\Delta t, \quad a_2 = 6/\Delta t, \quad a_3 = \Delta t/2, \quad a_4 = 6/\Delta t^2$$

Para cada paso de tiempo: (*paso = i*, comenzando con $i = 0$)

- a. Comprobar si el sistema permanece en el estado previo de comportamiento elástico ó plástico, haciendo uso del siguiente código:

KEY = 0 (Comportamiento elástico)

KEY = -1 (Comportamiento plástico en compresión)

KEY = 1 (Comportamiento plástico en tensión)

- b. Calcular el desplazamiento y la velocidad al final del intervalo de tiempo Δt y fijar el valor de KEY, de acuerdo con las siguientes condiciones:

1. Cuando el sistema tiene un comportamiento elástico al comienzo del paso y

$$y_c < y < y_t \quad \text{KEY} = 0$$

$$y > y_t \quad \text{KEY} = 1$$

$$y < y_c \quad \text{KEY} = -1$$

2. Cuando el sistema tiene un comportamiento plástico en tensión al comienzo del paso y

$$v > 0 \quad \text{KEY} = 1$$

$$v < 0 \quad \text{KEY} = 0$$

3. Cuando el sistema tiene un comportamiento plástico en compresión al comienzo del paso y

$$v < 0 \quad \text{KEY} = -1$$

$$v > 0 \quad \text{KEY} = 0$$

- c. Calcular la rigidez efectiva.

$$K^* i = k_p + a_4 M + a_1 C$$

En donde:

$k_p = K$ en comportamiento elástico (KEY = 0)

$k_p = 0$ en comportamiento plástico (KEY = 1 ó -1)

- d. Calcular el incremento efectivo de la fuerza.

$$\Delta F^* i = \Delta F_1 + [a_2 M + 3 C] v_1 + [3 M + a_3 C] a_1$$

- e. Calcular el incremento de desplazamiento.

$$\Delta y i = \Delta F^* i / K^* i$$

- f. Calcular el incremento de velocidad,

$$\Delta v_i = (3/\Delta t) \Delta y_i - (3) v_i - (\Delta t/2) a_i$$

- g. Calcular desplazamiento y velocidad en el próximo paso de tiempo (*paso = i + 1*),

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i$$

$$v_{i+1} = v_i + \Delta v_i$$

- h. Calcular la aceleración en el próximo paso de tiempo usando la ecuación de equilibrio dinámico,

$$a_{i+1} = [F_{i+1} - (C) v_{i+1} - R_{i+1}] / M$$

En la cual:

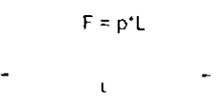
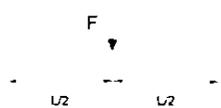
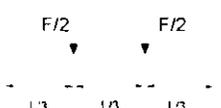
$$R = R_t - (y_t - y_{i+1})K \quad \text{si KEY} = 0$$

$$R = R_t \quad \text{si KEY} = 1$$

$$R = R_c \quad \text{si KEY} = -1$$

- i. Repita el bucle hasta que se alcancen las deformaciones deseadas.

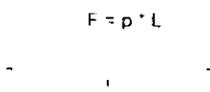
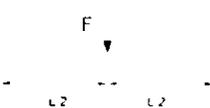
TABLA E.1 Factores de Transformación para miembros en una dirección, condiciones de extremo simplemente apoyados

Diagrama de Carga	Rango de Deformación	Factor de Carga K_L	Factor de Masa Agrupada $K_M^{(1)}$	Factor de Masa Uniforme K_M	Resistencia a Flexión R_b	Constante de rigidez K	Reacción Dinámica. V
	Elástico	0.64	---	0.50	8 Mpc / L	384 EI / 5L ³	0.39 R + 0.11F
	Plástico	0.50	---	0.33	8 Mpc / L	0	0.38 Ru + 0.12 F
	Elástico	1.00	1.00	0.49	4 Mpc / L	48 EI / L ³	0.78 R - 0.28F
	Plástico	1.00	1.00	0.33	4 Mpc / L	0	0.78 Ru - 0.25 F
	Elástico	0.87	0.76	0.52	6 Mpc / L	56.4 EI / L ³	0.525 R - 0.025F
	Plástico	1.00	1.00	0.56	6 Mpc / L	0	0.52 Ru - 0.02 F

Nota: ⁽¹⁾ Igual porción de masa concentrada esta agrupada en cada carga concentrada

⁽²⁾ M pc es la capacidad de momento último al centro del claro.

TABLA E.2 Factores de Transformación para miembros en una dirección, condiciones de extremo fijo

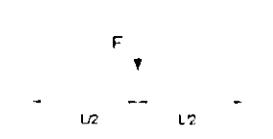
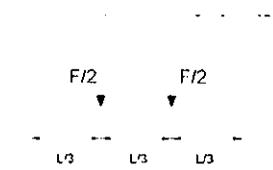
Diagrama de Carga	Rango de Deformación	Factor de Carga K_L	Factor de Masa Agrupada $K_M^{(1)}$	Factor de Masa Uniforme K_M	Resistencia a Flexión R_b	Constante de rigidez K	Reacción Dinámica V
	Elástico	0.53	---	0.41	12 Mps / L	$384 EI / L^3$	0.36 R + 0.14 F
	E-P ⁽²⁾	0.64	---	0.50	$8 (Mps + Mpc) / L$	$384 EI / 5L^3$	0.39 R + 0.11 F
	Plástico	0.50	---	0.33	$8 (Mps + Mpc) / L$	0	0.38 Ru + 0.12 F
	Elástico	1.00	1.00	0.37	$4 (Mps + Mpc) / L$	$192 EI / L^3$	0.71 R - 0.21 F
	Plástico	1.00	1.00	0.33	$4 (Mps + Mpc) / L$	0	0.75 Ru - 0.25 F
	Elástico	0.87	0.76	0.52	6 Mpc / L	$56.4 EI / L^3$	0.53 R - 0.03 F
	Plástico	1.00	1.00	0.56	6 Mpc / L	0	0.52 Ru - 0.02 F

Nota: ⁽¹⁾ Igual porción de masa concentrada esta agrupada en cada carga concentrada

⁽²⁾ E - P es Elasto-Plástico

⁽³⁾ M pc es la capacidad de momento último al centro del claro, Mps es la capacidad de momento último en el soporte

TABLA E.3 Factores de Transformación para miembros en una dirección, condiciones de extremo simple-fijo

Diagrama de Carga	Rango de Deformación	Factor de Carga K_L	Factor de Masa Agrupada $K_M^{(1)}$	Factor de Masa Uniforme K_M	Resistencia a Flexión R_b	Constante de rigidez K	Reacción Dinámica. V
 <p>$F = p \cdot L$</p>	Elástico	0.58	---	0.45	$8 M_{pc} / L$	$185 EI / L^3$	$V_1 = 0.26 R + 0.12 F$ $V_2 = 0.43 R + 0.19 F$
	E-P ⁽²⁾ Plástico	0.64 0.50	---	0.50 0.33	$4 (M_{ps} + 2M_{pc}) / L$ $4 (M_{ps} + 2M_{pc}) / L$	$384 EI / 5L^3$ 0	$0.39 R + 0.11 F \pm M_{ps} / L$ $0.38 R_u + 0.2 F \pm M_{ps} / L$
 <p>F</p>	Elástico	1.00	1.00	0.43	$16 M_{pc} / 3 L$	$107 EI / L^3$	$V_1 = 0.25 R + 0.07 F$ $V_2 = 0.54 R + 0.14 F$
	E-P Plástico	1.00 1.00	1.00 1.00	0.49 0.33	$2 (M_{ps} + 2M_{pc}) / L$ $2 (M_{ps} + 2M_{pc}) / L$	$48 EI / L^3$ 0	$0.78 R - 0.28 F \pm M_{ps} / L$ $0.75 R_u - 0.25 F \pm M_{ps} / L$
 <p>$F/2$ $F/2$</p>	Elástico	0.81	0.67	0.45	$6 M_{pc} / L$	$132 EI / L^3$	$V_1 = 0.17 R + 0.17 F$ $V_2 = 0.33 R + 0.33 F$
	E-P Plástico	0.87 1.00	0.76 1.00	0.52 0.56	$2 (M_{ps} + 3M_{pc}) / L$ $2 (M_{ps} + 3M_{pc}) / L$	$56 EI / L^3$ 0	$0.52 R - 0.025 F \pm M_{ps} / L$ $0.52 R_u - 0.02 F \pm M_{ps} / L$

Nota: ⁽¹⁾ Igual porción de masa concentrada esta agrupada en cada carga concentrada

⁽²⁾ E-P es Elasto-Plástico

⁽³⁾ M_{pc} es la capacidad de momento último al centro del claro, M_{ps} es la capacidad de momento último en el soporte

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI 318, Requisitos del Código de Construcción para Concreto Reforzado (ACI 318-89) y Comentarios (ACI 318R-89). ACI Comité 318. Instituto Americano del Concreto. Detroit, Michigan. 1989.
2. ACI 349, Requisitos del Código de Construcción para Seguridad Nuclear Relacionada con Estructuras de Concreto, Recomendaciones Especiales para Efectos de Impulso e Impacto, ACI 349 Apéndice C, Instituto Americano del Concreto. Detroit, Michigan. 1989
3. AISC 1992. Recomendaciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural. Instituto Americano de Construcción en Acero. Chicago, Illinois. 1992
4. AISC LRFD. Requisitos de Diseño con Factores de Carga y Resistencia para Edificios de Acero Estructural. Instituto Americano de Construcción en Acero. Chicago, Illinois. 1993
5. AISI 1967, Diseño de Diafragmas de Acero de Calibre Ligero. Instituto Americano del Hierro y el Acero. New York. 1967.
6. AISI 1991, Requisitos de Diseño con Factores de Carga y Resistencia para Miembros de Acero Formado en Frío. Instituto Americano de Construcción en Acero. New York. NY. 1991
7. API RP-752. Dirección de Riesgos Asociados con la Ubicación de Edificios en Planta de Proceso. API Práctica Recomendada 752. Instituto Americano del Petróleo (American Petroleum Institute). Washington, DC. 1995
8. ASCE Manual 41. Diseño Plástico en Acero. Manual ASCE No. 41. 2ª Edición. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles. New York. 1971
9. ASCE Manual 42. Diseño de Estructuras para Resistir Efectos de Armas Nucleares. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles. New York. 1985
10. ASCE Manual 58. Análisis y Diseño Estructural de Instalaciones en Plantas Nucleares. Manual No. 58. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles. New York. 1980
11. ASCE Seguridad Física. Diseño Estructural para Seguridad Física: Informe de Estado de Prácticas. Comité de Trabajo en Seguridad Física. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles. New York. 1997.
12. Baker 1983. Riesgos y Evaluación de Explosión. W.E. Baker, Ed. Elsevier. New York. NY. 1983
13. Bathe 1995. Procedimientos de Elemento Finito en Análisis de Ingeniería. K. Bathe, Ed. Prentice Hall. Englewood Cliffs, New Jersey. 1995
14. Biggs 1964. Introducción a la Dinámica Estructural. J.M. Biggs, Ed. McGraw-Hill. New York. 1964, pp. 183-184 y 237-238.
15. CBARCS. CBARCS-Diseño Dinámico no Lineal Óptimo de Losas de Concreto Reforzado ante Carga de Explosión. Programa No. 713-F3-R0056. Cuerpo de Ingenieros del Ejército. Vicksburg, Mississippi. 1980
16. CCPS Normas de Edificios. Normas para Evaluar Plantas de Proceso para Explosión y Fuego. Centro de Seguridad de Procesos Químicos del Instituto Americano de Ingenieros Químicos (Center for Chemical Process Safety of the American Institute of Chemical Engineers, CCPS). New York, NY. 1997

17. CCPS Normas de Explosión, Normas para Evaluar las Características de Explosiones de Nube de Vapor y BLEVE. Centro de Seguridad de Procesos Químicos del Instituto Americano de Ingenieros Químicos (Center for Chemical Process Safety of the American Institute of Chemical Engineers, CCPS). New York, NY, 1994
18. 29 CFR 1910.119, 29 Código de Regulación Federal (Code of Federal Regulation, CFR) 1910.119, Dirección de Seguridad de Procesos Químicos de Alto Riesgo, Archivos Nacionales, Washington, DC, 1994
19. Chen 1994, Análisis Avanzado de Marcos de Acero. Teoría, Software y Aplicaciones, W.R. Chen y S. Toma, Ed. CRC, Boca Raton, Florida, 1994
20. CIA 1992, Acercamiento a la Categorización de Riesgo de Planta de Proceso y Diseño de Edificios de Control, Asociación de Industrias de Químicos (Chemical Industries Association), Londres, Inglaterra, 1992
21. Clough 1993, Dinámica de Estructuras, 2ª. Edición, R.W. Clough y J. Penziens, Ed. McGraw Hill, New York, 1993
22. Committee 43, Conexiones Semirígidas en Marcos de Acero, Consejo en Edificios Altos y Comité del Hábitat Urbano 43, Ed. McGraw Hill, New York, 1993
23. Derecho 1974, Análisis y Diseño de Edificios de Concreto Reforzado ante Fuerzas Sísmicas, A.T. Derecho, D.M. Schultz y M. Fintel, Boletín No. EB004.05D, Asociación de Cemento Pórtland, Skokie, Illinois, 1974
24. DoD 6055.9-STD, Normas de Seguridad para Municiones y Explosivos, DoD 6055.9-STD, No.3, Departamento de Defensa (Department of Defense, DoD), Washington, DC, 1991
25. FACEDAP 1994, Programa de Evaluación de Daños en Instalaciones y Componentes (Facility and Component Explosive Damage Assessment Program, FACEDAP)–Manual, versión 1.2, Cuerpo de Ingenieros, Omaha, Nebraska, 1994
26. Forbes 1995, “Protección a Plantas de Proceso de Petróleo de Explosiones de Nube de Vapor”, D.J. Forbes, Instituto Americano del Concreto, Detroit, Michigan.
27. Gupta 1984, “Modelado de Edificios de Muros de Cortante”, A.K. Gupta, Ingeniería Nuclear y Diseño, Vol. 79, No. 1, Ed. Elsevier, Lausanne, Suiza, 1984, pp. 69-80
28. IRI 1984, Recomendaciones Generales para Separación en Refinerías, Plantas Petroquímicas, Plantas de gasolina, Terminales, Aseguradora de Riesgos Industriales (Industrial Risk Insurers, IRI), Hartford, Connecticut, 1984
29. 1975, “El desastre en Flixborough”, T.A. Kletz, Prevención de Perdidas, Vol. 8, Instituto Americano de Ingenieros Químicos, New York, NY, 1975, pp 106-118
30. Krauthammer 1990, “Respuesta de Elementos de Concreto Reforzado ante Cargas Severas de Impulso”, T. Krauthammer, S. Shahriar, y H.M. Shanaa, ASCE Revista Estructural, Vol. 116, No. 4, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, NY, Abril, 1990, pp 1061-1079
31. Lenoir 1993, “Estudio de Explosiones de Nube de Vapor: Segunda Actualización”, E.M. Lenoir, y J.A. Davenport, Progreso en la Seguridad de Procesos, Vol. 12, No 1, Aseguradora de Riesgos Industriales (Industrial Risk Insurers, IRI), Hartford, Connecticut, 1993, pp 12-33
32. Lindholm 1969, Estudio de la Velocidad de Deformación Dependiente de las Propiedades de Resistencia de los Metales, U.S. Lindholm y R.L. Bessey, Instituto de Investigación Suroeste, San Antonio, Texas, 1969
33. MacGregor, Concreto Reforzado, Mecánica y Diseño, James G. MacGregor, Ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1988

34. NCMA. Manual de Diseño y Construcción para Mampostería Reforzada. Asociación Nacional de Mampostería Reforzada. Herndon, Virginia. 1995
35. NEFC 1986. Estructuras Resistentes a Explosión. Comando de Ingeniería de Instalaciones Navales. Manual de Diseño 2.08. Alexandria, Virginia. 1986
36. Newmark 1956. "Una Aproximación para el Diseño Resistente a Explosión". Nathan M. Newmark. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, New York. 1956.
37. Paz 1986. *Microordenador-Ayuda de Diseño: Dinámica estructural*. M. Paz. Ed. Van Nostran Reinhold. New York. 1989
38. Paz 1991. *Dinámica Estructural*. 3ª. Edición. M. Paz. Ed. Van Nostrand Reinhold. New York. 1991.
39. Roark. *Fórmulas para Esfuerzo y Deformación*. 6ª. Edición. Raymond J. Roark y Warren C. Young. Ed. McGraw Hill. New York. 1989
40. Schneider 1987. *Diseño de Mampostería Reforzada*. 2ª. edición. R. R. Schneider y W. L. Dickey. Ed. Prentice Hall. Englewood Cliffs. New Jersey. 1987
41. SDI 1987. *Manual de Diseño del Instituto de Cubiertas de Acero*. Instituto de Cubiertas de Acero. Cantón, Ohio. 1987
42. SG-22. *Emplazamiento y Construcción de Nuevas Casas de Control para Plantas que Fabrican Químicos*. Guía de Seguridad SG-22 (Safety Guide). Asociación de Fabricantes de Químicos (Chemical Manufacturing Association). Washington. DC. 1978
43. Stronge y Yu. *Modelos Dinámicos para Plasticidad Estructural*. W.J. Stronge y T.X. Yu. Ed. Springer-Verlag London. Londres, Inglaterra. 1993
44. TM 5-1300. *Estructuras para Resistir Efectos de Explosiones Accidentales*. Manual Técnico TM 5-1300 (Technical Manual. TM) Departamento del Ejército, Armada Naval y Fuerza Aérea. Washington. DC. 1990
45. TM 5-856. *Diseño de Estructuras para Resistir Efectos de Armas Nucleares*. Manual Técnico (Technical Manual) 5-856-1 Vol. 9. Departamento del Ejército. Washington. DC. 1960
46. TNO 1985. "Método de Multi-Energía - Un Marco para la Predicción de Explosión de Nube de Vapor". A.C. Van Den Berg. *Revista de Materiales Peligrosos*. Vol. 12. No. 1. Ed. Elsevier. Amsterdam, Holanda. Septiembre. 1985. pp 1-10
47. TNO Green Book. *Método para la Determinación de Posible Daño a Gente y Equipo como Resultado de la Descarga de Materiales Peligrosos*. Comisión para la Prevención de Desastres debidos a Sustancias Peligrosas. Hague, Holanda. 1992
48. TR 4837. *Diseño de Estructuras de Acero para Resistir los Efectos de Explosiones Provocadas por Altos Explosivos*. Informe Técnico 4837 (Technical Report). Picatinny. Dover New Jersey. 1975
49. TR 4921. *Análisis de Fallas de Volcamiento y Deslizamiento en Estructuras de Protección de Concreto Reforzado*. Informe Técnico 4921 (Technical Report). Dover. New Jersey. 1976
50. UBC 1994. *Código de Construcción Uniforme (Uniform Building Code)*. Whittier. California. 1994
51. WBI 1990. *Biggs Versión 2.0 Manual del Usuario*. Wilfred Baker Engineering Inc. San Antonio, Texas. 1990
52. White 1991. *Análisis Inelástico de Segundo Orden para Diseño de Marcos*. D.W. White. J.Y.R. Fiew. y W.J. Chen. Informe No. CE-STR-91-12. Universidad de Purdue. Lafayette. Indiana. 1993

53. White 1993. Articulaciones Plásticas Basadas en Métodos para Análisis Avanzado y Diseño de Marcos de Acero. D.W. White y W. F. Chen. Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural. Universidad de Lehigh. Bethlehem. Pennsylvania. 1993
54. Yu 1991, Diseño de Acero Formado en Frío. W.W. Yu. Ed. John Wiley & Sons. New York, 1991