

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

**GUIA TEORICA Y PRACTICA
DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

POR

PAOLA ANAITEE PAREDES RUIZ

AL CONFERIRSELE EL TITULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 1996

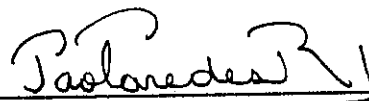
PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

GUIA TEORICA Y PRACTICA
DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil.



PAOLA ANAITEE PAREDES RUIZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO: ING. JULIO ISMAEL GONZALEZ PODSZUECK
VOCAL PRIMERO: ING. MIGUEL ANGEL SANCHEZ GUERRA
VOCAL SEGUNDO: ING. JACK DOUGLAS IBARRA SOLORZANO
VOCAL TERCERO: JUAN ADOLFO ECHEVERRIA MENDEZ
VOCAL CUARTO: BR. FERNANDO WALDEMAR DE LEON CONTRERAS
VOCAL QUINTO: BR. PEDRO IGNACIO ESCALANTE PASTOR
SECRETARIO: ING. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ LOPEZ

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

DECANO: ING. JULIO ISMAEL GONZALEZ PODSZUECK
EXAMINADOR: ING. TONIO MICHELLE BONATTO MERIDA
EXAMINADOR: ING. HERBERT RENE MIRANDA BARRIOS
EXAMINADOR: ING. EDUARDO ENRIQUE ORTIZ ALVARADO
SECRETARIO: ING. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ LOPEZ



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala,
21 de julio de 1,996

Ingeniero

Ricardo A. Ibarra M.

Jefe del Departamento de Estructuras

Escuela de Ingeniería Civil

Facultad de Ingeniería

Estimado Ingeniero Ibarra.

Por medio de la presente, me permito informarle que he revisado el trabajo de tesis de la estudiante **PAOLA ANAITEE PAREDES RUIZ**, titulado **GUIA TEORICA Y PRACTICA DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL**, previo a optar el título de Ingeniera Civil, habiéndole encontrado completamente satisfactorio.

Cabe destacar el buen trabajo realizado por la estudiante Paredes y la dedicación para compilar la información. El trabajo de tesis contribuirá como material de apoyo a los estudiantes del curso y apoyará a profesionales interesados en el tema.

Sin otro particular, me suscribo de usted atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, agosto 6 de 1996

Ingeniero
Jack Douglas Ibarra,
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil,
Facultad de Ingeniería,
U.S.A.C.

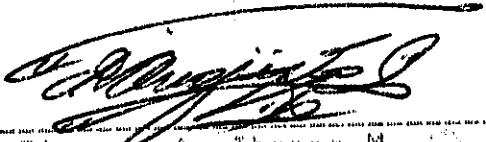
Señor Director.

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado GUIA TEÓRICA Y PRÁCTICA DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL, elaborado por la estudiante Paola Anaitee Paredes Ruiz y asesorado por su persona.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido y que será de mucha utilidad para estudiantes de la Escuela de Ingeniería Civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,


Ing. Ricardo A. Ibarra M.
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano y del Jefe del Departamento de Estructuras Ing. Ricardo A. Ibarra M., sobre el trabajo de tesis de la estudiante Paola Anaitée Paredes Ruiz, titulado "GUIA TEORICA Y PRACTICA DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL", da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, agosto de 1,996.

JDIS/isa.



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis GUIA TEORICA Y PRACTICA DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL, de la estudiante Paola Anaitée Paredes Ruiz, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Julio Ismael González Podszueck

DECANO



Guatemala, agosto de 1,996

/isa.

AGRADECIMIENTO

A:

DIOS y la Virgen María;

- los docentes de la Facultad de Ingeniería por su valiosa contribución a mi formación profesional;
- todas las personas que de una u otra forma colaboraron en la realización de este trabajo de tesis.

DEDICO ESTE ACTO

A:

- la memoria de mi papá:

César Adolfo Paredes Paz;

- mi mamá:

Emma Haydeé Ruiz Bollat;

- mis hermanos:

Matty y Alejandro;

- toda mi familia;

- todos mis amigos y compañeros;

- Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos
de Guatemala.

INDICE

	Pag. No.
LISTA DE ILUSTRACIONES.....	I
LISTA DE SIMBOLOS.....	IV
GLOSARIO.....	V
INTRODUCCION.....	VII
OBJETIVOS.....	VIII
<u>Capítulo 1</u> GENERALIDADES	
1.1 Análisis y Diseño Estructural.....	1
1.2 Sistemas estructurales.....	2
1.2.1 Elementos estructurales.....	2
 <u>Capítulo 2</u> TIPOS DE CARGAS USUALES	
2.1 Cargas gravitacionales.....	4
2.1.1 Cargas muertas.....	4
2.1.2 Cargas vivas.....	6
2.1.2.1 Cargas por lluvia.....	6
2.1.2.2 Cargas de ocupación o uso.....	7
2.1.2.3 Cargas de impacto.....	9
2.1.2.4 Cargas móviles y dinámicas.....	9
2.1.2.5 Cargas por temperatura.....	10
2.1.2.6 Cargas longitudinales.....	11
2.2 Cargas laterales.....	11
2.2.1 Viento.....	12
2.2.2 Sismo.....	15
2.2.3 Hidrostáticas y presión de tierra.....	20
 <u>Capítulo 3</u> INTEGRACION DE CARGAS GRAVITACIONALES	
3.1 Areas tributarias.....	24
3.1.1 En un sentido.....	25
3.1.2 En dos sentidos.....	26
3.2 Cargas gravitacionales en techos inclinados.....	27
3.3 Cargas gravitacionales en gradas.....	30
 <u>Capítulo 4</u> DISTRIBUCION DE CARGAS	
4.1 Distribución de cargas gravitacionales.....	32
4.2 Distribución de cargas laterales de sismo SEAOC.....	32
4.2.1 Fuerzas por nivel.....	33
 <u>Capítulo 5</u> TORSION EN EDIFICIOS	
5.1 Rigideces.....	35
5.1.1 Condiciones de apoyo.....	36
5.2 Determinación del centro de rigidez.....	37
5.3 Determinación del centro de masa.....	38
5.4 Excentricidades.....	39
5.5 Integración de cargas por torsión.....	39
5.5.1 Distribución de fuerzas por marco.....	39
 <u>Capítulo 6</u> ANALISIS ESTRUCTURAL	
6.1 Diagramas de momentos.....	42
6.1.1 Métodos aproximados, exactos y de computación.....	42
6.1.2 Combinaciones de carga.....	50
6.1.3 Envolvente de momentos.....	53

<u>Capítulo 7</u>	DISEÑO ESTRUCTURAL	
7.1	Determinación de cargas de diseño.....	56
7.1.1	Interpretación de datos del análisis estructural.....	56
7.1.2	Factores de seguridad.....	58
<u>Capítulo 8</u>	DISEÑO EN MADERA	
8.1	Generalidades.....	60
8.1.1	Calidad en la madera.....	60
8.1.2	Esfuerzos en la madera.....	61
8.1.3	Sistema de medidas.....	63
8.2	Diseño en madera.....	63
8.2.1	Diseño a compresión.....	63
8.2.2	Diseño a corte.....	64
8.2.3	Diseño a flexión.....	65
8.2.4	Diseño a deflexión.....	66
8.2.5	Diseño a flexo-compresión.....	68
8.3	Armaduras.....	69
8.3.1	Juntas.....	72
8.4	Diseño de formaletas.....	76
8.4.1	Formaletas.....	76
8.4.2	Andamios.....	82
<u>Capítulo 9</u>	EJEMPLOS	
9.1	Ejemplo de edificios con marcos dúctiles.....	81
9.2	Ejemplo de madera.....	125
9.3	Ejemplo de estructura metálica.....	133
CONCLUSIONES.....		IX
RECOMENDACIONES.....		X
BIBLIOGRAFIA.....		XI

LISTA DE ILUSTRACIONES

	Pag. No
Figura 2.1	Velocidades de viento.....13
Figura 2.2	Empuje de tierra activo.....22
Figura 2.3	Empuje de tierra pasivo.....22
Figura 3.1	Area tributaria en viga principal.....25
Figura 3.2	Area tributaria en viga secundaria.....25
Figura 3.3	Area tributaria en losa en un sentido.....26
Figura 3.4	Area tributaria en dos sentidos para vigas...26
Figura 3.5	Area tributaria para columnas.....27
Figura 3.6	Area tributaria para costaneras.....28
Figura 3.7	Cargas en costaneras.....29
Figura 3.8	Partes de una escalera.....30
Figura 4.1	Fuerzas por nivel.....33
Figura 4.2	Pesos por nivel.....34
Figura 4.3	Alturas por nivel.....34
Figura 5.1	Centro de rigidez.....38
Figura 5.2	Centro de masa.....38
Figura 5.3	Excentricidades.....39
Figura 5.4	Cargas por torsión.....40
Figura 5.5	Traslación de eje al CR.....41
Figura 6.1	Método del portal.....44
Figura 6.2	Método del voladizo.....45
Figura 6.3	Método de Cross.....46
Figura 6.4	Método de Kani.....47
Figura 6.5	Programa "Frame Analysis & Design".....50
Figura 7.1	Gráfica de envolvente de momentos.....57
Figura 8.1	Diseño de pernos a tensión.....74
Figura 8.2	Diseño de pernos a corte.....75
Figura 8.3	Formaleta de losa.....77
Figura 8.4	Formaleta de muro.....78
Figura 8.5	Formaleta de columna.....78
Figura 8.6	Formaleta de viga.....79
Figura 9.1	Planta de la estructura.....81
Figura 9.2	Elevación.....82
Figura 9.3	Planta.....83
Figura 9.4	Planta de gradas.....83
Figura 9.5	Area gradas.....84
Figura 9.6	Pesos por nivel.....84
Figura 9.7	Alturas por nivel.....86
Figura 9.8	Fuerza por nivel.....86
Figura 9.9	Planta general.....87
Figura 9.10	Fuerza por marco tercer nivel.....87
Figura 9.11	Fuerza por marco segundo nivel.....87
Figura 9.12	Fuerza por marco primer nivel.....87
Figura 9.13	Excentricidad.....88
Figura 9.14	Fuerzas totales marco tercer nivel.....89
Figura 9.15	Fuerzas totales marco segundo nivel.....90
Figura 9.16	Fuerzas totales marco primer nivel.....91
Figura 9.17	Areas tributarias vigas marco B.....91
Figura 9.18	Carga puntual debida a la viga A'-B.....92
Figura 9.19	Carga puntual viga A'-B.....94

Figura 9.20	Areas tributarias vigas marco 2.....	94
Figura 9.21	Carga puntual viga A'-2.....	95
Figura 9.22	Carga puntual viga A'-3.....	95
Figura 9.23	Modelo matemático marco B.....	97
Figura 9.24	Modelo matemático marco 2.....	98
Figura 9.25	Numeración vigas, columnas y nudos marco B...	99
Figura 9.26	Numeración vigas, columnas y nudos marco 2...	99
Figura 9.27	Envolvente del elemento 1.....	106
Figura 9.28	Envolvente del elemento 2.....	107
Figura 9.29	Envolvente del elemento 6.....	108
Figura 9.30	Envolvente del elemento 7.....	109
Figura 9.31	Envolvente del elemento 11.....	110
Figura 9.32	Envolvente del elemento 12.....	111
Figura 9.33	Detalle viga 1 y viga 2.....	117
Figura 9.34	Detalle viga 6 y viga 7.....	118
Figura 9.35	Detalle viga 11 y viga 12.....	118
Figura 9.36	Detalle columna 4.....	119
Figura 9.37	Detalle columna 9.....	120
Figura 9.38	Detalle columna 14.....	121
Figura 9.39	Detalle en columnas intermedias marco B.....	122
Figura 9.40	Corte simple.....	123
Figura 9.41	Corte punzonante.....	124
Figura 9.42	Cálculo del refuerzo.....	124
Figura 9.43	Detalle de zapata para columna 14.....	124
Figura 9.44	Planta estructura de madera.....	125
Figura 9.45	Elevación estructura de madera.....	125
Figura 9.46	Area tributaria viga 1.....	125
Figura 9.47	Area tributaria viga intermedia.....	126
Figura 9.48	Area tributaria viga externa.....	126
Figura 9.49	Cargas sobre vigas 2.....	129
Figura 9.50	Cargas puntuales sobre viga 2.....	130
Figura 9.51	Diagrama de momento.....	130
Figura 9.52	Area tributaria de columna.....	131
Figura 9.53	Diagrama de cuerpo libre de la columna.....	132
Figura 9.54	Marco rígido.....	133
Figura 9.55	Cargas actuantes en marco rígido.....	134
Figura 9.56	Diagrama de momentos.....	134
Tabla 2.1	Densidades de peso.....	5
Tabla 2.2	Cargas vivas típicas de ocupación.....	7
Tabla 2.3	Coefficientes de dilatación por temperatura de algunos materiales de construcción.....	11
Tabla 2.4	Parámetros que definen la velocidad del viento con la altura.....	14
Tabla 2.5	División en zonas sísmicas de la República de Guatemala.....	17
Tabla 2.6	Coefficientes de riesgo sísmico.....	18
Tabla 2.7	Factor de importancia de la estructura.....	18
Tabla 2.8	Factor K para edificios y otras estructuras..	19
Tabla 3.1	Separación entre costaneras.....	28
Tabla 3.2	Pesos de materiales para cubiertas y cielo falso.....	29
Tabla 3.3	Anchos de escaleras según el uso.....	30
Tabla 3.4	Cargas vivas para escaleras.....	31

Tabla 5.1	Centro de rigidez.....	37
Tabla 5.2	Fuerzas por marco.....	41
Tabla 6.1	Combinaciones de carga última.....	52
Tabla 8.1	Momentos para diferentes tipos de empotramiento.....	66
Tabla 8.2	Factor de deflexión.....	67
Tabla 8.3	Coefficientes para determinar las fuerzas internas de armaduras.....	72
Tabla 8.4	Areas de pernos.....	76
Tabla 9.1	Centro de rigidez tercer nivel.....	88
Tabla 9.2	Fuerza marco por torsión tercer nivel.....	89
Tabla 9.3	Centro de rigidez segundo nivel.....	89
Tabla 9.4	Fuerza marco por torsión segundo nivel.....	90
Tabla 9.5	Centro de rigidez primer nivel.....	90
Tabla 9.6	Fuerza marco por torsión primer nivel.....	91
Tabla 9.7	Resumen diseño viga intermedia.....	127
Tabla 9.8	Resumen diseño viga externa.....	129
Tabla 9.9	Resumen diseño viga 2.....	131
Tabla 9.10	Esfuerzo axial de compresión.....	136

LISTA DE SIMBOLOS

cm.:	centímetros
cm ² :	centímetros cuadrados
cm ³ :	centímetros cúbicos
kg/m ² :	kilogramo por metro cuadrado
kg/m ³ :	kilogramo por metro cúbico
kg.m:	kilogramo metro
klb.:	kilolibra
klb.pie:	kilolibra pie
klb/pie:	kilolibra por pie
klb/pie ² :	kilolibra por pie cuadrado
klb/plg ² :	kilolibra por pulgada cuadrada
lb.:	libra
m.:	metro lineal
m ² :	metro cuadrado
m ³ :	metro cúbico
plg.:	pulgada
plg ² :	pulgada cuadrada
plg ⁴ :	pulgada a la cuarta potencia

GLOSARIO

Armadura: pieza o conjunto de piezas unidas unas con otras, sobre la que se coloca una cubierta o techo y que actúa como una viga de gran tamaño.

Barlovento: cara expuesta directamente al efecto del viento.

Bisectriz: recta que divide en dos partes iguales un plano u otra recta.

Carga axial: carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.

Compresión: cuando las fuerzas axiales aplicadas a un elemento, producen una compresión uniforme al mismo.

Deflexión: deformación de los elementos estructurales que se presenta en forma de curvatura del eje longitudinal, al ser cargados.

Dúctil: material que soporta grandes deformaciones plásticas antes de su falla.

Excentricidad: distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.

Flexión: deformación de los cuerpos que ceden a una fuerza o un momento que actúa sobre ellos, sin romperse. Deflexión.

Freático: capa del subsuelo que contiene aguas acumuladas sobre una capa impermeable.

Gravitacional: imponer una carga. Descansar o hacer presión un cuerpo sobre otro.

Larguero: cada uno de los elementos de madera que se ponen a lo largo de una obra de este material.

Presión hidrostática: presión del agua sobre la cortina de una presa, fuerzas de inercia de grandes masa de agua durante sismos, subpresiones en estructuras subterráneas.

Presión tierra: presión lateral de la tierra o suelo sobre muros, presión hacia arriba en cimentaciones.

Puntal: elemento sujeto sólo a compresión axial.

Sotavento: lado protegido del viento, es decir, lado opuesto al barlovento.

Tendal: viga que soporta alguna cubierta u otras vigas llamadas secundarias, todas ellas de madera.

Tirante: elemento sometido sólo a tensión axial. Madero, listón o barra de hierro que se coloca horizontalmente en una obra de madera, para impedir la separación de las paredes de la misma.

Torsión: se refiere al torcimiento de un miembro estructural cuando se carga con momentos que producen rotación alrededor de su eje longitudinal.

Zapata: tipo de cimentación superficial adecuado, cuando el terreno tiene propiedades de soporte, considerablemente, altos.

INTRODUCCION

En vista de la dificultad investigada para encontrar la bibliografía del curso de Diseño Estructural, se plantea la elaboración del presente trabajo de tesis "Guía Teórica y Práctica del Curso de Diseño Estructural", teniendo por objeto integrar los contenidos básicos de dicho curso. Se espera que este documento sea de gran importancia y utilidad tanto para estudiantes como para profesionales, ya que los conceptos y procedimientos aquí tratados están basados en personas con experiencia en el ramo, libros de texto y tesis.

Este documento integra el diseño de estructuras desde un punto de vista básico, de acuerdo con las especificaciones de diferentes códigos como el SEAOC, el código ACI 318-89 y otros. Así mismo se proporcionan aspectos generales del tipo del análisis estructural y diseño de elementos estructurales a fin de establecer parámetros que permitan determinar las cargas que actúan sobre las estructuras y de diseñar los elementos para que puedan soportar, sin ningún peligro de falla, estas cargas.

El trabajo está dividido en nueve capítulos, en cada uno de los cuales se incluyen los conceptos básicos requeridos para el correcto diseño de estructuras. Se incluye un capítulo que trata específicamente del diseño en madera, ya que en los últimos años se ha incrementado el uso de este material en las construcciones de edificios y viviendas. Además la madera es el material más usado en la construcción de formaletas y andamios.

Habiendo comprobado que, muchas veces, los conocimientos adquiridos a través de la carrera de Ingeniería Civil tienden a olvidarse, se desea que este documento sirva de apoyo y consulta al profesional que ejecute un proyecto de este tipo, en cuanto a los criterios y lineamientos de diseño que se deben seguir para su correcta ejecución.

OBJETIVOS

Generales

1. Dar un conocimiento general de los aspectos que conlleva la elaboración de un proyecto, cuya estructura tendrá que soportar, además de las cargas gravitacionales, las cargas debidas a sismo y viento y, en algunos casos, las cargas por torsión.
2. Mostrar la forma correcta de determinar las cargas de diseño para los elementos estructurales a partir del análisis estructural.
3. Dar a conocer algunos programas computacionales utilizados actualmente para el análisis estructural y demostrar la facilidad de la elaboración de la gráfica de envolventes de momentos con el uso de paquetes computacionales como QPro. Excel.
4. Realizar los procedimientos necesarios para el análisis y diseño de estructuras, según recomendaciones y especificaciones dadas por el código ACI, el código SEAOC y otros.

Específicos

1. Proporcionar a la Facultad de Ingeniería y, en general, a la Universidad de San Carlos, material bibliográfico que reúna los aspectos de diseño de estructura, los cuales, en la mayoría de libros, se toman de manera separada.
2. Proporcionar al estudiante un documento que le sirva de guía para fines de estudio sobre el curso de Diseño Estructural y, con ello, lograr el mejor aprovechamiento del tiempo para profundizar, aún más, en los temas y contenidos del curso.
3. Proporcionar al profesional que ejecute un proyecto sobre el diseño o construcción de estructuras, un documento de consulta, en el que pueda encontrar algunos aspectos y criterios básicos que debe tomar en cuenta para el análisis y diseño del proyecto a ejecutar.

Capítulo 1

GENERALIDADES

1.1 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

La determinación de las fuerzas y deformaciones que se producen en una estructura debido a la aplicación de cargas, se llama: Análisis Estructural. El Diseño Estructural incluye el arreglo y dimensionamiento de las estructuras y sus partes, de tal manera, que, las mismas, soporten satisfactoriamente las cargas colocadas sobre ellas para que de esta manera cumpla, adecuadamente, las funciones que está destinada a desempeñar.

El diseño estructural implica lo siguiente: la disposición general de las estructuras, estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representen soluciones factibles, consideración de las condiciones de carga, análisis y diseño preliminar de las soluciones posibles, selección de una solución y análisis y diseño estructural final de la estructura, incluyendo la preparación de planos.

El análisis completo de una estructura suele requerir de un conocimiento de los tamaños de todos sus miembros, que están determinados por decisiones de diseño y deben basarse en el conocimiento de las fuerzas en la estructura que resulta de un análisis con estimaciones iniciales o diseño preliminar. El diseño preliminar, a menudo, está basado en un análisis más o menos burdo o simple y está muy influido por la experiencia y el criterio del diseñador. Habiendo determinado un conjunto inicial de tamaños de los miembros, puede hacerse un análisis más detallado para determinar las fuerzas y desplazamientos; conduciendo a un prediseño y un análisis subsecuente.

Este proceso de análisis y diseño estructural es un paso muy importante para alcanzar el objetivo final de la ingeniería: una estructura segura y económica. Los errores cometidos en el análisis durante cualquier fase de un proyecto pueden resultar catastróficos en grado extremo, generando, quizá, una cuota muy alta de pérdidas de vida o de dinero. Es por esta razón que los análisis son revisados y comprobados por diferentes personas dentro de una empresa. Incluso, los aparentes infalibles resultados de los análisis efectuados por computadora deben ser revisados de modo exhaustivo. Debido a ello muchos estudiantes perciben a sus catedráticos o instructores como extremadamente meticulosos acerca de detalles como los "errores matemáticos".

Aún cuando estos dos aspectos de la ingeniería se llevan con frecuencia en cursos separados en los planes de estudio de Ingeniería Civil, en la práctica son inseparables.

1.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES

El ensamblaje total de varios miembros individuales suele denominarse armazón ó estructura armada y es utilizado ampliamente en edificios, puentes, torres de transmisión, arcos, tanques de agua, pavimentos de concreto y muchas más. Existe otro tipo de sistemas para los que puede no haber una estructura identificable, como cascarones, domos, placas, muros de contención, presas, torres enfriadoras. Estos sistemas se llaman continuos.

Para enfrentarse a esta amplia variedad de tamaños y tipos de estructuras, no es aconsejable el aprender a tratar uno o dos casos específicos de las mismas; se deben aprender los principios básicos que se aplican no sólo a las estructuras mencionadas anteriormente, sino, también, a estructuras de tipos que no se encuentran necesariamente dentro del campo de la Ingeniería Civil, por ejemplo: barcos y aeroplanos.

La armadura (articulada en sus nudos) y el marco (con nudos resistentes a momentos) son los dos tipos de sistemas estructurales básicos construídos a base de elementos estructurales. Ambos sistemas pueden concebirse como el esqueleto o armazón de la estructura total. Se pueden definir como un sistema de miembros conexos que soportan las cargas impuestas por su propio peso y por el peso de materiales fijos (conocidas como cargas muertas), así como las cargas impuestas por las personas, por objetos móviles o por las fuerzas de la naturaleza (denominadas cargas vivas). Por lo que la armazón por ella misma debe soportar totalmente todas las cargas previstas de manera segura y económica.

La armazón debe aprovechar las características peculiares de cada elemento y lograr la manera más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción.

Las características estructurales más importantes de un sistema son: su resistencia, rigidez y ductilidad. El sistema debe resistir, de manera eficiente, las diversas condiciones de carga a las que puede estar sometida la estructura y poseer rigidez para las diferentes direcciones en que las cargas pueden actuar, tanto verticales como horizontales. Conviene que posea ductilidad, en el sentido de que no baste que se alcance un estado límite de resistencia en una sola sección para ocasionar el colapso brusco de la estructura, sino que, ésta, posea capacidad para deformarse sosteniendo su carga máxima y, de preferencia, posea una reserva de capacidad antes del colapso.

1.2.1 Elementos estructurales

Los tipos básicos de elementos estructurales que se considerarán en la presente tesis son los siguientes:

Vigas: son aquellos elementos sometidos a flexión. Se trata de elementos, generalmente, usados en posición horizontal y sujetos a cargas por gravedad o verticales normales a su eje. Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante.

La variación de esfuerzos normales a lo largo de la sección define una resultante de compresión y una de tensión que deben ser iguales ya que la carga axial externa es nula. La magnitud del momento máximo que puede resistir la sección está definida por la magnitud de las resultantes de esfuerzos internos de tensión y compresión que pueden desarrollarse y del brazo de palanca de dichas fuerzas. En vigas los diagramas de momentos y de cortantes varían de una a otra sección, según la forma de apoyo y el tipo de carga.

Postes: son elementos sujetos sólo a compresión axial. Su denominación más común de columna, es más apropiada cuando está sujeta a condiciones de carga más complejas que incluyen flexión. Cuando el poste es inclinado recibe el nombre de puntal.

El estado de compresión perfectamente axial es meramente ideal en las estructuras ya que, por las condiciones de continuidad o imperfección de la construcción, siempre se presentan excentricidades accidentales de la carga aplicada, las cuales dan lugar a que ésta se encuentre acompañada de cierta flexión. El estado de compresión lleva como característica fundamental la posibilidad de pandeo. En el poste la resistencia no depende sólo del área transversal y del esfuerzo resistente del material, sino del módulo de elasticidad, de la longitud del elemento, de las condiciones de apoyo y de la forma de la sección. El problema de apoyo es de importancia marginal ya que su reacción puede transmitirse por apoyo directo sobre otro elemento estructural.

Cimientos: subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura. Dicha cimentación debe satisfacer los objetivos de: 1. Limitar el asentamiento total a una cantidad pequeña aceptable y 2. Eliminar el asentamiento diferencial hasta donde sea posible. Para limitar los asentamientos el cimiento debe construirse sobre un suelo con suficiente resistencia a deformación y a carga, la cual debe ser distribuida sobre una superficie grande del suelo.

Los tipos de cimentación se dividen en: 1. Superficiales (zapatas individuales, cimientos combinados, losas de cimentación). 2. Profundas (pilotes). 3. Semiprofundas (pozo de cimentación).

Vigas: son aquellos elementos sometidos a flexión. Se trata de elementos, generalmente, usados en posición horizontal y sujetos a cargas por gravedad o verticales normales a su eje. Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante.

La variación de esfuerzos normales a lo largo de la sección define una resultante de compresión y una de tensión que deben ser iguales ya que la carga axial externa es nula. La magnitud del momento máximo que puede resistir la sección está definida por la magnitud de las resultantes de esfuerzos internos de tensión y compresión que pueden desarrollarse y del brazo de palanca de dichas fuerzas. En vigas los diagramas de momentos y de cortantes varían de una a otra sección, según la forma de apoyo y el tipo de carga.

Postes: son elementos sujetos sólo a compresión axial. Su denominación más común de columna, es más apropiada cuando está sujeta a condiciones de carga más complejas que incluyen flexión. Cuando el poste es inclinado recibe el nombre de puntal.

El estado de compresión perfectamente axial es meramente ideal en las estructuras ya que, por las condiciones de continuidad o imperfección de la construcción, siempre se presentan excentricidades accidentales de la carga aplicada, las cuales dan lugar a que ésta se encuentre acompañada de cierta flexión. El estado de compresión lleva como característica fundamental la posibilidad de pandeo. En el poste la resistencia no depende sólo del área transversal y del esfuerzo resistente del material, sino del módulo de elasticidad, de la longitud del elemento, de las condiciones de apoyo y de la forma de la sección. El problema de apoyo es de importancia marginal ya que su reacción puede transmitirse por apoyo directo sobre otro elemento estructural.

Cimientos: subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura. Dicha cimentación debe satisfacer los objetivos de: 1. Limitar el asentamiento total a una cantidad pequeña aceptable y 2. Eliminar el asentamiento diferencial hasta donde sea posible. Para limitar los asentamientos el cimiento debe construirse sobre un suelo con suficiente resistencia a deformación y a carga, la cual debe ser distribuida sobre una superficie grande del suelo.

Los tipos de cimentación se dividen en: 1. Superficiales (zapatas individuales, cimientos combinados, losas de cimentación). 2. Profundas (pilotes). 3. Semiprofundas (pozo de cimentación).

Capítulo 2

TIPOS DE CARGAS USUALES

2.1 CARGAS GRAVITACIONALES

La estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su período de vida útil, es talvés la tarea más importante y difícil en el diseño estructural. No pueden dejar de considerarse cargas que puedan presentarse con cierta probabilidad razonable. Una vez estimadas las cargas, el siguiente problema consiste en determinar cuál será la peor o más desfavorable combinación de éstas que pueda presentarse en un momento dado.

Aún cuando existe en códigos y normas, muchas guías, para la distribución mínima de cargas, son el juicio y la experiencia los que desempeñan una función significativa para definir las condiciones de la distribución de cargas que debe soportar una estructura.

Por lo general, las cargas son modeladas como cargas puntuales concentradas, cargas lineales o cargas superficiales. Una carga puntual puede, por ejemplo, representar la acción de otro componente estructural que entra en contacto con un miembro, como el soporte de una viga en una columna o el soporte de una escalera en una viga. Las cargas lineales son cargas expresadas en fuerza por unidad de longitud, como el peso de una pared divisoria que actúa sobre un trabe de apoyo o el peso prorrateado de un sistema de piso que actúa sobre una viga de apoyo. Las cargas, superficialmente distribuidas, se dan en términos de fuerza por unidad de área y se suelen transformar a cargas lineales para el análisis de las estructuras.

En el resto de este capítulo se proporcionará una breve introducción a los tipos de cargas que se deben conocer para realizar un diseño estructural en forma adecuada. Como se verá las cargas pueden dividirse en dos grupos: cargas muertas y cargas vivas.

2.1.1 Cargas muertas

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar; constan del peso propio de la estructura y de otras cargas que están, permanentemente, unidas a ellas (paredes, pisos, tuberías, accesorios, etc.).

Para diseñar una estructura es necesario estimar los pesos o cargas muertas de las diversas partes para considerarlas en el diseño. Los tamaños y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se ha hecho el análisis estructural y se han seleccionado los elementos para la estructura. Los pesos obtenidos en el diseño deben compararse con los pesos estimados, si se encuentran grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y diseñar usando pesos mejor estimados.

La valuación de la carga muerta es, en general, sencilla, ya que sólo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de sus materiales constitutivos. En su mayoría, las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipos fijos).

Es común la creencia de que las cargas muertas pueden calcularse con mucha exactitud, sin embargo, aunque éstas son las acciones que presentan menor grado de incertidumbre, las diferencias que suelen haber entre los valores de cálculo y los reales no son despreciables. Esto se debe a las diferencias entre las dimensiones especificadas en el proyecto y las que resultan en la construcción, a modificaciones y adiciones en los elementos no estructurales y a las variaciones en los pesos volumétricos de los materiales. Al cuantificar la carga muerta en algunas construcciones, se han encontrado diferencias hasta de 20 por ciento respecto de las consideradas en el cálculo.

Pueden obtenerse estimaciones razonables de pesos estructurales comparando estructuras de tipo similar o fórmulas y tablas contenidas en la mayoría de los manuales de Ingeniería Civil.

El peso volumétrico de algunos materiales comunes y componentes para la construcción se proporcionan en la tabla 2.1.

MATERIALES	PESO VOLUMETRICO (Ton/m ³)		
	Máx.	Min.	
<u>Piedras naturales</u>			
Granito	3.20	2.40	
Mármol	2.60	2.55	
<u>Piedras artificiales</u>			
Concreto simple	2.20	2.00	
Concreto reforzado	2.40	2.20	
Mortero de cal y arena	1.50	1.40	
Mortero de cemento y arena	2.10	1.90	
Aplanado de yeso	1.50	1.10	
Tabique macizo hecho a mano	1.50	1.30	
Vidrio plano	3.10	2.80	
<u>Madera</u>			
Caoba	seca	0.65	0.55
	saturada	1.00	0.70
Cedro	seco	0.55	0.40
	saturado	0.70	0.50

Tabla 2.1 DENSIDADES DE PESO

Continuación Tabla 2.1

MATERIALES		PESO VOLUMETRICO (Ton/m ³)	
		Máx.	Min.
Encino	seco	0.90	0.80
	saturado	1.00	0.80
Pino	seco	0.65	0.45
	saturado	1.00	0.80
Oyamel	seco	0.40	0.30
	saturado	0.65	0.55
<u>Recubrimientos</u>		Pesos en kg/m ²	
Azulejo		15	10
Mosaico de pasta		35	25
Granito de	20 x 20	45	35
	30 x 30	55	45
	40 x 40	65	55
Loseta asfáltica o vinílica		10	5

Tabla 2.1 DENSIDADES DE PESO

2.1.2 Cargas vivas

Las cargas vivas son cargas que pueden cambiar en magnitud y en posición, es decir, la que se debe a la operación y uso de la construcción. Dicho de otra manera, todas las cargas que no son muertas son vivas. Las cargas vivas que se mueven con su propia fuente de energía, como vehículos automotores, personas y se denominan móviles, mientras que las cargas que pueden ser movidas, como mobiliario, materiales de un almacén se llaman movibles. Otras cargas vivas son las causadas por las operaciones de la construcción, el viento, la lluvia, los sismos, las explosiones, los suelos y los cambios de temperatura.

La determinación de la carga viva apropiada para un sistema estructural es complicada debido a dos factores primordiales: 1. La incertidumbre de la magnitud de la carga en sí misma y 2. El lugar sobre el que actúa la carga en cualquier instante dado.

El problema de ubicación de las cargas vivas en una estructura será tratado en las siguientes secciones, en las que se dan algunas directrices para estimar algunas cargas vivas comunes.

2.1.2.1 Cargas por lluvia: la precipitación atmosférica puede producir cargas significativas especialmente en el diseño de los techos. En regiones donde estas acciones no son muy significativas, su efecto se suele incorporar al de las cargas vivas que se modifican para tomarlas en cuenta.

La lluvia puede producir cargas importantes en techos planos cuando hay mal funcionamiento de los desagües. Si el agua sobre un techo se acumula más rápidamente de lo que puede ser drenada, el resultado se denomina encharcamiento; la carga incrementada sobre el techo deflexiona éste, dándole la forma de un plato que puede contener más agua que a su vez ocasiona mayores deflexiones. Este proceso se repite hasta que se excede el equilibrio y la estructura se desploma.

El encharcamiento puede ocurrir hasta cierto grado en cualquier techo horizontal aún cuando se disponga de drenes pluviales; éstos pueden resultar insuficientes durante fuertes tormentas o atascarse total o parcialmente. El mejor método para impedir el encharcamiento es tener una pendiente adecuada en el techo junto con un buen sistema de drenes. Además del encharcamiento ordinario, puede ser que en techos horizontales muy grandes durante una fuerte tormenta en la que también se presenten vientos muy fuertes, se desplace gran cantidad de agua hacia un extremo, con el consiguiente incremento en la carga debido a la profundidad adquirida por el agua en esa zona. Para remediar tales situaciones, se usan, a veces, imbornales; éstos son grandes agujeros o tubos en las paredes o los parapetos, para que el agua que sobrepase cierto nivel se drene rápidamente fuera del techo.

2.1.2.2 Cargas de ocupación o uso: la carga de piso que se va a aplicar a un área dada de una construcción depende de su pretendida utilización u ocupación. La tabla 2.2 muestra los requisitos de carga viva para diferentes clasificaciones de ocupación, como se especifica en varios códigos. Estas cargas se deben a los seres humanos, al equipo y al almacenamiento en general, a los automóviles, etc.

Debido a que las cargas de ocupación son tan aleatorias en su naturaleza, no hay una forma precisa para aplicar las cargas reales a un área dada. Por esta razón, dichas cargas se especifican como cargas uniformes sobre el área total. Estas cargas son extremadamente conservadoras debido a la incertidumbre acerca de cómo pudieran distribuirse las cargas reales. Además de cargas distribuidas, también se especifican, con frecuencia, cargas concentradas; éstas deben colocarse en posiciones que provoquen los esfuerzos máximos.

OCUPACION O USO	CARGAS VIVAS (lb/pie ²)
Apartamentos (armerías y cuartos de ejercicio)	150
Salones y otros lugares de reunión:	
- con asientos fijos	60
- sin asientos fijos	100
- plataforma o estrado	100

Tabla 2.2 CARGAS VIVAS TÍPICAS DE OCUPACION

Balcones exteriores (hasta de 100 pies ² en casas habitación dúplex) excedan los 100 pies ²)	60
Salones de boliche, billar y áreas recreación similar	75
Corredores:	
- vestíbulos primer nivel	100
- otros niveles (con el mismo uso)	100
Salones de baile	100
Comedores y restaurantes	100
Salidas de emergencia:	
- multifamiliares	40
- otros	100
Garages (sólo automóviles)	50
Gimnasios, balcones y nivel principal	100
Hospitales:	
- sala de operaciones y laboratorios	60
- habitaciones privadas	40
- guardiana	40
- corredores sobre el primer nivel	80
Bibliotecas:	
- salas de lectura	60
- cuarto de librerías	150
Fábricas:	
- fabricación ligera	125
- fabricación pesada	250
Edificios de oficinas:	
- oficinas	50
- archivos	125
- corredores sobre el primer nivel	80
Instituciones penales:	
- celdas	40
- corredores	100
Residenciales:	
casas multifamiliares:	
- apartamentos privados	40
- habitaciones públicas	100
- corredores	80
Techos:	
- primer nivel	40
- pisos superiores, ático habitable	30
- áticos inhabitables	20
Hoteles:	
- habitaciones huéspedes	40
- habitaciones públicas	100

Tabla 2.2 CARGAS VIVAS TÍPICAS DE OCUPACION

- corredores de servicio para habitac. públicas	100
- corredores	80
- descansos	100
Escuelas:	
- salones de clase	40
- corredores	80
Aceras, carreteras y patios	250
Escaleras, escapes de fuego y salidas de emergencia	100
Comercios:	
detallistas	
- habitaciones del primer nivel y sótano	100
- niveles superiores;	75
mayoristas	125
Teatros:	
- nave lateral, lobbies y corredores	100
- piso de orquesta	60
- balcones	60
- escenario	150
Patios y terrazas	100

Tabla 2.2 CARGAS VIVAS TÍPICAS DE OCUPACION

2.1.2.3 Cargas de impacto: las cargas de impacto son causadas por las vibraciones de las cargas móviles. Es claro que un bulto que se deja caer sobre el piso de una bodega o un camión rebotando sobre un pavimento irregular, ocasiona fuerzas mayores que las que se presentarían si las cargas respectivas se aplicasen, gradualmente.

Las cargas de impacto son iguales a la diferencia entre la magnitud de las cargas realmente causadas y la magnitud de las cargas si éstas hubiesen sido muertas.

Las especificaciones AISC establecen que a menos que se indique lo contrario, las cargas vivas deberán incrementarse en un cierto porcentaje. Algunos de estos porcentajes son: 100% para elevadores, 33% para colgantes de soporte de piso y balcones, no menos del 50% para maquinaria de movimiento alternativo o en unidades de potencia, etc.

2.1.2.4 Cargas móviles y dinámicas: casi todas las estructuras están sujetas a cargas que se mueven a lo largo de sus claros, el ingeniero en la práctica rara vez tiene que tratar con estructuras que soportan únicamente cargas fijas.

Los edificios industriales con grúas viajeras, los edificios de oficinas con cargas de mobiliario y humanas, las estructuras que soportan bandas transportadoras, los puentes sujetos a tránsito vehicular, etc. se clasifican dentro de esta categoría.

Todo elemento de una estructura debe diseñarse para las condiciones más severas que puedan desarrollarse en él. El ingeniero coloca las cargas vivas en las posiciones donde producirán esas condiciones. Las posiciones críticas para colocar las cargas vivas no son las mismas en todos los elementos. Las fuerzas máximas en ciertas vigas y columnas de un edificio ocurrirán cuando las cargas vivas se concentren en ciertas partes del edificio, mientras que las fuerzas máximas en otras vigas y columnas ocurrirá cuando las cargas estén colocadas en algún otro lugar.

En algunas ocasiones es posible, por inspección, determinar dónde colocar las cargas para obtener las fuerzas críticas, pero en muchas otras ocasiones es necesario recurrir a ciertos diagramas y criterios para encontrar esas localidades; con el objeto de evitar la necesidad de analizar el sistema para todas las posibles combinaciones de cargas o, al menos, para reducir el número de las condiciones de carga. El más útil de estos recursos es la línea de influencia.

Una línea de influencia puede definirse como un diagrama cuyas ordenadas muestran la magnitud y carácter de algún elemento mecánico de una estructura cuando una carga unitaria se mueve a lo largo de ésta. Cada ordenada del diagrama da el valor del elemento mecánico cuando la carga está situada en el lugar asociado a esa ordenada particular. Estos diagramas permiten determinar la combinación particular que provocará una respuesta máxima en una ubicación dada.

Un diagrama de influencia es una representación gráfica de una función que determina el valor de alguna acción en un punto específico de una estructura. La acción puede ser cualquier tipo de fuerza o momento, o, incluso, un desplazamiento. El procedimiento para dibujar los diagramas es simplemente graficar los valores de la función en estudio como ordenadas para varias posiciones de la carga unitaria a lo largo del claro y luego conectar esas ordenadas en forma continua.

2.1.2.5 Cargas por temperatura: cuando varía la temperatura de una estructura o de alguno de sus miembros, el material tenderá a expandirse en una forma que, por lo común, se supone directamente proporcional al cambio de temperatura. Esto se expresa en términos de la deformación inducida por un incremento en la temperatura, o

$$\epsilon = \alpha \Delta T$$

donde ϵ = deformación unitaria
 ΔT = cambio de temperatura
 α = coeficiente de expansión térmica

El valor de α para diversos materiales que se emplean en las estructuras se muestran en la tabla 2.3. Se observa que es muy similar para el concreto y el acero, lo cual favorece el trabajo en conjunto de ambos en el concreto reforzado, ya que al cambiar de temperatura un elemento de ese material, el concreto y el acero sufren deformaciones prácticamente iguales y, por tanto, no hay tendencia al

corrimiento de las barras dentro de la masa de concreto, ni se generan esfuerzos en el área de contacto entre los dos materiales por ese efecto.

MATERIAL	α (1/°C) +
Acero	12
Concreto	10*
Aluminio	24
Mampostería de barro	6
Mampostería de piedra	8
Madera	4 a 5
Cobre	17
Plásticos	70

+ Multiplicar todos los valores por 10^{-6}

* Varía entre 8 y 14 dependiendo del tipo y cantidad de agregado grueso en la mezcla

Tabla 2.3 COEFICIENTES DE DILATACION POR TEMPERATURA DE ALGUNOS MATERIALES DE CONSTRUCCION

Es importante observar que si la estructura es libre para deformarse, entonces, los desplazamientos ocurrirán sin esfuerzos internos. Esta es la justificación de las juntas de expansión en los puentes. No es posible dotar de juntas de expansión a la mayor parte de las estructuras, debido a ello el diseño de un miembro debe incluir esfuerzos provocados por los cambios de temperatura. Las estructuras catalogadas como determinadas se expandirán sin esfuerzos internos por temperatura, en tanto que las estructuras indeterminadas tienden a desarrollar esfuerzos térmicos.

2.1.2.6 Cargas longitudinales: las cargas longitudinales representan otro tipo de cargas que necesitan considerarse en el diseño de algunas estructuras. Al detenerse un tren o un camión en un puente se producen en éste, fuerzas longitudinales. No es difícil imaginar la tremenda fuerza longitudinal desarrollada en un puente por un camión de 40 toneladas viajando a 100 km/h si a éste se le aplican repentinamente los frenos.

Hay otras situaciones de carga longitudinal, por ejemplo: la que se suscita cuando un barco golpea un muelle durante su atraque o la debida al movimiento de una grúa viajera soportada por los marcos de una estructura.

2.2 CARGAS LATERALES

Las cargas laterales son de cuatro tipos, principalmente: por viento, por sismo, hidrostáticas y presión de tierra. A continuación se presenta un análisis detallado de este tipo de cargas.

El viento puede actuar en cualquier dirección, en general, y, debe investigarse cuál es la dirección que produce efectos desfavorables en la estructura. En edificios regulares y en otras estructuras comunes es suficiente revisar en forma independiente la acción del viento en dos direcciones ortogonales que coincidan con los ejes principales del sistema estructural.

En las estructuras comunes será suficiente considerar el efecto estático del viento determinando las presiones o succiones que actúan en dirección perpendicular a la superficie expuesta al viento.

Las magnitudes de las cargas del viento varían con la localidad geográfica, la altura sobre el terreno, el tipo de terreno que rodea al edificio, incluyendo otras estructuras aledañas y con otros factores.

Las presiones de viento se suponen en general uniformemente aplicadas a la superficie de barlovento (las partículas de aire golpean en la cara expuesta directamente al efecto del viento) de los edificios y se considera que pueden provenir de cualquier dirección. Estas hipótesis no son muy correctas porque las presiones del viento no son uniformes sobre grandes áreas; las presiones cerca de las esquinas de los edificios alcanzan probablemente ahí sus intensidades máximas.

Si los edificios tienen sus paredes y pisos construidos con materiales de peso ligero y/o se encuentran sometidos a cargas de viento sumamente grandes (un caso común en zonas montañosas o costeras) ellos tendrán, probablemente, que ser diseñados por carga de viento, aún si la relación de la altura a la dimensión mínima lateral es menor que 2.

En un huracán u otro fenómeno meteorológico similar, el movimiento de las masas de aire se ve restringido por la fricción con la superficie del terreno, que hace que la velocidad sea prácticamente nula en contacto con el terreno y crezca con la altura hasta alcanzar la velocidad del flujo no perturbado, llamada velocidad gradiente.

La rapidez con que la velocidad crece con la altura y, por tanto, la altura a la que se alcanza la velocidad gradiente, depende de la rugosidad de la superficie del terreno. Para un terreno muy liso, como en el campo abierto con vegetación muy baja, el viento mantiene velocidad muy alta aún muy cerca de la superficie, mientras que en el centro de ciudades con edificaciones altas, la velocidad disminuye muy rápidamente desde una altura de varias decenas de metros, hasta la superficie del terreno. La ley que describe la variación de la velocidad de viento con la altura, deducida de mediciones con anemómetros colocados en diferentes posiciones, se representa por la ecuación dada en el Uniform Building Code (UBC):

$$V_z = V_a \left(Z / Z_a \right)^\alpha$$

donde V_z = velocidad a una altura Z
 V_a = velocidad a una altura de referencia Z_a
 α = potencia de la relación Z/Z_a .

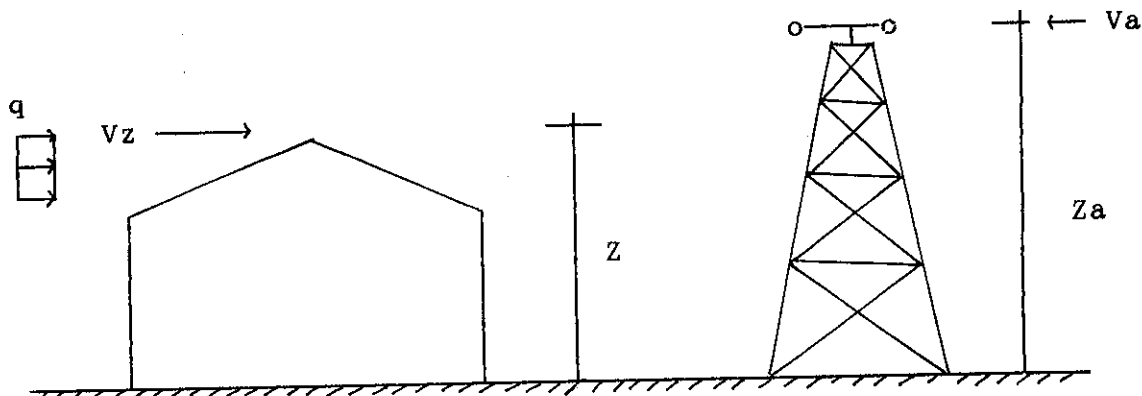


Figura 2.1 VELOCIDADES DE VIENTO

El exponente α depende, esencialmente, de lo accidentado del terreno, determinado para cada lugar. Para Guatemala $\alpha = 0.22$. Esta velocidad de viento o velocidad de diseño depende de los factores siguientes:

- De la ubicación geográfica de la construcción.
- De las características topográficas locales del sitio en lo relacionado con la rugosidad de la superficie.
- De la altura sobre el nivel del terreno de la porción de la estructura que se está considerando.
- De la importancia de la construcción.
- De la sensibilidad de la estructura a los efectos de ráfaga.

Los reglamentos especifican una velocidad de diseño básica a nivel regional que debe afectarse por factores correctivos para tomar en cuenta los aspectos b. hasta e. Esta velocidad es la que corresponde a una altura de 10 m. sobre el nivel del terreno y se supone, conservadoramente, que se mantiene constante para alturas menores, mientras que para alturas mayores debe incrementarse como se verá más adelante.

Las condiciones de rugosidad del terreno modifican la forma en que la velocidad varía con la altura. La velocidad gradiente a alturas muy grandes no debe verse alterada por este concepto, pero sí la velocidad base, cuando está especificada a 10 m. de altura. Por lo tanto, los aspectos b. y c. antes mencionados pueden tomarse en cuenta con un factor correctivo del tipo:

$$K \left(Z / 10 \right)^\alpha, \quad Z < Z_g$$

donde Z = altura en m sobre el nivel del terreno.
 K y α = coeficientes recomendados en base a diversas mediciones en la tabla 2.4
 Z_g = altura gradiente a la cual se alcanza la velocidad máxima.

Para Guatemala las velocidades mínimas de diseño, de viento, son de 90 km/h en la ciudad capital. Las velocidades mínimas de viento en los litorales para diseño estructural son de 140 km/h.

TIPO DE TERRENO	K	α	Zg (m.)
A Centro de ciudades con concentración de edificios altos (más de la mitad de las construcciones tienen alturas de más de 21 m.)	0.5	0.33	450
B Areas urbanas, suburbanas, zonas boscosas, campo abierto con topografía irregular	0.8	0.22	400
C Campo abierto con terreno plano	1.0	0.14	275
D Litorales y promontorios	1.2	0.10	200

Tabla 2.4 PARAMETROS QUE DEFINEN LA VARIACION DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO CON LA ALTURA

La presión del viento en un edificio puede estimarse con las siguientes expresiones, según las dimensionales con las que se esté trabajando:

donde q = carga de viento por unidad de superficie
 V_z = velocidad de diseño del viento

Sistema inglés

$$q = 0.002558 V_z^2$$

donde q = lb / pie²
 V_z = MPH

Sistema internacional

$$q = 0.004819 V_z^2$$

donde q = kg / m²
 V_z = km / h

Debido a los efectos aerodinámicos, la carga debida al viento, generalmente, tiene una distribución más bien compleja. Varios códigos toman en cuenta esto para especificar los coeficientes de presión C_s que se aplican a una presión básica de diseño q . El coeficiente C_s , llamado también de forma, depende de la forma de la estructura y, principalmente, de la del ángulo del techo y sus valores se pueden encontrar en códigos. Para estructuras tipo cajón, $C_s = 1.3$.

La mayoría de los códigos de construcción especifican un valor básico para la fuerza del viento, pero, permiten variaciones para diferentes alturas de los edificios, así como para las diferentes formas; por ejemplo: el Uniform Building Code (UBC) especifica 73 kg/m^2 para edificios menores de 20 m. de altura y 98 kg/m^2 para edificios mayores. Para tanques y anuncios, debido a que tienen mayores probabilidades de exposición al viento que los edificios ordinarios, especifica 146 kg/m^2 , pero, permite una reducción del 40% para tanques circulares. Las cargas de viento sobre estructuras abiertas deben calcularse tomando 1.5 veces el área de éstas.

Por otra parte, la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) recomienda una carga de viento de 98 kg/m^2 para edificios de hasta 90 m. de altura; para las partes que sobrepasen ese límite deberán aumentarse 12 kg/m^2 por cada 30 m. de incremento de altura.

En los edificios de pocos pisos, los empujes laterales debidos al viento no suelen ser muy importantes y, si la estructura posee una mínima rigidez y resistencia ante cargas laterales, los efectos de viento no llegan a regir el diseño, excepto, en zonas donde las velocidades de viento de diseño sean muy altas. En edificios altos, los empujes de viento se hacen considerables y las fuerzas internas por este efecto rigen el dimensionamiento de los elementos de la estructura principal, a menos que resulten todavía más críticos los efectos de sismo.

2.2.2 Sismo

Muchas áreas del mundo están en territorio sísmico y en esas áreas es necesario considerar fuerzas sísmicas en el diseño de los edificios, ya sean estos altos o bajos. Un sismo ocasiona aceleraciones en la superficie del terreno. Estas aceleraciones pueden descomponerse en sus componentes horizontales y verticales. Normalmente la componente vertical es insignificante, pero, la horizontal puede ser de magnitud considerable.

Como se mencionó, anteriormente, para el diseño estructural de un edificio, es necesario conocer ciertos aspectos de la medida de los sismos. Un buen diseñador necesita ser capaz de estimar las características de los probables sacudimientos del suelo de un terremoto futuro y de relacionarlas con un evento histórico conocido, para que por analogía, se puedan estimar las fuerzas y los daños. Comúnmente, se usan dos sistemas de medición de temblores, por varias razones, ninguno es realmente satisfactorio desde el punto de vista de diseño estructural de edificios.

La primera de estas dos medidas es la magnitud del temblor. A menudo se expresa como una magnitud de Richter basada en la escala establecida por el profesor Charles Richter del Instituto de Tecnología de California en 1,935. Richter eligió el término magnitud por analogía con el empleo

correspondiente para fines astronómicos de una escala absoluta de brillantez de las estrellas, independientemente de la localización de la estación registradora. La escala Richter está basada en la amplitud máxima de ciertas ondas sísmicas registradas sobre un sismograma standard a una distancia de 100 Km. del epicentro del temblor. Nótese que la escala nada dice acerca de la duración o la frecuencia que puede tener gran importancia en las causas del daño.

La escala Richter no tiene un máximo fijo, pero, el dato más alto registrado hasta hoy está cerca de 9. Un sismo de magnitud 2 de la escala es el más pequeño que normalmente sienten los seres humanos; un sismo con magnitud de 7 o más por lo común, se considera importante. Mientras que la escala de Richter cumple con el propósito de posibilitar una comparación objetiva entre dos distintos temblores, expresa muy poco acerca de los efectos locales. También, puede ser una medida inadecuada del tamaño de grandes terremotos en términos de la extensión del área geográfica afectada.

Para obtener información directamente relacionada con el sacudimiento local y el daño de edificios, se usan varias escalas de intensidad en los Estados Unidos, la escala más común es la de Mercalli Modificada (MM), originalmente, propuesta en Europa en 1,902 y modificada en 1,931 por Wood y Newman para satisfacer las condiciones constructivas que prevalecían en California y EEUU. La escala MM está basada en la observación subjetiva de los efectos de los sismos sobre los edificios, el suelo y las personas. Debido a que estos efectos serán diferentes, según sea la distancia al epicentro, la naturaleza del suelo y otras variables, un sismo tendrá muchos valores de MM.

Por todo lo anteriormente dicho, en los actuales sistemas de medición se encuentra una paradoja. La magnitud basada en instrumentación objetiva y en las matemáticas, no aporta la información local sobre el sacudimiento del suelo que es de gran interés para los diseñadores estructurales. La escala MM, aunque se orienta directamente a los efectos en los edificios, se apoya en una metodología de comparaciones subjetivas; sus fuentes de información consisten en observaciones. Además de la subjetividad de esta escala, otro problema constituye su antigüedad en el listado de materiales de construcción que se enfatiza en la mampostería y no se refiere a muchos métodos modernos de construcción, como las fachadas de vidrio y estructuras de concreto prefabricado.

La práctica usual es diseñar los edificios por cargas laterales adicionales (que representan las estimaciones de las fuerzas sísmicas) que son iguales a cierto porcentaje (5% a 10%) del peso del edificio y su contenido. La investigación acerca de los sismos ha cambiado en forma radical los requisitos de los códigos y ha ayudado a plantear algunos métodos simplificados para propósitos de diseño. La mayor parte de los códigos están basados en el código sísmico desarrollado por la Structural Engineers Association of California (SEAOC) titulada Recommended Lateral Force Requirements and Commentary.

Toda estructura puede ser diseñada o construida para resistir cargas producidas por fuerzas sísmicas laterales. Estas fuerzas pueden ser calculadas como el efecto de una fuerza aplicada, horizontalmente, a cada nivel superior a la base. La fuerza puede ser asumida como procedente de cualquier dirección horizontal. El código sísmico publicado por la SEAOC en el documento mencionado en el párrafo anterior, proporciona una fórmula para estimar la fuerza constante V (llamada Corte Basal) en la base de una construcción debido a las fuerzas sísmicas.

$$V = ZIKCSW$$

donde Z = coeficiente de riesgo sísmico.
 I = coeficiente que depende de la importancia de la estructura.
 K = coeficiente que depende del tipo de estructura.
 C = coeficiente ligado al período de vibración de la estructura.
 S = coeficiente que depende del suelo de cimentación.
 W = peso propio de la estructura.

Para estructuras de un nivel, la combinación de factores $ZIKCS$ va a tener el valor de 0.1, por lo que el valor para el Corte Basal V será:

$$V = 0.1 W$$

donde W = peso propio de la estructura.

A continuación, se presenta una explicación un poco más profunda acerca de la determinación de los factores usados en el diseño sísmico basado en la fórmula del Corte Basal expuesta anteriormente.

El valor de Z , como se dijo anteriormente, depende de la zona sísmica en donde se localice la estructura. Después del terremoto del 4 de febrero de 1976, la República de Guatemala fue dividida en zonas según el riesgo sísmico que se presenta en cada una de ellas. En la tabla 2.5 se puede observar esta división.

REGION	ZONA
Parte alta de Petén	2
Izabal y parte baja de Petén	3
Zona central de la República	4.1
Costa del Pacífico	4.2

Tabla 2.5 DIVISION EN ZONAS SISMICAS DE LA REPUBLICA DE GUATEMALA

A cada una de estas zonas corresponde un riesgo sísmico y, por lo tanto, un coeficiente de riesgo sísmico (Z); éste se puede encontrar según la zona en la tabla 2.6.

ZONA	RIESGO SISMICO	Z
0	Ausencia de daños.	0
1	<u>Daño menor</u> : sismos lejanos que pueden causar daños a la estructura, con períodos de vibración de 1.0 seg. a los que corresponden intensidades de V y VI MM.	0.25
2	<u>Daño moderado</u> : corresponde a intensidades de VII MM.	0.50
3 y 4	<u>Daño mayor</u> : correspondiente a intensidades de VIII MM.	1.00

Tabla 2.6 COEFICIENTES DE RIESGO SISMICO

Nótese que al hablar de daño a las estructuras, no se indica qué tipo de estructura (concreto, madera, acero, mampostería, etc.) lo cual hace muy ambigua la selección del factor Z.

El valor que se le asigna a I debe ser mayor que 1 y menor que 1.5, como se dijo, el valor de este coeficiente depende de la importancia del edificio y de sus características, en la tabla 2.7 se dan algunos de estos valores.

TIPO DE ESTRUCTURA	I
Estructuras fundamentales (policía, servicios de socorro, otros).	1.50
Estructuras de instituciones educativas.	1.25 - 1.30
Estructuras para usos multi-familiares.	1.10
Estructuras para edificios unifamiliares.	1.00
Tanque elevado.	1.00

Tabla 2.7 FACTOR DE IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA

El factor K refleja la ductilidad de la estructura. La ductilidad es la capacidad de deformación de la estructura sin que ocurra la falla. Tales deformaciones sirven para disipar energía y para reducir la respuesta de la estructura. Mientras más alta sea la ductilidad, más bajo será el factor K.

Un objetivo primordial de un diseño sísmico es garantizar alguna medida de ductilidad y evitar las fallas frágiles que son instantáneamente catastróficas, no dan aviso de la inminencia de la falla. Las estructuras de acero tienden a ser más dúctiles, mientras que las estructuras

convencionales de concreto reforzado, por lo general, no son dúctiles y no funcionan bien en zonas telúricas. Sin embargo, investigaciones recientes han producido nuevos métodos para la construcción de conexiones dúctiles entre viga y columna, haciendo más competitivas a las estructuras de concreto en las zonas telúricas. En la tabla 2.8 se dan algunos valores del factor K para edificios y otras estructuras.

TIPO DE ESTRUCTURA	K
Edificios con sistemas de marcos, distintos de los listados abajo	1.00
Estructuras con sistema de caja (box sistem: todas las paredes trabajan como muros de corte). Excepción: se debe usar K = 1 en edificios con una relación no mayor de 3 entre la altura y el ancho de pared.	1.33
Estructuras con marcos dúctiles y muros de corte.	0.80
Estructuras con marcos dúctiles y/o rígidos.	0.67
Tanques elevados.	2.50
Otras estructuras (no edificios)	2.00

Tabla 2.8 FACTOR "K" PARA EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

El factor C depende del período natural fundamental de la estructura T y está dado por:

$$C = 1 / 15\sqrt{T}$$

el valor de C debe ser menor que 0.12, si este valor da más que 0.12 se debe usar 0.12.

El período natural fundamental de una estructura es el tiempo necesario para que una estructura vibre durante un ciclo completo de respuesta cuando se libera desde una posición correspondiente al modo fundamental. Los períodos obtenidos dependen de la rigidez de los elementos estructurales y de la masa de la estructura. Para simplificar el proceso, en muchas instancias es posible estimar el período fundamental a partir de las siguientes expresiones, según las dimensionales con las que se esté trabajando:

donde H = altura del edificio.

B = base del edificio, a rostros exteriores, en dirección del análisis.

Sistema inglés

$$T = 0.05H / \sqrt{B}$$

donde B y H = pies

Sistema internacional

$$T = 0.0906H / \sqrt{B}$$

donde B y H = metros

El valor del coeficiente S depende del tipo de suelo donde se cimienta la estructura, generalmente, los valores de S se encuentran dentro de los valores: no menor que 1.00 ni mayor que 1.50. Si no se conoce el valor de S, se debe usar el mayor valor permitido, es decir, 1.50.

El valor del producto de CS debe ser menor que 0.14, si el producto de ambos coeficientes excede este valor, se debe tomar 0.14 (en la fórmula de V) el valor conjunto de CS.

En el término W se incluyen todas las cargas muertas de la estructura y un porcentaje de 25% de las cargas vivas por nivel. Expresado de la siguiente manera:

$$W = \sum CM + 0.25 \sum CV$$

expresado de otra manera:

$$W = \sum Wi$$

por lo que:

$$Wi = (W_{\text{losas}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{columnas}}) + 0.25 * CV * A$$

donde Wi = peso propio de cada nivel.

CM = carga muerta de la estructura.

CV = carga viva del nivel.

A = área de la planta en cada nivel.

Para determinar el peso de la columna de un nivel, se debe tomar el peso de 1/2 columna de abajo y de arriba; se recomienda consultar el capítulo 4 de la presente tesis al momento de realizar esta integración de cargas.

El efecto de la aceleración horizontal crece con la distancia encima del terreno debido al efecto vibratorio del sismo, por lo que las cargas de diseño se deben incrementar, proporcionalmente, como se verá en los capítulos siguientes.

2.2.3 Hidrostáticas y presión de tierra

La solución completa de cualquier problema de diseño estructural involucraría la predicción de presiones y deformaciones laterales, considerando las condiciones iniciales del esfuerzo en el suelo y las condiciones de borde que describen la interacción suelo a estructura. Tal solución sería extremadamente compleja y en la práctica se recurre a métodos simplificados.

Si la forma de la estructura no cambia como resultado del empuje lateral y la estructura sólo experimenta rotación o traslación en un todo, se dice que es rígida y el problema puede ser resuelto considerando la deformación en un modo muy general.

Sin embargo, si la estructura sufre distorsión como consecuencia del empuje ocasionado por el suelo, las deformaciones estructurales influyen en la magnitud y distribución del empuje. A estructuras de este tipo se les denomina flexibles y, para su diseño, se utilizan métodos semiempíricos.

La presión de un líquido actúa en todas direcciones y, por ello, ejerce una fuerza en todas las superficies sumergidas en él, de acuerdo con la fórmula:

$$P = \gamma h$$

donde γ = peso volumétrico del líquido.
h = profundidad.

La presión lateral exterior sobre una estructura sumergida es, en consecuencia, una carga distribuida con una variación lineal respecto de la dirección vertical.

Los cimientos, los muros de contención, los estribos de los puentes, las alcantarillas, los túneles y las construcciones subterráneas son unos cuantos ejemplos de estructuras que deben resistir la presión del terreno.

Los verdaderos problemas de empuje de tierras son algo más que las cargas producidas por el suelo contra un muro de sótano. El empuje de tierra no solamente depende del tipo de suelo, sino que, también, es función del material de la estructura de retención de las cargas aplicadas sobre el relleno del muro de retención, de las condiciones del agua subterránea y de la magnitud de la flecha que, inevitablemente, se produce en la estructura de retención.

Un elemento de suelo a una profundidad H se puede deformar, verticalmente, por efecto de la carga, pero, no se puede expandir lateralmente porque está confinado por el mismo suelo, bajo las mismas condiciones de carga.

Esto es equivalente al suelo colocado contra un muro inmóvil y sin fricción. A una condición igual a la descrita se le podría llamar: empuje de suelos en reposo. Este empuje se representa por:

$$P_o = K_o \gamma H$$

donde P_o = empuje de tierra en reposo (kg/m).
 K_o = coeficiente del empuje de tierras en reposo.
 γ = peso unitario del suelo (kg/m³).
H = profundidad del punto analizado (m).

Si el muro que se describe anteriormente se desplaza, como se muestra en la figura 2.2, se tendría el caso del empuje de tierra activo.

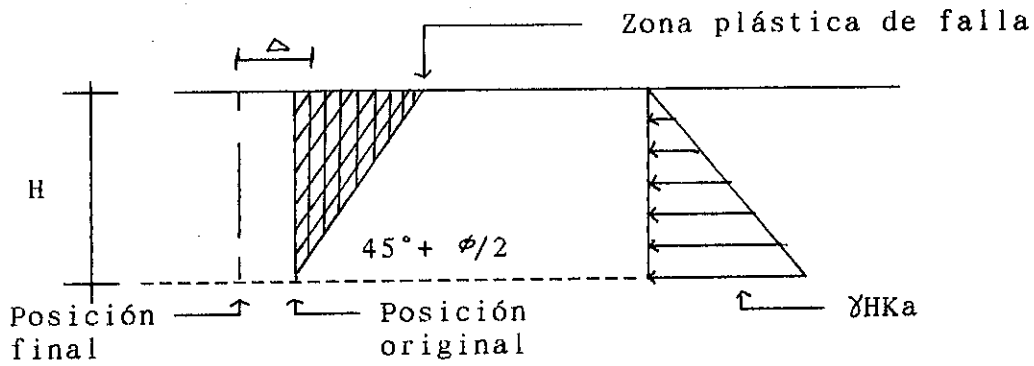


Figura 2.2 EMPUJE DE TIERRA ACTIVO

En este caso, como es evidente, las partículas de suelo han sufrido una expansión. Un análisis podría indicar que la superficie de falla es, aproximadamente, un plano que forma un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con el plano horizontal como se muestra.

Para este caso, el empuje a una profundidad H se representa por:

$$P_a = K_a \gamma H$$

donde P_a = empuje activo de tierras.

K_a = coeficiente del empuje activo de tierras.

Si la pared se mueve, como se muestra en la figura 2.3, se tiene el caso pasivo de empuje de tierra.

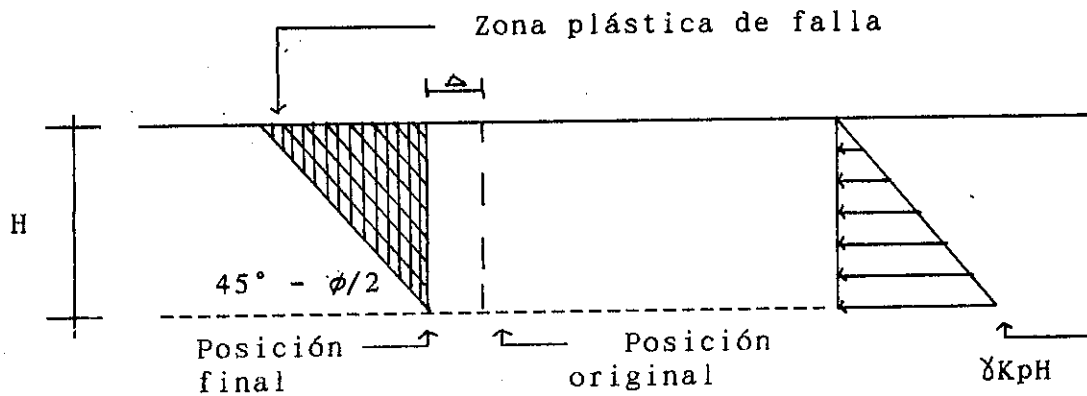


Figura 2.3 EMPUJE DE TIERRA PASIVO

En este caso, las partículas de suelo han sufrido una compresión. Un análisis podría indicar que la superficie de falla es, aproximadamente, un plano $45^\circ - \phi/2$ con el plano horizontal.

En este caso, el empuje a una profundidad H se representa por:

$$P_p = K_p \gamma H$$

donde P_p = empuje pasivo de tierras.

K_p = coeficiente de empuje pasivo de tierras.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 Biblioteca Central

La presión lateral se reduce de 40% a 80%, dependiendo del tipo de terreno. La arena muestra la mínima cohesión y fricción y tipifica un decremento del 40%, mientras que un suelo altamente compacto debe mostrar poca presión lateral, es decir, una reducción del 80%.

Cuando la estructura está debajo del nivel del agua freática, debe considerarse el efecto combinado de la presión del suelo y la presión del agua debajo del nivel del agua freática.

Existen varias teorías que tratan de la determinación de los empujes del suelo, tanto en el caso activo como el pasivo. Entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

1. Teoría de Rankine;
2. Teoría de Coulomb;
3. Método de la espiral logarítmica;
4. Otros métodos.

Debido a que el tema principal de esta tesis no es la Teoría del empuje de tierras, solamente se dan los principios básicos de ésta. Por lo que se recomienda consultar alguna de las teorías mencionadas anteriormente para profundizar en dicho tema.

Capítulo 3

INTEGRACION DE CARGAS GRAVITACIONALES

3.1 AREAS TRIBUTARIAS

El área tributaria es el área de influencia de carga de un elemento estructural y debería incluir toda porción de la construcción en la cual, si se aplica una carga, se afecta la fuerza interna en la sección que se está considerando. En estructuras continuas como son la casi totalidad de las que se construyen actualmente, las fuerzas internas en una sección son afectadas por las cargas aplicadas en cualquier punto de la estructura.

Por lo que, se entiende por área tributaria de un elemento de una estructura sujeta a carga uniformemente distribuida, aquella área que, multiplicada por la carga uniforme, define la carga total que se debe considerar actuando sobre el elemento y que produce efectos iguales a los de la distribución real de cargas sobre la estructura.

El concepto proviene del análisis de estructuras en las que no hay continuidad en los apoyos, a través de los cuales sólo se transmite fuerza cortante; en este caso la reacción en cada apoyo es la suma de las cargas aplicadas desde el apoyo hasta el centro del claro o más, propiamente, hasta el punto donde la fuerza cortante es nula. En estructuras continuas, el concepto de área tributaria no tiene un significado preciso, sin embargo, sigue siendo muy útil y suficientemente aproximado para los análisis usuales que se realizan, considerando, por separado, diferentes porciones de la estructura. El área tributaria debe calcularse, también, para fines de obtener la carga total sobre un elemento estructural.

En muchos casos, las cargas determinadas con el criterio de las áreas tributarias no tienen una distribución uniforme sobre el elemento que las recibe. Hay que considerar, sin embargo, que el criterio de áreas tributarias no es más que un artificio y que, en realidad, la carga tendrá una distribución mucho más uniforme que la que se deduce del área tributaria, ya que tenderá a ser mayor en las zonas donde las deflexiones de las vigas son menores o, sea, cerca de sus extremos y menor en el centro. Por ello, es aceptable, en general, considerar que la carga total aplicada en el área tributaria está repartida, uniformemente, sobre el elemento portante, aunque algunos reglamentos proponen expresiones para el cálculo de cortantes y momentos que consideran que la distribución de la carga no es uniforme.

Debido a que la diferencia de carga entre un área grande y una pequeña es poca, en relación con el incremento del área tributaria, es admisible en general emplear un solo valor de carga viva para el diseño de los elementos principales de la estructura, seleccionando el valor que corresponda al área de un elemento estructural

representativo. Será conveniente hacer alguna corrección a la carga resultante para elementos con área, excepcionalmente grande, como las columnas de pisos inferiores en un edificio alto. Para otros elementos con área tributaria muy pequeña, como vigas secundarias y pequeñas losas, es necesario hacer un diseño local con la carga viva que corresponde a su área tributaria.

Existen algunas reglas sencillas para determinar el área tributaria y están basadas en la localización de las líneas en que la fuerza cortante sería nula si sólo hubiera transmisión de momentos en una dirección; a continuación se ampliará al respecto.

3.1.3 En un sentido

En elementos que trabajan en una dirección, el área tributaria está limitada por los centros de claros entre elementos. Las áreas tributarias en un sentido son de forma rectangular. En las figuras 3.1, 3.2 y 3.3 se muestra un sistema de piso con vigas principales, vigas secundarias y losa en un sentido.

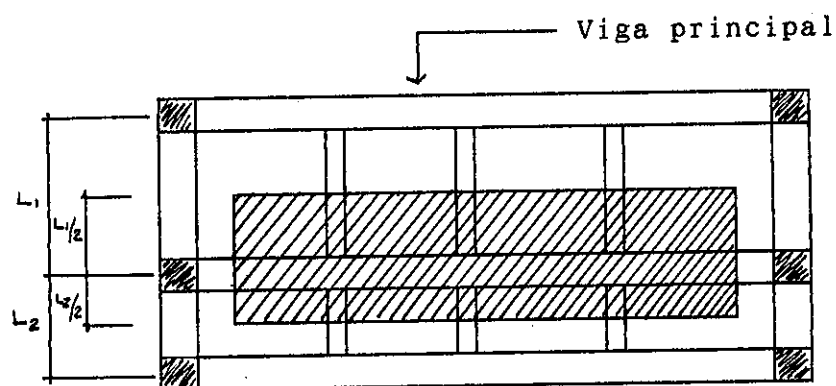


Figura 3.1 AREA TRIBUTARIA EN VIGA PRINCIPAL

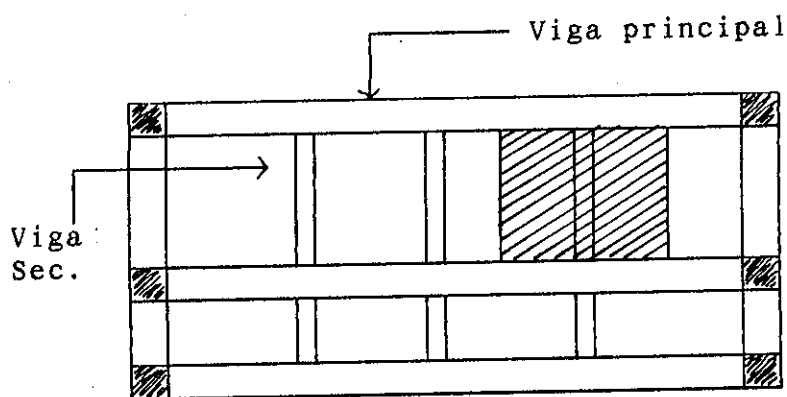


Figura 3.2 AREA TRIBUTARIA EN VIGA SECUNDARIA

Para las áreas tributarias de las losas, se toma toda el área rectangular de éstas como área tributaria, aunque, generalmente, lo que se usa son franjas unitarias (1 m. de ancho), que vienen a simplificar los cálculos.

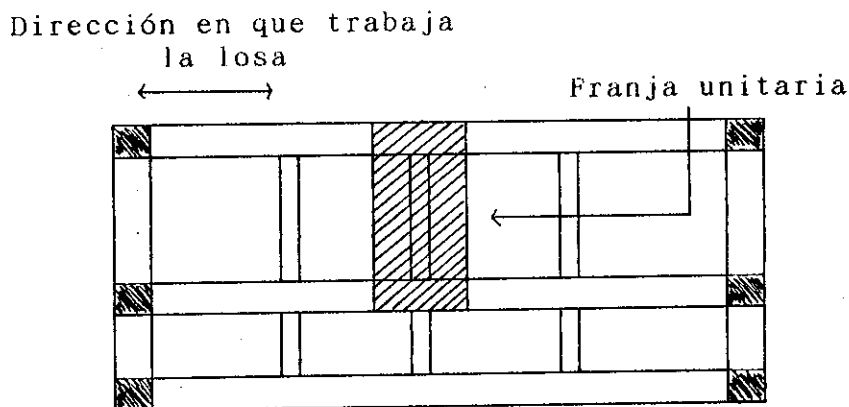


Figura 3.3 AREA TRIBUTARIA EN LOSA EN UN SENTIDO

3.1.2 En dos sentidos

El área tributaria de dos elementos portantes se separa por las bisectrices de los ángulos que éstos forman. Es decir, que las áreas tributarias en elementos (vigas) que trabajan en dos sentidos tendrán forma trapezoidal en dirección al lado más largo del elemento analizado y forma triangular en el sentido corto de dicho elemento. Cuando las losas son simétricas, las áreas tributarias de las vigas serán triángulos.

En las losas en dos sentidos, las áreas tributarias tendrán la misma forma rectangular que se vio en las losas en un sentido, como consecuencia, también se podrá trabajar por medio de áreas tributarias con este tipo de losas.

En la figura 3.4 se ilustra lo expuesto anteriormente en un sistema de piso con losa en dos direcciones y vigas principales.

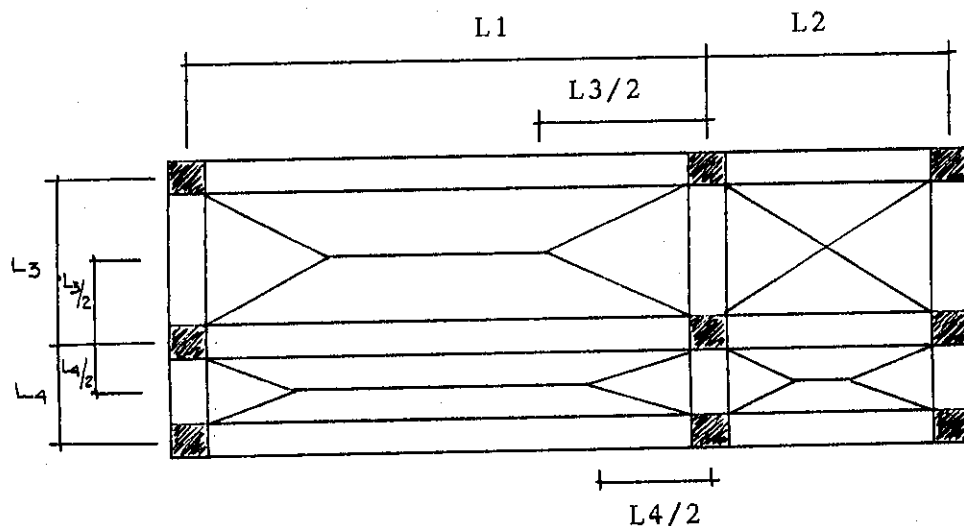


Figura 3.4 AREAS TRIBUTARIAS EN DOS SENTIDOS PARA VIGAS

Se hace notar que el área tributaria en columnas está limitada por las líneas medias de los tableros adyacentes, sin tener en consideración que se trate de losas en un

sentido o en dos sentidos. En la figura 3.5 se ilustra el área tributaria de una columna central.

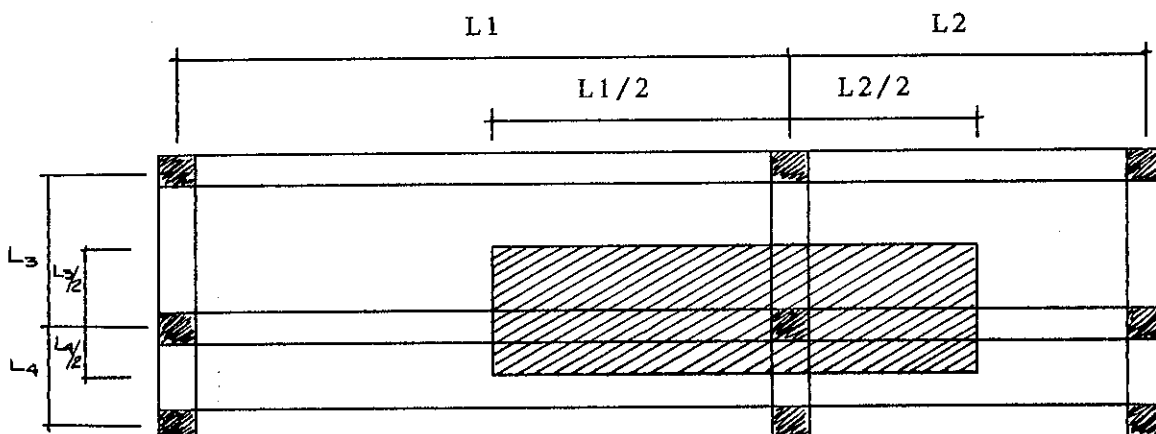


Figura 3.5 AREA TRIBUTARIA PARA COLUMNAS

3.2 CARGAS GRAVITACIONALES EN TECHOS INCLINADOS

De las formas de techos o cubiertas inclinadas más generales, las fundamentales son las del tejado a dos aguas y las de cubierta con faldones a cuatro aguas que son las más corrientes, aunque la cubierta a dos aguas, por la sencillez de su construcción, es la más difundida.

Las diferentes pendientes o inclinaciones de los techos dependen de los materiales usados para techar, de las circunstancias del clima y de la finalidad a la que se destina el local cubierto. Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

1. cubiertas con poca pendiente: se designan con tal denominación a aquellas cubiertas cuya pendiente no pasa de 5%;
2. cubiertas de pendiente media: en esta categoría se clasifican las que pasando de 5% no llegan a 40%;
3. cubiertas de pendiente fuerte: son las de más de 40% de inclinación.

Se deben tomar en consideración los siguientes aspectos para determinar la pendiente adecuada del techo:

1. inclinación mínima recomendada por el fabricante del material de cubierta;
2. las armaduras de poca altura son menos económicas.

Generalmente, los techos inclinados están compuestos por costaneras, tendales, vigas, materiales de cubierta, etc. y es, frecuentemente, usado para casas, restaurantes y otros lugares a los que se les quiere dar un tono o aspecto colonial.

En cuanto a economía, se puede decir que salen más baratos que otro tipo de techos y, además es agradable al ojo humano, por lo que, actualmente, se está empleando mucho.

Las costaneras son miembros estructurales que trabajan a corte y flexión, y, son las que soportan el peso de la cubierta y la carga viva. La separación entre costaneras depende del tipo de cubierta a usar. En la tabla 3.1 se dan valores de separación entre costaneras para algunos tipos de cubiertas.

TIPO DE CUBIERTA	S _{max.}
Lámina galvanizada	4'
Lámina troquelada	5'
Perfil 10	4'
Modulita	12'

Tabla 3.1 SEPARACION ENTRE COSTANERAS

La costanera se debe colocar con la espalda hacia abajo por las siguientes razones:

1. más fácil fijación;
2. mayor soporte de carga.

Cada costanera tiene un área tributaria de carga que va a ser d , es decir, la mitad de la separación entre costaneras a cada lado de la costanera que se está analizando. En la figura 3.6 se ilustra lo anterior.

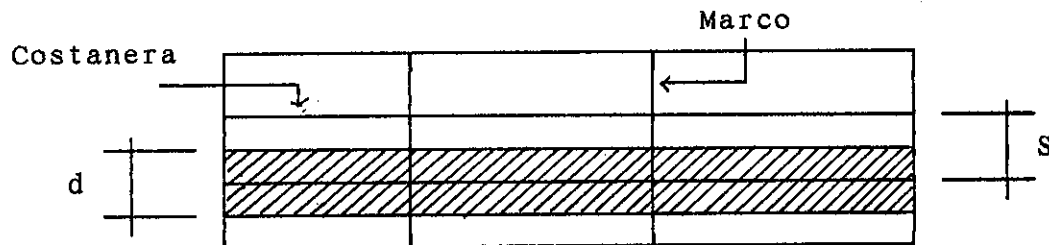


Figura 3.6 AREA TRIBUTARIA PARA COSTANERAS

En la integración de carga de las costaneras (W_c) se debe tomar en cuenta el peso de la lámina (W_l , que debido a la inclinación del techo es la proyección horizontal de éste), el peso propio de la costanera (W_{pp}), la carga viva (W_v), el peso del cielo falso (W_{cf}) y, en algunos casos, cuando la estructura es muy alta, se debe tomar en cuenta la carga de viento (W_{viento}). Esto es:

$$W_c = (W_l + W_v + W_{cf})A_t + W_{pp} (+ W_{viento})$$

donde A_t = área tributaria de la costanera

En la tabla 3.2 presentada a continuación, se dan los pesos de algunos materiales usuales de cielos falsos y láminas.

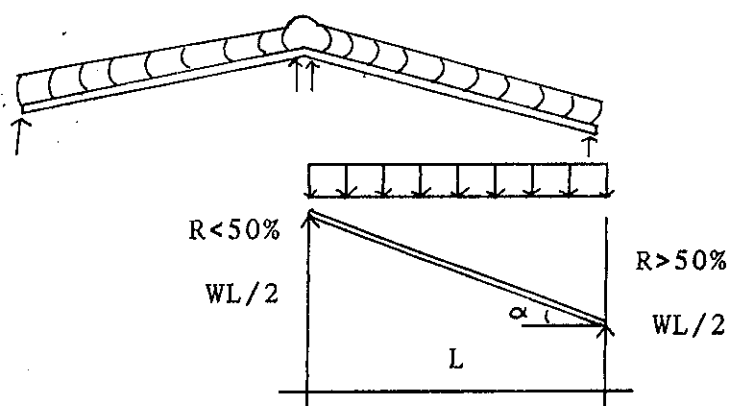
TIPO DE MATERIAL	PESO (lb/pie ²)
Lámina:	
Galvanizada	1
Troquelada (24)	1
Fibrocemento	3
Cielo Falso:	
Fibrocemento	3
Fibra mineral o duroport	1

Tabla 3.2 PESOS DE MATERIALES PARA CUBIERTA Y CIELO FALSO

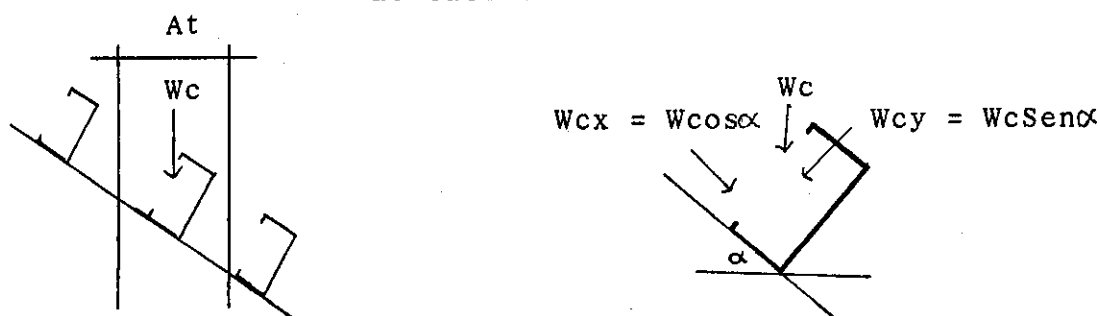
El valor de la carga viva, comunmente usada, está entre 8 y 12 lb/pie², este valor está dado para posible acumulación de hojas, peso de personas que se suban para limpiar, pintar o reparar el techo y otros factores de este tipo.

El peso propio de la costanera es dato del perfil que se esté usando, lo dá el fabricante, sus dimensionales son lb/pie².

Debido a la inclinación del techo, el peso de la costanera se debe descomponer en las respectivas proyecciones horizontales y verticales, en la figura 3.7 se ilustra la manera de analizarlo.



a. Cálculo de reacciones



b. Proyección horizontal y vertical carga de la costanera

Figura 3.7 CARGAS EN COSTANERAS

3.3 CARGAS GRAVITACIONALES EN GRADAS

Se consideran tres tipos de transportación vertical:

1. escaleras;
2. rampas para peatones;
3. rampas para vehículos.

En la figura 3.8 se muestran los componentes principales de un sistema de escaleras.

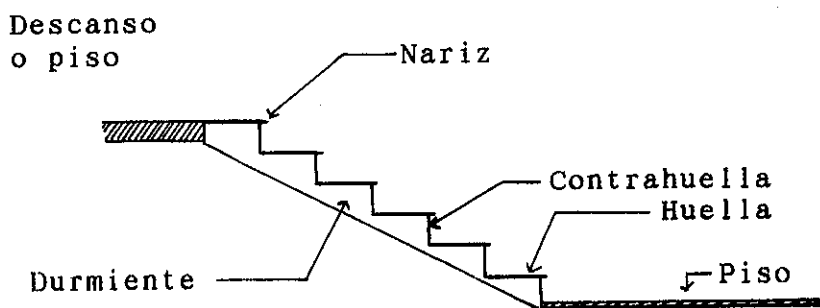


Figura 3.8 PARTES DE UNA ESCALERA

Las condiciones fundamentales para escaleras son:

1. anchura uniforme
2. huellas y contrahuellas uniformes.

Al diseñar escaleras, es necesario tomar en cuenta los siguientes requisitos: es indispensable dejar suficiente espacio libre de franqueo, no sólo para evitar que las personas altas se lastimen la cabeza, sino, también, para conferir una sensación de amplitud. La distancia vertical mínima es de 2.10 m. (7pies).

Se ha determinado que las escaleras más cómodas son las que tienen pendientes con ángulos entre 30° y 40° . A veces se desea que las escaleras exteriores o con propósitos decorativos tengan pendientes menores, pero, cuando se llega a un ángulo de 20° o menos, es preferible usar una rampa.

El ancho de una escalera depende de su finalidad y del número de personas que circulará por ellas en las horas de mayor tránsito o en situaciones de emergencia. Algunos anchos usuales, según el tipo de uso que se les va a dar, se dan en la tabla 3.3.

OCUPACION O USO	ANCHO (cm.)
Viviendas privadas.	50
Apartamentos unifamiliares y edificios industriales.	90
Hoteles, apartamentos multifamiliares y otros tipos de ocupación.	120

Tabla 3.3 ANCHOS DE ESCALERAS, SEGUN EL USO

Las contrahuellas y huellas de cada escalón guardan proporciones para que sean cómodos, aunque en ocasiones, es la limitación de espacio o el deseo de un efecto monumental el factor determinante.

Las huellas deben medir de 28 a 36 cm. de ancho, excluyendo la nariz; las huellas de menos de 28 cm. deben tener una nariz de 2.5 cm.. La altura más cómoda de las contrahuellas es de 18 a 19 cm.. No deben usarse contrahuellas menores de 10 cm. ni mayores de 20 cm.. Cuanto más pronunciada es la pendiente de las escaleras, mayor debe ser la razón entre contrahuella y huella. Cuando se proyectan escaleras es necesario considerar que siempre hay una contrahuella extra, respecto del número de huellas en cada tramo.

Para la integración de cargas es necesario considerar la carga muerta de las escaleras que incluye: el peso propio del elemento, recubrimientos, baranadas, pasamanos, piso, etc.. Además, hay que incluir las cargas vivas que actúan sobre las escaleras. En la tabla 3.4 se dan algunas cargas que han sido tomadas de reglamentos de diseño, en todas se incluye el efecto del impacto.

USO	CARGA VIVA (kg/m ²)
Escaleras en general y rampas de peatones.	490
Escaleras de viviendas y edificios multifamiliares.	360

Tabla 3.4 CARGAS VIVAS PARA ESCALERAS

Según el método de apoyo que se utilice, las escaleras de concreto pueden diseñarse como vigas y losas en voladizo o inclinadas.

Es posible colocar toda la escalera en su sitio en forma monolítica o, bien, colocar, primero, la losa o viga en T, para formar luego los escalones. De cualquier manera, es indispensable que se observen las recomendaciones y requisitos de construcción contenidas en los códigos.

Capítulo 4

DISTRIBUCION DE CARGAS

4.1 DISTRIBUCION DE CARGAS GRAVITACIONALES

Aún cuando existen en códigos y normas muchas guías para la correcta distribución de las cargas gravitacionales, son el juicio y la experiencia los que desempeñan una función significativa para definir la forma de la distribución de cargas en los elementos de una estructura.

Generalmente, las cargas son modeladas como cargas puntuales concentradas, cargas lineales o cargas superficiales.

Una carga puntual es la que representa la acción de un componente estructural al entrar en contacto con otro miembro de la estructura. Esto se ve, claramente ejemplificado, cuando una viga es soportada por una columna, la carga que la viga transmite a la columna será en forma de carga puntual en el eje de la misma. Otro ejemplo se puede tener en la carga transmitida por una escalera a una viga de apoyo, en la que al igual que el ejemplo anterior la carga total de la escalera es transmitida en forma de carga puntual (lb, kg).

Las cargas lineales son cargas expresadas en fuerza por unidad de longitud. Un ejemplo de estas cargas se puede observar en el peso transmitido por una pared divisoria sobre un trabe de apoyo. También se puede ejemplificar con el peso prorrateado de un sistema de piso que actúa sobre una viga de apoyo. Generalmente, la carga de una losa en un sentido se da como una carga lineal (lb/pie, kg/m.).

Las cargas, superficialmente distribuidas, son las que se dan en términos de fuerza por unidad de área y se suelen transformar a cargas lineales para el análisis de las estructuras. Un ejemplo de este tipo de carga se observa en la integración de cargas de losas en dos sentidos. La carga viva se da como una carga superficialmente distribuida (lb/pie², kg/m²).

4.2 DISTRIBUCION CARGAS LATERALES DE SISMO SEAO

Como se mencionó en un capítulo anterior, el efecto de la aceleración horizontal crece con la distancia por encima del terreno, debido al efecto vibratorio del sismo, por lo que las cargas de diseño deben incrementarse, proporcionalmente. Es claro que: en torres, tanques de agua y penthouses en las azoteas de edificios, ocupan posiciones precarias durante un sismo.

La figura 4.1 muestra un edificio (sin escala) con la distribución de las cargas de sismo y la forma en las que éstas actúan.

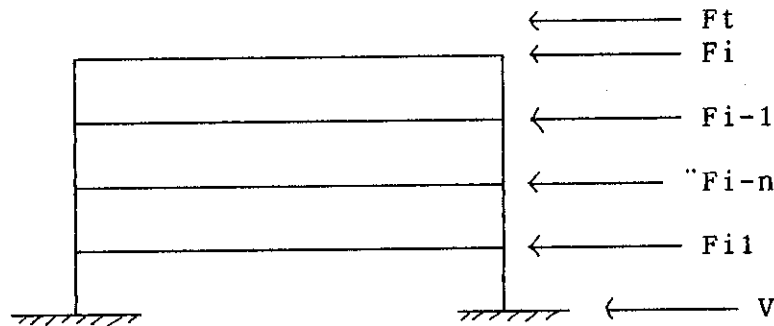


Figura 4.1 FUERZAS POR NIVEL

4.2.1 Fuerzas por nivel

Si la estructura es de un nivel, la magnitud de la fuerza por nivel será igual a la fuerza total lateral V.

La fuerza total lateral V puede ser distribuida en toda la altura de la estructura de acuerdo a la fórmula dada en la sección I(E) del código SEAOC:

$$V = Ft + \sum Fi$$

donde V = corte basal.
 Ft = fuerza en la cuspide.
 Fi = fuerza por nivel.

La fuerza concentrada en la cuspide, se determina como se verá a continuación y debe cumplir con las siguientes condiciones dadas en la sección I(E) del código SEAOC:

1. Si $T < 0.25$ segundos:
 $Ft = 0$
2. Si $T \geq 0.25$ segundos:
 $Ft = 0.07 TV$

donde T = período fundamental de la estructura.
 (Las expresiones con las que se determina se pueden ver en el capítulo 2).

Por lo tanto, el valor de la fuerza, es decir, del corte basal V, puede ser distribuida en los niveles de la estructura, según la fórmula dada en la sección I(E) del código SEAOC:

$$Fi = \frac{(V - Ft) WiHi}{\sum WiHi}$$

donde Wi = peso de cada nivel i.
 Hi = altura de cada nivel i.

A continuación, se dan algunas guías para determinar correctamente los pesos y las alturas de cada nivel, que se usarán en la fórmula anterior.

El peso por nivel incluye el peso de la losa, el de las vigas y el de las columnas. Para la determinación del peso de las columnas hay que tomar en cuenta lo siguiente:

1. el peso de la columna del primer nivel debe tomarse desde la cimentación hasta la mitad de las columnas del segundo nivel;
2. el peso de las columnas intermedias se debe tomar de la mitad de la columna del nivel inferior a la mitad de la columna del nivel superior.

En la figura 4.2 se ilustra lo anteriormente expuesto.

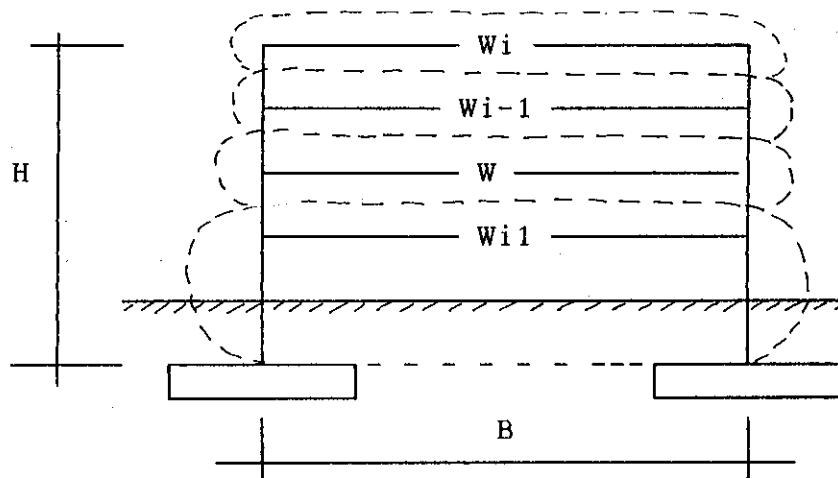


Figura 4.2 PESOS POR NIVEL

Se debe tener cuidado al seleccionar las alturas a usar en la fórmula anterior, las alturas se toman a centroide o a ejes de vigas, no a rostros. En la figura 4.3 se ilustra esto.

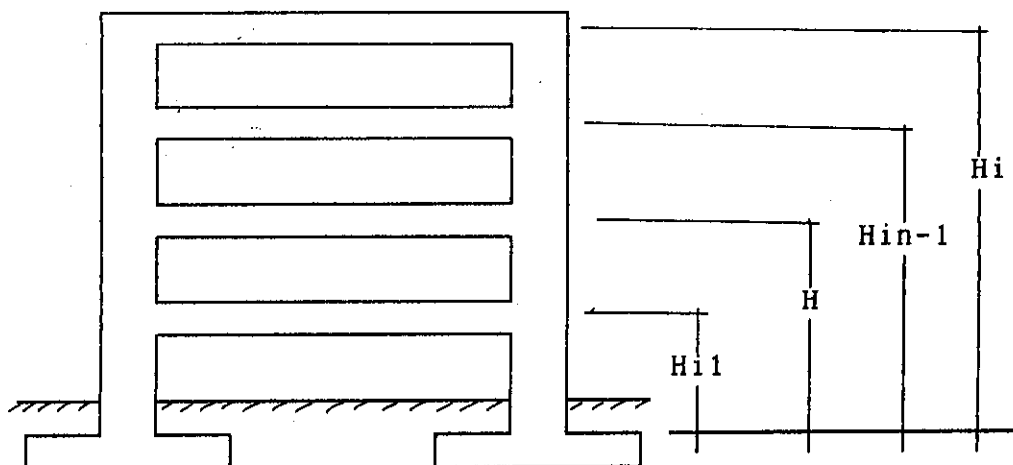


Figura 4.3 ALTURAS POR NIVEL

La fuerza por nivel actúa en el centro de masa del nivel al que pertenece.

Las fuerzas por marco (F_m) en las estructuras, se calcularán dividiendo la fuerza por piso (F_i) entre el número de marcos paralelos a F_i , si los marcos espaciados están simétricamente colocados. Si los marcos están espaciados asimétricamente, se tendrá que dividir la fuerza de piso F_i proporcional a las rigideces de los marcos. En el siguiente capítulo se amplía este tema.

Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema resistente a fuerzas laterales, de manera congruente con la distribución de los cortantes de entrepiso.

5.1.1 Condiciones de apoyo

Según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo y, por lo tanto, la ecuación de rigidez que se debe usar.

1. Voladizo: se refiere a edificios de un nivel o a los últimos niveles de edificios multiniveles. Para muros o columnas en voladizo, la fórmula de rigidez K , obtenida de las copias del curso de Diseño Estructural, a usar será:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1.2 Ph}{AG}}$$

- donde
- P = carga asumida, generalmente, 10,000 kg.
 - h = altura del muro o columna analizada.
 - E = módulo de elasticidad del concreto.
 $E_c = 15100 \sqrt{f'c}$
 - I = inercia del elemento.
 $I = 1/12 bh^3$
 - A = sección transversal del muro o columna analizado.
 - G = módulo de rigidez.
 $G = 0.4E$

2. Doblemente empotrado: se refiere a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles. Para muro o columnas doblemente empotrados, la fórmula de rigidez K , obtenida de las copias del curso de Diseño Estructural, a usar será:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1.2 Ph}{AG}}$$

- donde
- P = carga asumida, generalmente, 10,000 kg.
 - h = altura del muro o columna analizada.
 - E = módulo de elasticidad del concreto.
 $E_c = 15100 \sqrt{f'c}$
 - I = inercia del elemento.
 $I = 1/12 bh^3$
 - A = sección transversal del muro o columna analizada.
 - G = módulo de rigidez.
 $G = 0.4E$

A manera de recordatorio se dirá que en el cálculo de la inercia, b es el lado perpendicular a la carga aplicada y h es el lado paralelo a la misma.

La rigidez de un marco es igual a la sumatoria de las rigideces de los elementos de dicho marco.

1. Para marcos en paralelo:

$$K_m = \sum K_e$$

donde K_m = rigidez de marco.

K_e = rigidez de cada elemento del marco (columnas, muros).

2. Para marcos en serie:

$$K_m = 1 / \sum K_e$$

5.2 DETERMINACION DEL CENTRO DE RIGIDEZ

En estructuras simétricas, el centro de rigidez corresponde al mismo lugar que el centro de masa. En estructuras asimétricas, el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, por lo que para encontrar las fuerzas por marco, es necesario determinarlo.

Los siguientes pasos ayudan a una correcta determinación del centro de rigidez:

1. determinar las rigideces de los marcos;
2. se refiere la planta de la estructura a un par de ejes coordenados, aplicado en los ejes de los elementos en x y en y;
3. se calculan las coordenadas dx y dy con la fórmula apoyados en la tabla 5.1.

$$dx, y = \frac{\sum Kd}{\sum K}$$

donde dx,y = coordenada en x y en y. La misma fórmula para ambos sentidos.

$\sum Kd$ = sumatoria del producto de la rigidez de marco K_m por la distancia del eje coordenado al marco analizado d_m .

$\sum K$ = sumatoria de las rigideces de marco K_m .

MARCO	K_m	d_m	Kd
a	k_a	d_a	$k_a d_a$
b	k_b	d_b	$k_b d_b$
c	k_c	d_c	$k_c d_c$
.	.	.	.
.	.	.	.
	$\sum K_m$		$\sum Kd$

Tabla 5.1 CENTRO DE RIGIDEZ

En la tabla 5.1 la distancia del eje coordenado al marco analizado d_m , se toma a ejes.

Cuando la estructura es simétrica en alguno de los dos sentidos x o y, el análisis anterior se hará solamente para

el sentido en el que la estructura no es simétrica, ya que el valor en el otro sentido será igual a la mitad de la distancia entre marcos simétricos paralelos.

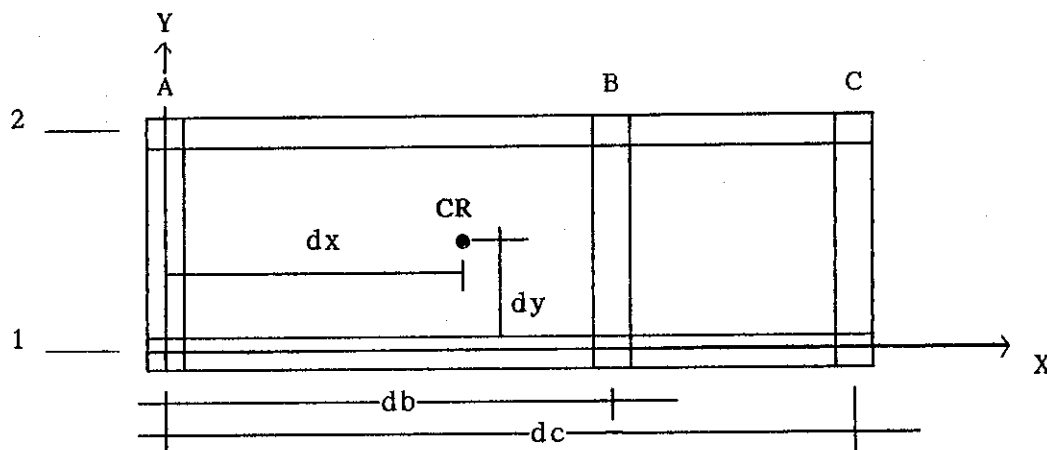


Figura 5.1 CENTRO DE RIGIDEZ

5.3 DETERMINACION DEL CENTRO DE MASA

La posición del centro de masa CM, se obtiene por medio de la intersección de sus diagonales, y, es también el centro de gravedad del edificio.

Por lo tanto, se puede decir que el centro de masa se obtiene dividiendo el largo y el ancho de la planta de la estructura en dos, cuando la estructura es cuadrada o rectangular, por lo que las coordenadas así obtenidas darán la posición en x y en y del centro de masa.

$$CMx = \text{largo} / 2 \quad , \quad CMy = \text{ancho} / 2$$

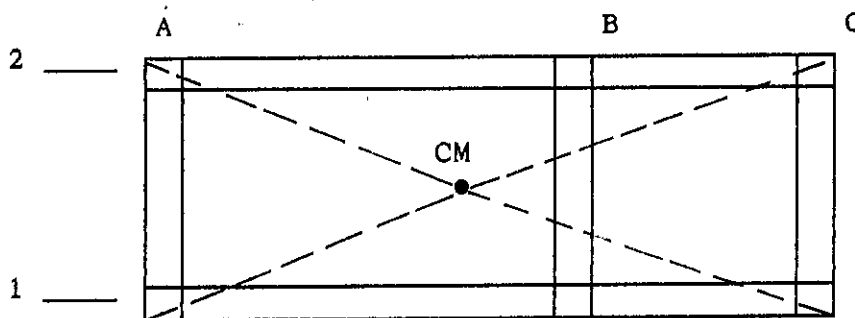


Figura 5.2 CENTRO DE MASA

Cuando se desea determinar el centro de masa de una estructura no simétrica, es decir, aquellas estructuras que tengan formas asimétricas (semicírculos combinados con cuadrados o rectángulos y otras formas de este tipo) o que contengan agujeros para elevadores, gradas, etc. Cuando esto sucede es imposible calcular el centro de masa de la forma anteriormente descrita.

Se hace necesario, en estos casos, el dividir la figura completa en figuras componentes y calcular el centro de masa con las siguientes fórmulas:

$$x = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} \qquad y = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i}$$

donde: x , y = centro de masa de la figura completa en cada sentido.

x_i , y_i = centroide de la figura componente que se está analizando, respecto de un eje de referencia.

A_i = área de la figura componente que se está analizando.

La fuerza de piso F_i actúa en el centro de masa de la estructura, como se mencionó anteriormente.

5.4 EXCENTRICIDADES

Cuando el centro de rigidez CR no coincide con el centro de masa CM , se produce excentricidad e en la estructura, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.

La excentricidad se determina por medio de la diferencia que existe entre el valor del centro de masa y el valor del centro de rigidez.

Cuando la estructura es simétrica en alguno de los dos sentidos x o y , el análisis anterior se hará solamente para el sentido en el que la estructura no es simétrica, ya que el valor de la excentricidad en el otro sentido será igual a cero.

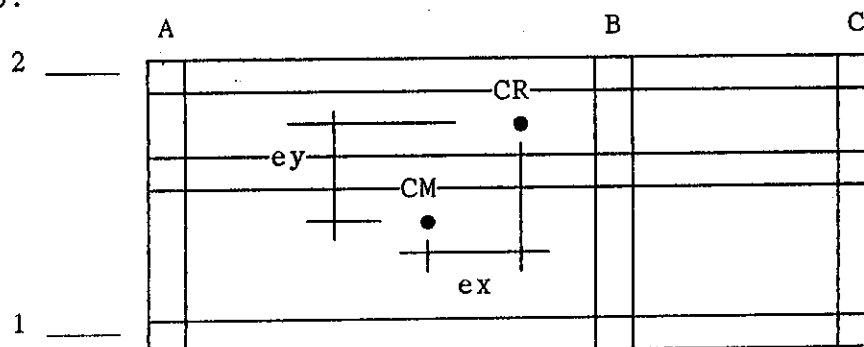


Figura 5.3 EXCENTRICIDADES

5.5 INTEGRACION DE CARGAS POR TORSION

El marco se mueve en sentido contrario a la fuerza por sismo. El momento por torsión en cada nivel va a ser el producto de la fuerza por nivel F_i por la excentricidad.

5.5.1 Distribución de fuerzas por marco

Para distribuir la fuerza lateral de sismo por nivel F_i , a cada marco en el análisis simple, se consideran sólo los marcos paralelos a la dirección en que ésta actúa y dos efectos sobre ellos: uno de traslación en esa misma dirección

y uno de rotación respecto del centro de rigidez o corte cuando éste no coincide con el centro de masa.

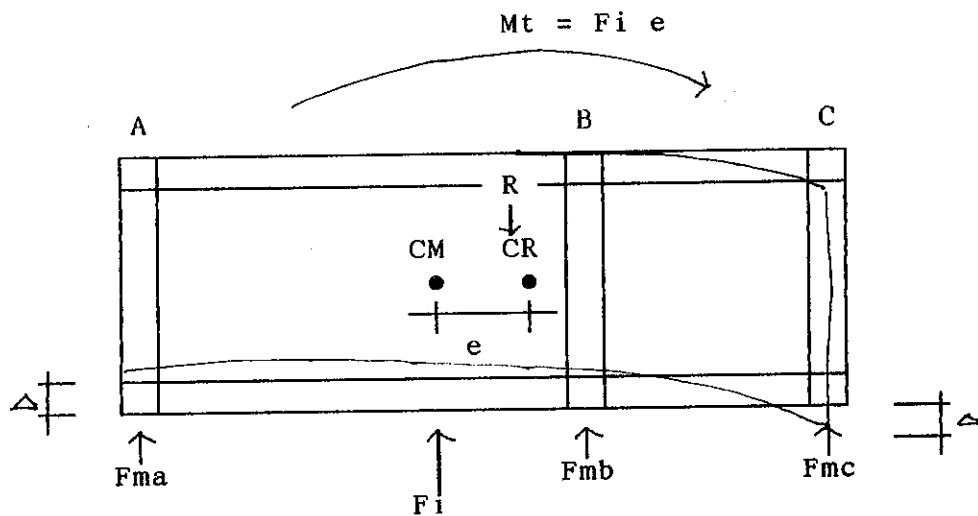


Figura 5.4 CARGAS POR TORSION

En el análisis simple, la fuerza que llega a cada marco, se determina por medio de la suma algebraica de la fuerza por torsión P_i'' (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos P_i' (fuerza traslacional).

$$F_m = P_i' \pm P_i''$$

La fuerza traslacional P_i' se define por:

$$P_i' = \frac{K_m}{\sum K_i} F_i$$

donde K_m = es la rigidez del marco que se está analizando.

$\sum K_i$ = rigidez total del nivel. $K_i = 3K_m$ sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

F_i = Fuerza por nivel.

Estos valores de rigideces se pueden obtener de los calculados en la tabla 5.1.

La fuerza torsional P_i'' se define por:

$$P_i'' = \frac{e}{E_i} F_i$$

donde e = excentricidad.

F_i = fuerza por nivel.

E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco.

$$E_i = \frac{\sum K_m d_i^2}{K_m d_i}$$

d_i = distancia entre el centro de rigidez de la estructura y el eje de cada marco.

K_m = rigidez del marco que se está analizando.

Se hace notar que al momento de encontrar el CR de la estructura, el eje coordenado en el sentido de la excentricidad que se esté analizando, se debe correr al CR. Por lo que todos los marcos que queden hacia la izquierda o hacia abajo del CR, tendrán signo negativo (-) y todos los marcos que queden hacia la derecha o hacia arriba del CR, tendrán signo (+).

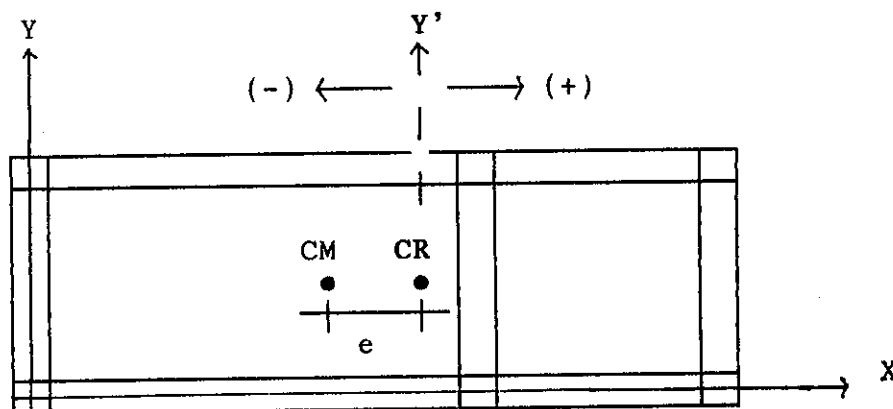


Figura 5.5 TRASLACION DE EJE AL CR

La tabla 5.2 se ha construido a manera de simplificar el manejo de los valores necesarios para encontrar las fuerza por marco.

MARCO	K_m	d_i	$k_m d_i$	$k_m d_i^2$	E_i	F_i'	F_i''	F_m
A	k_a	$\pm d_a$	$\pm k_a d_a$	$+k_a d_a^2$			\pm	
B	k_b	$\pm d_b$	$\pm k_b d_b$	$+k_b d_b^2$			\pm	
C	k_c	$\pm d_c$	$\pm k_c d_c$	$+k_c d_c^2$			\pm	
.	
.	
.	

$$\sum F_i' = F_i$$

$$\sum F_m = F_i$$

Tabla 5.2 FUERZAS POR MARCO

Si el valor de $F_m <$ que F_i' , se debe tomar F_i'' como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m >$ que F_i'' , F_m será el valor del marco analizado. Es decir, que, se toman los valores más críticos.

El modelo matemático a usar, será la elevación de cada marco, afectado por su respectiva fuerza de marco F_m . Esto significa que se tendrá un número de modelos matemáticos igual al número de marcos que se analicen.

Capítulo 6

ANALISIS ESTRUCTURAL

6.1 DIAGRAMAS DE MOMENTOS

Los momentos flexionantes en un elemento estructural es función de la distancia x medida, según el eje longitudinal. Cuando se diseña una viga es útil conocer los valores de momento M en todas las secciones transversales.

Una forma conveniente de obtener esta información es trazar una gráfica que muestre la forma como varía M en función de x . Para el trazo de esta gráfica se toma como abscisa la sección transversal (esto es, la distancia x) y como ordenada el valor correspondiente del momento flexionante. Estas gráficas se denominan diagramas de momento flexionante.

El procedimiento de construcción del diagrama de momento, consiste en determinar las reacciones a partir del equilibrio del elemento completo. Primero, se debe cortar el elemento a la izquierda de la carga y a una distancia x del apoyo, luego, se construye un diagrama de cuerpo libre de la porción izquierda de la viga y se determina el momento que esa fuerza produce dicha porción del elemento; se puede observar que el momento flexionante varía linealmente con x . Las expresiones del momento se trazan debajo del esquema del elemento.

Los valores máximos o mínimos de los momentos flexionantes son necesarios en el diseño de vigas. Cuando varias cargas actúan sobre una viga, los diagramas de momento flexionante pueden obtenerse por superposición o sumatoria de los diagramas obtenidos para cada una de las cargas que actúan en forma individual.

Los criterios para la construcción de diagramas de momentos para columnas son similares, en la siguiente sección se hablará acerca de algunos métodos de análisis estructural que sirven para encontrar los diagramas de momentos de estructuras estáticamente indeterminadas. Sin embargo, se consideró conveniente el dar la explicación anterior de la construcción de diagramas de momentos enfocada, principalmente, para vigas, ya que los principios que se aplican son casi los mismos.

6.1.1 Métodos aproximados, exactos y de computación

El análisis aproximado de estructuras indeterminadas se basa en el concepto de que es posible hacer algunas suposiciones acerca del comportamiento de la estructura las cuales conduzcan a un modelo de la estructura que pueda ser analizado, utilizando sólo las ecuaciones de equilibrio; esto es, una estructura determinada. Dicho modelo permite determinar valores razonables de las fuerzas internas con un esfuerzo mínimo.

Con base en estos resultados, a menudo, es posible seleccionar tamaños preliminares de los miembros o simplemente tener alguna visión de lo que debería esperarse de un análisis indeterminado más riguroso. El análisis aproximado también puede ser útil para obtener una comprobación burda de los resultados de un análisis hecho por medio de los métodos exactos o por computadora, de una estructura indeterminada,

Los métodos para el análisis aproximado de estructuras estáticamente indeterminadas que se tratarán en esta sección serán los siguientes: método de estimación de la curva elástica y ubicación de los puntos de inflexión, método del portal y método del voladizo. Se hace notar que, aparte de estos métodos aproximados, existen muchos otros, pero, se considera que los enunciados, anteriormente, son los más populares en nuestro medio.

1. Método de estimación de la curva elástica y ubicación de los puntos de inflexión

Aplicable a vigas y marcos simétricos, de preferencia, para obtener mayor exactitud. Es usado exclusivamente para estructuras sometidas a carga vertical. A continuación se describen los conceptos básicos del método:

- la estructura deformada permanece unida;
- los ángulos, inicialmente rectos, continúan siéndolo, aún después de producida la deformación;
- en toda estructura deformada, se producirán, cuando menos, los suficientes puntos de inflexión para analizar la estructura por medio de las ecuaciones de estática;
- en un miembro sin carga, no puede existir más de un punto de inflexión;
- en un miembro cargado en una misma dirección y sentido, no puede existir más de dos puntos de inflexión;
- la sumatoria de giros o momentos en los nudos debe ser igual a cero;
- algunos casos típicos de ubicación de puntos de inflexión PI, son los siguientes:
 - a. elementos doblemente empotrados, con una carga puntual aplicada en el centro de la longitud l , $PI = 0.25l$.
 - b. elemento doblemente empotrado, con carga distribuida, $PI = 0.21l$.
 - c. elemento empotrado y articulado, con una carga puntual aplicada en el centro, $PI = 0.27l$ y $PI = 0.00l$, respectivamente.
 - d. elemento empotrado y articulado, con carga distribuida, $PI = 0.25l$ y $PI = 0.00l$, respectivamente;
- al trazar la elástica, considerar que el giro en los apoyos no es igual a cero;
- cuando en un mismo elemento actúan cargas puntuales y distribuidas, se analizan las cargas por separado y el PI a usar será el promedio de PI calculados por separado.

2. Método del portal

Método aproximado del análisis de marcos, en la que su altura total es menor que su ancho total, sometidos a la aplicación de cargas horizontales. A continuación se describe, a grandes rasgos, el procedimiento de este método:

- los ángulos inicialmente rectos continúan siéndolo, aún después de producida la deformación;
- despreciando la deformación de la viga, el desplazamiento es el mismo en las dos columnas;
- como son tramos sin carga, no puede haber más de un PI y por simetría geométrica se localiza a la mitad de cada miembro;
- un marco de un edificio se puede asumir como formado por la unión de varios páneces;
- se formó un PI a la mitad de cada columna y cada viga;
- las columnas interiores absorben el doble que las columnas exteriores;
- la suma de fuerzas cortantes en las columnas de cada nivel es igual a la suma de fuerzas externas aplicadas en el eje del nivel o arriba de él.

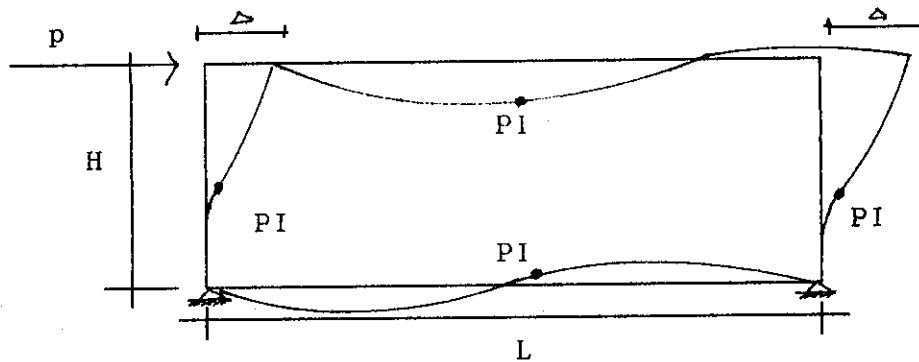


Figura 6.1 METODO DEL PORTAL

3. Método del voladizo

Método aproximado para analizar marcos altos, altura total mucho mayor que el ancho total, ya sean simétricos o asimétricos, sometidos a cargas horizontales.

Aunque el corte en las columnas es muy importante en los marcos altos, su comportamiento se encuentra regido, principalmente, por la flexión que sufre el edificio. El marco se comporta como una viga empotrada en voladizo, trabajando a tensión las columnas que se encuentran a la izquierda del centeide de columnas (c.c.) y a compresión las que se encuentran del otro lado; la magnitud del esfuerzo depende de la distancia a que se encuentra del c.c..

Los siguientes conceptos básicos se dan a manera de describir el procedimiento a seguir en el método:

- se forma un PI a la mitad de cada columna y cada viga;
- el marco se comporta como una viga empotrada en voladizo;
- las columnas trabajan como las fibras de la viga, con compresión de un lado del centeide de columnas o eje neutro de la viga y tensión del otro lado;
- la magnitud del esfuerzo en las columnas será proporcional a la distancia que se encuentren del centeide de columnas.

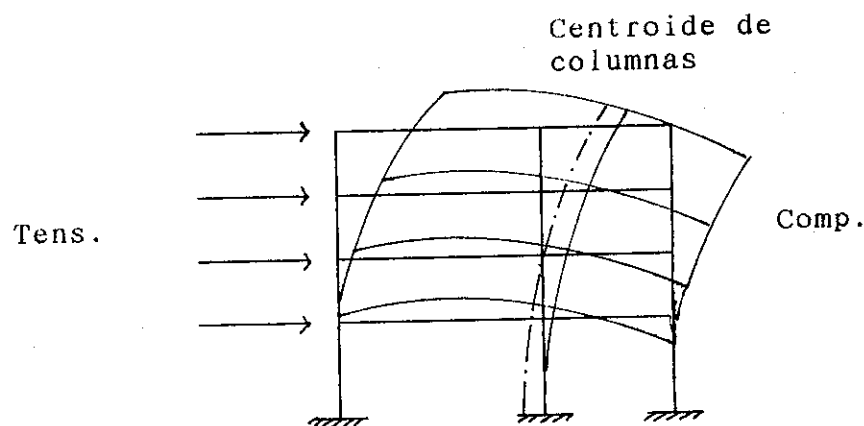


Figura 6.2 METODO DEL VOLADIZO

El análisis estructural ha tenido una evolución extraordinaria en las últimas décadas con el desarrollo de los métodos numéricos que resuelven los problemas matemáticos mediante procedimientos iterativos con los que se puede llegar al nivel de precisión que se desee mediante la ejecución del número necesario de ciclos de iteración. Con estos procedimientos se puede analizar, prácticamente, cualquier tipo de estructura, por más compleja que ésta sea; este tipo de método es el que se llama exacto, debido a, como se dijo anteriormente, representa la exactitud en los valores que proporciona.

Algunos métodos muy conocidos y empleados en el análisis exacto de estructuras estáticamente indeterminadas, son: el Método de Cross o también llamado de Distribución de momentos, el Método de Kani y el Método de la rigidez.

Dado que para la ejecución del método de la rigidez, es necesario el uso de calculadoras con capacidad para resolver matrices o computadoras, este método será ampliado entre los métodos de computación, de los que se hablará más adelante.

Debido a que el tema principal de la presente tesis, no es el análisis estructural, sólo se hará mención de los métodos anteriores en forma básica y a grandes rasgos.

1. Método de Cross

Es un método iterativo exacto desarrollado por Hardy Cross, aplicable a vigas y marcos rígidos, simétricos o asimétricos, sometidos a la aplicación de cargas horizontales y/o verticales. Los siguientes enunciados son los conceptos básicos de este método:

- momento fijo (MF) es el momento necesario en el extremo de un miembro de una estructura, para que el giro en ese extremo sea cero, depende de las condiciones de carga del elemento;
- rigidez es la acción necesaria para producir una deformación unitaria en cualquier miembro, $K = 1 / L$. La rigidez de un voladizo, por definición, es igual a cero;
- factor de distribución (D_{ij}) es el valor por el cual se debe multiplicar el momento aplicado a un nudo rígido,

para obtener el momento que absorbe cada uno de los miembros que concurren a ese nudo. Está dado por la rigidez del elemento dividido por la sumatoria de las rigideces que llegan a ese nudo;

- un momento aplicado en un extremo de una viga prismática empotrada en el otro, transmitirá a este último un momento de magnitud igual a la mitad del valor del primero y de signo contrario. Este valor recibe el nombre de factor de transporte, $FT = -1/2$;
- las iteraciones se inician multiplicando el factor de distribución con la suma de los momentos fijos que llegan al nudo, lo que se llama momento del miembro o distribuido M_{dis} . Este M_{dis} se afecta por el factor de transporte, con este valor se encuentra el nuevo M_{dis} y así se continúa iterando. En la figura 6.1 se puede observar este proceso;
- para parar el ciclo de iteraciones, el momento que se transmite con el factor de transporte debe ser menor que $0.10 MF$ menor;
- el momento final será igual al MF final más los efectos que le llegaron. A modo de comprobación, la suma de los momentos finales en cada miembro o columna debe ser igual a cero.

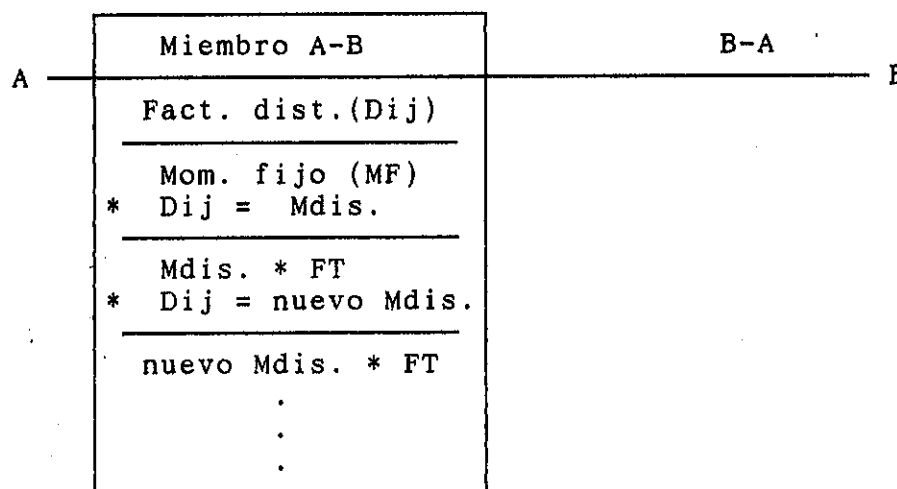


Figura 6.3 METODO DE CROSS

Para estructuras en las que se produce desplazamiento lateral o ladeo, éstas son las estructuras simétricas completamente y sin apoyo o arriostamiento que lo evite, se debe considerar el uso de Cross con ladeo.

2. Método de Kani

Método de análisis exacto, iterativo, aplicable a vigas y marcos rígidos, simétricos o asimétricos, con cualquier tipo de cargas. A continuación se describe, en forma simple, el procedimiento a seguir en este método:

- las rigideces de las columnas K_c y de las vigas K_v , está dada por $K = 1 / L$;
- el factor de giro para cada nudo u , está dado por: $u = (-1/2) K_c / v / (K_c / v + \sum K \text{ que llegan al nudo})$, la suma de los factores de giro en un nudo debe ser igual a -0.5 ;

- el momento fijo es únicamente para las vigas y depende de las condiciones de carga;
- momento de sujeción MS, es el momento fijo izquierdo más el momento fijo derecho, siendo que en un nudo sólo puede haber 1 ó 2 momentos fijos;
- el inicio de la iteración es el producto de MS con u;
- para continuar el procedimiento se encuentra un momento de sujeción nuevo. $MS_{nuevo} = MS + \sum M_{ext.}$ que llega de viga o de columna;
- el momento actuante es el producto MS nuevo con u;
- el momento final es el momento fijo más 2 veces el momento producido por el giro del nudo más el momento en el nudo, debido al giro en el otro extremo;
- las iteraciones terminan cuando los valores se comienzan a repetir.

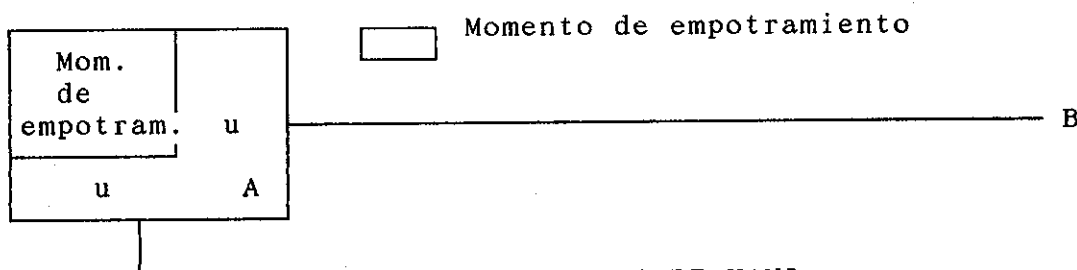


Figura 6.4 METODO DE KANI

Para estructuras en las que se produce desplazamiento lateral o ladeo, se debe considerar el uso de Kani con ladeo.

Como se mencionó, anteriormente, han ocurrido grandes cambios en los métodos de análisis estructural usados en la práctica de Ingeniería Civil y Estructural. Estos cambios han ocurrido, principalmente, gracias al desarrollo de computadoras digitales de gran velocidad y al uso creciente de estructuras muy complejas.

El análisis estructural por computadora no implica la adición de conceptos nuevos de ingeniería estructural. Actualmente, el análisis por computadora está reemplazando, cada vez más, a los métodos clásicos de análisis.

Son muchos los métodos computacionales que se usan actualmente, en esta tesis se referirán, solamente, dos de los métodos: el Método matricial de la rigidez, que se puede considerar así mismo entre los métodos exactos y el Método de Frame Analysis & Design. A continuación se hace una exposición sencilla de ambos métodos.

1. Método de la rigidez

También llamado Método de los desplazamientos o del equilibrio, los desplazamientos de los nudos necesarios para describir totalmente la forma deformada de la estructura, se usa en un conjunto de ecuaciones simultáneas. Después de resolver estas ecuaciones y determinar los desplazamientos, éstos se sustituyen en las relaciones fuerza-deformación de

cada elemento para determinar las diversas fuerzas o momentos internos. Es el método matricial que puede programarse más fácilmente para un uso general.

Las incógnitas en este método son los desplazamientos de los nudos de la estructura. El número de incógnitas que deben calcularse es igual al grado de indeterminación cinemática. El método de los desplazamientos puede usarse tanto en estructuras isostáticas como en estructuras estáticamente indeterminadas.

Como se mencionó, anteriormente, cuando una estructura se analiza con el Método de la rigidez, se considera a los desplazamientos de los nudos (traslaciones y rotaciones) como las incógnitas inmediatas. Se escriben ecuaciones de equilibrio en cada nudo de la estructura de la forma:

- el primer paso en el análisis consiste en aplicar fijaciones imaginarias en los nudos para prevenir todos los desplazamientos;
- la estructura fija se supone bajo la acción de todas las cargas, excepto aquellas que corresponden a los desplazamientos desconocidos;
- se deben considerar los momentos por causa de las acciones de las restricciones Adl (contra la estructura fija) correspondientes a los desplazamientos D causados por las cargas que actúan sobre la estructura. Se encuentran con el auxilio de fórmulas para momentos de empotramiento en vigas;
- las ecuaciones lineales obtenidas en los pasos anteriores, se resuelven, simultáneamente, para encontrar los desplazamientos de los nudos. La siguiente fórmula es la forma matricial como se representa este paso:

$$Ad = Adl + SD$$

en donde Ad representa las acciones en el elemento original correspondiente a los desplazamientos de nudo desconocidos D , el vector Adl representa acciones en la estructura fija correspondiente a los desplazamientos de nudo desconocidos y causados por las cargas (esto es, todas las cargas excepto aquellas correspondientes a los desplazamientos desconocidos) y S es la matriz de rigidez correspondiente a los desplazamientos desconocidos. Estas matrices componentes Ad , Adl , S y D , tendrán tantos renglones como existan desplazamiento de nudo desconocidos;

- como los elementos Ad , Adl y S pueden obtenerse a partir de la estructura fija, despejando la ecuación anterior, para los desplazamientos desconocidos se tendrá:

$$D = S^{-1} (Ad - Adl)$$

- estos desplazamientos se usan, luego, para determinar las fuerzas o momentos internos en los elementos, así como las reacciones en los apoyos, mediante otro sistema de matrices en términos de acciones y reacciones de extremo así como de los desplazamientos desconocidos.

Para analizar estructuras por medio del método de la rigidez, se utiliza un programa de análisis estructural matricial llamado PAEM. PAEM está diseñado para operar como una "caja negra" o, sea, el usuario sólo necesita suministrar

los datos especificados de entrada y la computadora ejecutará el análisis y proporcionará los resultados, automáticamente.

Debido a que el procedimiento para utilizar PAEM, es similar al que se debe seguir para usar el programa de Frame Analysis, se expondrá dicho procedimiento solamente para este programa.

2. Método de "Frame Analysis & Design"

Método de análisis computacional, con el cual se pueden llegar a obtener los momentos por carga viva, por carga muerta y por sismo, a partir del análisis estructural.

Al analizar una estructura, es necesario dar los datos específicos de la misma, tales como número y coordenadas x-y de los nudos y de los elementos, módulo de elasticidad y de inercia, área transversal del elemento, las condiciones de apoyo, las cargas aplicadas a la estructura y otros datos que el programa va pidiendo.

Aunque Frame Analysis es muy fácil de usar y las instrucciones en la pantalla son muy claras, se describe con bastante detalle el procedimiento:

- para entrar en el programa, se debe hacer con la palabra frame o fa300, en la pantalla aparecerá el nombre del programa. Oprimir enter para continuar;

- en el menú principal aparecerá:

NOMBRE	MATERIAL	Análisis	BORRAR
INPUT	OUTPUT	Verificar	
ARCHIVO	UTILIDAD	Diseño	SALIR

Colocar el cursor sobre la opción a usar;

- al aplicar el programa, se supone que tienen signos positivos: las fuerzas axiales a tensión y las cargas, y, desplazamientos que actúan en el sentido positivo de los ejes coordenados x y y.



- la manera de anotar los datos para la estructura, se proporciona a continuación:

a. tomar la opción NOMBRE del menú principal, aparecerán las subopciones de: marco, tipo (armadura o marco), unidades de longitud y fuerza a emplear. Se introducen los datos pedidos y se regresa al menú;

b. se toma la opción MATERIALES y se introducen los datos de las subopciones que aparecen, módulo de elasticidad, densidad, etc.

c. al tomar la siguiente opción que es INPUT se tendrán las siguientes subopciones: Nudos se introducen el número de nudos de la estructura con sus respectivas coordenadas en x y en y, éstas se refieren a un punto cualquiera escogido arbitrariamente, quedando así definido un origen global de un sistema de coordenadas. Elementos, se pide la información relativa a los números de los elementos, sus nudos de extremos. Apoyos, introducir el número de nudo y el tipo de apoyo que le corresponde: fijo F, articulado H, deslizante en x o en y Rx - Ry, de

guía G. **Propiedades**, los datos que se deben anotar para cada elemento son: el área de la sección transversal y la inercia de las mismas. **Cargas**, se especifican las cargas aplicadas a la estructura, tomando en consideración la convención de signos adoptada arriba. Lo primero que hay que hacer es ingresar el nombre de la carga que se va a analizar (muerta, viva, sismo, etc.) con la opción New, para activar las otras subopciones. Se especifican las cargas actuantes de acuerdo con las siguientes subopciones: 1. nudos: introducir el número de nudo, tipo de carga y la magnitud de la misma. 2. elemento: número del elemento, tipo de carga y magnitud de la carga. 3. otras condiciones. **Restricciones, Archivos** son las otras opciones que se encuentran en INPUT;

Para cada una de las subopciones anteriores, se debe mencionar que con la tecla ESC se regresa al submenú en que se esté trabajando, después de ingresar los datos.

- la próxima opción a seleccionar es la de análisis, con la que se da la orden de analizar la estructura cuyos datos se han ingresado;
- con la opción OUTPUT aparecerán las subopciones: desplazamientos, reacciones y fuerzas en los elementos que son los valores que proporciona el análisis, algunas de las otras opciones que aparecen son impresión, archivo. Si se desea ver el análisis de cualquiera de las primeras tres subopciones, solamente hay que posicionarse en ella y aparecerá en pantalla. Si lo que se desea es imprimir, seleccionar la opción impresión y se tendrán las subopciones de imprimir: los desplazamientos, las reacciones, las fuerzas, todo y otras más.

NAME	FA-300	STATUS	fecha	MATERIAL
FRAME:	FRAME	JOINTS:		
TYPE:	ANAL	ELMNTS:		E=
UNITS:k ftk ft in ksi deg	&DSGN	LDCASE:		DTY=
INPUT			OUTPUT	
MAIN MENU				
NAME	MATERIAL	Analysis	Erase	
INPUT	OUTPUT	Verify		
FILE	UTILITY	Design	Quit	

Figura 6.5 PROGRAMA "FRAME ANALYSIS & DESIGN"

6.1.2 Combinaciones de carga

A pesar de existir en códigos y normas muchas guías para la distribución crítica de cargas, son el juicio y la experiencia los que desempeñan una función significativa para definir las condiciones de la distribución de cargas que debe

soportar una estructura.

Todo elemento de una estructura debe diseñarse para las condiciones más severas que puedan desarrollarse en él. Las posiciones críticas para colocar las cargas no son las mismas en todos los elementos. Las fuerzas máximas en ciertas vigas y columnas de un edificio ocurrirán cuando las cargas se concentren en ciertas partes del edificio, mientras que las fuerzas máximas en otras vigas y columnas ocurrirá cuando las cargas estén colocadas en otro lugar.

El código ACI 318-89 da algunos criterios para encontrar esas condiciones críticas de carga, según las cargas que se van a incluir en el diseño de la estructura.

Cuando la estructura no está afectada por sismo, viento, presiones laterales de tierra o hidrostáticas, etc. se debe considerar la combinación de carga básica que es la que incluye los efectos de la carga viva y de la carga muerta únicamente.

Se deben considerar las combinaciones de carga por presión hidrostática, cuando se incluyan en el diseño la resistencia a cargas debidas a peso y presión de líquidos con densidades bien definidas y alturas máximas controladas.

También, cuando los efectos estructurales de los asentamientos diferenciales, la fluencia, la contracción o los cambios de temperatura sean significativos en el diseño, se deben considerar las combinaciones de carga por efectos de asentamiento; las estimaciones de los asentamientos diferenciales, la fluencia, la contracción o los cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante el servicio de la estructura.

Se deben tomar en cuenta, así mismo, las combinaciones de carga por presión de tierra cuando la resistencia al empuje de tierra, es significativo en el diseño de la estructura.

Cuando la estructura se considera en proceso de construcción o remodelación, en cuyo caso las cargas vivas son mínimas, solamente se consideran las cargas muertas y las producida por los efectos de las cargas laterales.

Si los valores de las combinaciones de carga, para las condiciones mencionadas anteriormente, son menores que el valor de la combinación de carga básica, no se deben tomar en cuenta en el diseño.

En la tabla 6.1 se dan las ecuaciones de carga última para diferentes combinaciones de carga.

CONDICION	COMBINACION DE CARGAS
Básica	$CU = 1.4CM + 1.7CV$
Sismo (S)	$CU = 0.75(1.4CM + 1.7CV \pm 1.87S)$ e incluir una consideración con $CV = 0$. $CU = 0.9CM \pm 1.43S$ $CU = 1.4CM + 1.7CV$
Viento (V)	$CU = 0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.7V)$ e incluir una consideración con $CV = 0$. $CU = 0.9CM + 1.3V$ $CU = 1.4CM + 1.7CV$
Presión de tierra (P)	$CU = 1.4CM + 1.7CV + 1.7P$ $CU = 0.9CM + 1.7P$ $CU = 1.4CM + 1.7CV$
Presión hidrostática (H)	Adicionar 1.4H a todas las cargas que incluyan CV.
Impacto (I)	Sustituir CV por (CV + I).
Efectos de asentamiento, retracción de fraguado o cambio de temperatura.	$CU = 0.75(1.4CM + 1.4A + 1.7CV)$ $CU = 1.4 (CM + A)$

Tabla 6.1 COMBINACIONES DE CARGA ULTIMA

En la presente tesis, los valores de viento, presiones laterales de tierra e hidrostáticas, asentamientos, etc. no se consideran en el diseño debido a que los valores de las combinaciones obtenidos para estas cargas son menores que los obtenidos en la combinación de carga básica, por lo tanto, no son significativas para el diseño. Por lo que se considerarán las siguientes ecuaciones como las que darán las cargas últimas distribuidas para los elementos estructurales (vigas y columnas).

$$\begin{aligned}
 CU1 &= 1.4CM + 1.7CV \\
 CU2 &= 0.75 (1.4CM + 1.7CV + 1.87S) \\
 CU3 &= 0.75 (1.4CM + 1.7CV + 1.87S) \\
 CU4 &= 0.9CM + 1.47S \\
 CU5 &= 0.9CM - 1.47S
 \end{aligned}$$

donde CM = carga muerta del elemento estructural que se está analizando.

CV = carga viva.

S = carga de sismo del nivel en el marco donde se encuentra el elemento analizado.

Se hace notar que las ecuaciones anteriores se deben aplicar a las columnas o vigas más críticas (típicas) que hay en cada nivel de la estructura; esta condición se puede

determinar a partir del diagrama de momentos, obtenido a partir del análisis estructural, ya que los elementos con los valores de momento mayores serán los más críticos.

Las cargas últimas obtenidas a partir de las combinaciones de carga se deben dar como cargas linealmente distribuidas (kg/m, lb/pie, Ton./m), no como cargas, superficialmente distribuidas, ya que el análisis se está realizando sobre un elemento estructural definido.

6.1.3 Envolvente de momentos

La envolvente de momentos sirve para encontrar los valores de diseño de los elementos estructurales, vigas y columnas de un edificio o de cualquier tipo de estructura.

A continuación se detallan los pasos a seguir para la correcta construcción de la envolvente de momentos.

1. A partir de la integración de cargas gravitacionales, se obtienen las cargas distribuidas y/o puntuales que se usarán para el análisis estructural.
2. Se construyen los diagramas de momentos con la ayuda del análisis estructural, a partir de los modelos matemáticos de las cargas gravitacionales (carga muerta, carga viva y sismo, por separado) que actúan en la estructura. Con esto se obtienen los momentos de carga viva, momentos de carga muerta y momentos de sismo así como los correspondientes cortes y deflexiones en cada elemento de la estructura.
3. El siguiente paso consiste en realizar las combinaciones de carga. Estas, como se mencionó arriba, deben estar dadas como cargas linealmente distribuidas (kg/m, lb/pie).
4. Para cada elemento típico, se deben encontrar los cortes que actúan en los extremos del elemento. Del análisis estructural se tienen los momentos debidos al efecto que producen en la estructura las CV, CM y S (M_{cv} , M_{cm} , M_s) en los extremos izquierdo y derecho de la viga, por lo que la manera más fácil de encontrar estos cortes es haciendo $\sum M = 0$ en cada extremo de la misma. Para esta sumatoria de momentos se deben considerar las CM, CV y S como cargas linealmente distribuidas (T/m).
5. Las cargas últimas CU encontradas con las combinaciones de carga, se representan en 5 vigas, con sus respectivos momentos: izquierdo y derecho. a. Para las primeras tres combinaciones de carga (CU1, CU2 o CU3) que involucran CM, CV y S, se deben formar ecuaciones con la incógnita de momento último para cada extremo (izquierdo y derecho) de la viga; estos seis momentos últimos estarán dados a partir de cada una de las tres combinaciones de cargas que se están analizando. En estas seis ecuaciones, se deben ingresar los momentos por CM, momentos por CV y momentos por S, obtenidos de los diagramas de momentos, ya que las incógnitas que se tienen son momentos y no cargas. Se debe tener cuidado de tomar los momentos del extremo que se está

analizando. Por ejemplo:

$$- Mu_{izq} = 1.4Mc_{vizq} + 1.7Mc_{mizq} \quad (\text{para la comb. 1})$$

$$- Mu_{izq} = 0.75 (1.4Mc_{vizq} + 1.7Mc_{mizq} + 1.87Ms) \\ (\text{para la comb. 2})$$

$$- Mu_{izq} = 0.75 (1.4Mc_{vizq} + 1.7Mc_{mizq} - 1.87Ms) \\ (\text{para la comb. 3})$$

Con estos valores de momento último, izquierdo-derecho, que corresponden a las tres vigas de las primeras tres combinaciones de carga, se encuentra el valor de la fuerza cortante última V_u para el extremo izquierdo de cada una de las vigas; después de encontrado el valor de corte, se hace sumatoria de momentos a la izquierda a partir de un punto x de corte en la viga, para encontrar el respectivo valor del momento en ese punto x , también para las tres vigas. Por ejemplo, para una viga con una carga linealmente distribuida, este valor de momento será:

$$M_x = Mu_{izq} - Vu_{izq}(x) + CU(x^2)/2$$

en el que la CU dependerá de la viga que se esté analizando (CU_1 , CU_2 , CU_3), es decir, de la combinación de carga que se analiza. b. Para las últimas dos combinaciones de carga (CU_4 y CU_5), se procede de la misma forma que en el inciso a., con la diferencia que estas dos combinaciones de carga involucran solamente CM y S . Por lo que esta vez sólo serán dos vigas y cuatro momentos últimos.

6. El penúltimo paso es darle valores a x que vayan de 0 hasta la longitud total del elemento que se analiza, a intervalos adecuados y sustituir dichos valores en las cinco ecuaciones de momento M_x .
7. Con estos valores de momento, se construye la envolvente de momentos; el lado de las abscisas corresponde a los valores de la longitud x , y el de las ordenadas a los momentos.

Se debe construir una envolvente de momentos para cada elemento que se diseña y cada una debe tener sus cinco respectivas combinaciones de carga. Con el auxilio de una hoja electrónica se facilita la tabulación de los datos de la envolvente de momentos y la construcción de la misma.

En el siguiente capítulo se enseñará a interpretar los datos que proporciona la envolvente de momentos.

Capítulo 7

DISEÑO ESTRUCTURAL

Las dos principales filosofías de diseño utilizadas en la ingeniería estructural son: 1. el diseño por esfuerzos de trabajo (acero y madera) y 2. el diseño por resistencia última.

En un diseño por esfuerzos de trabajo, los miembros son calculados de manera que los esfuerzos máximos no excedan un "esfuerzo permisible", que es una fracción del esfuerzo de fluencia del material; se aplica el factor de seguridad al esfuerzo.

En un diseño por resistencia última, se dimensionan los miembros de tal forma que los esfuerzos alcancen el nivel último de carga bajo un nivel factorizado de carga. Un valor típico utilizado en un diseño de concreto reforzado es:

$$\text{Carga de diseño} = 1.4CV + 1.7CM$$

Se aplican los factores de seguridad a las cargas.

Un elemento diseñado por el método de la resistencia, también debe demostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio. Las condiciones límites de funcionamiento son parte importante del diseño total aunque la atención se enfoque, inicialmente, hacia la resistencia.

Como alternativa al método de diseño a la resistencia, se calculan las dimensiones de los elementos algunas veces, de manera que los esfuerzos en el acero y en el concreto, causados por cargas normales de servicio, estén dentro de unos límites especificados.

Estos límites, conocidos como esfuerzos admisibles son apenas una fracción de los esfuerzos de falla de los materiales. El concreto responde en forma razonable, elásticamente, a esfuerzos de compresión que no excedan, aproximadamente, la mitad de su resistencia, mientras que el acero permanece elástico casi hasta su esfuerzo de fluencia. De esta manera, los elementos se pueden diseñar con base en la teoría elástica, siempre y cuando los esfuerzos para las cargas de servicio permanezcan por debajo de estos límites.

En esta tesis se considerará, únicamente, el diseño a la resistencia de los elementos estructurales. Sin embargo, se ha hecho mención de los otros métodos utilizados en el diseño.

Si los elementos se calculan con base en las cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando esfuerzos admisibles con tales cargas que sean fracciones, convenientemente pequeñas, de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. Este fundamento de diseño se conoce como diseño para cargas de servicio.

7.1 DETERMINACION DE CARGAS DE DISEÑO

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, que debe ser suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre éste durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente.

Es lógico, por consiguiente, calcular los elementos, es decir, seleccionar las dimensiones del concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que sus resistencias sean adecuadas para sostener las fuerzas resultantes de ciertos estados de sobrecarga, considerablemente mayores que las cargas que se espera actúen realmente durante el servicio normal. Este concepto de diseño se conoce como diseño a la resistencia.

En el Método de diseño a la resistencia, se pueden ajustar los factores individuales de carga para representar grados diferentes de incertidumbre para los tipos de carga, como se vio en la sección de combinaciones de carga.

La gráfica de envolvente de momentos va a dar los momentos máximos, que se van a utilizar en el diseño de las vigas y columnas de una estructura dada. Es decir, que a partir de la gráfica de envolvente de momentos, se determinan las cargas de diseño de los elementos estructurales.

7.1.1 Interpretación de datos del análisis estructural

Como se ha visto, anteriormente, la interpretación de los datos del análisis estructural es de suma importancia para el diseño de los elementos estructurales.

A partir de las envolventes de momentos, se toman los valores de los momentos máximos que se van a usar en el diseño de columnas y vigas. Estos momentos máximos se obtienen por medio del trazo de líneas abajo y arriba, en los puntos más altos de las envolventes.

Para el diseño de vigas, se deben considerar los puntos más altos de la gráfica de envolventes, estos puntos serán los valores de momento negativos $M(-)$ y positivos $M(+)$ a lo largo del elemento. A partir de los valores obtenidos en estos puntos, se comienza el diseño del elemento de la siguiente forma:

- se identifica a qué número de combinación pertenece cada uno de los valores de estos tres momentos;
- con los valores de estos momentos, calcular las áreas de acero que les corresponden a cada uno. Calcular, así mismo, las áreas de acero mínimo y las áreas de acero por requisitos sísmicos, chequear si las áreas de acero debidas a los momentos cubren los requisitos de estas otras dos áreas. Si no las cubren, se deben colocar bastones y/o tensiones.

Un ejemplo de gráfica de las envolventes de momentos se muestra en la figura 7.1.

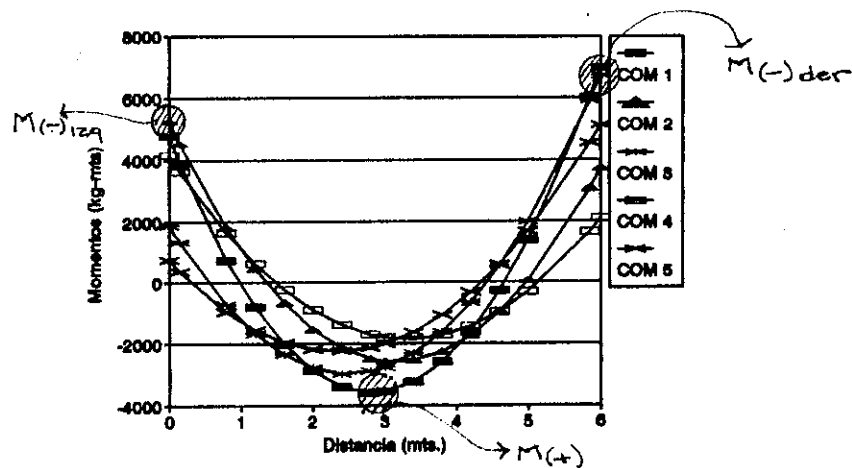


Figura 7.1 GRAFICA DE ENVOLVENTE DE MOMENTOS

En esta gráfica se señalan los momentos máximos de los que se habló antes.

- Para el diseño por corte: según la combinación de carga a la que pertenezcan los momentos máximos, así será el valor de corte que se tenga. El corte actuante será la sumatoria de los cortes por carga viva V_{cv} , por carga muerta V_{cm} y/o por sísmico V_s , afectados por los factores (1.4, 1.7, 1.87, etc.) de la combinación de carga a la que pertenezca el valor máximo. Por ejemplo:

$$V_{act} = 1.4V_{cm} + 1.7V_{cv} + 1.87V_s$$

El corte resistente será:

$$V_{res} = 0.85 (0.53) \sqrt{f_c'} b d$$

Si $V_{res} > V_{act}$., entonces, se deben colocar estribos por confinamiento a $d/2$. Si $V_{res} < V_{act}$., diseñan estribos por corte.

- Todo el procedimiento de diseño de vigas se puede ampliar consultando las copias del curso de Concreto Armado 1.

Los momentos que se deben tomar para el diseño de columnas, también serán los mayores. El procedimiento a seguir para este diseño son:

- para el diseño de columnas se deben construir envolventes de momentos para el sentido x y para el sentido y;
- a partir de las envolventes de momentos y del análisis estructural, se encuentran los momentos máximos y las cargas axiales por sísmo, carga muerta y carga viva, respectivos, en ambos sentidos;
- a partir de P_u' obtenida de la fórmula de Bresler, chequear que la carga axial última (sumatoria de las cargas axiales debidas a carga muerta, carga viva y sísmo para cada sentido) sea $<$ que P_u' ;
- el procedimiento de diseño de columnas se puede ampliar consultando las copias del curso de Concreto Armado 2.

Para el diseño de las zapatas se deben tomar los valores de las envolventes de momentos en x y en y de la columna a la que pertenece la zapata que se está diseñando.

El procedimiento para determinar la carga de diseño es el siguiente:

- la carga actuante será la sumatoria de las fuerzas axiales en x (por carga muerta, carga viva y sismo) más la sumatoria de las fuerzas axiales en y (por carga muerta, carga viva y sismo);
- el momento actuante será igual a la suma de los momentos por carga viva, carga muerta y sismo para el sentido x y para el sentido y respectivamente;
- el resto de la zapata se diseña como se explicó en el curso de Cimentaciones 1, por lo que se recomienda consultar las copias de dicho curso.

7.1.2 Factores de seguridad

Para tratar, adecuadamente, el problema de la seguridad, es necesario plantear el diseño en términos que permitan identificar, claramente, contra qué se pretende tener seguridad, dónde se deben aplicar factores de seguridad y qué efectos éstos pretenden cubrir.

El diseño, por resistencia última, constituye un planteamiento claro de los objetivos que se persiguen al diseñar una estructura y permite identificar más claramente dónde se toman los factores de seguridad y qué magnitud tienen éstos.

Las disposiciones de seguridad del Código ACI, utilizan coeficientes de reducción de la resistencia o de mayoración de las cargas. Estos coeficientes se fundamentan, hasta cierto punto, en información estadística, pero, dependen en mayor grado de la experiencia, del criterio de ingeniería y de concertaciones. En otras palabras, la resistencia de diseño de una estructura o elemento debe ser, por lo menos, igual a la resistencia requerida calculada a partir de las cargas últimas dadas por las combinaciones de carga.

En el método de resistencia última, que es el utilizado en la presente tesis, se utiliza un factor de carga para ampliar las cargas vivas y muertas anticipadas (denominadas cargas de trabajo).

Las cargas ampliadas son vistas como cargas de colapso y, entonces, los elementos estructurales se diseñan utilizando esfuerzos últimos (o algunas veces esfuerzos de fluencia). Las estructuras de concreto reforzado y preesforzado se diseñan utilizando este método.

Puede analizarse la estructura total de concreto mediante un análisis elástico, pero, los miembros son analizados y dimensionados con base en el comportamiento inelástico o plástico. Las estructuras de acero también pueden diseñarse utilizando factores de carga. Sin embargo, en este caso, el análisis de la estructura total y de los miembros se basa en el análisis plástico.

Los factores de seguridad utilizados con frecuencia reflejan el grado superior de incertidumbre asociada con las cargas vivas, en comparación con las cargas muertas. Por ejemplo, factores típicos de carga para una carga de diseño son:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

En un diseño por resistencia última, se dimensionan los miembros de tal forma que los esfuerzos alcancen el nivel último de carga bajo un nivel factorizado de la carga.

Capítulo 8

DISEÑO EN MADERA

8.1 GENERALIDADES

A diferencia de muchos materiales de construcción, la madera no es un material elaborado, sino orgánico, que, generalmente, se usa en su estado natural.

De los numerosos factores que influyen en su resistencia, los más importantes son la densidad, los defectos naturales y su contenido de humedad. A causa de los defectos y de las variaciones inherentes a la madera, es imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo con el grado de precisión que se hace en el acero o en el concreto.

En general, se usa material estructural para soportar cargas y se clasifica tomando como base la resistencia y el uso de toda la pieza. Dentro de esta clasificación se encuentran los grados estructurales para madera y están definidos por la Agencia de Inspección del Pino Sureño de los Estados Unidos, SPIB, por sus siglas en inglés.

Para definir estos grados estructurales, se toman en cuenta varios factores como: densidad, presencia de nudos, rajaduras, deformaciones, hendiduras, cepillado incompleto, manchas, fracturas, etc., lo que permite clasificar la madera en grado 1, grado 2 y grado 3. Como es de suponer, el grado 1 corresponde a la madera de mejor calidad.

Desde el punto de vista de la ingeniería, la madera presenta problemas complejos y variados que muchos otros materiales estructurales. Los árboles cuya madera se emplea en la construcción se clasifican en dos grupos: los de madera blanda y los de madera dura, aunque estos términos no indican el verdadero grado de dureza de la madera. El pino y el ciprés están considerados dentro de las maderas duras, éstas son las dos especies de árboles que más se usan para obtener madera estructural en Guatemala.

8.1.1 Calidad en la madera

El peso específico de las diferentes especies de madera, lo determinan las diferencias de posición y tamaño de las células huecas, así como el espesor de las paredes de las células. La resistencia de la madera está íntimamente relacionada con su densidad. Cuando se trata de hacer cálculos, se toma como peso propio promedio de la madera entre 40 y 50 lb / pie³.

Cualquier irregularidad en la madera que afecte su resistencia o durabilidad, es un defecto. A causa de las características naturales del material, existen varios defectos inherentes a todas las maderas que afectan a su resistencia, apariencia y durabilidad. Se describen en seguida los defectos más comunes.

- a. rajadura a través de los anillos: es una hendidura o

separación longitudinal de la madera que atraviesa los anillos anuales; generalmente, proviene del proceso de curado;

- b. reventadura entre anillos: separación a lo largo del hilo, principalmente, entre anillos anuales.

Estos dos tipos de defectos reducen la resistencia al esfuerzo cortante, por tanto, los miembros sujetos a flexión resultan afectados directamente por su presencia.

Otro defecto que disminuye la calidad de la madera, lo constituye la pudrición. Esto es, la desintegración de la sustancia linosa, debido al efecto destructor de los hongos. La pudrición se reconoce con facilidad porque la madera se hace blanda, esponjosa o se desmorona. Generalmente, es difícil determinar el alcance de la pudrición; por tanto, en las maderas de los grados estructurales, no se tolera ninguna forma de pudrición.

Un nudo es la parte de una rama incorporada en el tallo de un árbol. Hay varios tipos y clasificaciones de nudos y la resistencia de un miembro resulta afectada por el tamaño y la posición de los nudos que pueda contener. Las reglas para clasificar en grados la madera estructural son específicas respecto del número y tamaño de los nudos, y, se les toma en cuenta al determinar los esfuerzos de trabajo.

Las bolsas de resina son aberturas paralelas a los anillos anuales que contienen resina, ya sea sólida o líquida. Es sumamente combustible, sin mucha capacidad estructural.

La madera puede estar verde o seca. Toda la madera verde contiene agua y la utilidad de la madera se mejora eliminándola. El proceso para eliminar la humedad de la madera verde se conoce con el nombre de curado; se efectúa exponiéndola al aire o calentándola en hornos. La madera curada, es decir, seca, es más rígida, más fuerte y más durable que la madera verde. La contracción de las fibras linosas debido al curado, produce esfuerzos internos que originan rajaduras y alabeo; el efecto del curado varía según el tamaño de la madera. La madera blanda se contrae más con el curado que la madera dura.

8.1.2 Esfuerzos en la madera

El esfuerzo unitario se puede definir como una resistencia interna, por unidad de área, que es ocasionada por la aplicación de una fuerza externa. Puede describirse como una fuerza resistente distribuida, internamente.

Al esfuerzo unitario permisible se le dan varios nombres: esfuerzo de trabajo de seguridad, esfuerzo unitario de trabajo y esfuerzo permisible. Es el esfuerzo que se usa en los cálculos de diseño y representa el esfuerzo unitario máximo real, que se considera conveniente en los miembros estructurales. Por lo general, se le determina, tomando una fracción del esfuerzo a la ruptura o del límite de

elasticidad. Puesto que los esfuerzos superiores al límite de elasticidad producen deformaciones permanentes, es obvio que los esfuerzos unitarios deben ser mucho menores que el límite de elasticidad.

En el caso de la madera, los esfuerzos que se dan no tienen relación alguna con el esfuerzo a la ruptura ni con el límite de elasticidad.

Los cuatro tipos de esfuerzos que interesan, principalmente, son:

- a. esfuerzo de compresión: es el que se produce cuando una fuerza tiende a comprimir o aplastar un miembro estructural;
- b. esfuerzo de tensión: es el que se produce al aplicar una fuerza que tiende a estirar o alargar un miembro;
- c. esfuerzo a flexión: es el que se produce cuando una fuerza hace que se defleccione o flexione el miembro;
- d. esfuerzo de corte: cuando dos fuerza iguales, paralelas y de sentido contrario, tienden a hacer resbalar, una sobre otra, las superficies contiguas de un miembro. Las fallas por corte en las vigas se deben al esfuerzo cortante horizontal, no al vertical; por lo que en las vigas de madera, el esfuerzo cortante horizontal merece atención especial.

Para obtener esfuerzos de trabajo, los esfuerzos básicos se reducen por medio de factores que toman en cuenta la pérdida de resistencia por defectos, tamaño y posición de los nudos, inclinación del hilo, tamaño del miembro, su densidad, etc.

No existe una norma universal para relacionar los esfuerzos de trabajo con la clasificación estructural. El diseñador de madera estructural, naturalmente, debe satisfacer los requisitos y esfuerzos de trabajo establecidos en los reglamentos de construcción.

Los esfuerzos a flexión varían según la fibra de crecimiento. La madera es más resistente en el sentido paralelo a ésta. En la presente tesis este esfuerzo se denominará como F_f . Para el pino nacional y el ciprés se tomará un valor de $F_f = 1000 - 1200 \text{ lb/pul}^2$.

Al esfuerzo de corte se le denominará como F_c . La madera tiene más resistencia al esfuerzo de corte en el sentido perpendicular a la fibra de la misma. El esfuerzo de corte será el 10% del esfuerzo a flexión. Para el pino nacional y el ciprés se tomará un valor de $100 - 120 \text{ lb/pul}^2$.

Las pruebas de resistencia de las diferentes especies de madera se hacen comunmente con probetas de 2×2 pulgadas de sección transversal, pero, las pruebas hechas con piezas de los tamaños que se usan en la práctica demuestran que los datos de los esfuerzos se aplican solamente al tamaño empleado en la prueba.

En los proyectos de madera estructural, los esfuerzos de trabajo que se requieren como datos son los de la fibra de los extremos en flexión y tensión paralela a la veta, el cortante horizontal, la compresión paralela a la veta, la compresión perpendicular a la veta y el módulo de elasticidad.

8.1.3 Sistema de medidas

La Oficina Internacional de Pesas y Medidas tiene como objetivo establecer un sistema de unidades racional, coherente y de uso universal. Este sistema es el llamado Sistema Internacional de Unidades SI. Sin embargo, el sistema usado para maderas es el sistema inglés, algunas unidades de este sistema son: la libra (lb), el pie (p), la pulgada (plg)

La unidad de medida de venta de la medera es el pie tablar, éste es el precio que tiene un pie² de madera por una pulgada de espesor. Su símbolo es ∇

Para el cálculo del pie tablar se tiene la siguiente fórmula:

$$\nabla = \frac{b'' h'' L'}{12}$$

donde b = base en pulgadas
h = altura o espesor en pulgadas
L = longitud en pies

8.2 DISEÑO EN MADERA

Algo que se debe tener muy en cuenta al diseñar en madera es que al determinar las dimensiones del miembro, se debe tomar en cuenta el tiempo durante el cual se aplica la carga. Una fuerza aplicada repentinamente, de unos cuantos segundos de duración, quizá no produzca daños a un miembro, pero si la misma fuerza se aplica durante un período más largo puede producir la falla.

En las próximas secciones se enseñará la manera correcta de diseñar los miembros estructurales de madera a diferentes condiciones de carga y de esfuerzos.

8.2.1 Diseño a compresión

Los esfuerzos de trabajo que se dan para compresión paralela al hilo, se aplica a postes, columnas y puntales.

Los esfuerzos de compresión perpendicular al hilo, se refieren a los que se producen en las partes de las vigas donde descansan los apoyos o donde las cargas concentradas están en contacto con las vigas.

Si se tiene un elemento estructural del tipo columna, puntal o poste, se debe chequear su esbeltez de la siguiente manera:

$$\frac{L}{d} \leq 50$$

donde L = longitud del elemento.
 d = lado menor de dicho elemento.

De la misma fórmula anterior se puede calcular la longitud máxima del elemento, con sólo despejar la variable L , el valor 50 va a ser constante.

La máxima carga axial de compresión se puede calcular a partir de:

$$\frac{P}{A} = \frac{0.3 E}{(L/d)^2}$$

donde P = carga axial de compresión (lb).
 A = área de la sección transversal del elemento (plg²).
 E = módulo de elasticidad de la madera (lb/plg²).
 Depende de la madera a usar. L = longitud de la pieza (plg.).
 d = lado menor de la sección (plg.).

El chequeo que se debe hacer es el siguiente:

$$Ff = \frac{P_{max.}}{A}$$

donde Ff = esfuerzo de flexión, depende del tipo de madera.
 $P_{max.}$ = carga axial (lb).
 A = área de la sección transversal (plg²).

Por lo que la carga axial por compresión debe ser menor que la carga axial máxima, para que el elemento no falle por flexión.

$$P_{max} > P$$

Al diseñar la sección de alguna pieza de madera, ésta se debe dar conforme las medidas comerciales de sección que hay. Se debe considerar que cuando se pide madera cepillada, las dimensiones de la sección disminuyen 1/16 por cada cara cepillada.

8.2.2 Diseño a corte

En las vigas cargadas, verticalmente, existen dos tipos de corte: 1. Corte horizontal que es la tendencia al deslizamiento en sentido paralelo al eje de la viga. 2. Corte vertical es la tendencia al deslizamiento en sentido perpendicular al eje de la viga.

Como se mencionó, anteriormente, el corte horizontal es el más crítico para la madera y siendo la madera un material muy usado en el diseño de estructuras y aún más en formaletas, es natural que su diseño se haga en términos de este tipo de corte. El corte horizontal está en función del valor del corte vertical extremo en el punto considerado.

En un elemento rectangular de madera, el máximo esfuerzo de corte se determina por la fórmula:

$$F_c = \frac{3 V}{2 b h}$$

donde F_c = esfuerzo de corte.
 V = valor del corte en lb/pie.
 bh = área transversal de la sección. Donde b = base en plg. y h = altura en plg.

El valor de V para vigas simplemente apoyadas con carga uniformemente distribuida será:

$$V = \frac{wL}{2}$$

donde w = carga uniformemente distribuida en lb/pie.
 L = longitud del tramo en pies.

Para vigas sobre tres o más apoyos, cargadas también, uniformemente, será: $V = 0.6 wL$

El valor F_c , obtenido en la fórmula no deberá exceder los esfuerzos permisibles de corte para los diferentes tipos de madera.

Al finalizar el diseño completo del elemento (por flexión, por corte, por deflexión), se debe chequear que el área de la sección transversal de la pieza sea que el área de la sección obtenida a través del diseño por corte.

8.2.3 Diseño a flexión

La deformación que acompaña a la flexión se llama flecha y es la distancia vertical que se mueve un punto de la superficie neutra cuando la viga se flexiona. En todas las vigas existe un cierto grado de flexión y el diseñador debe procurar que no exceda de ciertos límites prescritos.

En el diseño a flexión se busca que el esfuerzo a flexión actuante F_{fa} , no exceda el valor del esfuerzo a flexión F_f para los diferentes tipos de madera.

La fórmula para calcular el esfuerzo a flexión actuante es la siguiente:

$$F_f = F_{fa} = \frac{M c}{I} = \frac{M}{S}$$

donde M = momento máximo del elemento, debido a la carga aplicada.

c = distancia al eje neutro en la sección.

$$c = h / 2.$$

I = inercia de la sección.

$$I = (1/12) b h^3$$

S = módulo de sección. En donde:

$$S = \frac{I}{c} = \frac{b h^2}{6}$$

Por lo que al despejar esta fórmula para bh , se tendrá la siguiente expresión:

$$bh^2 = \frac{6M}{Ff}$$

Generalmente, se asume un valor para h que esté en función de b y reducir de esta forma el número de incógnitas a una.

En una viga de sección circular, se asumirá que tiene los mismos esfuerzos en flexión que una viga de sección cuadrada de igual área.

En la tabla 8.1 se dan valores de momentos para casos típicos de cargas y apoyos.

	$M = \frac{WL^2}{8}$
	$M = \frac{WL^2}{9}$
	$M = \frac{WL^2}{9}$
	$M = \frac{PL}{3}$
	$M = \frac{PL}{4}$

Tabla 8.1 MOMENTOS PARA DIFERENTES TIPOS DE EMPOTRAMIENTO

Al finalizar el diseño completo del elemento (por flexión, por corte, por deflexión) se debe chequear que el módulo de sección de la pieza sea \geq que el módulo de sección obtenida a través del diseño a flexión.

8.2.4 Diseño a deflexión

El límite admisible, también llamado deflexión máxima ..., para la flecha en las vigas en la construcción de pisos que soportan cielos rasos enyesados o tabiques, se toma, generalmente, como $\Delta = 1/360$ del claro.

Se considera que el límite de las flechas admisibles en vigas que no soportan enyesados es $\Delta = 1/240$ de la longitud del claro; en los puentes para carreteras, la deflexión máxima es con frecuencia $\Delta = 1/200$ del claro.

Cuando la madera está verde, se acostumbra en los cálculos duplicar la carga muerta, pero no la viva, para tomar en cuenta el flambeo.

Un caso que ocurre con frecuencia consiste en una combinación de carga uniformemente distribuida y una carga concentrada o cargas que obran, simultáneamente. Si la flecha máxima de cada tipo de carga ocurre en la misma sección en la longitud de la viga, puede calcularse la flecha para cada sistema de carga por separado y su total será la flecha de la viga.

A continuación se darán las fórmulas para deflexión:

$$\Delta_{\max} = \alpha \frac{WL^4}{EI}$$

donde W = carga uniformemente distribuida el lb/pie.
 L = luz libre del elemento en plg.
 E = módulo de elasticidad, depende del material.
 I = inercia de la sección.

En la tabla 8.2 se dan algunos valores de α para condiciones de carga, típicas.

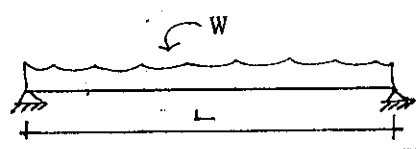
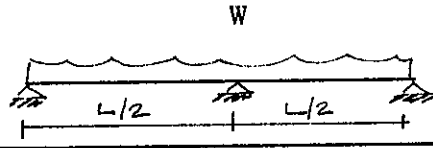
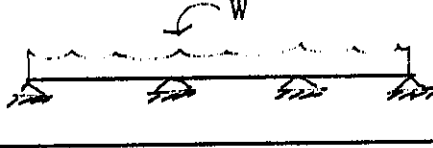
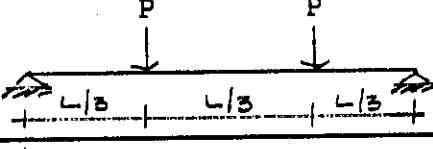
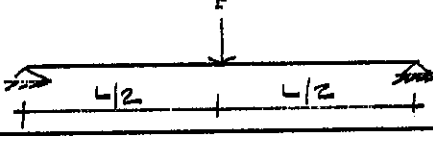
	$\alpha = \frac{5}{384}$
	$\alpha = \frac{1}{185}$
	$\alpha = 0.0069$
	$\alpha = \frac{23}{648}$
	$\alpha = \frac{1}{48}$

Tabla 8.2 FACTOR DE DEFLEXION

Igualando las dos deflexiones, la \max y la, se resuelve para I . Luego, sustituyendo esta I con su correspondiente valor de $(1/12)bh^3$, se despeja el valor de b . Generalmente, se asume un valor para h que esté en función de b y reducir de esta manera el número de incógnitas a una.

Finalizado el diseño completo del elemento (por flexión, por corte, por deflexión) se debe chequear que la inercia de la pieza sea \geq que la inercia obtenida a través del diseño a deflexión.

8.2.5 Diseño a flexo-compresión

La mayoría de armaduras para techos se construye de manera que las cargas de los techos se transmitan a la armadura solamente en los nudos. Esto da por resultado que los miembros de la armadura estén sujetos a tensión o compresión.

Usualmente, los polines transmiten las cargas del techo a la armadura en los nudos y la cuerda superior está sujeta a esfuerzos de compresión únicamente. Si se imagina una armadura en la que se hayan omitido los polines, en los que los pares del techo se extiendan de armadura a armadura, apoyándose en la cuerda superior. De este modo resulta que los miembros de las cuerdas superiores quedan sujetos a esfuerzos axiales de compresión, debido al funcionamiento de la armadura y, también, a los esfuerzos flexionantes que resultan de las cargas transmitidas por los pares del techo.

Cuando un miembro está sujeto al mismo tiempo a compresión axial y flexión, deberán darse dimensiones al miembro de modo que las cantidades

$$\frac{P/A}{c} + \frac{M/S}{f} \text{ no excedan de } 1.$$

donde P = fuerza axial de compresión en lb.

A = área de la sección transversal en plg^2 .

P/A = esfuerzo de compresión producido por la carga axial, es decir, la carga axial total dividida por el área de la sección transversal del miembro.

c = esfuerzo permisible en compresión paralelo a la veta que se permitiría en la columna si solamente existieran esfuerzos axiales, en lb/plg^2 . El término c representa el esfuerzo de compresión admisible, según la relación l/d .

M = momento flexionante máximo que resulta de las cargas que producen flexión, lb.plg .

S = módulo de sección de la sección transversal, en plg^3 .

M/S = esfuerzo de flexión inducido por la carga de flexión.

f = esfuerzo permisible en la fibra extrema en flexión, que se permitiría si solamente existieran esfuerzos de flexión, en lb/plg^2 .

En las columnas con separados, la fórmula de los esfuerzos combinados puede aplicarse solamente cuando la flexión es en dirección paralela a las superficies de contacto mutuo de los bloques y las piezas individuales.

8.3 ARMADURAS

La función de la armadura es la de transmitir a los apoyos, de la manera más eficientemente posible, las cargas que deben soportar. Esto se logra cuando la configuración de la armadura se acerca a la forma del diagrama de momentos flexionantes.

La configuración de las armaduras, depende no solamente de la eficiencia estructural, influyen, también, requisitos funcionales y constructivos. Así, pues, deben tenerse en cuenta aspectos como el tipo de material de cubierta (lámina, teja, etc.), el sistema de desagüe, los materiales y mano de obra disponible para la fabricación de los miembros.

Según su forma, la mayor parte de las armaduras de madera pueden clasificarse, según los tres tipos básicos que se mencionan a continuación:

1. de cuerda superior curva (Bow - string) que es el más eficiente para cargas uniformes. Para que la armadura sea económica debe tener una relación entre altura y longitud de claro de $1/6$ a $1/10$, con un claro de 15 a 60 metros;
2. de cuerdas paralelas (Planas) es el tipo básico menos eficiente desde el punto de vista estructural, sin embargo, puede ser conveniente cuando es necesario soportar techos planos o pisos con claros grandes. Con una relación $h/L = 1/6$ y una longitud de claro entre 15 y 45 metros;
3. de dos aguas (Triangulares) debe tener una relación de altura/ longitud de claro de $1/6$, con un claro de 10 a 20 metros.

Debido a que las armaduras de cuerda superior curva solamente puede usar materiales de techado que puedan adaptarse fácilmente a una configuración curva, su uso no es tan extenso como el de las armaduras de dos aguas. Por este motivo, en la presente tesis se hará énfasis en las estructuras triangulares.

Las armaduras de dos aguas son las más comunmente utilizadas para techar viviendas y edificios industriales, por la ventaja que ofrece su forma. La posición de las cuerdas superiores facilita el desagüe, mientras que las cuerdas inferiores horizontales proporcionan apoyo para el cielo raso cuando éste se requiere. Por otra parte, la superficie plana de la cubierta permite el uso de cualquiera de los materiales de cubierta, tradicionales.

Existen varias maneras de disponer los miembros del alma, una de las opciones más usuales para armaduras ligeras con claros inferiores a los 12 m. es la FINK, a veces denominada tipo W; para claros más grandes se utiliza una FINK modificada.

Otro tipo es el denominado HOWE, las que tienen sus miembros verticales sujetos a tensión, es el tipo más conveniente cuando se desean armaduras de acero. Las armaduras de dos aguas tipo abanico, tienen la ventaja que la reducida distancia entre los nudos de la cuerda superior hacen posible que las costaneras caigan sobre éstos; se evitan de esta manera los momentos que se originan cuando las costaneras caen entre nudos.

Las armaduras tipo PRATT, al contrario de lo que sucede con el tipo Howe, los miembros del alma que están en tensión son los inclinados, los miembros verticales están en compresión; dichos miembros son más cortos que los de los otros tipos, por lo que ofrece la ventaja que los efectos de esbeltez son menos significativos.

Las armaduras triangulares tipo BELGA es una de las más utilizadas para claros de cierta importancia; su principal ventaja reside en que las fuerzas en todos los miembros del alma difieren poco, lo que permite fabricarlos con dimensiones iguales o parecidas y uniformizar los detalles de las juntas.

Una armadura es una estructura fija y estable que está diseñada para soportar cargas, la metodología utilizada para el análisis de los diferentes tipos de armaduras se fundamenta en las ecuaciones de equilibrio estático de la mecánica.

En la actualidad son dos los métodos más conocidos y utilizados para el análisis de armaduras en madera:

1. Método de los nudos es el que considera una armadura como un conjunto de nudos y miembros de dos fuerzas. Sobre cada miembro de una estructura actúan dos fuerzas que tienen la misma magnitud, la misma línea de acción y sentidos opuestos. De la tercera ley de Newton se sabe que las fuerzas de acción y reacción entre un miembro y un nudo son iguales y opuestas, actuando a lo largo del elemento que los conecta. Puesto que la armadura completa está en equilibrio, cada nudo debe estarlo también. Esto puede determinarse en un diagrama de cuerpo libre para

cada nudo y escribiendo sus respectivas ecuaciones de equilibrio. Las fuerzas en los nudos pueden estar actuando a tensión o a compresión, dependiendo de sus líneas de acción;

2. Método de las secciones se basa en las mismas leyes físicas que el método anterior. La diferencia entre este método y el de los nudos radica en determinar una o unas cuantas fuerzas en una armadura. El procedimiento a seguir en este método es escoger como cuerpo libre una porción de la armadura formada por varias uniones y miembros, de tal manera que la fuerza deseada sea una de las fuerzas externas a la porción seleccionada; el valor de esta fuerza se encuentra resolviendo las ecuaciones de equilibrio para esa porción de la armadura.

El peso propio de la armadura varía con la luz, la separación entre armaduras, el tipo de armadura, la intensidad de las cargas que soporta (se determinaron en el capítulo 3) la pendiente del techo y los esfuerzos de trabajo de la madera. El peso se puede calcular a partir de la fórmula empírica:

$$W = 0.9L$$

donde W = peso de la armadura en kg/m^2
 L = luz de la armadura en m.

Algunas de las cargas que se deben considerar en el diseño de armaduras son: peso de la cubierta o material de techo (lámina, teja, etc.), peso de las costaneras, peso propio de la armadura y la carga viva

En la tabla 8.3 se dan valores de coeficientes para determinar las fuerzas internas de los tipos más comunes de armaduras en dos aguas, obtenida en el libro de Harry Parker, Diseño de armaduras de techos para arquitectos y constructores; los valores de los coeficientes están dados para cada miembro de la armadura, según el valor de la inclinación que tengan, también se dan los tipos de fuerza que actúa en cada miembro.

El valor de estos coeficientes se deben multiplicar por el valor de la carga P que actúa en la armadura, para obtener las fuerzas internas a tensión o compresión de los miembros.

ARMADURA TIPO FINK					ARMADURA DE MONTANTE MAESTRO						
Miembro	Tipo de las fuerzas	Inclinación = Altura claro				Miembro	Tipo de las fuerzas	Inclinación = Altura claro			
		K	30°	K	K			K	30°	K	K
AD.....	Compresión	2.70	3.00	3.35	4.04	AD.....	Compresión	2.70	3.00	3.35	4.04
BE.....	Compresión	2.15	2.50	2.91	3.67	BE.....	Compresión	2.50	3.00	3.50	4.29
DC.....	Tensión	2.25	2.60	3.00	3.75	DC.....	Tensión	2.25	2.60	3.00	3.75
DE.....	Compresión	1.50	1.73	2.00	2.50	DE.....	Compresión	0.99	1.00	1.12	1.35
EF.....	Tensión	0.75	0.87	1.00	1.25	EF.....	Tensión	1.00	1.00	1.00	1.00

ARMADURA TIPO MC HOWE					ARMADURA TIPO PRATT						
Miembro	Tipo de las fuerzas	Inclinación = Altura claro				Miembro	Tipo de las fuerzas	Inclinación = Altura claro			
		K	30°	K	K			K	30°	K	K
AE.....	Compresión	4.51	5.00	5.59	6.73	AE.....	Compresión	4.51	5.00	5.59	6.73
BF.....	Compresión	3.61	4.00	4.50	5.39	BF.....	Compresión	4.51	5.00	5.59	6.73
CH.....	Compresión	2.70	3.00	3.30	4.04	CH.....	Compresión	3.61	4.00	4.47	5.39
ED.....	Tensión	3.75	4.33	5.00	6.25	ED.....	Tensión	3.75	4.33	5.00	6.25
GD.....	Tensión	3.00	3.46	4.00	5.00	GD.....	Tensión	3.00	3.46	4.00	5.00
IE.....	Compresión	0.90	1.00	1.16	1.35	IE.....	Tensión	2.25	2.60	3.00	3.75
JG.....	Tensión	0.50	0.50	0.50	0.50	JF.....	Compresión	1.00	1.00	1.00	1.00
KH.....	Compresión	1.25	1.32	1.40	1.60	KG.....	Tensión	1.25	1.32	1.41	1.60
LI.....	Tensión	2.00	2.00	2.00	2.00	HL.....	Compresión	1.50	1.50	1.50	1.50
						LI.....	Tensión	1.65	1.73	1.80	1.95

ARMADURA TIPO ABANICO					ARMADURA TIPO FINK						
Miembro	Tipo de las fuerzas	Inclinación = Altura claro				Miembro	Tipo de las fuerzas	Inclinación = Altura claro			
		K	30°	K	K			K	30°	K	K
AE.....	Compresión	4.51	5.00	5.59	6.73	AF.....	Compresión	6.31	7.00	7.83	9.42
BF.....	Compresión	3.54	4.00	4.55	5.57	BG.....	Compresión	5.76	6.50	7.38	9.05
CC.....	Compresión	3.40	4.00	4.71	5.93	CS.....	Compresión	5.20	6.00	6.95	8.68
ED.....	Tensión	3.75	4.33	5.00	6.25	DK.....	Compresión	4.65	5.50	6.48	8.31
HD.....	Tensión	2.25	2.60	3.00	3.75	EE.....	Tensión	5.25	6.06	7.04	8.75
EF.....	Compresión	0.93	1.00	1.08	1.21	HE.....	Tensión	4.50	5.20	6.02	7.50
FG.....	Compresión	0.93	1.00	1.05	1.21	IE.....	Tensión	3.00	3.46	4.00	5.00
GH.....	Tensión	1.50	1.73	2.00	2.50	FG.....	Compresión	0.83	0.87	0.89	0.93
						GH.....	Tensión	0.75	0.87	1.00	1.25
						HI.....	Compresión	1.60	1.73	1.79	1.90
						IJ.....	Tensión	0.75	0.87	1.00	1.25
						JK.....	Compresión	0.61	0.67	0.69	0.83
						KL.....	Tensión	2.25	2.60	3.00	3.75
						LL.....	Tensión	1.50	1.73	2.00	2.50

Tabla 8.3 COEFICIENTES PARA DETERMINAR LAS FUERZAS INTERNAS DE ARMADURAS

8.3.1 Juntas

Los miembros de una armadura de madera pueden estar formados de una sola pieza, de manera que todos los miembros se encuentran en un plano o por combinaciones, de varias piezas que quedan en planos diferentes, en este caso, los tornillos y/o pernos proporcionan un método fuerte, eficiente y económico para sujetar entre sí los miembros de madera.

Los pernos también se usan para sujetar placas de acero a miembros de madera. Se dispone de pernos de casi cualquier tamaño y pueden usarse con todas las escuadrías de madera.

Se procura diseñar las juntas de manera que los ejes de las piezas unidas se corten en un punto, la elección del elemento de unión más apropiado para formar las juntas de una armadura, depende, en gran parte, de las características de los miembros unidos.

Los clavos pueden utilizarse en armaduras ligeras, en las que el espesor de los miembros no exceda de 5 cm., si alguno de los miembros está integrado por dos o más piezas, los clavos se pueden utilizar solos, sin necesidad de placas de unión.

Si los miembros de la armadura están en un plano, los clavos pueden utilizarse en combinaciones con placas de madera contrachapadas (plywood) o de lámina. En armaduras de claros pequeños con sus miembros en un plano, es posible formar las juntas con placas de plywood pegadas con cola, este tipo de unión proporciona gran rigidez.

Es frecuente que la cola se use en combinación con clavos, cuya función esencial es proporcionar presión para el pegado; al dimensionar este tipo de juntas debe tenerse en cuenta que no es correcto sumar la contribución a la resistencia del pegamento al de los clavos, ya que éstos sólo podrán actuar cuando haya fallado el pegamento.

Cuando se usan cachetes de madera, éstos deberán tener un espesor máximo igual a la mitad del miembro principal. La carga perpendicular admisible al perno, en este caso, no deberá exceder el esfuerzo paralelo a las fibras de la madera. Deben ponerse planchas con suficiente área para resistir la componente de la carga que actúa paralela al eje del perno.

Los datos para el diseño de una junta atornillada son las especies y escuadrías de los miembros que van a unirse. El procedimiento consiste en suponer un tamaño para un perno y determinar luego la carga permisible en él. La carga total dividida entre esta carga en un perno determina el número de pernos que se necesitan.

Las separaciones, distancias a los extremos y las distancias a los bordes en una junta atornillada deben ser suficientes para que cada perno desarrolle toda su resistencia. Los siguientes son algunos de los requisitos sobre su colocación. Todas las separaciones y distancias se miden partiendo del centro de los pernos.

- a. Separación de los pernos en una fila: cuando las cargas son paralelas a la veta, la separación mínima es de cuatro veces el diámetro del perno. Cuando las cargas son perpendiculares a la veta, úsese la misma separación que cuando son paralelas, si la carga de proyecto se aproxima a la capacidad de apoyo del perno en los miembros laterales. Si la carga de diseño es menor, puede reducirse la separación.
- b. Separación entre filas: cuando las cargas son paralelas a la veta, la separación la controla el apoyo de los pernos

y los requisitos de la sección neta. Cuando las cargas son perpendiculares a la veta, la separación deberá, ser cuando, menos igual a dos veces y media en diámetro del perno para una relación de l/d de 2, y de cinco veces el diámetro para relaciones de l/d de 6 o mayores.

- c. Distancia al extremo: cuando las cargas son paralelas a la veta, en tensión siete veces el diámetro del perno para maderas blandas y cinco veces en las duras. En compresión cuatro veces el diámetro del perno.
- d. Distancia al borde: cuando las cargas son paralelas a la veta en tensión o compresión, la distancia al borde será, cuando menos, vez y media el diámetro del perno, excepto cuando las relaciones de l/d sean mayores. en cuyo caso se usa la mitad de la distancia entre filas de pernos. Cuando las cargas son perpendiculares a la veta, la distancia al borde más cercana al extremo hacia la cual obra la carga, debe ser, cuando menos, cuatro veces el diámetro del perno.

La fórmula a usar en el diseño de juntas son las que se muestran a continuación:

- Diseño a tensión:

$$A_p = \frac{T}{2F_s}$$

donde A_p = área de la sección transversal de la platina,
 $A_p = dt$. Siendo t el espesor de la platina o del cachete de madera, $t = 0.5b$ como máximo, en donde b es el ancho del miembro. El valor que le corresponde a d es el espesor o alto del miembro. En la figura 8.1 se muestran estos valores.

T = carga que actúa en el miembro.

F_s = esfuerzo de trabajo del acero. $F_s = 0.6F_y$

El valor de F_y depende del grado estructural del acero.

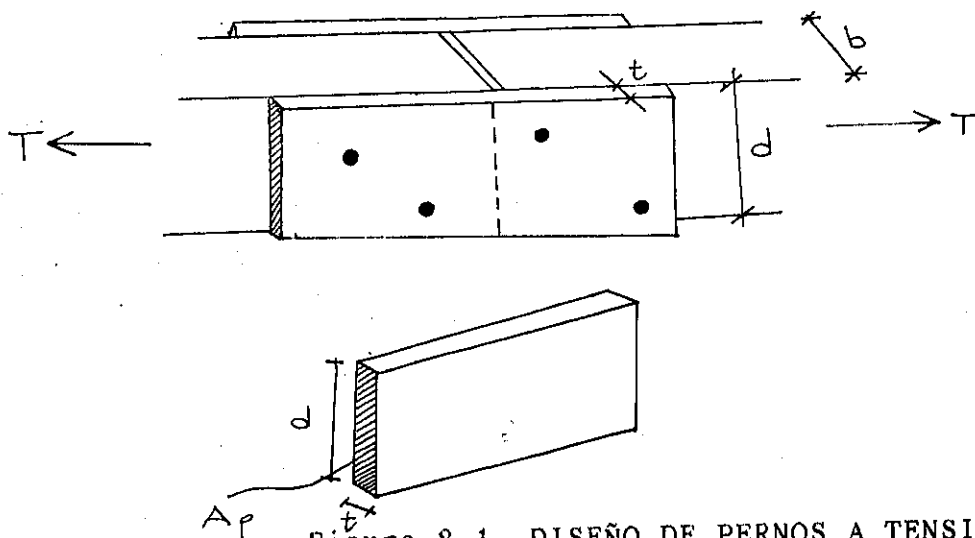


Figura 8.1 DISEÑO DE PERNOS A TENSION

- Diseño a corte:

$$F_c = \frac{T_p}{2ab}$$

- donde F_c = esfuerzo a corte del acero, $F_c = 0.45F_y$.
 T_p = carga que actúa en cada perno. Esta carga será el valor de la división de la carga del miembro dividido entre el número de pernos colocados en una de las mitades de la platina. En la figura 8.2 se muestra esto.
 a = separación entre pernos en el sentido horizontal. Es el área de corte de los pernos.
 b = ancho del miembro de madera.

Se debe hacer un chequeo para el valor de a , el cual debe ser mayor o igual al obtenido en A :

- Si $A > a$, entonces aumentar el número de pernos.
- Si $A < a$, el número de pernos asumido es el correcto.

Este nuevo valor de A , se obtiene a partir de:

$$A = \frac{T}{F_m}$$

- donde A = Área de carga en el miembro.
 T = carga que actúa en el miembro.
 F_m = esfuerzo de la madera del miembro.

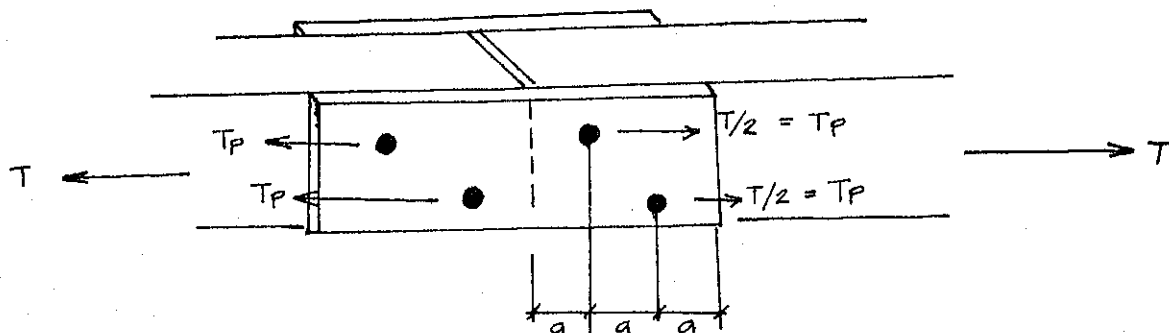


Figura 8.2 DISEÑO DE PERNOS A CORTE

- Diseño para que no fallen los pernos:

$$\frac{V}{A_p} \leq F_c$$

- donde F_c = esfuerzo a corte del acero, $F_c = 0.45F_y$.
 A_p = área del perno.
 V = carga en el perno T_p entre número de filas de pernos.

Algunas áreas de pernos son las que se muestran en la tabla 8.4.

TAMAÑO DE PERNO	AREA (plg ²)
3/8"	0.11
1/2"	0.20
5/8"	0.31
1/4"	0.05

Tabla 8.4 AREAS DE PERNOS

8.4 DISEÑO DE FORMALETAS

Las formaletas para concreto están expuestas a soportar cargas verticales como el peso del acero de refuerzo y el concreto fresco, el peso propio de la formaleta y otras cargas impuestas durante el tiempo que dure la fundición y cargas horizontales como las originadas por el volteo o colocación del concreto, el movimiento del equipo de construcción, la acción del viento y, en algunos casos, la acción de sismo.

La presión producida por el concreto fresco sobre paredes y columnas es diferente a la carga producida por el mismo sobre losas y vigas.

La presión lateral del concreto, que se puede tomar como una presión hidrostática modificada, está influida por el peso del concreto, la velocidad de fundición, la temperatura de la mezcla, el uso de aditivos (acelerantes o retardantes) y los efectos de la vibración.

Precisar con exactitud las cargas a que estará sometida una formaleta es muy difícil, por lo que se vé en la necesidad de recurrir a asumir ciertos factores de seguridad que cubran los imprevistos que puedan surgir.

Las formaletas y sus soportes deben ser apuntalados perfectamente para soportar todas las presiones laterales que se presentan como: viento, tensión de cables, soportes inclinados, volteo del concreto o cualquier otro impacto.

8.4.1 Formaletas

Para el diseño de formaletas, las cargas verticales que se toman son:

- carga muerta que incluye el peso del concreto reforzado (se ha generalizado usar para el diseño estructural el de 150 lb/pie³) más el peso propio de la formaleta (varía entre 3 - 15 lb/pie²).

- carga viva incluye todas las cargas que le sean impuestas durante el proceso de fundición, tales como trabajadores, equipo, etc.

Ahora se dan algunas recomendaciones para el diseño de formaletas para losas, paredes, columnas, vigas y otras más.

- **LOSAS** el ACI, recomienda un mínimo de carga viva de 50 lb/pie², en el que se incluye el peso de los trabajadores, equipo, andamio e impacto. Algunas veces cuando se usan carretones, es recomendable usar carga viva de 75 lb/pie². Se recomiendan, así mismo, las siguientes cargas mínimas laterales: 100 lb/pie lineal de losa o 2% de la carga muerta total sobre la formaleta, tomando la que sea mayor. Debe considerarse solamente el área de la losa de un tramo simple.

Algunas veces se usan secciones continuas de formaletas para losas, estando, éstas, apoyadas sobre varios soportes, en éste caso, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que se deposite concreto en un tramo provocando así una tendencia a levantar otro tramo adyacente. En este caso, los soportes deben hacerse, suficientemente fuertes o rígidos en los puntos donde tengan tendencia a levantarse; pero, si no se tiene la seguridad de obtener un soporte rígido, es preferible diseñar los tramos como simplemente apoyados.

En la figura 8.3 se muestran las partes típicas de una formaleta de losa.

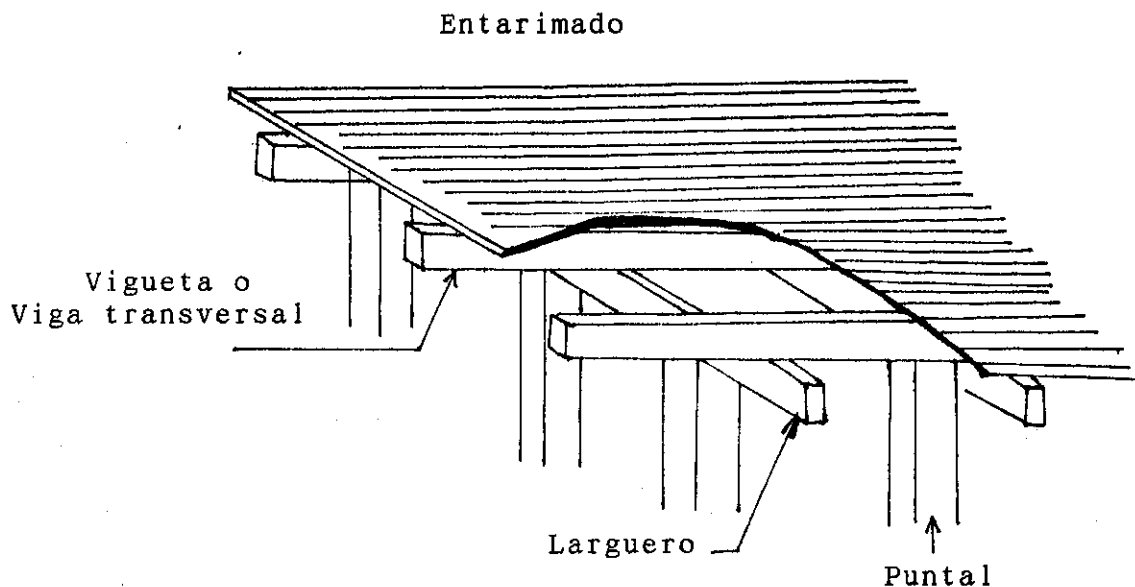


Figura 8.3 FORMALETA DE LOSA

- **FORMALETAS DE MUROS** para fundiciones de concreto con etapas de colocación controladas, el ACI ha desarrollado las siguientes presiones máximas laterales a cualquier altura de la formaleta: $P_{max} = 2000 \text{ lb/pie}^2$ o $150h$, tomando la que sea menor y siendo h la altura máxima del concreto fresco en pies.

La carga lateral mínima recomendada es una carga de viento de 15 lb/pie², pero, en ningún caso menos de 100 lb/pie lineal de pared aplicada en la parte superior de la formaleta. En la figura 8.4 se muestran los componentes de una formaleta de pared.

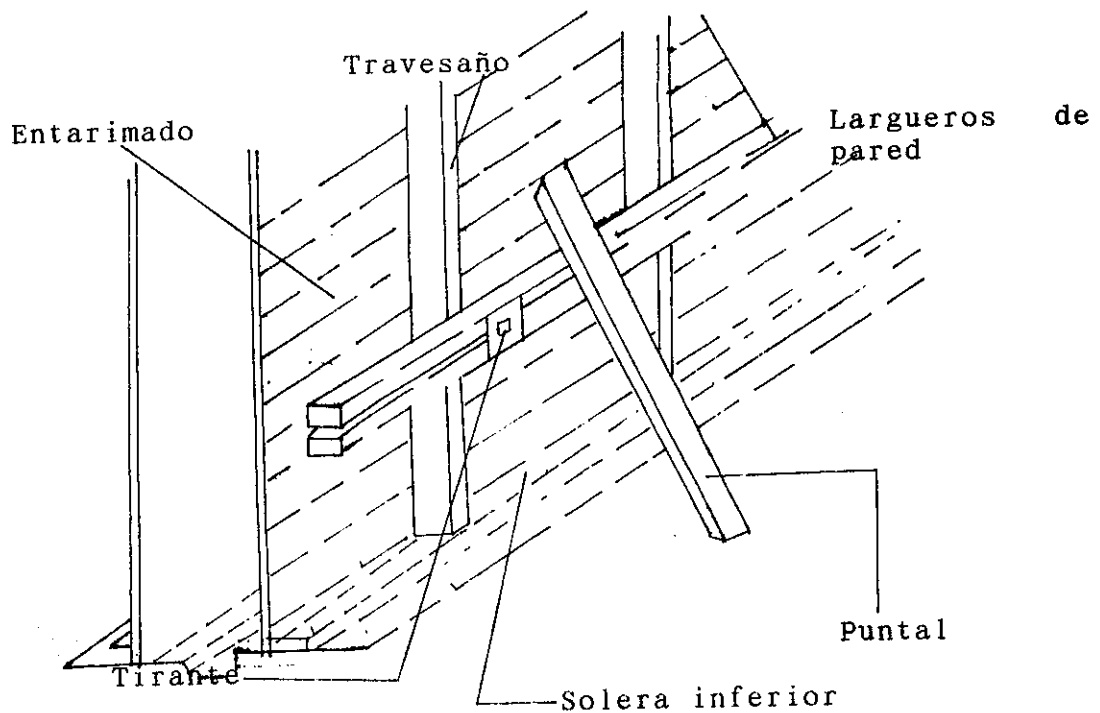


Figura 8.4 FORMALETA DE MURO

- **FORMALETAS DE COLUMNAS** el ACI también ha desarrollado presiones máximas laterales recomendada para el diseño de formaletas de columnas: $P_{max} = 3000 \text{ lb/pie}^2$ o $150h$, tomando la que sea menor y siendo h la altura máxima del concreto en pies. La presión de diseño varía uniformemente, desde un máximo en la base hasta cero en parte superior, o bien, desde un máximo constante hasta cierta altura, disminuyendo, uniformemente, hasta cero en la parte superior. Para columnas de sección muy grande, es conveniente usar tirantes para reforzar las abrazaderas, obteniendo, así, mayor rigidez. En la figura 8.5 se muestran las paredes de una formaleta de madera para columnas.

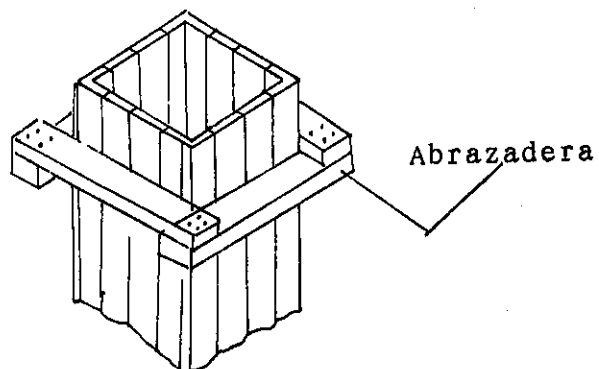


Figura 8.5 FORMALETA DE COLUMNA

- **FORMALETAS DE VIGAS** al igual que las de losas y las de muros, deben soportar cargas verticales y presiones laterales debidas al concreto fresco. Después que ha sido estimada la carga sobre la viga, se procede en igual forma que en cualquier tipo de formaleta, haciendo los chequeos correspondientes. En la figura 8.6 se muestran las partes de una formaleta de viga.

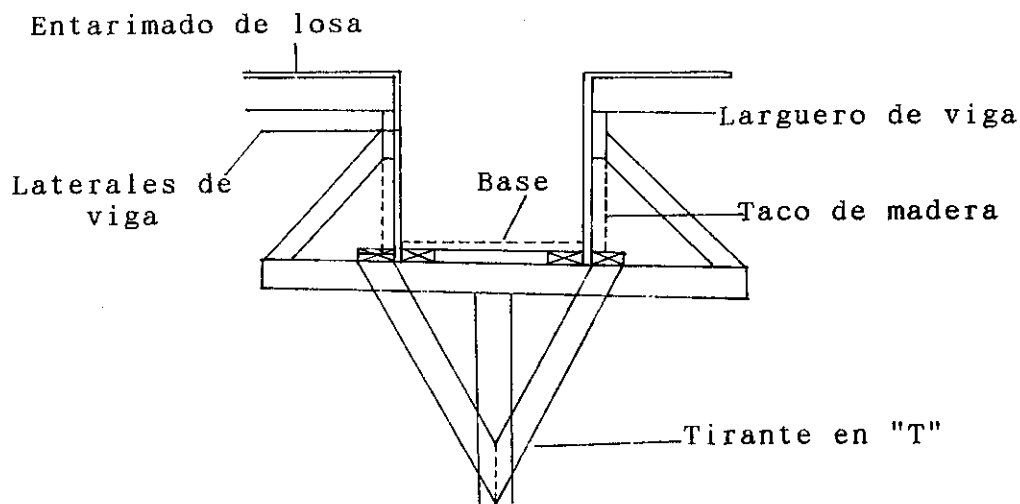


Figura 8.6 FORMALETA DE VIGA

Algunos de los elementos componentes de las formaletas que requieren especial atención son:

1. **Puntales** cuando se usa un soporte solamente, se acostumbra formar una "T" con una pieza horizontal sobre la que descansará la tabla de base de la viga o de la losa, sin embargo, algunas veces se presenta el caso en que la losa es considerablemente mayor de un lado que de otro, tendiendo a producirse un desbalance en el puntal; en este caso lo más aconsejable es usar dos puntales.

Los puntales simples de madera son diseñados como columnas sólidas, en las cuales la capacidad de carga está en función de la esbeltez. Si por alguna razón se usaran puntales de madera redondos, el procedimiento de diseño es el mismo, solamente que se asumen columnas de sección cuadrada y, luego, se escoge un puntal redondo de igual área.

El empalme de los puntales deberá ser diseñado para que resista pandeo y flexión como cualquiera de los otros miembros estructurales que trabajen en compresión. Se permitirá solamente un punto de empalme en un puntal, a menos que se arriostre debidamente cada uno de los empalmes en ambas direcciones. El ACI recomienda una longitud para empalme de 28" como mínimo para piezas de madera debiéndose poner cuatro cachetes en secciones cuadradas y tres en circulares.

- **Tirantes** para determinar la carga total sobre cada tirante, debe determinarse el área de formaleta que cada uno soportará. Esta área será igual a la distancia entre tirantes, horizontalmente multiplicada por la cantidad de tirantes, verticalmente. Al

multiplicar esta área por la presión promedio del concreto, se obtendrá la carga total sobre el tirante. Si se ha determinado la carga uniforme equivalente entre largueros de una pared, entonces, será suficiente multiplicar esta carga por la distancia entre tirantes, para obtener la carga sobre cada uno.

Se considera conveniente aclarar que para cada miembro componente de las formaletas es necesario hacer los chequeos de diseño a corte, flexión, compresión, deflexión y flexo-compresión.

8.4.2 Andamios

La madera cepillada es la que, generalmente, se usa para entarimados de losas, vigas y columnas, dejando la madera rústica para los largueros, puntales y toda clase de riostas.

Cuando el acabado superficial es muy importante, se acostumbra usar piezas machimbreadas, regularmente, angostas (de 6" - 8" de ancho) ya que tienen la ventaja de dar un alineamiento perfecto y de evitar que pierda agua y cemento como sucede con el entarimado corriente de tabla.

Capítulo 9

EJEMPLOS

9.1 EJEMPLO EDIFICIOS CON MARCOS DÚCTILES

Diseño en la siguiente estructura del marco B en "x" y del marco 2 en "y".

- Estimar secciones de vigas y columnas.
- Determinar espesores de losas.
- Integrar cargas gravitacionales a los marcos por medio de áreas tributarias.
- Integrar cargas de sismo y torsión a los marcos
- Analizar marco típico en el sentido X, analizar el B. Y en el sentido y, analizar el 2.
- Hacer envoltorio de momentos.
- Diseñar los elementos: (en el marco B únicamente)

a. Vigas

b. Columnas

c. Zapatas

- Datos:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{muros}} = 1200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{espesor muros} = 0.15 \text{ m}$$

$$W_s = 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$CV = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{\text{grados}} = \text{kg/m}^2$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/m}^2$$

$$VS = \text{valor soporte del suelo} + 18 \text{ ton/m}^2$$

NOTA:

Para el marco 2 solamente se hará el análisis estructural ya que el procedimiento de diseño es el mismo para todos los elementos de la estructura. El análisis estructural del marco 2 es imprescindible para obtener el momento en y necesario para el diseño de las columnas.

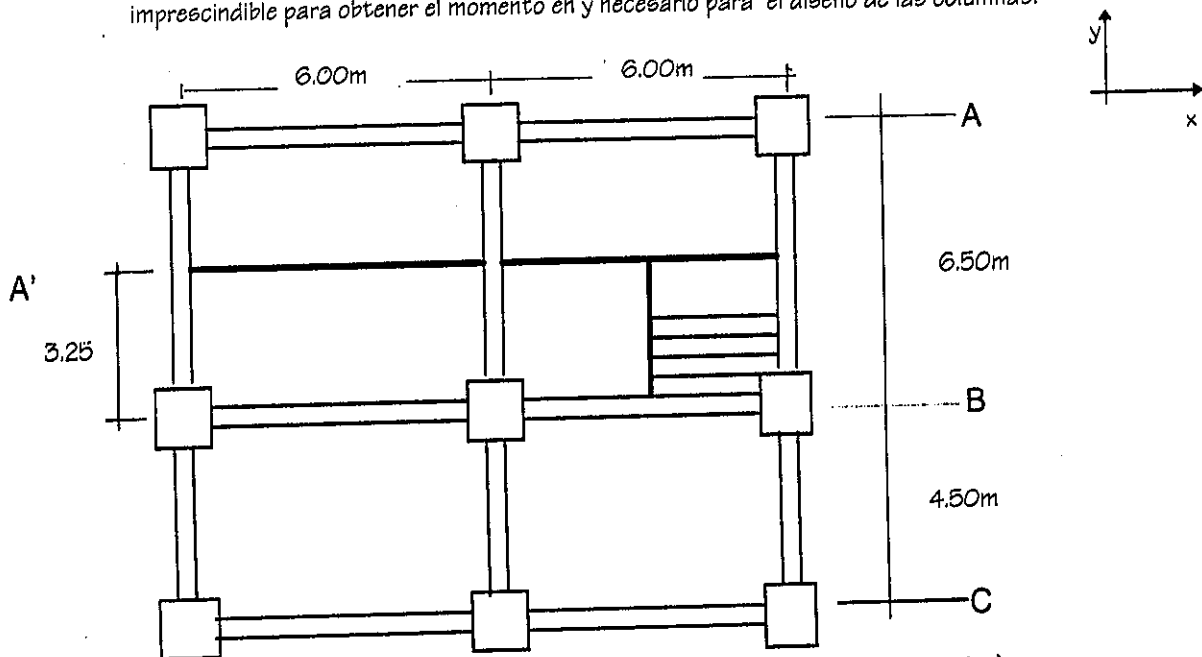


Figura 9.1 PLANTA DE LA ESTRUCTURA (Sin escala, dimensiones a ejes)

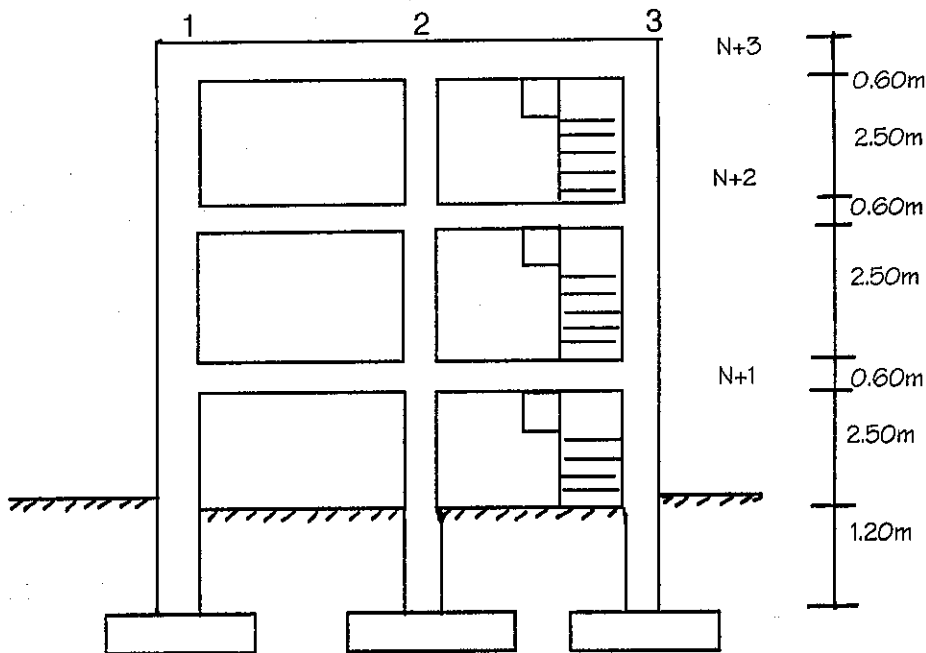


Figura 9.2 ELEVACION

ESTIMACIÓN DE SECCIONES

1. Sección de vigas principales y secundarias:

El peralte de una viga se tomará como $L/12$ (donde L es la longitud de la viga), que representa un valor aceptable para una viga que no es articulada ni empotrada.

Para dimensionar una viga principal, se tomará aquella viga que tenga la longitud mayor en los 3 niveles que conforman el edificio. Dicha viga tiene una longitud de 6.50m; por lo que

$$H = 6.50/12 = 0.54 = 0.60 \text{ m}$$

Si $H \geq 2.5b$ (donde b es la base de la viga), la viga se comporta como una viga peraltada, por lo que se trabajará con la siguiente expresión $H = 2b$, donde la base de la viga principal será de:

$$b = 0.60/2 = 0.30 \text{ m}$$

Lo expuesto anteriormente se aplica para encontrar la sección de la viga secundaria, de donde resulta:

$$H = 6.00/12 = 0.50 \text{ m} \quad \& \quad b = h/2 = 0.50/2 = 0.25 \text{ m}$$

SECCIONES RESULTANTES

- sección de viga principal: $H = 60 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$
- sección de viga secundaria: $H = 50 \text{ cm}$, $b = 25 \text{ cm}$

2. Sección de columnas

La sección de columnas se tomará de $50 \times 50 \text{ cm}$, debido a la base de las vigas principales.

3. Espesor de losa de entrepiso

Al observar la planta de cualquier nivel del edificio se observa que hay dos áreas de losa de:

$$A1 = 3.25 \text{ m} \times 6.00 \text{ m} = 19.50 \text{ m}^2$$

$$A2 = 4.50 \text{ m} \times 6.00 \text{ m} = 27 \text{ m}^2$$

estas áreas están limitadas por vigas principales y secundarias.

Para conocer si la losa trabaja en una dirección o en dos direcciones, se obtiene el valor de $m = A/B$, donde $A =$ lado menor y $B =$ lado mayor.

Si $m \geq 0.5$, la losa trabaja en dos sentidos. Si $m < 0.5$, la losa trabaja en un sentido.

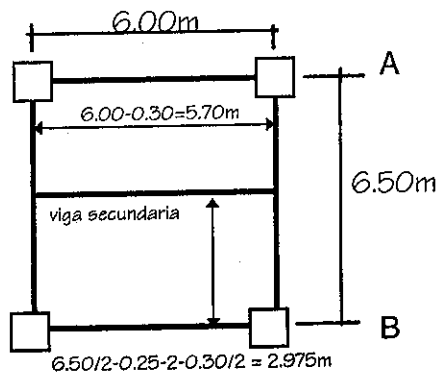
Luego, el espesor para una losa en dos sentidos es igual a:

$$t = \text{perímetro de la losa} / 180$$

DISEÑO ESTRUCTURAL

Debido a lo largo del diseño para cada marco de la estructura, se analizará únicamente el marco B. El análisis y diseño de los otros marcos se hace con el mismo procedimiento que se mostrará a continuación:

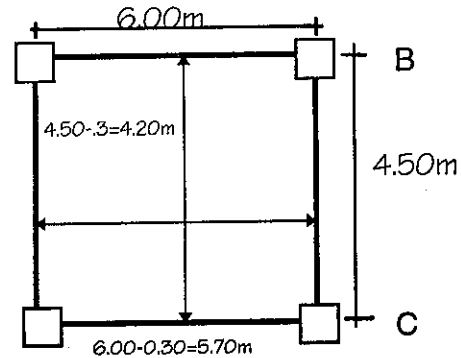
1. Cálculo del espesor de losa (Esquemas sin escala)



a. Planta mayor

$$t = (2.975 + 5.70) / 90$$

$$t = 0.10\text{m}$$



b. Planta menor

$$t = (4.20 + 5.70) / 90$$

$$t = 0.11\text{m}$$

Figura 9.3 PLANTA

Por lo tanto se tomará el espesor de losa mayor, esto es $t = 0.11$

2. Integración de cargas:

2.1 Carga muerta:

$$1. \text{ losa} = (2400\text{kg/m}^2)(0.11\text{m}) = 264\text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ piso + acabados} = 100\text{ kg/m}^2$$

$$3. \text{ muros y tabiques} = 150\text{ kg/m}^2$$

$$514\text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio de vigas principales} = (2400\text{kg/m}^2)(0.30\text{m})(0.60\text{m}) = 432\text{ kg/m}$$

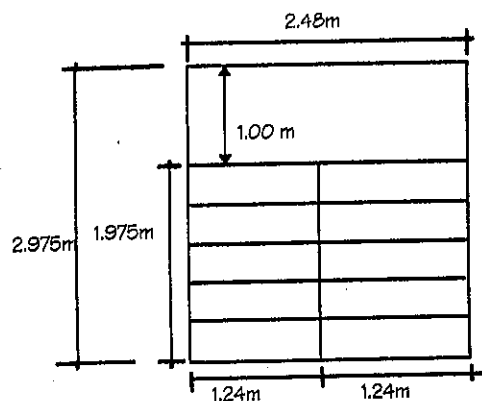
$$\text{Peso propio de vigas secundarias} = (2400\text{kg/m}^2)(0.25\text{m})(0.50\text{m}) = 300\text{ kg/m}$$

$$\text{Peso propio de muro} = (1200\text{kg/m}^3)(0.15\text{m} * 2.50\text{m}) = 450\text{ kg/m}$$

$$2.2 \text{ Carga viva} = 100\text{ kg/m}^2 \text{ (para multifamiliares y oficinas)}$$

3. Cálculo del peso:

3.1 Peso de gradas:



$$6.50/2 - 0.30/2 - 0.25/2 = 2.975\text{m}$$

$$\text{área} = (2.48)(2.975) = 7.378\text{ m}^2$$

$$\text{contra huella} = (\text{NPS} - \text{NPI}) / \# \text{ gradas del NPS al NPI}$$

$$\text{huella} = \text{contra huella} / \# \text{ contra huella al descanso}$$

Figura 9.4 PLANTA DE GRADAS

donde NPS = nivel del piso superior

NPI = nivel del piso inferior

$$\text{contra huella} = (2.50+0.60)/16 = 0.194 \text{ m}$$

$$\text{huella} = 1.975/7 = 0.282 \text{ m}$$

$$b = \sqrt{(0.194)^2 + (0.282)^2} = 0.342 \text{ m}$$

$$A1 = (0.342)(0.12) = 0.041 \text{ m}^2$$

$$A2 = (1/2)(0.282)(0.194) = 0.02735 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.041 + 0.02735 = 0.06835 \text{ m}^2$$

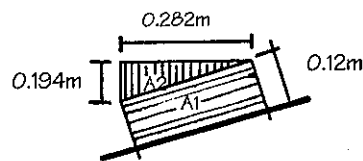


Figura 9.5 AREA GRADAS

$$\text{Volumen de gradas} = (0.06835)(1.24) = 0.08475 = 0.085 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de grada} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.085 \text{ m}^3) = 204 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del descanso} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.12)(1\text{m})(2.48) = 714.24 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de gradas del descanso al NPS} = 204 \text{ kg (7 grados)} = 1428 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de gradas del descanso al NPI} = 204 \text{ kg (7 grados)} = 1428 \text{ kg}$$

$$C_{mg} = 1428 + 1428 + 714.24 = 3570.24 \text{ kg}$$

$$C_{vg} = 360 \text{ kg/m}^2 (7.378 \text{ m}^2) = 2656.08 \text{ kg}$$

NOTA algunos de los valores dados en esta sección, como por ejemplo la carga viva (CV) y el ancho de contrafuerte han sido asumidos, según los valores y datos dados en el capítulo 3 de la presente tesis.

3.2 Pesos por nivel

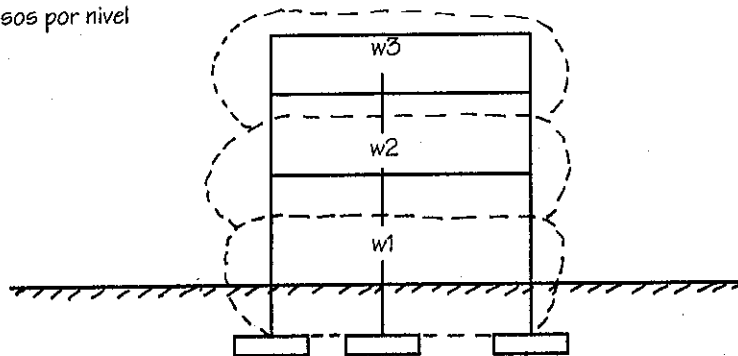


Figura 9.6 PESO POR NIVEL

TERCER NIVEL w3

Peso de la losa

$$A = (6+6)6.50 + (6+6)(4.50) - 7.378 = 124.62 \text{ m}^2$$

$$W_{losa} = (264 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2)(124.62 \text{ m}^2) = 45361.68 \text{ kg}$$

Peso de vigas

$$W_{ppalx} = \text{vigas principales en x} = (6 \text{ vigas})(5.50 \text{ m})(432 \text{ kg/m}) = 14256 \text{ kg}$$

$$W_{ppaly} = \text{vigas principales en y} = (3 \text{ vigas})(6 \text{ m})(432 \text{ kg/m}) + (3 \text{ vigas})(4 \text{ m})(432 \text{ kg/m}) = 12960 \text{ kg}$$

$$W_{secx} = \text{vigas secundarias en x} = (2 \text{ vigas})(5.50 \text{ m})(300 \text{ kg/m}) = 3300 \text{ kg}$$

Peso columnas

$$W_{col} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.50 \times 0.50 \text{ m})(1.25 \text{ m})(9 \text{ cols}) = 6750 \text{ kg}$$

Peso gradas

$$W_g = 3570.24 \text{ kg} / 2 = 1785.12 \text{ kg}$$

Por lo tanto

$$CM3 = Wlosa + Wvppalx + Wvppaly + Wvsecx + Wcol + Wg = 84412.80 \text{ kg}$$

$$CV3 = Cvlosa + Cvg$$

$$CV3 = (100 \text{ kg/m}^2)(124.62 \text{ m}^2) + 2656.08 \text{ kg} = 15118.08 \text{ kg}$$

$$W3 = CM + 25\%CV3 = 84412.08 \text{ kg} + 0.25(15118.08 \text{ kg}) = 88192.32 \text{ kg}$$

SEGUNDO NIVEL W2

$$Wlosa = (264 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ Kg/m}^2)(124.62 \text{ m}^2) = 64054.68 \text{ kg}$$

$$Wvppalx = 14256 \text{ kg}$$

$$Wvppaly = 12960 \text{ kg}$$

$$Wvsecx = 3300 \text{ kg}$$

$$Wcols = (2400 \text{ kg/m}^2)(0.50 \times 0.50 \text{ m})(2.50/2 + 2.50/2)(9 \text{ cols}) = 13500 \text{ kg}$$

$$Wg = 3570.24 \text{ kg}$$

$$CM2 = 111640.92 \text{ kg}$$

$$25\%CV2 = 0.25(15118.08 \text{ kg}) = 3779.52 \text{ kg}$$

$$W2 = CM + 25\%CV2 = 111640.92 \text{ kg} + 3779.52 = 115420.44 \text{ kg}$$

PRIMER NIVEL W1

$$Wlosa = (264 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ Kg/m}^2)(124.62 \text{ m}^2) = 64054.68 \text{ kg}$$

$$Wvppalx = 14256 \text{ kg}$$

$$Wvppaly = 12960 \text{ kg}$$

$$Wvsecx = 3300 \text{ kg}$$

$$Wcols = (2400 \text{ kg/m}^2)(0.50 \times 0.50 \text{ m})(1.20 + 2.50 + (2.50/2))(9 \text{ cols}) = 26730 \text{ kg}$$

$$Wg = 3570.24 \text{ kg}(1.5) = 5355.36 \text{ kg}$$

$$CM1 = 126656.04 \text{ kg}$$

$$25\%CV1 = 0.25(15118.08 \text{ kg}) = 3779.52 \text{ kg}$$

$$W1 = CM + 25\%CV1 = 126656.04 \text{ kg} + 3779.52 = 130435.56 \text{ kg}$$

RESUMEN DE PESOS

$$W1 = 130435.56 \text{ Kg}$$

$$W2 = 115420.44 \text{ kg}$$

$$W3 = 88192.32 \text{ kg}$$

$$W \text{ total} = 334048.32 \text{ kg}$$

4. Cálculo del Corte Basal (SEAOC)

$$V = ZIKCSW$$

donde

$$Z = 1.00 \text{ (para la capital de Guatemala)}$$

$$I = 1.10 \text{ (multifamiliares y oficinas)}$$

$$K = 0.67 \text{ (marcos dúctiles)}$$

$$C = 1 / (15 \cdot t) = \sqrt{1 / (15 \cdot 0.2691)} = \sqrt{0.1285} > 0.12 \rightarrow C = 0.12$$

donde

$$t = 0.0906H / \sqrt{B} = 0.0906(10.50 \text{ m}) / \sqrt{(6+6+0.50)} = 0.2691 \text{ seg}$$

como $t > 0.25 \text{ seg}$ \rightarrow existe fuerza en la cúspide F_t

$$S = 1.5 \text{ (depende del tipo de suelo)}$$

chequear $CS < 0.14$

$$(0.12)(1.5) = 0.18 > 0.14 \rightarrow \text{tomar } CS = 0.14$$

$$V = (1)(1.10)(0.67)(0.14)(334048.32 \text{ kg}) = 34467.11 \text{ kg}$$

4.1 Fuerza en la cúspide

$$F_t = 0.07tV = 0.07(0.2691)(34467.11 \text{ kg}) = 649.26 \text{ kg}$$

4.2 Fuerza por nivel

$$F_i = (V - F_t)W_i h_i$$

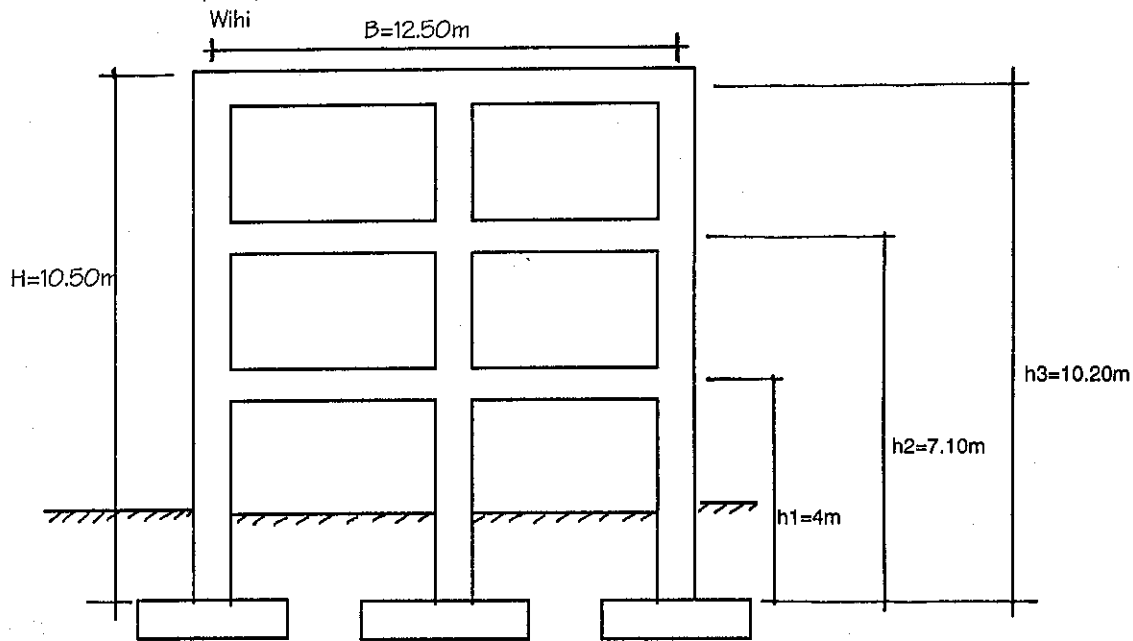


Figura 9.7 ALTURA POR NIVEL

$$h_1 = 1.20 + 2.50 + (0.60/2) = 4 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.20 + 2.50 + 0.60 + 2.50 + (0.60/2) = 7.10 \text{ m}$$

$$h_3 = 1.20 + 2.50 + 0.60 + 2.50 + 0.60 + 2.50 + (0.60/2) = 10.20 \text{ m}$$

$$F_3 = \frac{(34467.11 - 649.26)(88192.32 \text{ kg})(4 \text{ m})}{(88192.32 \text{ kg})(4 \text{ m}) + (115420.44 \text{ kg})(7.10 \text{ m}) + (130435.56 \text{ kg})(10.20 \text{ m})} = 4766.82 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{(34467.11 - 649.26)(115420.44 \text{ kg})(7.10 \text{ m})}{2502697.116} = 11073.34 \text{ kg}$$

$$F_1 = \frac{(34467.11 - 649.26)(130435.56 \text{ kg})(10.20 \text{ m})}{2502697.116} = 17977.69 \text{ kg}$$

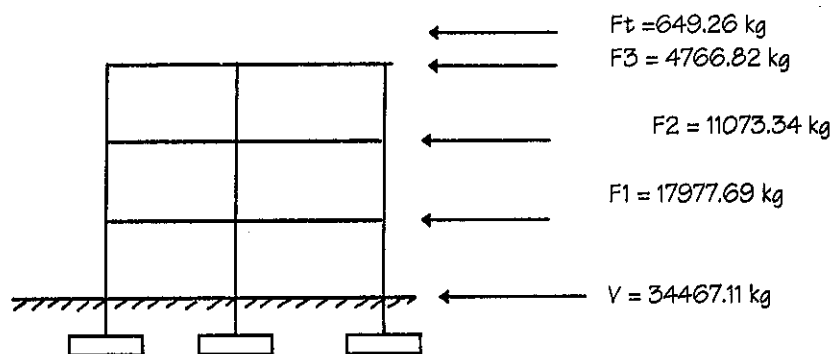


Figura 9.8 FUERZA POR NIVEL

a manera de comprobación:

$$V = F1 + F2 + F3 + FT = 34467.11 \text{ kg}$$

4.3 Fuerza por marcos

La planta de todos los niveles es la misma.

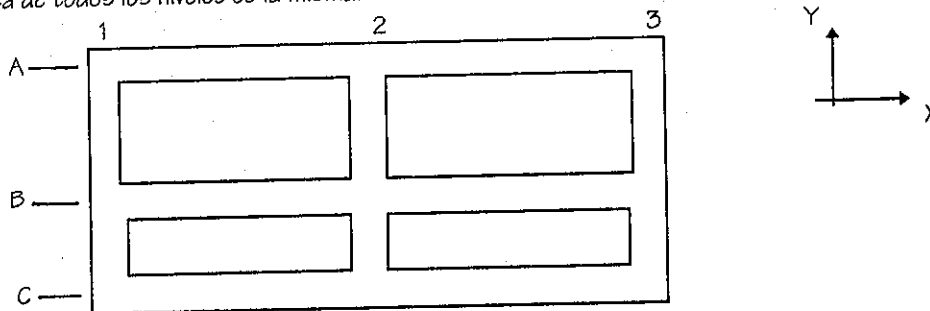


Figura 9.9 PLANTA GENERAL

4.3.1 Marcos y-y

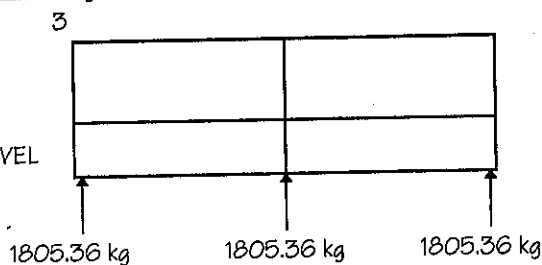
El edificio es simétrico en y, por lo que la fuerza por marco será igual al producto de la división de la fuerza de piso entre el número de marcos en el sentido y.

Tercer nivel

La fuerza del tercer nivel debe incluir la Ft.

$$F_m = (F3 + Ft) / \# \text{ de marcos} = 4766.82 \text{ kg} + 649.26 \text{ kg} = 1805.36 \text{ kg}$$

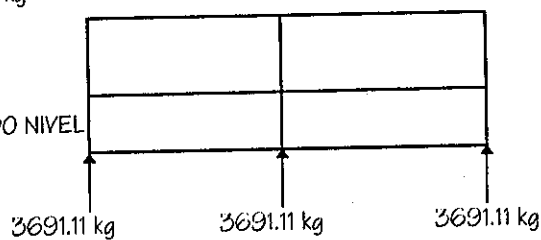
Figura 9.10
FUERZA POR MARCO TERCER NIVEL



Segundo nivel

$$F_m = 11073.34 \text{ kg} / 3 = 3691.11 \text{ kg}$$

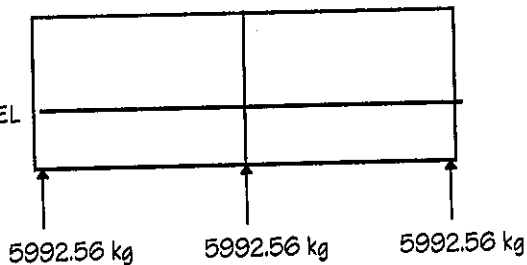
Figura 9.11
FUERZA POR MARCO SEGUNDO NIVEL



Primer nivel

$$F_m = 17977.69 \text{ kg} / 3 = 5992.56 \text{ kg}$$

Figura 9.12
FUERZA POR MARCO PRIMER NIVEL



4.3.2 Marcos en x-x

Hay antisimetría en x, porque el CM (centro de masa) tiene dos marcos abajo y un marco arriba, por lo que hay torsión.

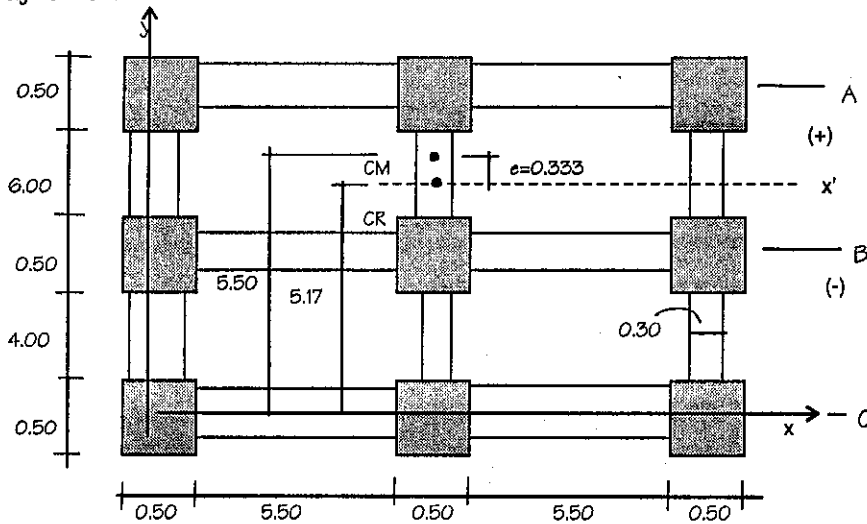


Figura 9.13 EXCENTRICIDADES

Tercer nivel

Rigidez de columna x-x \longrightarrow voladizo por ser último nivel

$$K_c = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1.2Ph}{AG}} = \frac{1}{\frac{10000 \text{ kg} (250)^3}{3(15100 \sqrt{281})(1/12)(50)(50)^3} + \frac{1.2(10000)(250)}{(50 \times 50)(0.4 (15100 \sqrt{281}))}}$$

$K_c = 2.457$

donde

$H = 250 \text{ cm}$

$E = 15100 \sqrt{f_c} \longrightarrow f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

$G = 0.4E$

$P = 10000 \text{ kg}$ (asumida)

como la sección de las columnas es iguales en los marcos entonces:

$$K_m = K_{c1} + K_{c2} + K_{c3} = 3K_c = 7.37$$

Cálculos de centro de rigidez CR

marco	K	L	KL
C	7.37	0	0
B	7.37	4.50	33.17
A	7.37	11.00	81.07
	22.11		114.24

Tabla 9.1 CENTRO DE RIGIDEZ TERCER NIVEL

$$CR = KL / K = 114.24 / 22.11 = 5.1667 \text{ m}$$

$$C_{mx} = 11.00 / 2 = 5.50 \text{ m} \quad C_{my} = 12 / 2 = 6 \text{ m}$$

$$\text{excentricidad} = e = 5.50 - 5.1667 = 0.3333 \text{ m}$$

Nota: reordar que el eje coordenado en el sentido de e siempre se tiene que correr al CR.

marco	Km	di	Kmdi	Kmdi ²	Ej	Fi'	Fi''	Fm
C	7.37	-5.1667	-38.078	196.738	-11.839	1805.36	-152.496	1652.864
B	7.37	-0.667	-4.913	3.276	-91.749	1805.36	-19.677	1785.68
A	7.37	5.8333	42.992	250.784	10.486	1805.36	172.173	1977.53
	22.11			450.798		5416.08		5416.08

Tabla 9.2 FUERZA MARCO POR TORSION TERCER NIVEL

donde

di: $d_c = -5.1667$

$d_b = 5.1667 - 0.25 - 4.00 - 0.25 = -0.67$ por estar abajo del CR, se toma con signo (-)

$d_a = 11.00 - 5.1667 = 5.8333$

$E_i = K_{mdi}^2 / K_{mdi}$

$F_i' = F_i K_m / K = (4766.82 + 649.26)(7.37 / 22.11) = 1805.36 \text{ kg}$

para este nivel se debe tomar en cuenta, además de la fuerza de piso, F3, la fuerza en la cúspide Ft.

$F_i'' = e F_i / E_i = (0.333 / E_i)(4766.82 + 649.26) = \dots$

$F_m = F_i' \pm F_i''$

Para fuerza por marcos, se debe tomar la más crítica entre Fi' y la Fm encontradas, por lo que para este nivel las fuerzas por marco serán, en los sentidos x, y Y, las siguientes:

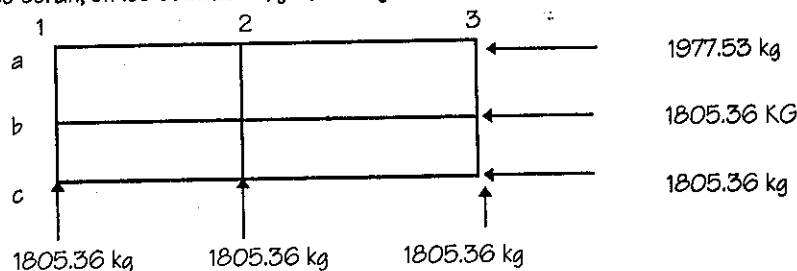


Figura 9.14 FUERZAS TOTALES MARCO TERCER NIVEL

Segundo nivel

Rigidez de columna → Doblemente empotrada por ser nivel intermedio

$$K_c = \frac{1}{\frac{ph^3}{12EI} + \frac{1.2 ph}{AG}} = \frac{1}{\frac{10000 \text{ kg} (250)^3}{12(15100 \sqrt{281})(1/12)(50)(50)^3} + \frac{1.2(10000)(250)}{(50 \times 50)(0.4(15100 \sqrt{281}))}}$$

$K_c = 9.04$

donde: $H = 250 \text{ cm}$

como la sección de las columnas es la misma para todos los marcos, entonces:

$K_m = K_{c1} + K_{c2} + K_{c3} = 3K_c = 27.12$

Cálculos de centro de rigidez CR

marco	K	L	KL
C	27.12	0	0
B	27.12	4.50	122.04
A	27.12	11.00	298.32
	81.36		420.36

Tabla 9.3 CENTRO DE RIGIDEZ SEGUNDO NIVEL

$CR = KL / K = 420.36 / 81.36 = 5.1667 \text{ m}$

$C_{mx} = 11.00 / 2 = 5.50 \text{ m}$ $C_{my} = 12 / 2 = 6 \text{ m}$

excentricidad = $e = 5.50 - 5.1667 = 0.333 \text{ m}$

Se puede observar que el CR y la excentricidad en este nivel es igual a la obtenida en el nivel anterior, esto es debido a que la planta y las secciones de las columnas son iguales en los tres niveles. De esto se puede concluir que el CR va a estar en la misma posición en el primer nivel. Debido a la falta de espacio, se recomienda tomar la planta del tercer nivel como referencia para los otros dos niveles.

marco	Km	di	Kmdi	Kmdi ²	Ej	Fi''	Fi'''	Fm
C	27.12	-5.1667	-140.12	723.953	-11.839	3691.113	-311.783	3379.329
B	27.12	-0.667	-18.08	12.053	-91.749	3691.113	-40.23	3650.883
A	27.12	5.833	158.199	922.833	10.486	3691.11	352.01	4043.123
	81.36			1658.839		11073.34		11073.34

Tabla 9.4 FUERZA MARCO POR TORSION SEGUNDO NIVEL

donde

di = Las distancias del CR a cada marco va a ser la misma que en el nivel anterior por lo anterior expuesto.

$$Ei = Kmdi^2 / Km$$

$$Fi' = Fi Km / Km = (11073.34)(27.12/81.36) = 3691.11 \text{ kg}$$

$$F2 = 11073.34 \text{ kg}$$

$$Fi'' = eFi/Ei = (0.333/Ei)(11073.34 \text{ kg})$$

$$Fm = Fi' \pm Fi''$$

Al igual que en el nivel anterior, la fuerza por marco, que se debe tomar es la más crítica entre la Fm y la Fi'.

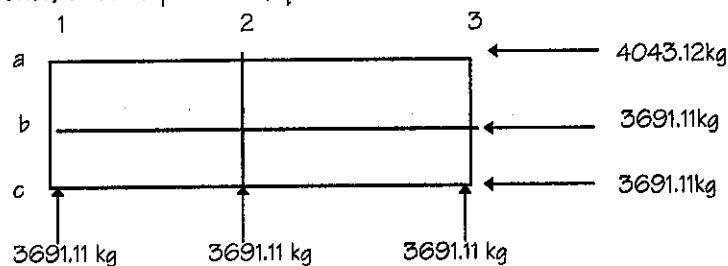


Figura 9.15 FUERZAS TOTALES MARCO SEGUNDO NIVEL

Primer nivel

Rigidez de columna → Doblemente empotrada por ser primer nivel de un edificio multiniveles.

$$Kc = \frac{1}{\frac{ph^3}{12EI} + \frac{1.2ph}{AG}} = \frac{1}{\frac{10000 \text{ kg } (370)^3}{12(15100 \sqrt{281})(1/12)(50)(50)^3} + \frac{1.2(10000)(370)}{(50 \times 50)(0.4(15100 \sqrt{281})}}$$

$$kc = 2.9610$$

donde: H=120 + 250 = 370 cm

la rigidez de marco será:

$$Km = Kc1 + Kc2 + Kc3 = 3Kc = 8.883$$

Calculos de centro de rigidez CR

marco	K	L	KL
C	8.883	0	0
B	8.883	4.50	39.973
A	8.883	11.00	97.713
	26.649		137.6865

Tabla 9.5 CENTRO DE RIGIDEZPRIMER NIVEL

$CR = KL / K = 137.686 / 26.649 = 5.1667m$
 $Cmx = 11.00 / 2 = 5.50m$ $Cmy = 12 / 2 = 6m$
 excentricidad = $e = 5.50 - 5.1667 = 0.333m$

Ver la planta del tercer nivel que es la misma para este nivel, porque el CR está en la misma posición. Esto se hace por la falta de espacio existente.

marco	Km	di	Kmdi	Kmdi ²	Ej	Fi'	Fi''	Fm
C	8.883	-5.1667	-45.896	237.1298	-11.839	5992.56	-506.182	5486.40
B	8.883	-0.667	-5.922	3.9484	-91.749	5992.56	-65.317	5927.243
A	8.883	5.833	51.817	302.2653	10.486	5992.56	571.489	6564.05
	26.649			543.3435		17977.69		17977.69

Tabla 9.6 FUERZA MARCO POR TORSION PRIMER NIVEL

donde

di = Las distancias del CR a cada marco va a ser la misma que en el nivel anterior, por ser la planta igual en los 3 niveles.

$Ei = Kmdi^2 / Km$

$Fi' = Fi Km / Km = (17977.69)(8.883 / 26.649) = 5992.56 kg$

$Fi = 17977.69 kg$

$Fi'' = eFi / Ei = (0.333 / Ei)(17977.69 kg)$

$Fm = Fi' \pm Fi''$

La fuerza para cada marco, es la más crítica comparando la Fi' con la Fm.

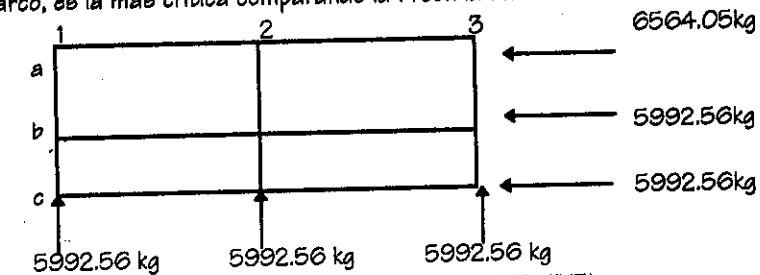


Figura 9.16 FUERZAS TOTALES MARCO PRIMER NIVEL

5. Integración de Cargas

5.1 Áreas tributarias

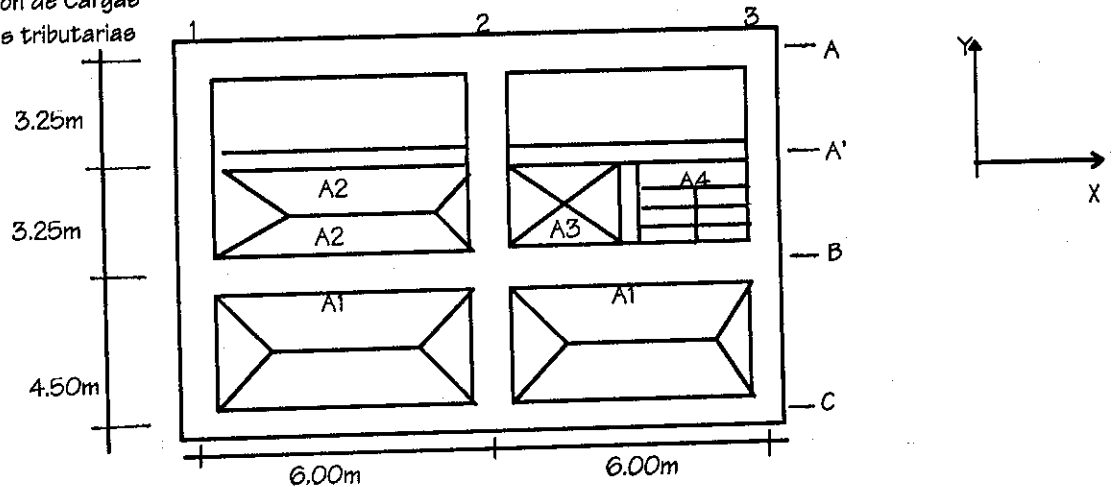


Figura 9.17 AREAS TRIBUTARIAS VIGAS MARCO B

$$A1 = \frac{1}{2} (5.70+1.50)(4.20/2) = 7.56\text{m}^2$$

$$A2 = \frac{1}{2} (5.70+2.725)(2.975/2) = 6.266\text{m}^2$$

$$A3 = \frac{1}{2} (2.975)(2.975/2) = 2.213\text{m}^2$$

5.2 Cálculo de cargas sobre eje B

5.2.1 Cálculo de carga sobre N + 3

Viga en tramo 1 - 2 (sin incluir peso de muros y tabiques)

$$\text{Peso propio de viga} = (2400\text{kg/m}^3)(0.60)(0.30) = 432 \text{ kg/m}$$

$$CM = \frac{(340\text{kg/m}^2)(6.266\text{m}^2)}{6\text{m}} + \frac{(340\text{kg/m}^2)(7.56\text{m}^2)}{6\text{m}} + 432 \text{ kg/m} = 1215.47 \text{ kg}$$

$$CV = \frac{(100\text{kg/m}^2)(6.266\text{m}^2)}{6\text{m}} + \frac{(100\text{kg/m}^2)(7.56\text{m}^2)}{6\text{m}} = 230.43 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1215.47 \text{ Kg/m} + 230.43 \text{ Kg/m} = 1445.90 \text{ Kg/m}$$

Viga en tramo 2 - 3

$$\text{Peso propio de viga} = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga debida a A1: } CM = \frac{(340\text{kg/m}^2)(7.56\text{m}^2)}{6\text{m}} = 428.40 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100\text{kg/m}^2)(7.56\text{m}^2)}{6\text{m}} = 126 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 428.40 \text{ Kg/m} + 126 \text{ Kg/m} = 554.40 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga debida a A3: } CM = \frac{(340\text{kg/m}^2)(2.213\text{m}^2)}{3.25\text{m}} = 231.51 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100\text{kg/m}^2)(2.213\text{m}^2)}{3.25\text{m}} = 68.09 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 231.51 \text{ Kg/m} + 68.09 \text{ Kg/m} = 299.60 \text{ Kg/m}$$

$$CU \text{ 2 - 3} = 554.40 + 299.60 + 432 = 1286 \text{ kg/m}$$

Carga Puntual debida a la Viga A' - B

$$\text{Peso propio de viga secundaria} = (0.5)(0.25)(2400\text{kg/m}^3) = 300 \text{ kg/m}$$

$$CM = \frac{(340\text{kg/m}^2)(2.213\text{m}^2)}{3.25\text{m}} + 300 \text{ kg/m} = 531.51 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100\text{kg/m}^2)(2.213\text{m}^2)}{3.25\text{m}} = 68.09 \text{ kg/m}$$

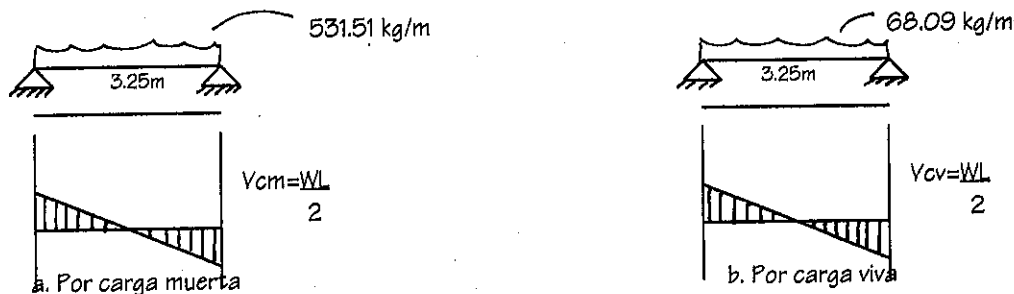


Figura 9.18 CARGA PUNTUAL DEBIDA A LA VIGA A'-B

$$C. \text{ punt. CM} = V_{cm} = \frac{(531.51 \text{ kg/m})(3.25 \text{ m})}{2} = 863.70 \text{ kg} \quad C. \text{ punt. CV} = V_{cv} = \frac{8.09 \text{ kg/m}(3.25 \text{ m})}{2} = 110.65 \text{ kg}$$

$$\text{Carga puntual total} = V_{cm} + V_{cv} = 974.35 \text{ kg}$$

Carga debida al peso de las gradas (A4)

$$CM_g = \frac{(3570 \text{ kg})(1/2)}{(1.24 \text{ m} + 0.25/2 \text{ m})} = 1307.78 \text{ kg/m}$$

$$CV_g = \frac{(360 \text{ kg/m}^2)(1.24 \text{ m} * 2.975 \text{ m})}{(1.24 \text{ m} + 0.125 \text{ m})} = 972.92 \text{ kg/m}$$

$$CU_g = CM_g + CV_g = 2280.7 \text{ kg}$$

5.2.2 Cálculo de carga sobre N+2 y N+1 (Incluir peso de muros y tabiques)

Viga en tramo 1-2

$$\text{Peso propio de viga} = 432 \text{ kg/m}$$

$$CM = \frac{(490 \text{ kg/m}^2)(6.266 \text{ m}^2)}{6.00 \text{ m}} + \frac{(490 \text{ kg/m}^2)(7.56 \text{ m}^2)}{6.00 \text{ m}} + 432 \text{ kg/m} = 1561.12 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(6.266 \text{ m}^2)}{6.00 \text{ m}} + \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(7.56 \text{ m}^2)}{6.00 \text{ m}} = 230.43 \text{ kg/m}$$

$$CU = 1791.55 \text{ kg/m}$$

Viga en tramo 2-3

$$\text{Peso propio de viga} = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga debida a A1: } CM = \frac{(490 \text{ kg/m}^2)(7.56 \text{ m}^2)}{6.00 \text{ m}} = 617.40 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(7.56 \text{ m}^2)}{6.00 \text{ m}} = 126 \text{ kg/m}$$

$$CUA1 = 743.40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga debida a A3: } CM = \frac{(490 \text{ kg/m}^2)(2.213 \text{ m}^2)}{3.25 \text{ m}} = 333.65 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(2.213 \text{ m}^2)}{3.25 \text{ m}} = 68.09 \text{ kg/m}$$

$$CUA3 = 401.74 \text{ kg/m}$$

$$CU2-3 = 743.40 + 401.74 + 432 = 1577.14 \text{ kg/m}$$

Carga puntual debida a la viga A' - B:

$$\text{Peso propio de viga secundaria} = 300 \text{ kg/m}$$

$$CM = \frac{(340 \text{ kg/m}^2)(2.213 \text{ m}^2)}{3.25 \text{ m}} + 300 \text{ kg/m} = 531.51 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(2.213 \text{ m}^2)}{3.25 \text{ m}} = 68.09 \text{ kg/m}$$

Nota: no se incluye el peso de muro y tabiques porque éstos no cargan sobre la viga secundaria. Las gradas se considera están en voladizo.

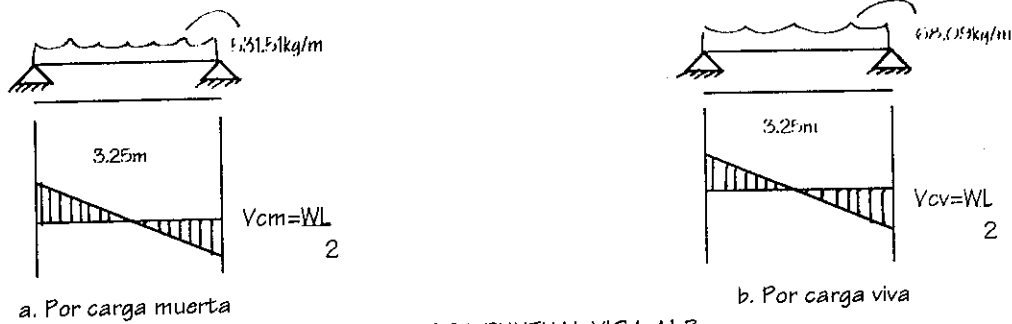


Figura 9.19 CARGA PUNTUAL VIGA A'-B

$$V_{cm} = \frac{(531.51 \text{ kg/m})(3.25 \text{ m})}{2} = 863.70 \text{ kg}$$

$$V_{cv} = \frac{(68.09 \text{ kg/m})(3.25 \text{ m})}{2} = 110.65 \text{ kg}$$

$$\text{Carga puntual total} = V_{cm} + V_{cv} = 974.35 \text{ kg}$$

Carga debida al peso de las gradas (A4)

$$CM_g = \frac{(3570.24 \text{ kg})}{(2.475 \text{ m} + 0.25/2 \text{ m} + 0.30/2 \text{ m})} = 1298.27 \text{ kg/m}$$

$$CV_g = \frac{(360 \text{ kg/m}^2)(2.475 \text{ m} \times 2.975 \text{ m})}{(2.475 \text{ m} + 0.125 \text{ m} + 0.15 \text{ m})} = 963.88 \text{ kg/m}$$

$$CU_g = CM_g + CV_g = 2262.15 \text{ kg/m}$$

5.3 Cálculo de cargas sobre eje 2

5.3.1 Areas tributarias

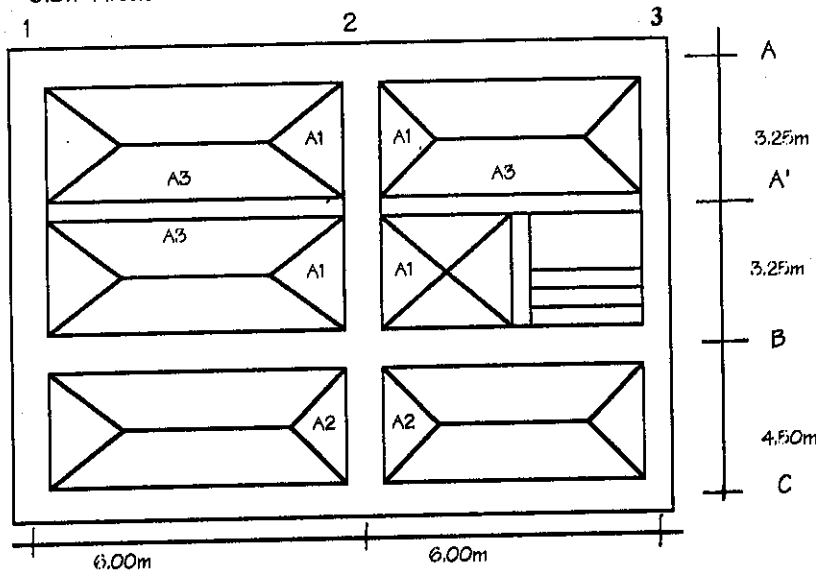


Figura 9.20 AREAS TRIBUTARIAS VIGAS MARCO 2

$$A1 = (1/2)(2.975 \text{ m})(2.975 \text{ m}/2) = 2.213 \text{ m}^2$$

$$A2 = (1/2)(4.20 \text{ m})(4.20 \text{ m}/2) = 4.41 \text{ m}^2$$

$$A3 = (1/2)(5.70 \text{ m} + 2.975 \text{ m})(2.975 \text{ m}/2) = 6.266 \text{ m}^2$$

5.3.2 Cálculo de cargas sobre N+3 (Sin incluir peso de muros y tabiques)

Viga en tramo B-C:

Peso propio de viga = 432 kg/m

$$CM = \frac{(340 \text{ kg/m}^2)(4.41 \text{ m}^2)(2)}{4.50 \text{ m}} + 432 \text{ kg/m} = 1098.4 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(4.41 \text{ m}^2)(2)}{4.50 \text{ m}} = 998 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1196.40 \text{ kg-m}$$

Viga en tramo A - B

Peso propio de viga = 432 kg/m

$$CM = \frac{(340 \text{ kg/m}^2)(2.213 \text{ m}^2)(4)}{6.50 \text{ m}} + 432 \text{ kg/m} = 895.03 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(2.213 \text{ m}^2)(4)}{6.50 \text{ m}} = 136.18 \text{ kg/m}$$

$$CU = 1031.21 \text{ kg/m}$$

Carga puntual debida a las vigas A'-2 y A'-3

Peso propio de viga secundaria = 300 kg/m

Viga A'-2

$$CM = \frac{(340 \text{ kg/m}^2)(6.266 \text{ m}^2)(2)}{6.00 \text{ m}} + 300 \text{ kg/m} = 1010.15 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(6.266 \text{ m}^2)(2)}{6.00 \text{ m}} = 208.87 \text{ kg/m}$$

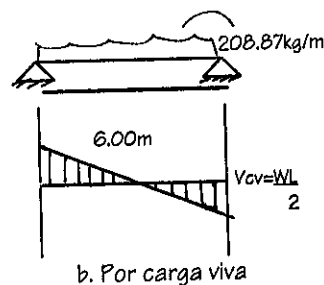
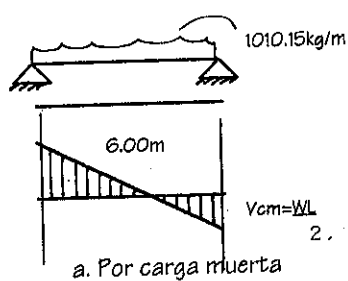


Figura 9.21 CARGA PUNTUAL VIGA A'-2

$$V_{cm} = \frac{(1010.15 \text{ kg/m})(6.00 \text{ m})}{2} = 3030.45 \text{ kg}$$

$$V_{cv} = \frac{(208.87 \text{ kg/m})(6.00 \text{ m})}{2} = 626.61 \text{ kg}$$

$$V_{t'} = V_{cm} + V_{cv} = 3657.06 \text{ kg}$$

Viga A'-3

$$CM = \frac{(340 \text{ kg/m}^2)(6.266 \text{ m}^2)}{6.00 \text{ m}} + \frac{(340 \text{ kg/m}^2)(2.213 \text{ m}^2)}{3.25 \text{ m}} + 300 \text{ kg/m} = 886.59 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(6.266 \text{ m}^2)}{6.00 \text{ m}} + \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(2.213 \text{ m}^2)}{3.25 \text{ m}} = 172.53 \text{ kg/m}$$

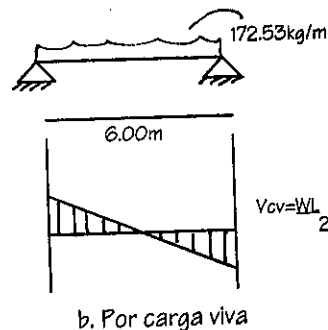
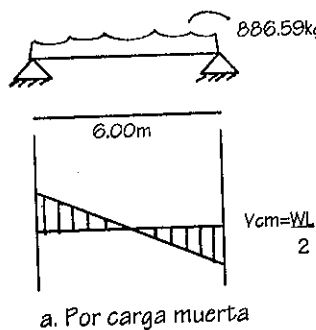


Figura 9.22 CARGA PUNTUAL VIGA A'-3

$$V_{cm} = \frac{(886.59 \text{ kg/m})(6.00 \text{ m})}{2} = 2659.77 \text{ kg}$$

$$V_{cv} = \frac{(172.53 \text{ kg/m})(6.00 \text{ m})}{2} = 517.59 \text{ kg}$$

$$\text{Carga puntual total A'-3} = 3177.36 \text{ kg}$$

Carga puntual debida a A'-B sobre viga secundaria

$$V_{cm} = 863.70 \text{ kg/m}$$

$$V_{cv} = 110.65 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga puntual total A'-B} = 974.35 \text{ kg}$$

Por estática se sabe que la carga puntual en el extremo será:

$$CP_t = \frac{974.35 \text{ kg}}{2} = 487.18 \text{ kg}$$

Por lo que la carga puntual total ejercida por A'-B a la viga A-B será:

$$V_{t''} = 3177.36 \text{ kg} + 487.18 \text{ kg} = 3664.54 \text{ kg}$$

La carga puntual de las vigas secundarias A'-2 y A'-3 sobre la viga principal A-B será:

$$V_T = V_{t'} + V_{t''} = 3657.06 \text{ kg} + 3664.54 \text{ kg} = 7321.60 \text{ kg}$$

5.3.3 Cálculo de carga sobre N+2 y N+1 (Incluir peso de muros y tabiques)

Viga en tramo B-C

$$\text{Peso propio de viga} = 432 \text{ kg/m}$$

$$CM = \frac{(490 \text{ kg/m}^2)(4.41 \text{ m}^2)(2)}{4.50 \text{ m}} + 432 \text{ kg/m} = 1392.40 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(4.41 \text{ m}^2)(2)}{4.50 \text{ m}} = 98 \text{ kg/m}$$

$$CU = 1490.40 \text{ kg/m}$$

Viga en tramo A-B

$$\text{Peso propio de viga} = 432 \text{ kg/m}$$

$$CM = \frac{(490 \text{ kg/m}^2)(2.213 \text{ m}^2)(4)}{6.50 \text{ m}} + 432 \text{ kg/m} = 1099.30 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(2.213 \text{ m}^2)(4)}{6.50 \text{ m}} = 136.18 \text{ kg/m}$$

$$CU = 1235.48 \text{ kg/m}$$

Carga puntual debida a A'-2 y A'-3

Será la misma que para N+3, esto es porque las áreas tributarias son las mismas:

$$V_{cm} = 6122.07 \text{ kg}$$

$$V_{cv} = 1199.53 \text{ kg}$$

$$V_t = 7321.6 \text{ kg}$$

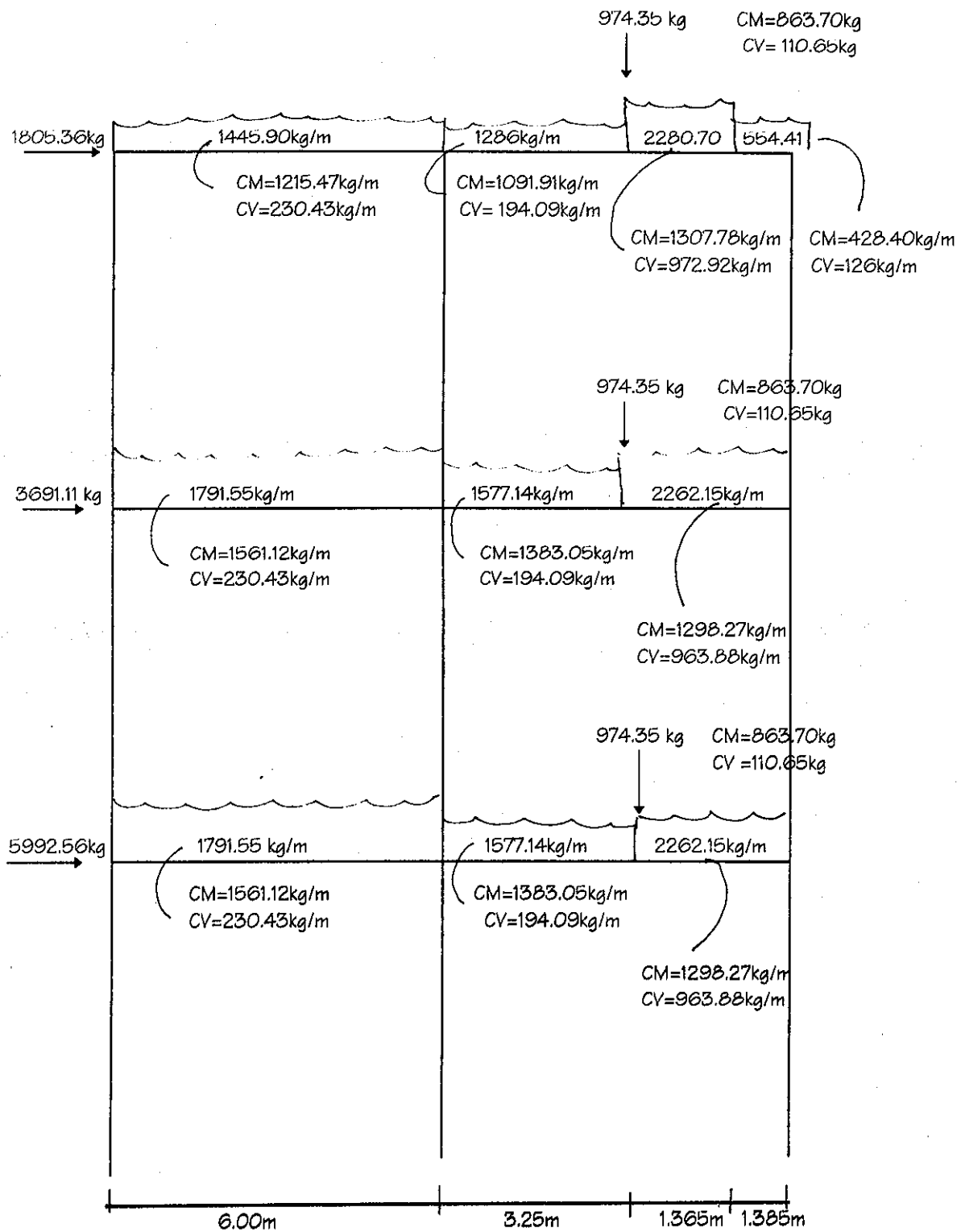


Figura 9.23 MODELO MATEMATICO MARCO B

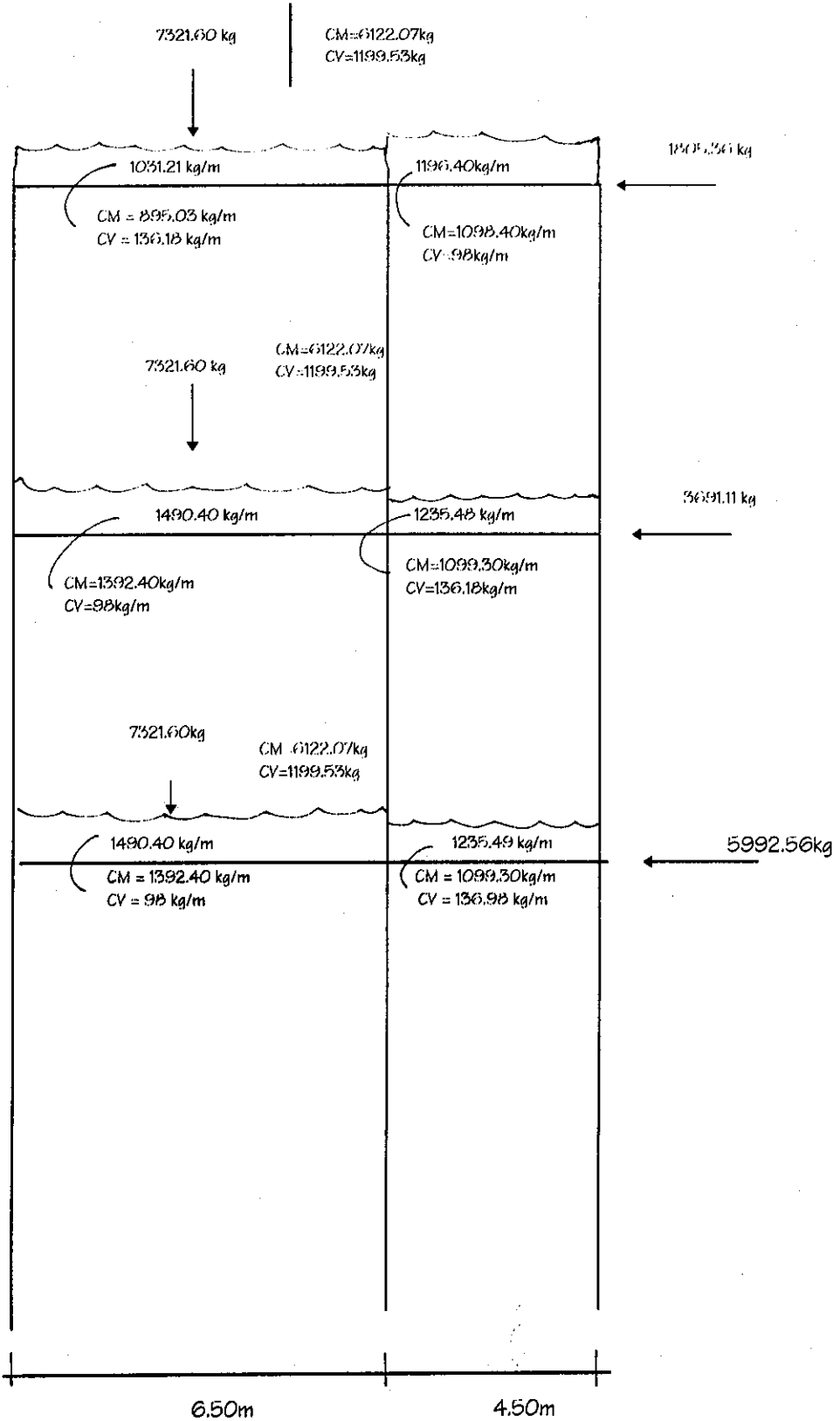


Figura 9.24 MODELO MATEMATICO MARCO 2

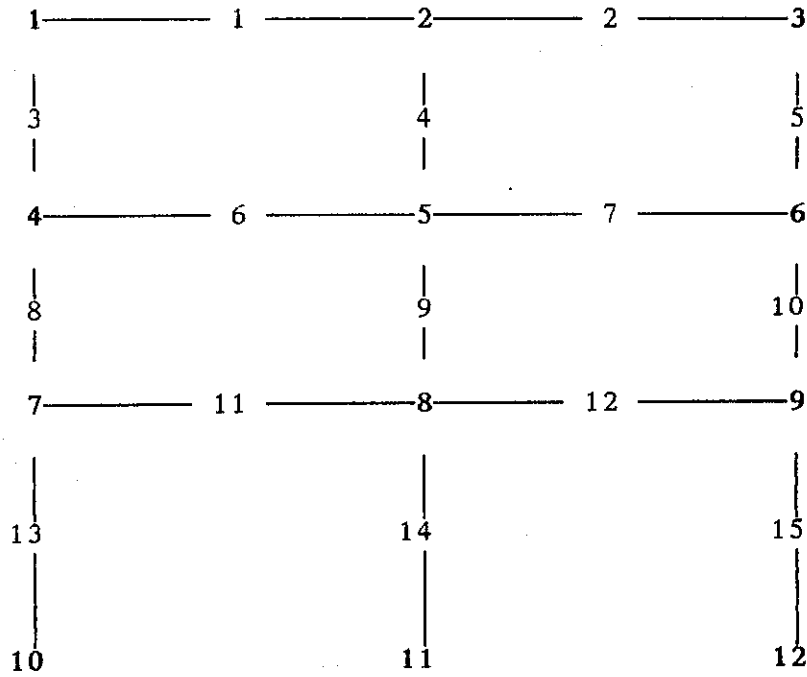


Figura 9.25 NUMERACION DE VIGAS , COLUMNAS Y NUDOS MARCO B (x-x)

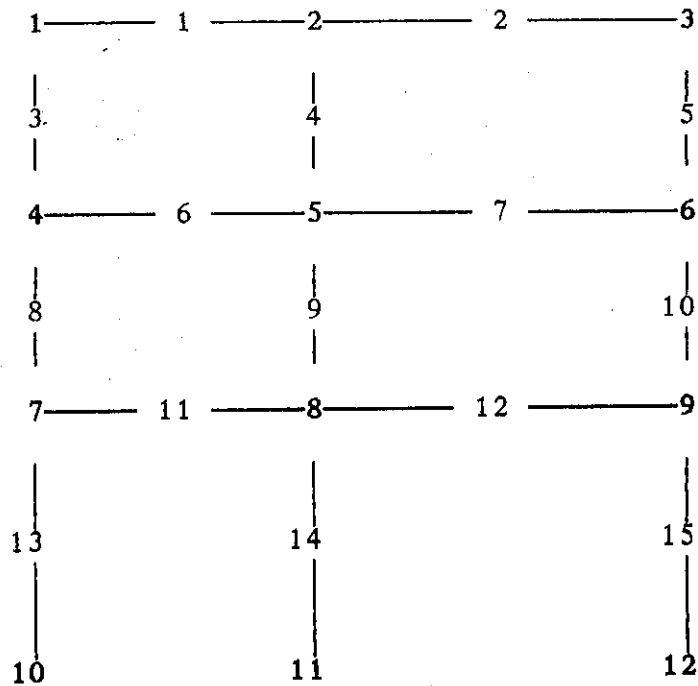


Figura 9.26 NUMERACION DE VIGAS , COLUMNAS Y NUDOS MARCO 2 (y-y)

6. ANALISIS ESTRUCTURAL

6.1 Marco B

FA300 FRAME ANALYSIS
 (c) 1987 C-Squared B-Squared Software Design, Inc.
 San Francisco, CA

08-20-96
 muerta

Structure Type: FRAME
 Active Units: k ftk klf ft in ksi kcf deg rad
 Modulus of Elasticity (E): 3000.000 ksi
 Density: 0.150 ksf

JOINT COORDINATES

Joint	x-Coord (ft)	y-Coord (ft)	Supports
1	0.00000	33.46457	
2	19.68504	33.46457	
3	39.37008	33.46457	
4	0.00000	23.29397	
5	19.68504	23.29397	
6	39.37008	23.29397	
7	0.00000	13.12336	
8	19.68504	13.12336	
9	39.37008	13.12336	
10	0.00000	0.00000	Fixed 1 1 1
11	19.68504	0.00000	Fixed 1 1 1
12	39.37008	0.00000	Fixed 1 1 1

ELEMENTS

Elm	J1	J2	Length (ft)	Angle (deg)	Area (in ²)	Inertia (in ⁴)
1	1	2	19.6850	0.000	279.001	12973.580
2	2	3	19.6850	0.000	279.001	12973.580
3	1	4	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
4	2	5	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
5	3	6	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
6	4	5	19.6850	0.000	279.001	12973.580
7	5	6	19.6850	0.000	279.001	12973.580
8	4	7	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
9	5	8	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
10	6	9	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
11	7	8	19.6850	0.000	279.001	12973.580
12	8	9	19.6850	0.000	279.001	12973.580
13	7	10	13.1234	-90.000	387.501	12513.098
14	8	11	13.1234	-90.000	387.501	12513.098
15	9	12	13.1234	-90.000	387.501	12513.098

TOTAL WEIGHT OF STRUCTURE: 74.850 k

LOAD CASE LI: MUERTA

Element Loads

Joint	Type	Amount	Loc1	Loc2
Elm	Type	Amt1 (k:k f:ft-k)	(ft)	(ft)
1	U	-0.816	0.000	19.685
2	P	-1.900	10.660	
2	U	-0.733	0.000	10.660
2	U	-0.877	10.660	15.138
2	U	-0.287	15.138	19.685
6	U	-1.048	0.000	19.685
7	P	-1.900	10.660	
7	U	-0.928	0.000	10.660
7	U	-0.871	10.660	19.685
11	U	-1.048	0.000	19.685
12	P	-1.900	10.660	
12	U	-0.928	0.000	10.660
12	U	-0.871	10.660	19.685

6.1.1 Análisis estructural por carga muerta

ELEMENT END FORCES

Load Case: MUERTA

Elm	Joint	Axial (k)	Shear (k)	Moment (ft-k)	
1	1	3.5157	7.5708	19.7461	Elem. 1
	2	-3.5157	8.4922	-28.8147	
2	2	3.6383	8.5346	29.7833	Elem. 2
	3	-3.6383	6.4114	-20.7108	
3	1	7.5708	-3.5157	-19.7461	
	4	-7.5708	3.5157	-16.0110	
4	2	17.0268	-0.1226	-0.9686	
	5	-17.0268	0.1226	-0.2780	
5	3	6.4114	3.6383	20.7108	
	6	-6.4114	-3.6383	16.2929	
6	4	-0.3062	10.1804	31.2632	Elem. 6
	5	0.3062	10.4495	-33.9119	
7	5	-0.4575	10.0218	33.9770	Elem. 7
	6	0.4575	9.6315	-31.3237	
8	4	17.7512	-3.2095	-15.2522	
	7	-17.7512	3.2095	-17.3907	
9	5	37.4981	0.0288	0.2129	
	8	-37.4981	-0.0288	0.0798	
10	6	16.0428	3.1808	15.0308	
	9	-16.0428	-3.1808	17.3194	
11	7	-1.9589	9.9215	28.1777	Elem. 11
	8	1.9589	10.7084	-35.9232	
12	8	-1.9280	10.2776	35.8459	Elem. 12
	9	1.9280	9.3757	-28.1574	
13	7	27.6727	-1.2507	-10.7870	
	10	-27.6727	1.2507	-5.6259	
14	8	58.4842	-0.0020	-0.0025	
	11	-58.4842	0.0020	-0.0244	
15	9	25.4185	1.2527	10.8380	
	12	-25.4185	-1.2527	5.6018	
		+Maximum	58.4842	10.7084	35.8459
		Element	14	11	12
		-Maximum	-58.4842	-3.6383	-35.9232
		Element	14	5	11

REACTIONS

Load Case: MUERTA

Joint	Global-x (k)	Global-y (k)	Moment (ft-k)	
10	1.2507	27.6727	-5.6259	
11	0.0020	58.4842	-0.0244	
12	-1.2527	25.4185	5.6018	
	+Maximum	1.2507	58.4842	5.6018
	Joint	10	11	12
	-Maximum	-1.2527	25.4185	-5.6259
	Joint	12	12	10

DISPLACEMENTS

Load Case: MUERTA

Joint	Global-x (in)	Global-y (in)	Rotation (rad)	
1	0.0008	-0.0064	-0.0002	
2	-0.0002	-0.0136	-0.0000	
3	-0.0013	-0.0058	0.0002	
4	-0.0003	-0.0056	-0.0001	
5	-0.0002	-0.0119	0.0000	
6	-0.0000	-0.0051	0.0001	
7	-0.0006	-0.0037	-0.0001	
8	-0.0001	-0.0079	0.0000	
	0.0005	-0.0034	0.0001	
10	0.0000	0.0000	0.0000	
11	0.0000	0.0000	0.0000	
12	0.0000	0.0000	0.0000	
	+Maximum	0.0008	0.0000	0.0002
	Joint	1	12	3
	-Maximum	-0.0013	-0.0136	-0.0002
	Joint	3	2	1

6.1.2 Análisis estructural por carga viva

6.1.3 Análisis estructural por sismo

ELEMENT END FORCES

Load Case: VIVA

Elm	Joint	Axial (k)	Shear (k)	Moment (ft-k)	
1	1	0.6840	1.4370	4.0735	Elem 1
	2	-0.6840	1.6063	-5.7404	
2	2	1.3533	2.2828	9.5381	Elem 2
	3	-1.3533	2.6560	-7.4331	
3	1	1.4370	-0.6840	-4.0735	
	4	-1.4370	0.6840	-2.8830	
4	2	3.8891	-0.6693	-3.7976	
	5	-3.8891	0.6693	-3.0098	
5	3	2.6560	1.3533	7.4331	
	6	-2.6560	-1.3533	6.3308	
6	4	-0.0951	1.5894	5.6812	Elem 6
	5	0.0951	1.4539	-4.3485	
7	5	-0.0974	2.3749	10.5357	Elem 7
	6	0.0974	5.0939	-12.2485	
8	4	3.0263	-0.5889	-2.7982	
	7	-3.0263	0.5889	-3.1910	
9	5	7.7179	-0.6670	-3.1775	
	8	-7.7179	0.6670	-3.6067	
10	6	7.7499	1.2559	5.9177	
	9	-7.7499	-1.2559	6.8557	
11	7	-0.3496	1.5048	4.8587	Elem 11
	8	0.3496	1.5385	-5.1905	
12	8	-0.7675	2.4163	10.5772	Elem 12
	9	0.7675	5.0525	-11.4747	
13	7	4.5311	-0.2392	-1.6678	
	10	-4.5311	0.2392	-1.4718	
14	8	11.6727	-0.2492	-1.7800	
	11	-11.6727	0.2492	-1.4905	
15	9	12.8024	0.4884	4.6190	
	12	-12.8024	-0.4884	1.7909	
+Maximum Element		12.8024	5.0939	10.5772	
-Maximum Element		-12.8024	-1.3533	-12.2485	

ELEMENT END FORCES

Load Case: SISMO

Elm	Joint	Axial (k)	Shear (k)	Moment (ft-k)	
1	1	-3.1053	0.8355	8.7359	Elem 1
	2	3.1053	-0.8355	7.7119	
2	2	-0.8956	0.8586	7.8579	Elem 2
	3	0.8956	-0.8586	9.0439	
3	1	0.8355	-0.8665	-8.7359	
	4	-0.8355	0.8665	-0.0769	
4	2	0.0231	-2.2097	-15.5698	
	5	-0.0231	2.2097	-6.9044	
5	3	-0.8586	-0.8956	-9.0439	
	6	0.8586	0.8956	-0.0647	
6	4	-6.2158	2.2529	22.6244	Elem 6
	5	6.2158	-2.2529	21.6639	
7	5	-2.1057	2.3024	21.9840	Elem 7
	6	2.1057	-2.3024	23.1381	
8	4	3.0884	-2.7711	-22.6075	
	7	-3.0884	2.7711	-5.5763	
9	5	0.0725	-6.3198	-36.7435	
	8	-0.0725	6.3198	-27.5328	
10	6	-3.1610	-3.0013	-23.2734	
	9	3.1610	3.0013	-7.2515	
11	7	-7.9040	4.4064	45.9754	Elem 11
	8	7.9040	-4.4064	40.7656	
12	8	-4.7073	4.3743	40.5529	Elem 12
	9	4.7073	-4.3743	45.5558	
13	7	7.4949	-8.0507	-40.3991	
	10	-7.4949	8.0507	-65.2532	
14	8	0.0404	-9.5165	-53.7856	
	11	-0.0404	9.5165	-71.1023	
15	9	-7.5353	-7.7086	-38.3042	
	12	7.5353	7.7086	-62.8589	
+Maximum Element		7.9040	9.5165	45.9754	
-Maximum Element		-7.9040	-9.5165	-71.1023	

6.2 Marco 2 (en y-y)

FA300 FRAME ANALYSIS

(c) 1987 C-Squared B-Squared Software Design, Inc.
San Francisco, CA

08-20-96
Muert2

Structure Type: FRAME

Active Units: k ftk klf ft in ksi kcf deg rad

Modulus of Elasticity (E): 3000.000 ksi

Density: 0.150 ksf

JOINT COORDINATES

Joint	x-Coord (ft)	y-Coord (ft)	Supports
1	0.00000	33.46457	
2	14.76378	33.46457	
3	36.08924	33.46457	
4	0.00000	23.29397	
5	14.76378	23.29397	
6	36.08923	23.29397	
7	0.00000	13.12336	
8	14.76378	13.12336	
9	36.08924	13.12336	
10	0.00000	0.00000	Fixed 1 1 1
11	14.76378	0.00000	Fixed 1 1 1
12	36.08924	0.00000	Fixed 1 1 1

ELEMENTS

Elm	J1	J2	Length (ft)	Angle (deg)	Area (in ²)	Inertia (in ⁴)
1	1	2	14.7638	0.000	279.001	12973.580
2	2	3	21.3255	0.000	279.001	12973.580
3	1	4	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
4	2	5	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
5	3	6	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
6	4	5	14.7638	0.000	279.001	12973.580
7	5	6	21.3254	0.000	279.001	12973.580
8	4	7	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
9	5	8	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
10	6	9	10.1706	-90.000	387.501	12513.098
11	7	8	14.7638	0.000	279.001	12973.580
12	8	9	21.3255	0.000	279.001	12973.580
13	7	10	13.1234	-90.000	387.501	12513.098
14	8	11	13.1234	-90.000	387.501	12513.098
15	9	12	13.1234	-90.000	387.501	12513.098

TOTAL WEIGHT OF STRUCTURE: 71.989 k

6.2.1 Análisis estructural por carga muerta

ELEMENT END FORCES

Load Case: MUERTA

Elm	Joint	Axial (k)	Shear (k)	Moment (ft-k)
1	1	1.7319	4.4979	9.6032
	2	-1.7319	6.3831	-23.5195
2	2	7.7214	13.7003	56.6386
	3	-7.7214	12.5758	-44.6588
3	1	4.4979	-1.7319	-9.6032
	4	-4.4979	1.7319	-8.0112
4	2	20.0833	-5.9895	-33.1191 <i>Columna 4</i>
	5	-20.0833	5.9895	-27.7980
5	3	12.5758	7.7214	44.6588
	6	-12.5758	-7.7214	33.8729
6	4	-0.4356	5.3682	14.6742
	5	0.4356	5.5216	-15.8068
7	5	-1.0017	16.9002	69.4481
	6	1.0017	16.4921	-65.1066
8	4	9.8660	-1.2963	-6.6630
	7	-9.8660	1.2963	-6.5207
9	5	42.5051	-5.4234	-25.8433 <i>Columna 9</i>
	8	-42.5051	5.4234	-29.3161
10	6	29.0680	6.7196	31.2337
	9	-29.0680	-6.7196	17.1090
11	7	-0.7570	4.5970	10.2726
	8	0.7570	6.2928	-22.7905
12	8	-4.1050	17.1067	69.3382
	9	4.1050	16.2857	-60.5944
13	7	14.4630	-0.5393	-3.7518
	10	-14.4630	0.5393	-3.3256
14	8	65.9046	-2.0754	-17.2316 <i>Columna 14</i>
	11	-65.9046	2.0754	-10.0049
15	9	45.3537	2.6147	23.4854
	12	-45.3537	-2.6147	10.8286
+Maximum Element		65.9046	17.1067	69.4481
-Maximum Element		-65.9046	-7.7214	-65.1066
		14	5	7

6.2.2 Análisis estructural por carga viva

ELEMENT END FORCES

Load Case: VIVA

Elm	Joint	Axial (k)	Shear (k)	Moment (ft-k)
1	1	0.0712	0.3098	0.6790
	2	-0.0712	0.6616	-3.2759
2	2	1.2805	2.3885	9.9327
	3	-1.2905	2.1997	-7.9210
3	1	0.3098	-0.0712	-0.6790
	4	-0.3098	0.0712	-0.0455
4	2	3.0501	-1.2093	-6.6568 <i>Col. 4</i>
	5	-3.0501	1.2093	-5.6425
5	3	2.1997	1.2805	7.9210
	6	-2.1997	-1.2805	5.1027
6	4	0.8702	0.7136	2.5952
	5	-0.8702	0.6356	-2.0179
7	5	-0.4368	1.9925	8.5985
	6	0.4368	2.0497	-9.2099
8	4	1.0236	-0.9415	-2.5497
	7	-1.0236	0.9415	-7.0256
9	5	5.6782	0.0978	-0.9381 <i>Col 9</i>
	8	-5.6782	-0.0978	1.9327
10	6	4.2493	0.8437	4.1072
	9	-4.2493	-0.8437	4.4735
11	7	-0.2759	6.5121	12.8906
	8	0.2759	6.9820	-16.3587
12	8	-0.5003	2.2223	11.6646
	9	0.5003	1.8200	-7.3822
13	7	7.5358	-0.6655	-5.8650
	10	-7.5358	0.6655	-2.8691
14	8	14.8825	0.3221	2.7614 <i>Col 14</i>
	11	-14.8825	-0.3221	1.4662
15	9	6.0693	0.3434	2.9087
	12	-6.0693	-0.3434	1.5977
+Maximum Element		14.8825	6.9820	12.8906
-Maximum Element		-14.8825	-1.2805	-16.3587
		14	5	11

6.2.3 Análisis estructural por sismo

ELEMENT END FORCES

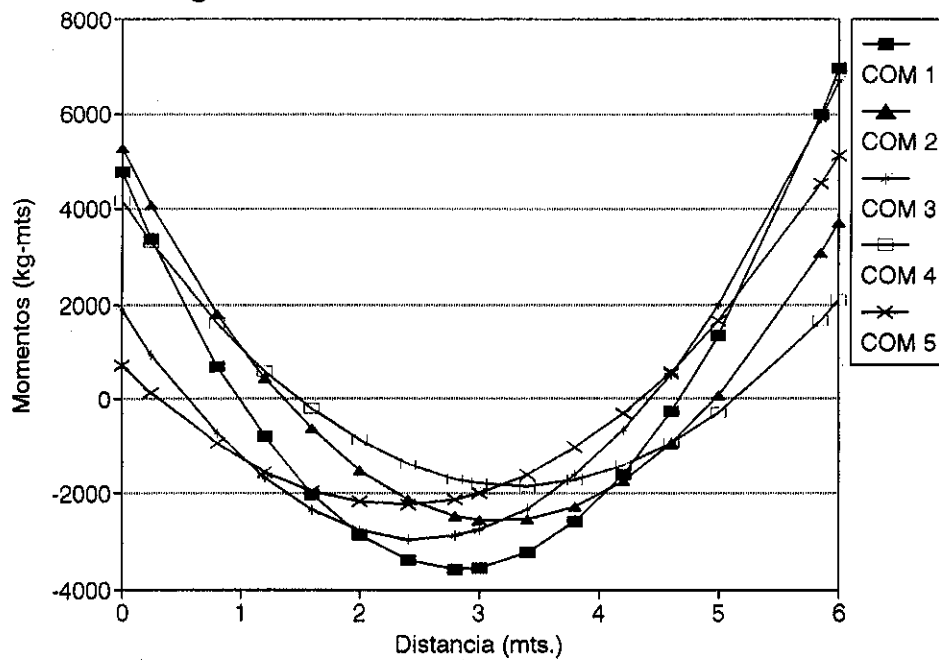
Load Case: SISMO

Elm	Joint	Axial (k)	Shear (k)	Moment (ft-k)
1	1	-2.9305	1.1564	9.1412
	2	2.9305	-1.1564	7.9321
2	2	-0.7548	0.7072	7.0058
	3	0.7548	-0.7072	8.0763
3	1	1.1564	-1.0413	-9.1412
	4	-1.1564	1.0413	-1.4495
4	2	-0.4492	-2.1757	-14.9378 Col 4
	5	0.4492	2.1757	-7.1902
5	3	-0.7072	-0.7548	-8.0763
	6	0.7072	0.7548	0.3995
6	4	-5.8305	3.4114	25.7669
	5	5.8305	-3.4114	24.5976
7	5	-1.6930	1.8365	18.8668
	6	1.6930	-1.8365	20.2974
8	4	4.5678	-3.3312	-24.3174
	7	-4.5678	3.3312	-9.5633
9	5	-2.0241	-6.3131	-36.2741 Col 9
	8	2.0241	6.3131	-27.9343
10	6	-2.5437	-2.4478	-20.6969
	9	2.5437	2.4478	-4.1990
11	7	-8.1961	6.8212	53.2286
	8	8.1961	-6.8212	47.4779
12	8	-4.9643	3.5658	35.2884
	9	4.9643	-3.5658	40.7530
13	7	11.3890	-8.3187	-43.6653
	10	-11.3890	8.3187	-65.5039
14	8	-5.2795	-9.5450	-54.8321 Col 14
	11	5.2795	9.5450	-70.4308
15	9	-6.1095	-7.4121	-36.5540
	12	6.1095	7.4121	-60.7174
+Maximum Element		11.3890	9.5450	53.2286
-Maximum Element		-11.3890	-9.5450	-70.4308
		13	14	11
		13	14	14

7. ENVOLVENTE DE MOMENTOS

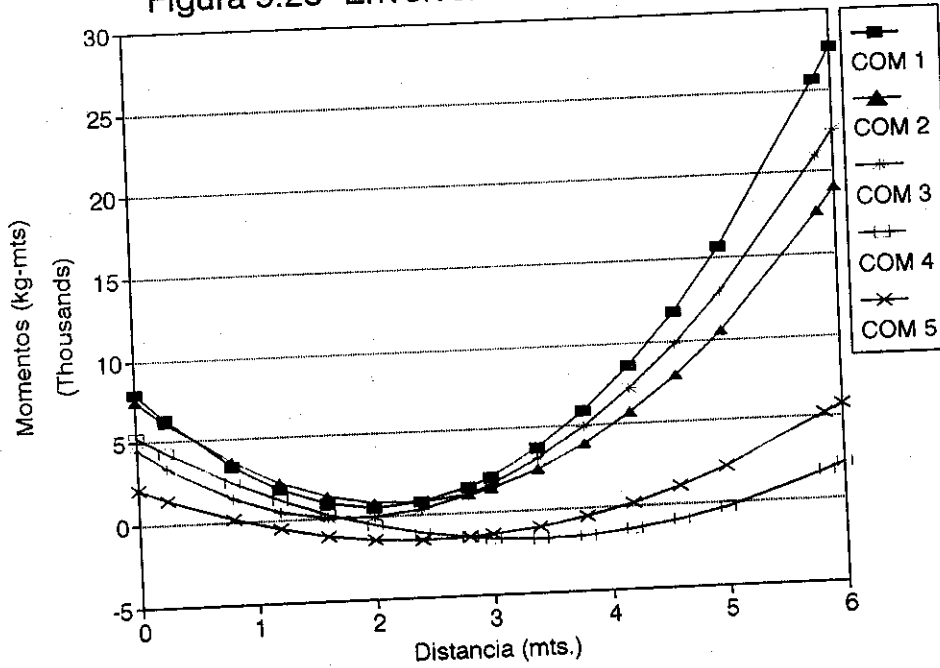
7.1 Envolverte de momentos para vigas, Marco B

Figura 9.27 Envolverte del Elemento 1



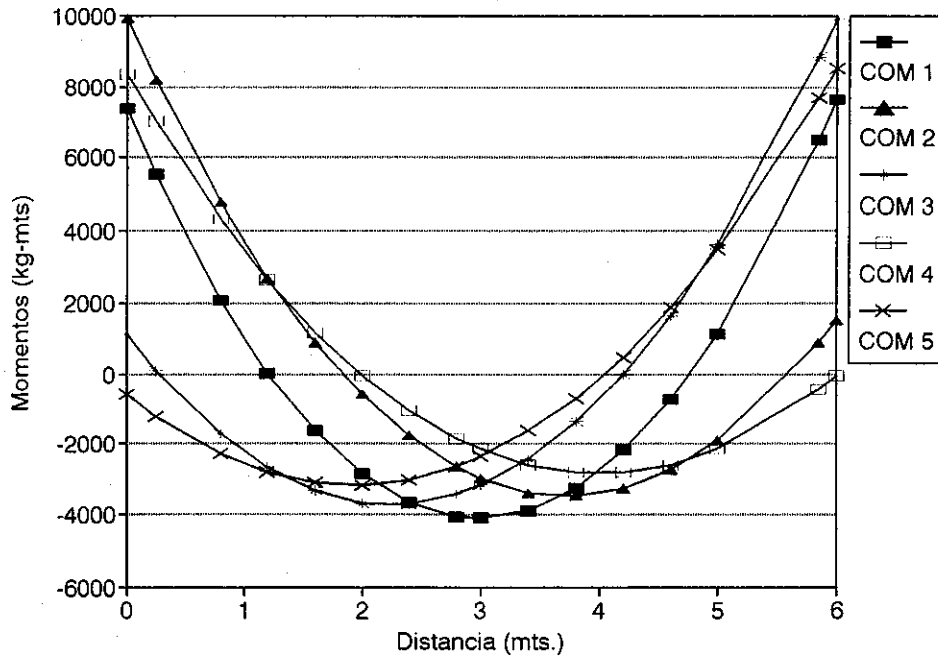
		x	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5
		0.00	4781.78	5280.25	1892.42	4184.12	729.87
		0.25	3367.53	4086.68	964.61	3310.18	126.89
V C	3434.06 kg	0.80	716.91	1806.38	-731.02	1628.25	-958.90
M C	2730.00 kg-m	1.20	-812.91	446.41	-1665.78	612.97	-1540.64
V CV	653.58 kg	1.60	-2007.67	-662.26	-2349.24	-227.22	-1947.28
M C	564.58 kg-m	2.00	-2867.34	-1519.62	-2781.39	-892.31	-2178.82
V S	378.98 kg	2.40	-3391.95	-2125.68	-2962.24	-1382.29	-2235.25
M S	1207.78 kg-m	2.80	-3581.48	-2480.44	-2891.78	-1697.18	-2116.59
CM	1215.97 kg/m	3.00	-3550.59	-2563.57	-2762.31	-1788.96	-1991.60
CV	230.50 kg/m	3.40	-3237.51	-2541.37	-2314.90	-1841.20	-1610.29
RM	3434.06 kg	3.80	-2589.36	-2267.86	-1616.18	-1718.34	-1053.88
RV	653.58 kg	4.20	-1606.13	-1743.05	-666.15	-1420.37	-322.36
RS	378.98 kg	4.60	-287.84	-966.93	535.18	-947.31	584.25
		5.00	1365.54	60.49	1987.81	-299.15	1665.96
		5.85	5991.50	3078.18	5909.07	1659.58	4545.98
		6.00	6964.91	3728.51	6718.86	2087.31	5136.29

Figura 9.28 Envolvente del Elemento 2



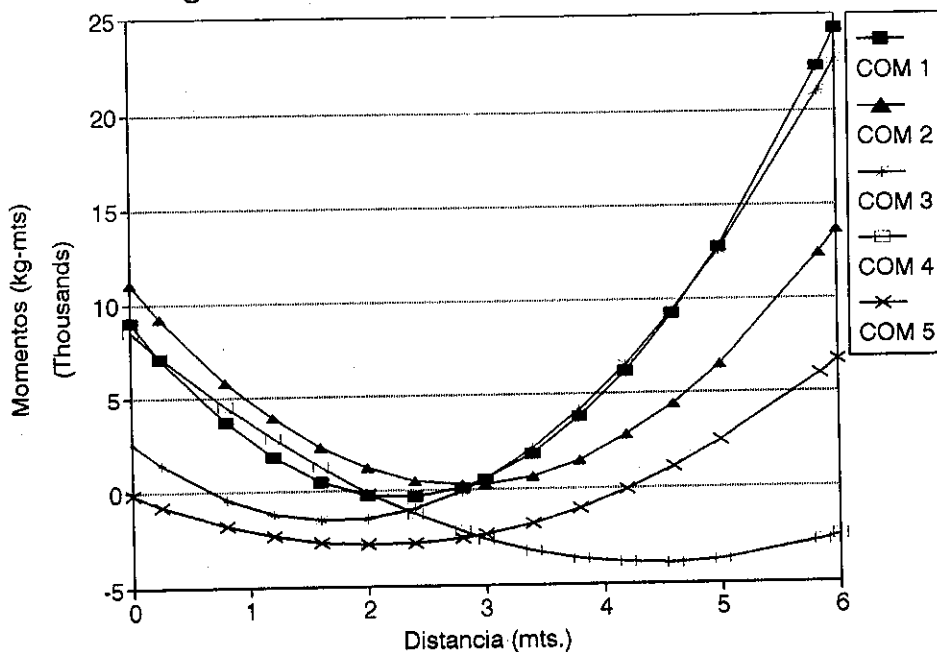
		x	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5
		0.00	8006.11	7528.25	4480.92	5259.46	2152.38
		0.25	6320.36	6127.39	3353.16	4286.00	1457.38
V C	3871.23 kg	0.80	3378.66	3620.69	1447.30	2403.42	187.41
M C	4117.69 kg-m	1.20	1901.61	2294.42	557.99	1257.99	-512.49
V CV	1034.73 kg	1.60	982.34	1386.48	87.02	300.95	-1023.99
M C	1318.44 kg-m	2.00	620.85	896.88	34.39	-467.70	-1347.11
V S	389.45 kg	2.40	817.14	825.62	400.09	-1047.96	-1481.84
M S	1086.39 kg-m	2.80	1571.21	1172.69	1184.13	-1439.83	-1428.17
CM	1308.27 kg/m	3.00	2157.42	1503.10	1733.03	-1565.12	-1330.69
CV	973.27 kg/m	3.40	3748.17	2477.68	3144.57	-1674.41	-994.44
RM	3871.23 kg	3.80	5896.69	3870.59	4974.45	-1595.30	-469.79
RV	1034.73 kg	4.20	8603.01	5681.84	7222.67	-1327.80	243.24
RS	389.45 kg	4.60	11867.10	7911.43	9889.22	-871.91	1144.67
		5.00	15688.97	10559.35	12974.11	-227.63	2234.48
		5.85	25662.47	17575.19	20918.51	1766.98	5175.86
		6.00	27683.96	19009.38	22516.56	2207.28	5783.23

Figura 9.29 Envolvente del Elemento 6



		x	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5
		0.00	7389.35	9940.57	1143.45	8374.87	-594.75
		0.25	5546.56	8200.18	119.66	7014.47	-1224.49
V C	4617.75 kg	0.80	2059.63	4796.72	-1707.27	4330.82	-2300.70
M C	4322.29 kg-m	1.20	13.56	2688.88	-2668.54	2646.12	-2816.34
V CV	722.71 kg	1.60	-1620.00	890.43	-3320.42	1186.32	-3107.09
M C	787.14 kg-m	2.00	-2841.02	-598.63	-3662.91	-48.60	-3172.96
V S	1021.90 kg	2.40	-3649.53	-1778.29	-3696.00	-1058.62	-3013.93
M S	3136.23 kg-m	2.80	-4045.51	-2648.56	-3419.70	-1843.76	-2630.02
CM	1561.73 kg/m	3.00	-4088.80	-2967.67	-3165.53	-2151.99	-2353.73
CV	230.50 kg/m	3.40	-3865.99	-3373.85	-2425.14	-2599.80	-1632.48
RM	4617.75 kg	3.80	-3230.67	-3470.64	-1375.36	-2822.71	-686.34
RV	722.71 kg	4.20	-2182.81	-3258.04	-16.18	-2820.74	484.69
RS	1021.90 kg	4.60	-722.44	-2736.04	1652.39	-2593.87	1880.60
		5.00	1150.46	-1904.65	3630.34	-2142.12	3501.41
		5.85	6500.08	889.33	8860.79	-435.44	7692.32
		6.00	7637.50	1527.42	9928.84	-28.85	8537.31

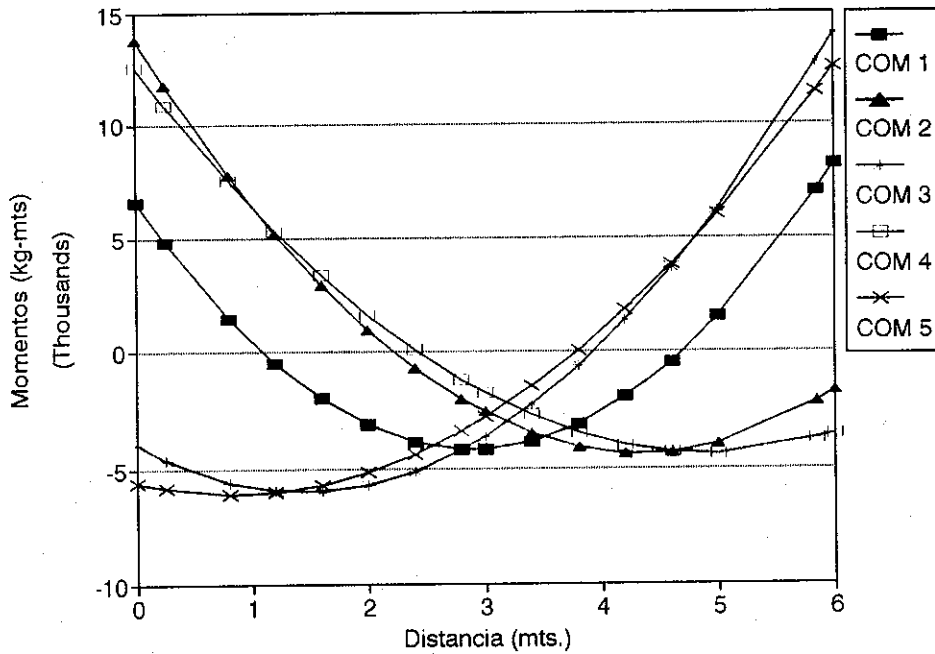
Figura 9.30 Envolvente del Elemento 7



		x	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5
		0.00	9052.14	11051.86	2526.35	8574.08	-118.60
		0.25	7115.33	9233.07	1439.92	7216.83	-729.14
V C	4545.81 kg	0.80	3641.14	5821.85	-360.14	4504.82	-1798.38
M C	4697.49 kg-m	1.20	1793.96	3850.58	-1159.64	2769.04	-2339.42
V CV	1076.56 kg	1.60	518.99	2308.47	-1529.99	1232.49	-2681.23
M C	1456.27 kg-m	2.00	-183.77	1195.52	-1471.18	-104.82	-2823.81
V S	1044.35 kg	2.40	-314.31	511.73	-983.20	-1242.90	-2767.15
M S	3039.40 kg-m	2.80	127.35	257.10	-66.07	-2181.75	-2511.26
CM	1383.56 kg/m	3.00	562.77	290.72	553.43	-2576.46	-2308.61
CV	964.32 kg/m	3.40	1862.75	679.83	2114.30	-3216.46	-1753.87
RM	4545.81 kg	3.80	3734.95	1498.10	4104.33	-3657.23	-999.90
RV	1076.56 kg	4.20	6179.37	2745.53	6523.52	-3898.77	-46.70
RS	1044.35 kg	4.60	9195.99	4422.12	9371.87	-3941.07	1105.74
		5.00	12784.83	6527.86	12649.38	-3784.14	2457.41
		5.85	22311.03	12427.52	21039.03	-2789.14	5991.22
		6.00	24260.35	13669.80	22720.72	-2520.17	6708.22

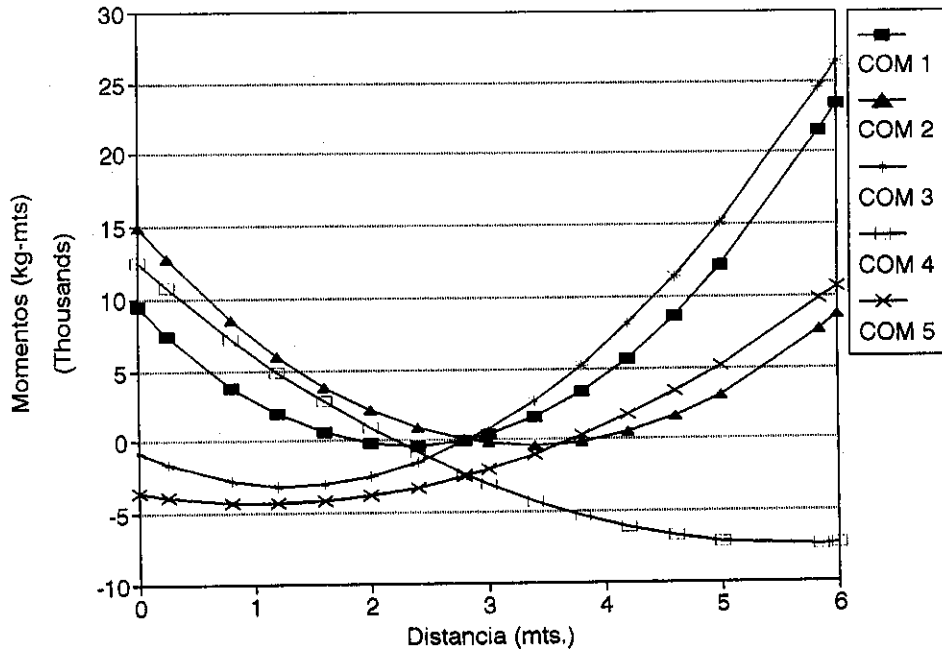
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL PUERTO DE LA ZONA INDUSTRIAL DE LA CIUDAD DE LA PAZ

Figura 9.31 Envolvente del Elemento 11



			x	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5
			0.00	6598.67	13863.75	-3965.74	12595.68	-5583.41
			0.25	4813.27	11823.90	-4604.00	10912.50	-5837.52
V C	4500.32	kg	0.80	1452.61	7761.65	-5582.74	7518.71	-6087.34
M C	3895.71	kg-m	1.20	-501.64	5174.69	-5927.15	5317.56	-6001.97
V CV	684.38	kg	1.60	-2043.36	2897.12	-5962.17	3341.29	-5691.71
M C	673.34	kg-m	2.00	-3172.56	928.95	-5687.79	1589.92	-5156.56
V S	1998.71	kg	2.40	-3889.24	-729.84	-5104.02	63.43	-4396.52
M S	6356.33	kg-m	2.80	-4193.39	-2079.23	-4210.86	-1238.16	-3411.59
CM	1561.73	kg/m	3.00	-4190.77	-2637.90	-3648.26	-1804.63	-2834.80
CV	230.50	kg/m	3.40	-3876.14	-3523.20	-2291.01	-2768.89	-1512.54
RM	4500.32	kg	3.80	-3148.98	-4099.11	-624.36	-3508.27	34.61
RV	684.38	kg	4.20	-2009.30	-4365.63	1351.67	-4022.75	1806.65
RS	1998.71	kg	4.60	-457.10	-4322.75	3637.10	-4312.35	3803.58
			5.00	1507.62	-3970.48	6231.92	-4377.05	6025.40
			5.85	7052.37	-2194.63	12773.19	-3767.85	11493.46
			6.00	8224.23	-1736.22	14072.56	-3554.93	12563.83

Figura 9.32 Envolvente del Elemento 12



		x	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5
		0.00	9423.96	14931.28	-795.34	12477.78	-3557.21
		0.25	7438.54	12746.52	-1588.72	10758.45	-3857.88
V C	4661.84 kg	0.80	3857.41	8530.15	-2744.04	7249.85	-4245.40
M C	4955.87 kg-m	1.20	1932.45	5973.32	-3074.65	4934.74	-4290.65
V CV	1095.38 kg	1.60	579.70	3845.66	-2976.10	2818.86	-4136.66
M C	1462.20 kg-m	2.00	-200.83	2147.15	-2448.40	902.21	-3783.45
V S	1984.15 kg	2.40	-409.15	877.80	-1491.53	-815.21	-3231.00
M S	5606.64 kg-m	2.80	-45.26	37.61	-105.50	-2333.39	-2479.31
CM	1383.56 kg/m	3.00	351.26	-221.55	748.44	-3017.77	-2028.76
CV	964.32 kg/m	3.40	1573.47	-418.00	2778.21	-4237.11	-978.23
RM	4661.84 kg	3.80	3367.90	-185.29	5237.13	-5257.21	271.53
RV	1095.38 kg	4.20	5734.53	476.58	8125.22	-6078.08	1720.53
RS	1984.15 kg	4.60	8673.38	1567.61	11442.46	-6699.72	3368.76
		5.00	12184.44	3087.80	15188.86	-7122.12	5216.22
		5.85	21545.37	7743.14	24574.91	-7358.21	9803.60
		6.00	23465.52	8765.84	26432.44	-7306.49	10706.52

7.2 ENVOLVENTE DE MOMENTOS PARA COLUMNAS

7.2.1 DISEÑO DE COLUMNA No 14

SENTIDO X-X				SENTIDO Y-Y					
Axial sismo Klb	Axial CM Klb	Axial CV Klb	Msis Klb-pie	MCM Klb-pie	MCV Klb-pie	COMB	AXIAL Kg	MOMENTO X-X Kg - m	MOMENTO Y-Y Kg - m
0.0404	58.4842	11.6801	71.1023	0.0244	1.7751	1	99682.1426	422.9226014	3993.68436
						2	78153.0428	14136.52477	16684.08439
						3	71370.1711	-13502.14087	-10693.55785
						4	54344.2558	14093.34335	16106.38899
						5	47428.3866	-14087.25691	-11808.06976

VALORES

DE DISEÑO: 99682.1426

SENTIDO X-X				SENTIDO Y-Y					
Axial sismo Klb	Axial CM Klb	Axial CV Klb	Msis Klb-pie	MCM Klb-pie	MCV Klb-pie	COMB	AXIAL Kg	MOMENTO X-X Kg - m	MOMENTO Y-Y Kg - m
5.2795	65.9046	14.8825	70.4308	17.2316	2.7614	1	99682.1426	14136.52477	16684.08439

7.2.2 DISEÑO DE COLUMNA No 9

SENTIDO X-X				SENTIDO Y-Y					
Axial sismo Klb	Axial CM Klb	Axial CV Klb	Msis Klb-pie	MCM Klb-pie	MCV Klb-pie	COMB	AXIAL Kg	MOMENTO X-X Kg - m	MOMENTO Y-Y Kg - m
0.0725	37.4981	7.7228	27.5328	0.2129	3.5994	1	61266.4381	889.2734032	6142.992255
						2	47286.4109	6018.187385	11657.42204
						3	44613.2462	-4684.27728	-2442.93366
						4	34091.3677	5482.71177	10844.77926
						5	31365.7881	-5429.605143	-3532.054008

VALORES

DE DISEÑO: 61266.4381

SENTIDO X-X				SENTIDO Y-Y					
Axial sismo Klb	Axial CM Klb	Axial CV Klb	Msis Klb-pie	MCM Klb-pie	MCV Klb-pie	COMB	AXIAL Kg	MOMENTO X-X Kg - m	MOMENTO Y-Y Kg - m
2.0241	42.5051	5.6782	36.2741	29.3161	1.9327	1	61266.4381	6018.187385	11657.42204

7.2.3 DISEÑO DE COLUMNA No 4

SENTIDO X-X		SENTIDO Y-Y		COMB	AXIAL Kg	MOMENTO X-X Kg - m	MOMENTO Y-Y Kg - m
Axial sismo Klb	Axial CM Klb	Axial CV Klb	Axial CM Klb				
0.0231	17.0268	3.8915	15.5698	1	28979.4783	1079.707268	7993.751714
			0.9686	2	22035.7	3835.902646	8898.60144
			3.7854	3	21433.5175	-2216.341744	3092.026131
				4	15488.3977	3206.263653	7090.895254
				5	14874.4078	-2964.652195	1170.465527

VALORES

DE DISEÑO: 28979.4783

7993.751714

3835.902646

MCV
Klb-pie
6.6568

MCM
Klb-pie
33.1191

Msis
Klb-pie
14.9378

Axial CV
Klb
3.0501

Axial CM
Klb
20.0833

Axial sismo
Klb
0.4492

8. DISEÑO DE VIGAS MARCO B

De la gráfica de envolvente de momentos, se toman los valores de momentos positivos y momentos negativos últimos (M_u), dependiendo su valor de la combinación de carga a la que éstos pertenezcan.

Los valores de corte, para el diseño por corte, se toman del análisis estructural según el elemento que se esté analizando.

Para este ejemplo los datos que se tomarán en general para el diseño de las vigas serán:

$$\begin{aligned} f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c &= 281 \text{ kg/cm}^2 \\ O &= 0.9 \\ \text{recubrimiento} &= 2.5 \text{ cm} \\ \text{sección viga} &= 30 \times 60 \text{ cm} \end{aligned} \quad \begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ d &= 60 - 2.5(2) = 55 \text{ cm} \end{aligned}$$

Los valores de las áreas de acero se obtendrán a partir de las siguientes fórmulas:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} bd$$

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{\sqrt{(bd)^2 - 4Mub}}{1.70f'_c} \right]$$

Chequeo sísmico: tomar la mayor de las condiciones siguientes.

Chequeo sísmico: tomar el mayor de los valores obtenidos de las siguientes condiciones.

$A_{scs} \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ varillas} \\ A_{smin} \\ 0.33 A_s (-) \end{array} \right.$	$A_{sci} \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ varillas} \\ A_{smin} \\ 0.5 A_s (+) \\ 0.5 A_s (-) \end{array} \right.$
---	---

DISEÑO DE VIGA 1

- Cálculo de áreas de acero a partir de los momentos obtenidos de la gráfica de envolvente de momentos.

$M(-)_{izq} = 5280.25 \text{ kg.m}$ (comb 2)	$A_{s(-)izq} = 2.58 \text{ cm}^2$
$M(+)_máx = 3581.48 \text{ kg.m}$ (comb 1)	$A_{s(+)_máx} = 1.74 \text{ cm}^2$
$M(-)_{der} = 6964.91 \text{ kg.m}$ (comb-1)	$A_{s(-)der} = 3.41 \text{ cm}^2$

$$A_{smin} = 5.52 \text{ cm}^2 \quad ; \quad (\text{para los tres momentos})$$

Chequeo sísmico: $A_{scs} = 5.52 \text{ cm}^2 \leftarrow 2\text{No}6 = 5.70 \text{ cm}^2$
 $A_{sci} = 5.52 \text{ cm}^2 \leftarrow 2\text{No}6 = 5.70 \text{ cm}^2$

Colocar 2No6 (corrído)

- Diseño a Corte

$$V_{cm} = 8.4922 \text{ klb} = 3860.09 \text{ kg}$$

$$V_{cv} = 1.6103 \text{ klb} = 731.95 \text{ kg}$$

$$V_s = 0.8355 \text{ klb} = 379.77 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{actuante} &= 0.75(1.4V_{cm} + 1.7V_{cv} + 1.87V_s) \\ &= 0.75(1.4(3860.09\text{kg}) + 1.7(731.95\text{kg}) + 1.87(379.77\text{kg})) = 5518.96 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{resist. \text{ concreto}} &= 0.85 (0.53) \sqrt{f'_c} bd \\ &= 0.85 (0.53) \sqrt{281} (30)(50) = 12460.40 \text{ kg} \end{aligned}$$

$V_{resist} > V_{act}$. Estribos por confinamiento únicamente

$$S_{máx} = d/2 = 55/2 = 27.5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Colocar estribos No2 @ 0.25 m}$$

DISEÑO DE VIGA 2

- Cálculo de áreas de acero a partir de los momentos obtenidos de la gráfica de envolvente de momentos.

$$\begin{aligned} M(-)_{izq} &= 8006.11 \text{ kg.m} & (\text{comb 1}) & & A_s(-)_{izq} &= 3.93 \text{ cm}^2 \\ M(+)_máx &= 1674.41 \text{ kg.m} & (\text{comb 4}) & & A_s(+)_máx &= 0.81 \text{ cm}^2 \\ M(-)_{der} &= 27683.96 \text{ kg.m} & (\text{comb 1}) & & A_s(-)_{der} &= 14.42 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{smin} = 5.52 \text{ cm}^2 \quad (\text{para los tres momentos})$$

$$\begin{aligned} \text{Chequeo sísmico: } A_{scs} &= 5.52 \text{ cm}^2 \longleftarrow & 2\text{No}6 &= 5.70 \text{ cm}^2 \\ A_{sci} &= 5.52 \text{ cm}^2 \longleftarrow & 2\text{No}6 &= 5.70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Colocar : 2No6 (corrido)
bastones = 3No6 (2m)

- Diseño a Corte

$$V_{cm} = 8.5346 \text{ klb} = 3879.36 \text{ kg}$$

$$V_{cv} = 2.6537 \text{ klb} = 1206.23 \text{ kg}$$

$$V_s = 0.8586 \text{ klb} = 390.27 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{actuante} &= 0.75(1.4V_{cm} + 1.7V_{cv} + 1.87V_s) \\ &= 0.75(1.4(3879.36\text{kg}) + 1.7(1206.23\text{kg}) + 1.87(390.27\text{kg})) = 6158.62 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{resist. \text{ concreto}} &= 0.85 (0.53) \sqrt{f'_c} b d \\ &= 0.85 (0.53) \sqrt{281 (30)(50)} = 12460.40 \text{ kg} \end{aligned}$$

$V_{resist} > V_{act}$. Estribos por confinamiento únicamente

$$S_{máx} = d/2 = 55/2 = 27.5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Colocar estribos No2 @ 0.25 m}$$

DISEÑO DE VIGA 6

- Cálculo de áreas de acero a partir de los momentos obtenidos de la gráfica de envolvente de momentos.

$$\begin{aligned} M(-)_{izq} &= 9940.57 \text{ kg.m} & (\text{comb 2}) & & A_s(-)_{izq} &= 4.91 \text{ cm}^2 \\ M(+)_máx &= 4088.80 \text{ kg.m} & (\text{comb 1}) & & A_s(+)_máx &= 1.99 \text{ cm}^2 \\ M(-)_{der} &= 9928.84 \text{ kg.m} & (\text{comb 3}) & & A_s(-)_{der} &= 4.90 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{smin} = 5.52 \text{ cm}^2 \quad (\text{para los tres momentos})$$

$$\begin{aligned} \text{Chequeo sísmico: } A_{scs} &= 5.52 \text{ cm}^2 \longleftarrow & 2\text{No}6 &= 5.70 \text{ cm}^2 \\ A_{sci} &= 5.52 \text{ cm}^2 \longleftarrow & 2\text{No}6 &= 5.70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Colocar : 2No6 (corrido)

- Diseño a Corte

$$V_{cm} = 10.4495 \text{ klb} = 4749.77 \text{ kg}$$

$$V_{cv} = 1.59323 \text{ klb} = 724.23 \text{ kg}$$

$$V_s = 2.2529 \text{ klb} = 1024.04 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{actuante} &= 0.75(1.4V_{cm} + 1.7V_{cv} + 1.87V_s) \\ &= 0.75(1.4(4749.77\text{kg}) + 1.7(724.23\text{kg}) + 1.87(1024.04\text{kg})) = 7346.87 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{resist. \text{ concreto}} &= 0.85 (0.53) \sqrt{f'_c} b d \\ &= 0.85 (0.53) \sqrt{281 (30)(50)} = 12460.40 \text{ kg} \end{aligned}$$

$V_{resist} > V_{act}$. Estribos por confinamiento únicamente

$$S_{máx} = d/2 = 55/2 = 27.5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Colocar estribos No2 @ 0.25 m}$$

DISEÑO DE VIGA 7

- Cálculo de áreas de acero a partir de los momentos obtenidos de la gráfica de envolvente de momentos.

$$\begin{array}{ll}
 M(-)_{izq} = 11051.86 \text{ kg.m} & (\text{comb 2}) & A_s(-)_{izq} = 5.48 \text{ cm}^2 \\
 M(+)_máx = 2576.46 \text{ kg.m} & (\text{comb 4}) & A_s(+)_máx = 1.25 \text{ cm}^2 \\
 M(-)_{der} = 24260.35 \text{ kg.m} & (\text{comb 1}) & A_s(-)_{der} = 12.50 \text{ cm}^2 \\
 M(+)_der = 3941.07 \text{ kg.m} & (\text{comb 4}) & A_s(+)_der = 1.92 \text{ cm}^2 \leftarrow \text{lo cubre Asc}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll}
 A_{smin} = 5.52 \text{ cm}^2 & (\text{para los tres momentos}) \\
 \text{Chequeo sísmico: } A_{scs} = 5.52 \text{ cm}^2 \leftarrow & 2No6 = 5.70 \text{ cm}^2 \\
 A_{sci} = 5.52 \text{ cm}^2 \leftarrow & 2No6 = 5.70 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

Colocar : 2No6 (corrido)
bastones = 3No6

- Diseño a Corte

$$\begin{array}{ll}
 V_{cm} = 10.0218 \text{ klb} = 4555.36 \text{ kg} \\
 V_{cv} = 5.0946 \text{ klb} = 2315.733 \text{ kg} \\
 V_s = 2.3024 \text{ klb} = 1046.55 \text{ kg}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_{actuante} &= 0.75(1.4V_{cm} + 1.7V_{cv} + 1.87V_s) \\
 &= 0.75(1.4(4555.36 \text{ kg}) + 1.7(2315.73 \text{ kg}) + 1.87(1046.55 \text{ kg})) = 9203.47 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{resist. \text{ concreto}} &= 0.85 (0.53) \sqrt{f'_c} b d \\
 &= 0.85 (0.53) \sqrt{281 (30)(50)} = 12460.40 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$V_{resist} > V_{act}$. Estribos por confinamiento únicamente

$$S_{máx} = d/2 = 55/2 = 27.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Colocar estribos No2 @ 0.25 m}$$

DISEÑO DE VIGA 11

- Cálculo de áreas de acero a partir de los momentos obtenidos de la gráfica de envolvente de momentos.

$$\begin{array}{ll}
 M(-)_{izq} = 13863.75 \text{ kg.m} & (\text{comb 2}) & A_s(-)_{izq} = 6.92 \text{ cm}^2 \\
 M(+)_máx = 4193.39 \text{ kg.m} & (\text{comb 1}) & A_s(+)_máx = 2.04 \text{ cm}^2 \\
 M(-)_{der} = 14072.56 \text{ kg.m} & (\text{comb 3}) & A_s(-)_{der} = 7.03 \text{ cm}^2 \\
 M(+)_izq = 6087.34 \text{ kg.m} & (\text{comb 5}) & A_s(+)_der = 2.98 \text{ cm}^2 \leftarrow \text{lo cubre Asc} \\
 M(+)_der = 4377.05 \text{ kg.m} & (\text{comb 4}) & A_s(+)_der = 2.13 \text{ cm}^2 \leftarrow \text{lo cubre Asc}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll}
 A_{smin} = 5.52 \text{ cm}^2 & (\text{para los tres momentos}) \\
 \text{Chequeo sísmico: } A_{scs} = 5.52 \text{ cm}^2 \leftarrow & 2No6 = 5.70 \text{ cm}^2 \\
 A_{sci} = 5.52 \text{ cm}^2 \leftarrow & 2No6 = 5.70 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

Colocar : 2No6 (corrido)
bastones = 1No5 (1m)

- Diseño a Corte

$$\begin{array}{ll}
 V_{cm} = 10.7084 \text{ klb} = 4867.45 \text{ kg} \\
 V_{cv} = 1.5424 \text{ klb} = 701.09 \text{ kg} \\
 V_s = 4.4064 \text{ klb} = 2002.91 \text{ kg}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_{actuante} &= 0.75(1.4V_{cm} + 1.7V_{cv} + 1.87V_s) \\
 &= 0.75(1.4(4867.45 \text{ kg}) + 1.7(701.09 \text{ kg}) + 1.87(2002.91 \text{ kg})) = 8813.79 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_{resist. \text{ concreto}} = 0.85 (0.53) \sqrt{f'_c} b d = 0.85 (0.53) \sqrt{281 (30)(50)} = 12460.40 \text{ kg}$$

$V_{resist} > V_{act}$. Estribos por confinamiento únicamente

$S_{m\acute{a}x} = d/2 = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$ \longrightarrow Colocar estribos No2 @ 0.25 m

DISEÑO DE VIGA 12

- Cálculo de áreas de acero a partir de los momentos obtenidos de la gráfica de envolvente de momentos.

$M(-)_{izq} = 14931.28 \text{ kg.m}$ (comb 2)	$A_s(-)_{izq} = 7.48 \text{ cm}^2$	
$M(+)_m\acute{a}x = 3017.77 \text{ kg.m}$ (comb 4)	$A_s(+)_m\acute{a}x = 1.46 \text{ cm}^2$	
$M(-)_{der} = 26432.44 \text{ kg.m}$ (comb 3)	$A_s(-)_{der} = 13.72 \text{ cm}^2$	
$M(+)_izq = 4290.65 \text{ kg.m}$ (comb 5)	$A_s(+)_izq = 2.09 \text{ cm}^2$	← lo cubre A_{sci}
$M(+)_der = 7358.21 \text{ kg.m}$ (comb 4)	$A_s(+)_der = 3.61 \text{ cm}^2$	← lo cubre A_{sci}

$A_{smin} = 5.52 \text{ cm}^2$ (para los tres momentos)

Chequeo sísmico: $A_{scs} = 5.52 \text{ cm}^2$ \longleftarrow 2No6 = 5.70 cm^2

$A_{sci} = 5.52 \text{ cm}^2$ \longleftarrow 2No6 = 5.70 cm^2

Colocar : 2No6 (corrido)

bastones = 1No5 (1m - lado izq.)

= 3No6 (1m - lado der)

- Diseño a Corte

$V_{cm} = 10.2776 \text{ klb} = 4671.64 \text{ kg}$

$V_{cv} = 5.0531 \text{ klb} = 2296.86 \text{ kg}$

$V_e = 4.3743 \text{ klb} = 1988.32 \text{ kg}$

$V_{actuante} = 0.75(1.4V_{cm} + 1.7V_{cv} + 1.87V_e)$

$= 0.75(1.4(4671.64 \text{ kg}) + 1.7(2296.86 \text{ kg}) + 1.87(1988.32 \text{ kg})) = 10622.33 \text{ kg}$

$V_{resist. \text{ concreto}} = 0.85 (0.53) \sqrt{f'_c} b d$

$= 0.85 (0.53) \sqrt{281} (30)(50) = 12460.40 \text{ kg}$

$V_{resist} > V_{act}$. Estribos por confinamiento únicamente

$S_{m\acute{a}x} = d/2 = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$ \longrightarrow Colocar estribos No2 @ 0.25 m

DETALLE EN VIGAS (Sin escala)

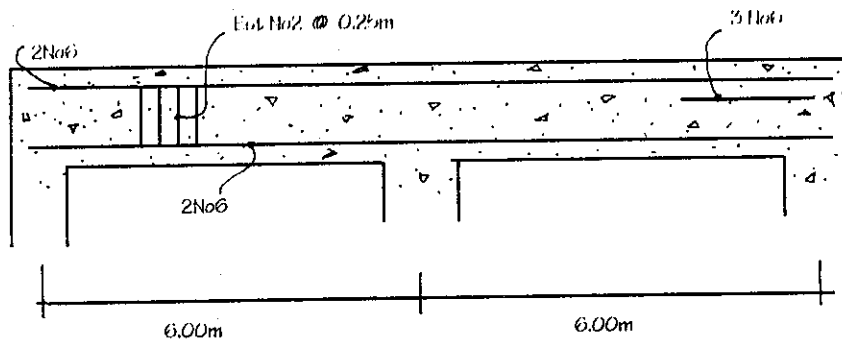
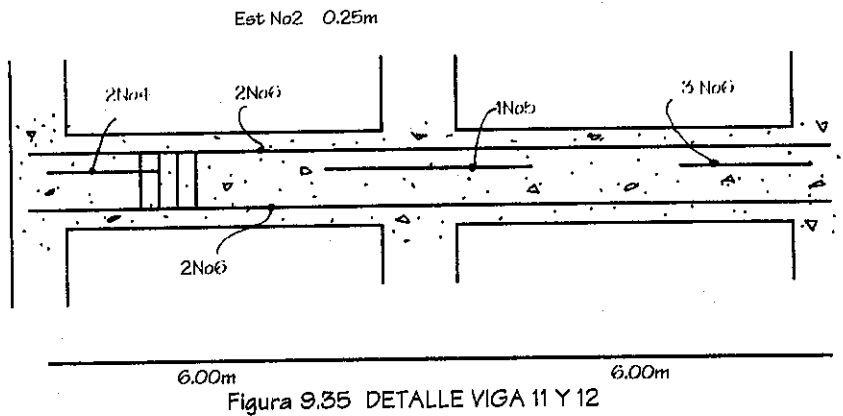
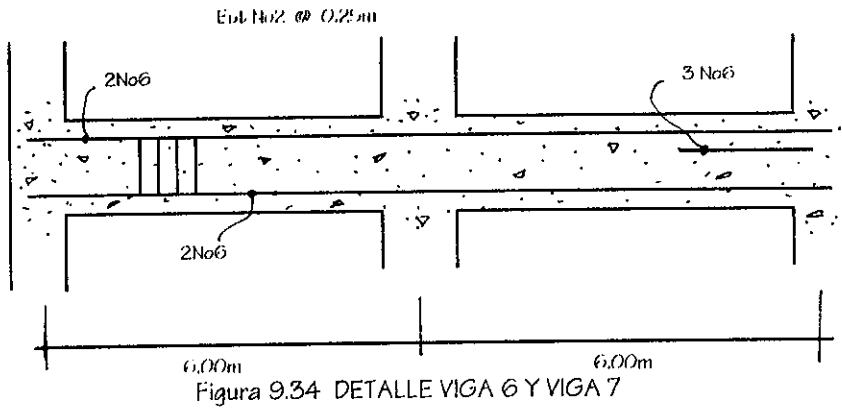


Figura 9.33 DETALLE VIGA 1 Y VIGA 2



9. DISEÑO DE COLUMNAS CENTRALES EN MARCO B

Se hará el diseño únicamente para las columnas intermedias del marco B, ya que éstas son las más críticas. El diseño de las otras columnas se hace con el mismo procedimiento.

En el diseño de las columnas, para el presente ejemplo, se obvia el procedimiento de magnificación debido a que los valores obtenidos no son significativos (menos del 10% de incremento en el valor obtenido del análisis estructural y de la gráfica de envolvente de momentos). Si se quiere ampliar al respecto, se recomienda consultar las copias del curso de Concreto Armado 2.

Los datos que se presentan a continuación son para las tres columnas:

f_y	= 4200 kg/cm ²
f'_c	= 281 kg/cm ²
sección columna	= 50 x 50 cm
recubrimiento	= 5 cm

DISEÑO DE COLUMNA 4

- Refuerzo longitudinal

DATOS DE DISEÑO

P_u = Paxial = 28979.4783 kg

M_{ux} = 3835.9026 kg.m

M_{uy} = 7993.7517 kg.m

$$1. x = y = (50\text{cm} - 10\text{cm}) / 50\text{cm} = 0.80$$

$$2. A_{\text{emin}} = 0.01A_g = 0.01(50\text{cm} \times 50\text{cm}) = 25\text{cm}^2$$

$$A_{\text{emax}} = 0.03A_g = 0.03(50\text{cm} \times 50\text{cm}) = 75\text{cm}^2$$

$$\text{Se usará: } 8\text{No}7 = 31.0358\text{cm}^2$$

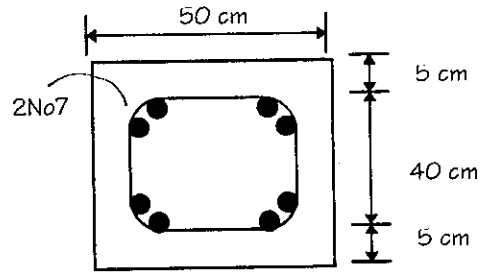


Figura 9.36 DETALLE COLUMNA 4

$$3. P'_{o} = P'_{\text{axial}} = 0.70(0.85f'_{cbh} + A_s f_y) = 0.70(0.85(281)(50 \times 50) + (4200)(31.036)) / 1000 = 509.23\text{ton.}$$

$$e_{x-x} = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{3835.9026\text{kg}\cdot\text{m}}{28979.4783\text{kg}} = 0.13247\text{m} \quad \frac{e_{x-x}}{h_x} = \frac{0.1324\text{m}}{0.50\text{m}} = 0.2649$$

$$e_{y-y} = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{7993.7515\text{kg}\cdot\text{m}}{28979.4783\text{kg}} = 0.2758\text{m} \quad \frac{e_{y-y}}{h_y} = \frac{0.2758\text{m}}{0.50\text{m}} = 0.5516$$

$$p_u = \frac{A_s \cdot f_y}{A_g \cdot 0.85f'_c} = \frac{31.0358(4200)}{(50)(50)(0.85)(281)} = 0.2183 = 0.22$$

De los diagramas de interacción se obtiene:

$$\left. \begin{array}{l} k_x = 0.59 \\ k_y = 0.32 \end{array} \right\} \begin{array}{l} P'_x = k_x f'_c b h = 0.59(281)(50)(50) = 414.48\text{ ton.} \\ P'_y = k_y f'_c b h = 0.32(281)(50)(50) = 224.80\text{ ton} \end{array}$$

4. Por fórmula de Bresler

$$\frac{1}{P_u'} = \frac{1}{P_x'} + \frac{1}{P_y'} + \frac{1}{P_o'} \quad P_u' = \left[\frac{1}{414.48} + \frac{1}{224.80} + \frac{1}{509.23} \right]^{-1} = 204.19\text{ ton}$$

$$P_u' > P_u \quad 204.19\text{ ton} > 28.98\text{ ton} \quad \text{ok.}$$

- Confinamiento

$$- L/6 = 2.50\text{m}/6 = 0.42\text{ m}$$

$$- \text{lado mayor} = 0.50\text{ m}$$

$$- 0.45\text{ m}$$

$$\text{escoger } L_o = 0.50\text{m}$$

$$p_s = 0.45 \frac{(50^2 - 1) 281\text{kg}/\text{cm}^2}{40^2 \cdot 4200\text{kg}/\text{cm}^2} = 0.016935$$

$$\text{Utilizar estribos No } 5 = 1.979\text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } S_o = \frac{2(1.979\text{ cm}^2)}{40(0.016935)} = 5.84\text{cm} = 5\text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{40}{2} = 20\text{ cm}$$

Colocar estribos No. 5 @ 5cm. Y No 5 @ 20cm.

DISEÑO DE COLUMNA 9

- Refuerzo longitudinal

DATOS DE DISEÑO

$$P_u = P_{axial} = 61266.4381 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 6018.1874 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 11657.4220 \text{ kg.m}$$

$$1. \quad x = y = (50-10)/50 = 0.80$$

$$2. \quad A_{smin} = 0.01 (50 \times 50) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 0.03 (50 \times 50) = 75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se usará: } 8\text{No } 7 = 31.0358 \text{ cm}^2 < A_{smáx}$$

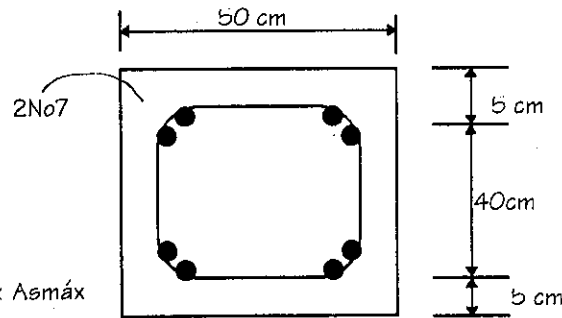


Figura 9.37 DETALLE COLUMNA 9

$$3. \quad P_o' = P'_{axial} = 0.70(0.85(281)(50)(50) + 4200(31.0358))/1000 = 509.23 \text{ ton}$$

$$e_{x-x} = \frac{6018.1874 \text{ kg.m}}{61266.4381 \text{ kg}} = 0.098 = 0.10 \text{ m}$$

$$e_{y-y} = \frac{11657.4220 \text{ kg.m}}{61266.4381 \text{ kg}} = 0.19 \text{ m}$$

$$e_{x-x} = 0.10 \text{ m} = 0.20$$

$$e_{y-y} = 0.19 \text{ m} = 0.38$$

$$h_x = 0.50 \text{ m}$$

$$h_y = 0.50 \text{ m}$$

$$p_u = \frac{31.0358(4200)}{50 \times 50 \times 0.85 \times 281} = 0.2183 = 0.22$$

$$p_u = 0.22$$

De los diagramas de interacción se obtiene:

$$\begin{array}{l|l} K_x = 0.66 & P'_x = 0.66 \times 281 \times 50 \times 50 = 463.65 \text{ ton} \\ K_y = 0.47 & P'_y = 0.47 \times 281 \times 50 \times 50 = 330.18 \text{ ton} \end{array}$$

4 Por fórmula de Bresler

$$P_u' = (1/463.65 + 1/330.18 + 1/509.23)^{-1} = 310.39 \text{ ton}$$

$$P_u' > P_u \quad \text{ok}$$

- Confinamiento

$$- L/6 = 2.50 \text{ m} / 6 = 0.42 \text{ m}$$

$$- \text{Lado mayor} = 0.50 \text{ m}$$

$$- 0.45 \text{ m}$$

escoger $L_o = 0.50 \text{ m}$

$$p_s = 0.45 \frac{(b_o^2 - 1)}{40^2} \frac{281 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.016935$$

$$\text{Utilizar estribos No } 5 = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } S_o = \frac{2(1.979)}{40(0.016935)} = 5.84 \text{ cm} = 5 \text{ cm}$$

$$S_{max} = d/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Colocar estribos No 5 @ 5 cm y No 5 @ 20 cm

DISEÑO DE COLUMNA 14

- Refuerzo longitudinal

DATOS DE DISEÑO

$$P_u = P_{axial} = 99682.1426 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 14136.5248 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 16684.0844 \text{ kg.m}$$

$$1. \quad x = y = (50-10)/50 = 0.80$$

$$2. \quad A_{smin} = 0.01 (50 \times 50) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.03 (50 \times 50) = 75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se usará: } 8\text{No } 7 = 31.0358 \text{ cm}^2 < A_{smax}$$

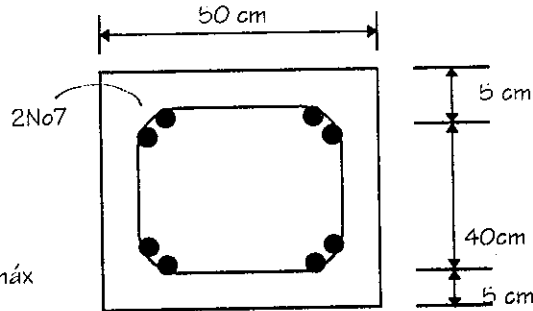


Figura 9.38 DETALLE COLUMNA 14

$$3. \quad P_o' = P'_{axial} = 0.70(0.85(281)(50)(50) + 4200(31.0358))/1000 = 509.23 \text{ ton}$$

$$e_{x-x} = \frac{14136.5248 \text{ kg.m}}{99682.1426 \text{ kg}} = 0.1418 \text{ m}$$

$$e_{y-y} = \frac{16684.0844 \text{ kg.m}}{99682.1426 \text{ kg}} = 0.1674 \text{ m}$$

$$p_u = \frac{31.0358(4200)}{50 \times 50 \times 0.85 \times 281} = 0.2183 = 0.22$$

$$e_{x-x} = 0.1418 \text{ m} = 0.2836 = 0.28$$

$$h_x = 0.50 \text{ m}$$

$$e_{y-y} = 0.1674 \text{ m} = 0.3348$$

$$h_y = 0.50 \text{ m}$$

De los diagramas de interacción se obtiene:

$$\begin{array}{l|l} K_x = 0.57 & P'_x = 0.57 \times 281 \times 50 \times 50 = 400.43 \text{ ton} \\ K_y = 0.50 & P'_y = 0.50 \times 281 \times 50 \times 50 = 351.25 \text{ ton} \end{array}$$

4 Por fórmula de Bresler

$$P_u' = (1/400.43 + 1/351.25 + 1/509.23)^{-1} = 295.81 \text{ ton}$$

$$P_u' > P_u \quad \text{ok}$$

- Confinamiento

$$- L/6 = 3.70 \text{ m} / 6 = 0.62 \text{ m}$$

$$- \text{Lado mayor} = 0.50 \text{ m}$$

$$- 0.45 \text{ m}$$

$$\text{escoger } L_o = 0.62 \text{ m} = 0.70 \text{ m}$$

$$p_s = 0.45 \frac{(50^2 - 1) \cdot 281 \text{ kg/cm}^2}{40^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.016935$$

$$\text{Utilizar estribos No } 5 = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento: } S_o = \frac{2(1.979)}{40(0.016935)} = 5.84 \text{ cm} = 5 \text{ cm}$$

$$S_{max} = d/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Colocar estribos No 5 @ 5 cm y No 5 @ 20 cm

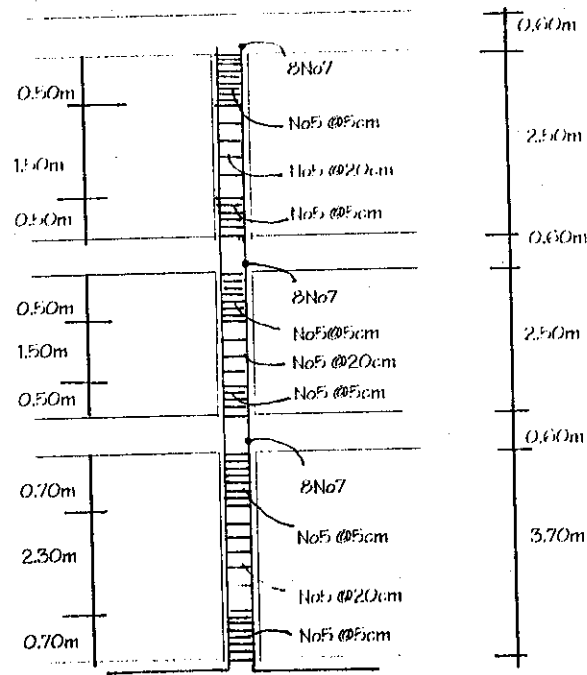


Figura 9.39 DETALLE EN COLUMNAS INTERMEDIAS MARCO B

10. DISEÑO DE ZAPATA CENTRAL MARCO B.

DATOS:

$$W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$V_e = 18 \text{ ton/m}^2$$

$$W_e = 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$FCU = 1.50$$

Los datos se toman de la columna No.14 en el análisis estructural

1. Reacciones Globales

- Sentido x-x

$$\text{Axial siemo} = 18.36 \text{ kg}$$

$$\text{Axial CM} = 26583.72 \text{ kg}$$

$$\text{Axial CV} = 5309.14 \text{ kg}$$

$$31911.22 \text{ kg}$$

$$M_{e1s} = 9853.36 \text{ kg.m}$$

$$M_{CM} = 3.38 \text{ kg.m}$$

$$M_{CV} = 245.99 \text{ kg.m}$$

$$10102.73 \text{ kg.m}$$

- Sentido y-y

$$\text{Axial siemo} = 2399.77 \text{ kg}$$

$$\text{Axial CM} = 29956.63 \text{ kg}$$

$$\text{Axial CV} = 6764.77 \text{ kg}$$

$$39121.17 \text{ kg}$$

$$M_{e1s} = 9760.30 \text{ kg.m}$$

$$M_{CM} = 2387.96 \text{ kg.m}$$

$$M_{CV} = 382.67 \text{ kg.m}$$

$$12530.93 \text{ kg.m}$$

2. Determinar las cargas de servicio (actuantes)

$$\text{Carga P actuante} = \Sigma \text{Faxiales x-x} + \Sigma \text{Faxiales y-y}$$

$$P = 31911.22 \text{ kg} + 39121.17 \text{ kg} = 71032.39 \text{ kg} = 71.03 \text{ ton}$$

$$M_x\text{-yact.} = 10102.73 \text{ kg.m} = 10.10 \text{ ton.m}$$

$$M_y\text{-yact.} = 12530.93 \text{ kg.m} = 12.53 \text{ ton.m}$$

3. Estimación del área de zapata

$$A_z = 1.5 P = 1.5(71.03 \text{ ton}) = 5.92 \text{ m}^2$$

$$VS \quad 18 \text{ ton/m}^2$$

$$A_z = 3 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 9 \text{ m}^2$$

$$\text{asumir } t = 0.45 \text{ m}$$

$$P_{\text{uelo}} = (9.00 \text{ m}) (1.20) (1.6 \text{ ton/m}^3) = 17.28 \text{ ton}$$

$$P_{\text{cimiento}} = (9.00 \text{ m}) (0.45 \text{ m}) (2.4 \text{ ton/m}^3) = 9.72 \text{ ton}$$

$$P_{\text{cola}} = (0.5) (0.5) (3.70 \text{ m}) (2.4 \text{ ton/m}^3) = 2.22 \text{ ton}$$

$$P_{\text{axial}} = 71.03 \text{ ton}$$

$$P_{\text{total}} = 100.25 \text{ ton}$$

$$q = \frac{P_{\text{tot}}}{A_z} \pm \frac{M_x\text{-x}}{S_x} \pm \frac{M_y\text{-y}}{S_y} = \frac{100.25}{9} \pm \frac{10.10}{(1/6)(3)^3} \pm \frac{12.53}{(1/6)(3)^3} = 11.4 \pm 2.24 \pm 2.78$$

$$q_{\text{max}} = 16.16 \text{ ton/m}^2 < VS \quad \text{ok.}$$

$$q_{\text{min}} = 6.12 \text{ ton/m}^2 > 0 \quad \text{ok.}$$

4. Cálculo de q_{dis} .

$$q_{\text{dis}} = FCU \cdot q_{\text{max.}} = 1.50(16.16 \text{ ton/m}^2) = 24.24 \text{ ton/m}^2$$

5. Diseño del peralte "t"

5.1 Corte simple

$$d = t - \text{recubrimiento} = 50 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Area} = (3 \text{ m})(0.85 \text{ m}) = 2.55 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{act.}} = (2.55 \text{ m}^2)(24.24 \text{ ton/m}^2) = 61.81 \text{ ton}$$

$$V_{\text{resist.}} = 0.53((0.85)(281)^{1/2}(300)(40)/1000$$

$$= 90.62 \text{ ton}$$

$$V_{\text{resist.}} > V_{\text{act.}} \quad \text{ok}$$

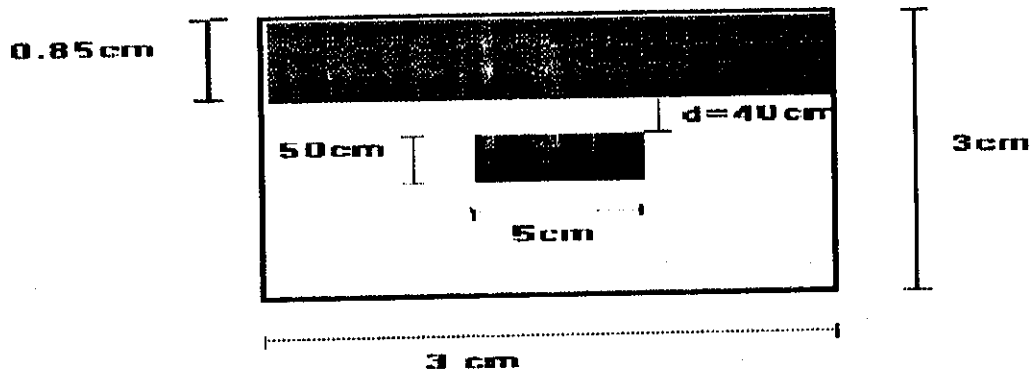


Figura 9.40 CORTE SIMPLE (Sin escala)

5.2 Corte punzonante

$$\text{Area} = (3)^2 - (0.90)^2 = 8.19 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{act.}} = (8.19 \text{ m}^2)(24.24 \text{ ton/m}^2) = 198.53 \text{ ton}$$

$$V_{\text{resist.}} = 0.83(1.06)(281)^{1/2}(90 \times 40)(40)/1000 = 217.49 \text{ ton}$$

$$V_{\text{resist.}} > V_{\text{act.}} \quad \text{ok}$$

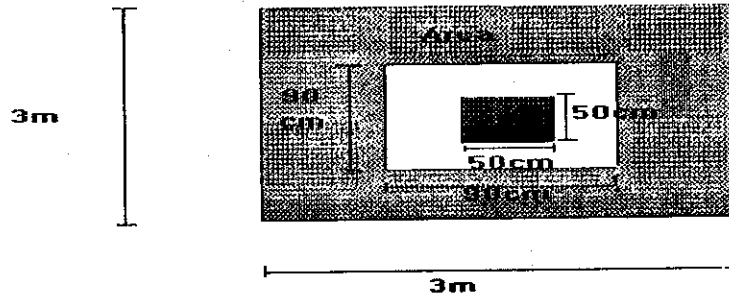
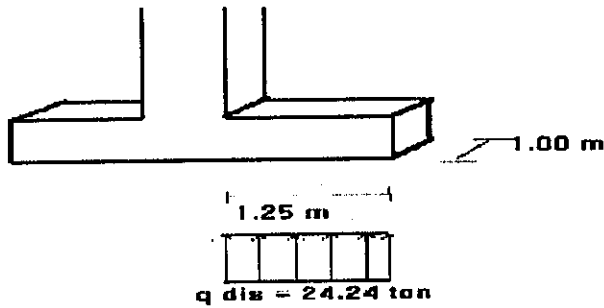


Figura 9.41 CORTE PUNZONANTE (Sin escala)

6. Cálculo del refuerzo
-Sentido x-x



$$M_u = \frac{WL^2}{2} = \frac{24.24(1.25)^2}{2}$$

$$M_u = 18.94 \text{ ton.m}$$

Figura 9.42 CALCULO DEL REFUERZO (Sin escala)

$M_u = 18937.5 \text{ kg.m}$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $d = 40 \text{ cm}$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

$A_s = 12.89 \text{ cm}^2$
 $1 \text{ No}5 = 1.97933 \text{ cm}^2 - 6$
 $12.89 \text{ cm}^2 - 100 \text{ cm}$

Colocar No6 @ 15 cm

- Sentido y-y

Como en el sentido y-y se tienen las mismas dimensiones que en el sentido x-x, y la misma q dis.

Entonces, Colocar No. 6 @ 15 cm

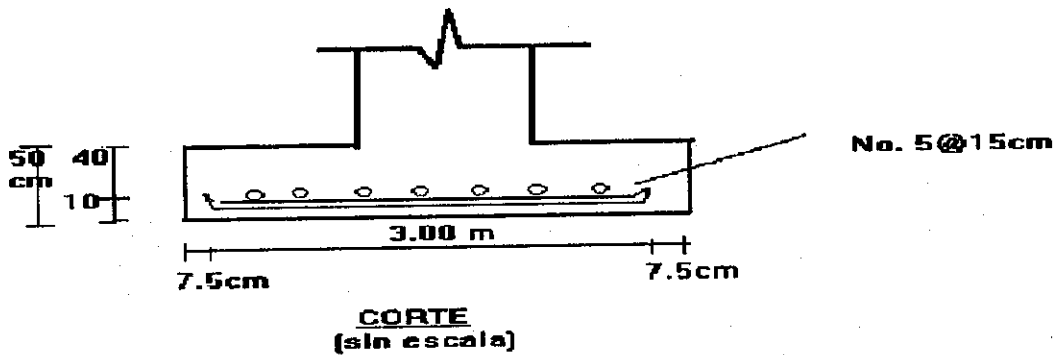


Figura 9.43 DETALLE DE ZAPATA PARA COLUMNA 14

9.2 EJEMPLO DE MADERA

Diseñar en la siguiente estructura de madera

- a) viga 1
- b) viga 2
- c) Columna

DATOS: $W_{madera} = 50 \text{ lb/pie}^3$
 $W_{viga} = 20 \text{ lb/pie}^2$
 $f_f = 1200 \text{ lb/pl}^2$
 $f_c = 120 \text{ lb/pul}^2$
 $E = 1.6 \cdot 10^6 \text{ lb/pul}^2$
 $M_p = PL/3$

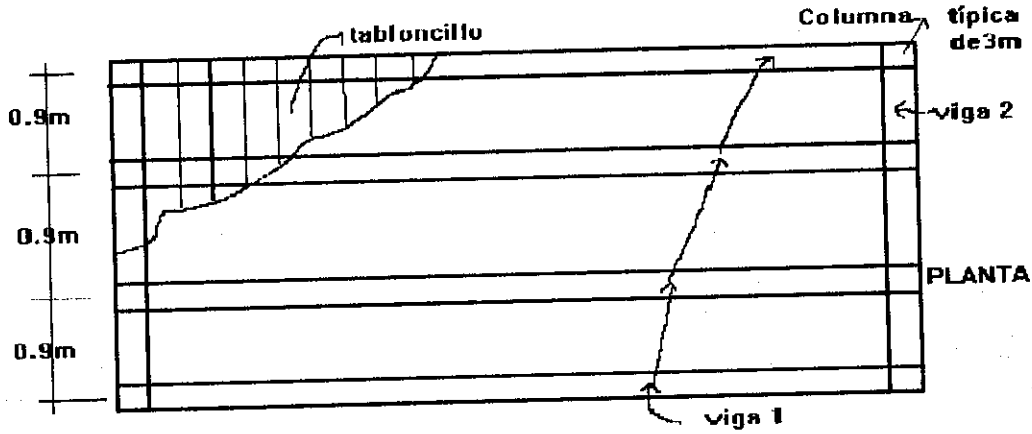


Figura 9.44 PLANTA ESTRUCTURA DE MADERA (Sin escala)

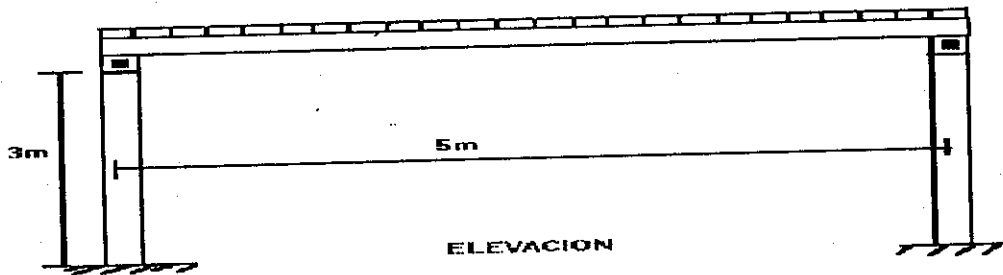


Figura 9.45 ELEVACION ESTRUCTURA DE MADERA (Sin escala)

9.3.1 Diseño Viga 1

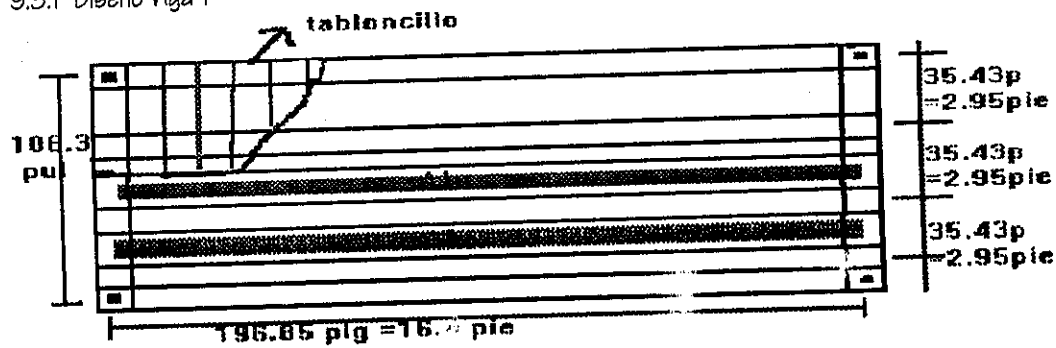
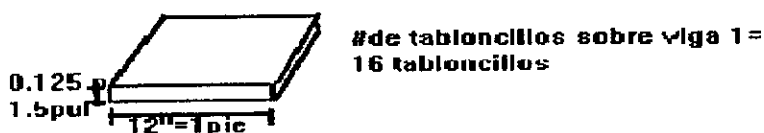


Figura 9.46 AREA TRIBUTARIA VIGA 1 (Sin escala)

Area de tabloncillo



AREA TRIBUTARIA

*Viga Intermedia

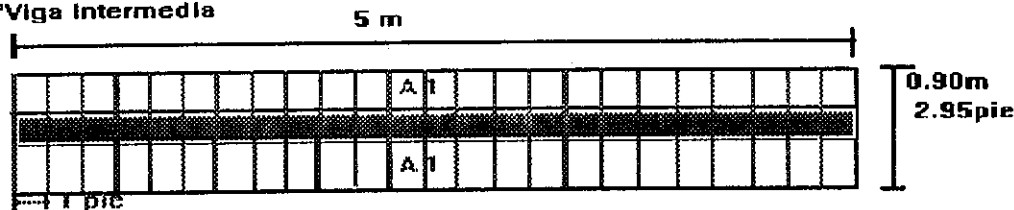


Figura 9.47 AREA TRIBUTARIA VIGA INTERMEDIA (Sin escala)

$$AT = A1(2) = (0.90m)(5.00m) = 4.5 \text{ m}^2 = 48.38 \text{ pie}^2$$

Viga Externa

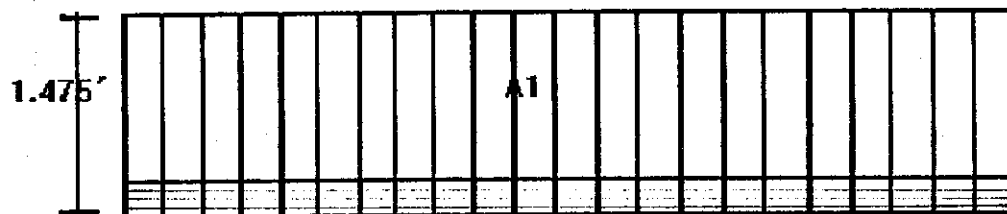


Figura 9.48 AREA TRIBUTARIA VIGA EXTERNA (Sin escala)

$$A1 = (0.45m)(5.00m) = 2.25 \text{ m}^2 = 24.19 \text{ pie}^2$$

Cálculo de cargas

*Carga del tabloncillo:

$$W_{\text{Tabloncillo}} = 50 \text{ lb/pie}^3 (0.125 \text{ pie}) = 6.25 \text{ lb/pie}^2$$

$$W_{\text{wa}} = 20 \text{ lb/pie}^2$$

$$W_{\text{ut}} = 26.25 \text{ lb/pie}^2$$

*Carga sobre viga intermedia:

$$W1 = (26.25 \text{ lb/pie}^2)(48.38 \text{ pie}^2) = 77.44 \text{ lb/pie} = 6.45 \text{ lb/pul} \\ 16.40 \text{ pie}$$

*Carga sobre viga externa:

$$W2 = 26.25 \text{ lb/pie}^2 (24.19 \text{ pie}^2) = 38.72 \text{ lb/pie} = 3.23 \text{ lb/pul} \\ 16.40 \text{ pie}$$

a) Diseño viga 1 intermedia

1. Diseño a Flexión

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{(6.453 \text{ lb/pul})(196.85 \text{ pul})^2}{8} = 31258.27 \text{ lb.pig}$$

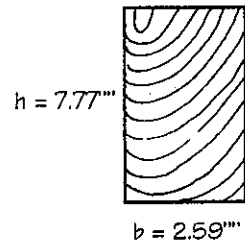
$$f = \frac{M}{S}, \text{ entonces, } S = \frac{31258.27 \text{ lb.pig}}{26.05 \text{ pig}^3}$$

Suponiendo: $h = 3b$

$$S = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6}b(3b)^2 = \frac{9}{6}b^3$$

$$26.05 \text{ plg}^3 = \frac{9}{6}b^3$$

$$b = \left[\frac{6(26.05)}{9} \right]^{1/3} = 2.59 \text{ plg}$$



2. Diseño por corte

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{(6.45 \text{ lb/plg})(196.85 \text{ plg})}{2} = 634.84 \text{ lb}$$

$$f_c = \frac{3V}{2A}, \text{ entonces, } \frac{120 \text{ lb/plg}^2}{2} = \frac{3(634.84 \text{ lb})}{2A}$$

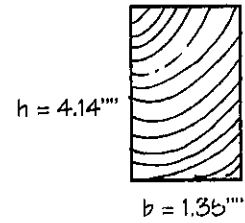
$$A = 7.94 \text{ plg}^2$$

Suponiendo: $h = 3b$

$$A = bh = 3b^2$$

$$7.94 \text{ plg}^2 = 3b^2$$

$$b = \left(\frac{7.94}{3} \right)^{1/2} = 1.38 \text{ plg}$$



3. Diseño por deflexión

$\alpha = \frac{5}{384}$ (por ser simplemente apoyada con carga distribuida)

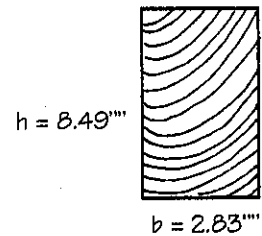
$\Delta = \frac{L}{360}$ (por tener que soportar tabloncillo)

$$\Delta = \frac{\alpha WL^4}{EI}$$

Entonces, $\frac{L}{360} = \frac{5}{384} \frac{(WL^4)}{EI}$

$$196.85 \text{ plg} = \frac{5}{360} \frac{(6.45 \text{ lb/plg})(196.85 \text{ plg})^4}{384 (1.6 \times 10^6 \text{ lb/plg}^2)I}$$

$$I = \frac{5(6.45 \text{ lb/plg})(196.85 \text{ plg})^4(360)}{384(196.85 \text{ plg})(1.6 \times 10^6 \text{ lb/plg}^2)} = 144.14 \text{ plg}^4$$



Asumiendo: $h = 3b$

$$I = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}b(3b)^3 = \frac{27}{12}b^4$$

$$b = \left(\frac{144.14 \text{ plg}^4(12)}{27} \right)^{1/4} = 2.83 \text{ plg}$$

sección	flexión	Corte	deflexión
b	2.59"	1.38"	2.83"
h	7.77"	4.14"	8.49"

Tabla 9.7 RESUMEN DISEÑO VIGA INTERMEDIA

SOLUCIÓN:

Viga con sección comercial = 3" x 9" (sin cepillar)
= 2 7/8" x 8 7/8" (cepillada)

*Chequeo.
(sin cepillar)

$$S = \frac{1}{6}(3)(9)^2 = 40.5 \text{ plg}^3 > 26.05 \text{ plg}^3$$

$$A = (3)(9) = 27 \text{ plg}^2 > 7.94 \text{ plg}^2$$

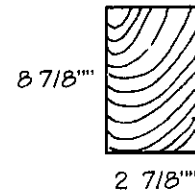
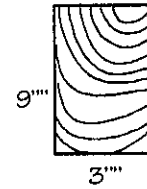
$$I = \frac{1}{12}(3)(9)^3 = 182.25 \text{ plg}^4 > 144.14 \text{ plg}^4$$

(cepillada)

$$S = \frac{1}{6}(2.875)(8.875)^2 = 37.74 \text{ plg}^3 > 26.05 \text{ plg}^3$$

$$A = (2.875)(8.875) = 25.52 \text{ plg}^2 > 7.94 \text{ plg}^2$$

$$I = \frac{1}{12}(2.875)(8.875)^3 = 167.48 \text{ plg}^4 > 144.14 \text{ plg}^4$$



b) Diseño Viga 1 externa

1. Diseño a flexión

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{(3.23 \text{ lb/plg})(196.85 \text{ plg})^2}{8} = 15645.28 \text{ lb.plg}$$

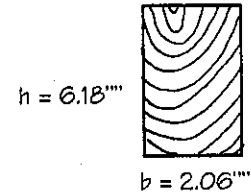
$$ff = \frac{M}{S} \text{ Entonces, } S = \frac{15645.28 \text{ lb.plg}}{1200 \text{ lb.plg}^2} = 13.04 \text{ plg}^3$$

asumiendo: $h = 3b$

$$S = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6}b(3b)^2 = \frac{9}{6}b^3$$

$$13.04 \text{ plg}^3 = \frac{9}{6}b^3$$

$$b = \left[\frac{6(13.04)}{9} \right]^{1/3} = 2.06 \text{ plg}$$



2. Diseño por corte

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{3.23 \text{ lb/plg}(196.85 \text{ plg})}{2} = 317.91 \text{ lb}$$

$$fc = \frac{3}{2} \frac{V}{A} \text{ , entonces, } A = \frac{3}{2} \frac{(617.91 \text{ lb})}{(1200 \text{ lb/plg}^2)} = 3.97 \text{ plg}^2$$

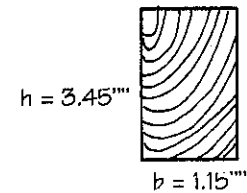
$$A = 3.97 \text{ plg}^2$$

Suponiendo: $h = 3b$

$$A = bh = 3b^2$$

$$3.97 \text{ plg}^2 = 3b^2$$

$$b = \left(\frac{3.97}{3} \right)^{1/2} = 1.15 \text{ plg}$$



3. Diseño por deflexión

$$\alpha = \frac{5}{384} \text{ (por ser simplemente apoyada con carga distribuida)}$$

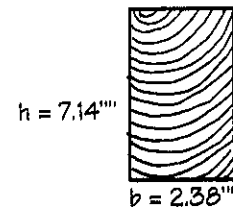
$$\Delta = \frac{1}{360} \quad \Delta = \frac{\alpha WL^4}{EI}$$

$$I = \frac{5(3.23 \text{ lb/plg})(196.85 \text{ plg})^4(360)}{384(1.6 \times 10^6 \text{ lb/plg}^2)} = 72.18 \text{ plg}^4$$

Asumiendo: $h = 3b$

$$I = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}b(3b)^3 = \frac{27}{12}b^4$$

$$b = \left(\frac{72.18}{4(12)/27} \right)^{1/4} = 2.38 \text{ plg}$$



sec	50'	flexión	Corte	deflexión
b		2.06"	1.15"	2.38"
h		6.18"	3.45"	7.14"

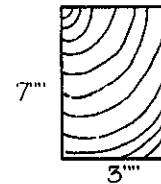
Tabla 9.8 RESUMEN DISEÑO VIGA EXTERNA

SOLUCIÓN:

Viga con sección comercial = 3" x 7" (sin cepillar)

*Chequeo.

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{6} (3)(7)^3 = 24.5 \text{ plg}^3 > 13.04 \text{ plg}^3 \\
 A &= (3)(7) = 21 \text{ plg}^2 > 3.97 \text{ plg}^2 \\
 I &= \frac{1}{12} (3)(7)^3 = 85.75 \text{ plg}^4 > 72.18 \text{ plg}^4
 \end{aligned}$$



9.3.2 Diseño viga 2

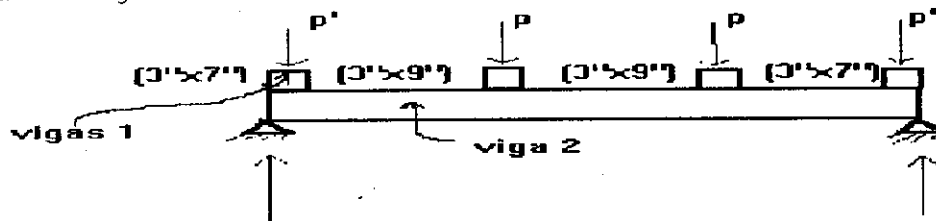


Figura 9.49 CARGAS SOBRE VIGAS 2

- Cargas que ejercen las vigas 1 sobre las vigas 2

De estática se sabe que $V = \frac{WL}{2}$, por lo que

- Peso propio vigas

$$P_p \text{ viga interior} = \frac{(9')(3')(50 \text{ lb/plg}^3)}{12} = 9.375 \text{ lb/plg}$$

$$P_p \text{ viga exterior} = \frac{(7')(3')(50 \text{ lb/plg}^3)}{12} = 7.29 \text{ lb/plg}$$

- Peso distribuido en vigas 1

$$W_l = 6.45 \text{ lb/plg} = 77.44 \text{ lb/plg}$$

$$W_f = 3.23 \text{ lb/plg} = 38.72 \text{ lb/plg}$$

* Carga puntual que ejercen las vigas 1 sobre la viga 2

$$P = \frac{(9.375 \text{ lb/plg} + 77.44 \text{ lb/plg})(16.40 \text{ plg})}{2} = 711.88 \text{ lb}$$

$$P' = \frac{(7.29 \text{ lb/plg} + 38.72 \text{ lb/plg})(16.40 \text{ plg})}{2} = 377.28 \text{ lb}$$

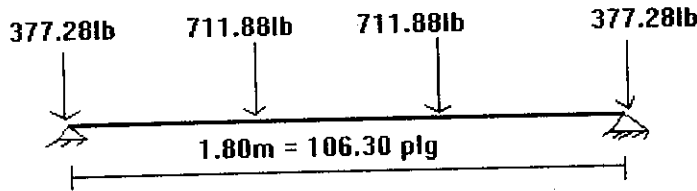


Figura 9.50 CARGAS PUNTUALES SOBRE VIGA 2

1. Diseño por flexión

$$M = \frac{PL^2}{3} = \frac{(711.88\text{lb})(106.30\text{plg})}{3} = 25224.28 \text{ lb}\cdot\text{plg}$$

$$f = \frac{M}{S} \text{ Entonces, } S = \frac{25224.28 \text{ lb}\cdot\text{plg}}{1200 \text{ lb}\cdot\text{plg}^2} = 21.02 \text{ plg}^3$$

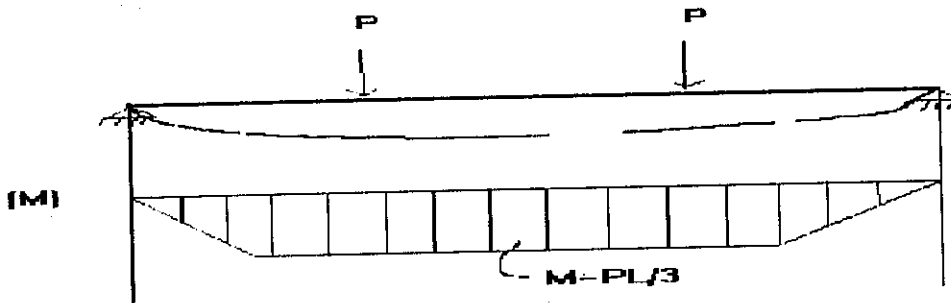


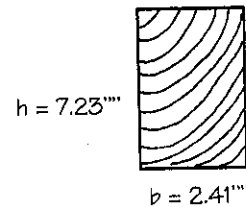
Figura 9.51 DIAGRAMA DE MOMENTO

asumiendo: $h = 3b$

$$S = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6}b(3b)^2 = \frac{9}{6}b^3$$

$$21.02 \text{ plg}^3 = \frac{9}{6}b^3$$

$$b = \left[\frac{6(21.02)}{9}\right]^{1/3} = 2.41 \text{ plg}$$



2. Diseño por corte

$$V = P = 711.88 \text{ lb}$$

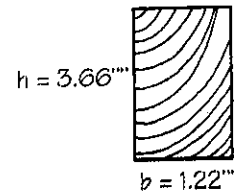
$$f_c = \frac{3V}{4A} \text{ entonces, } \frac{120\text{lb}}{\text{plg}^2} = \frac{3(711.88\text{lb})}{4A} \quad (3/4 \text{ por ser carga puntual la que actúa})$$

$$A = 4.45 \text{ plg}^2$$

suponiendo: $h = 3b$

$$A = bh = 3b^2$$

$$b = \left(\frac{4.45}{3}\right)^{1/2} = 1.22 \text{ plg}$$



3. Diseño por deflexión

$$\alpha = \frac{23}{648} \text{ (por ser simplemente apoyada con dos cargas puntuales a } L/3)$$

$$\Delta = \frac{\alpha}{360}$$

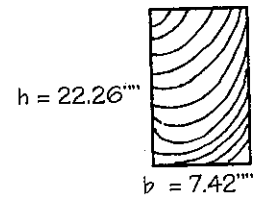
$$\Delta = \frac{\alpha \cdot WL^4}{EI}$$

$$I = \frac{23(711.88 \text{ lb/plg})(106.30 \text{ plg})^3(360)}{648(1.6 \times 10^6 \text{ lb/plg}^2)} = 6828.76 \text{ plg}^4$$

Asumiendo: $h = 3b$

$$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} b(3b)^3 = \frac{27}{12} b^4$$

$$b = \left(\frac{6828.76 \text{ plg}^4 (12)}{27} \right)^{1/4} = 7.42 \text{ plg}$$



Secc	flexión	corte	deflexión
b	2.41''	1.22''	7.42''
h	7.23''	3.66''	22.26''

Tabla 9.9 RESUMEN DISEÑO VIGA 2

SOLUCIÓN:

Sección de viga 2 = 8" x 22"

Chequeo:

$$S = \frac{1}{6} (8)(22)^2 = 645.33 \text{ plg}^3 > 21.89 \text{ plg}^3$$

$$A = (8)(22) = 176 \text{ plg}^2 > 4.42 \text{ plg}^2$$

$$I = \frac{1}{12} (8)(22)^3 = 7098.67 \text{ plg}^4 > 6828.76 \text{ plg}^4$$

NOTA: Como se puede observar, la sección requerida para que la viga 2 resista las cargas dadas, resulta demasiado grande y, por lo tanto, antieconómico, por lo que se sugiere colocar una viga a la mitad del claro de 5m, sostenida por sus respectivas columnas. Se deja esta sugerencia como una opción para el diseño de la viga 2.

9.3.3. Diseño de Columna



Figura 9.52 AREA TRIBUTARIA DE COLUMNA

La carga que actuará sobre cada columna será:

$$P_{axial} = \frac{P''}{2} + \frac{P}{2} + \frac{P_{propio viga 2}}{2}$$

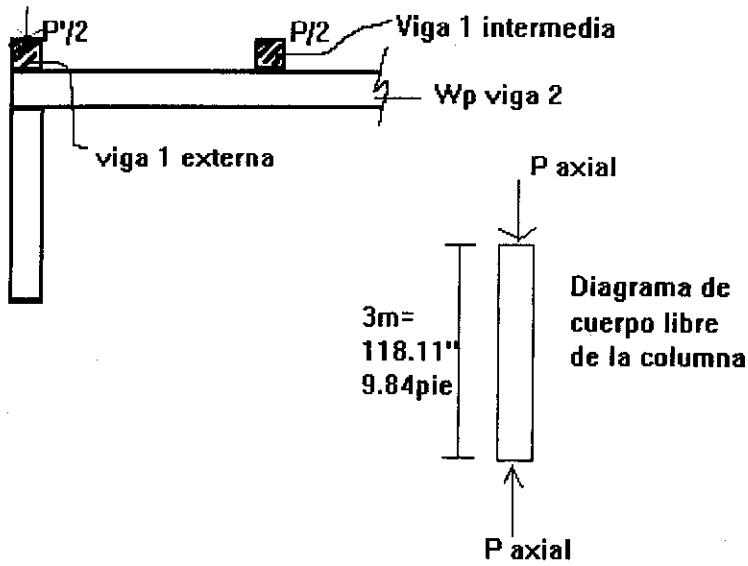


Figura 9.53 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA COLUMNA

$$P_{axial} = \frac{377.28 \text{ lb}}{2} + \frac{711.88 \text{ lb}}{2} + \frac{(61.11 \text{ lb/pie})(2.95 \text{ pie})}{2} = 634.80 \text{ Lb}$$

donde:

$$W_p \text{ viga 2} = \left(\frac{.8''}{12} \right) \left(\frac{22''}{12} \right) (50 \text{ lb/pie}^3) = 61.11 \text{ lb/pie}$$

-de estática se sabe que $V = WL/2$

DISEÑO

$L/D \leq 50$ entonces, $d = 118.11 \text{ plg} / 50 = 2.36''$

$P/A = 0.3E / (L/d)^2$

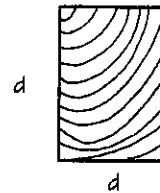
-asumiendo la sección cuadrada

$$P/d^2 = 0.3 E / (L/d)^2$$

$$\frac{634.80 \text{ lb}}{d^2} = \frac{0.3 (1.6 \times 10^6 \text{ lb/plg}^2)}{(118.11 \text{ plg})^2}$$

$$d^4 = \frac{634.80 \text{ lb} (118.11)^2}{0.3 (1.6 \times 10^6 \text{ lb/plg}^2)}$$

$$d = 2.07''$$



Solución:

Columna con 2.5" x 2.5" de sección

^Chequeo

1. $P/A \leq f_c$

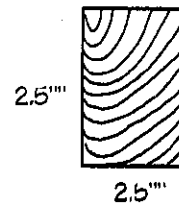
$$\frac{634.80 \text{ lb}}{(2.5)^2} < 1200 \text{ lb/plg}^2$$

$$101.57 \text{ lb/plg}^2 < 1200 \text{ lb/plg}^2$$

2. $L/d < 50$

$$\frac{118.11 \text{ plg}}{2.5 \text{ plg}} < 50$$

$$47.24 < 50$$



9.2 EJEMPLO DE ESTRUCTURA METALICA

Diseño de un marco rígido articulado simple, con una luz libre de 49.2', de altura de columna de 20', separación de 18' entre marco y con una pendiente de 25%

- Cálculo de cargas actuantes:

- Peso de lámina C.26 = 0.99 lb/pie
- Carga viva = 8 lb/pie²
- Peso de costanera = 15.60 lb/pie (supuesto)
- Factor de traslape = 1.20
- $\theta = \text{tg}^{-1}(25/100) = 14.036^\circ$

$$\begin{aligned} W_{\text{lámmina}} &= (0.99 \text{ lb/pie})(1.20)(18 \cos 14^\circ) = 20.75 \text{ lb/pie} \\ W_{\text{costanera}} &= 15.60 \text{ lb/pie} \\ W_{\text{p.propio}} &= 76 \cos 14^\circ = 73.74 \text{ lb/pie} \\ W_{\text{viva}} &= 8 \text{ lb/pie}(18') = 144.00 \text{ lb/pie} \\ W_{\text{I}} &= 254.09 \text{ lb/pie} \end{aligned}$$

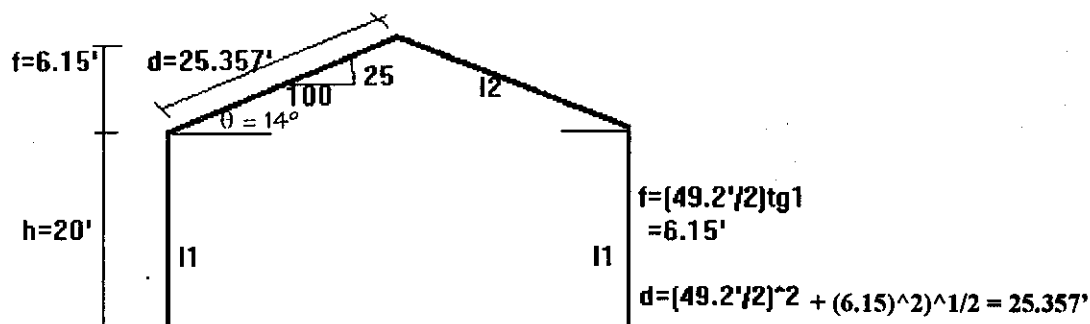


Figura 9.54 MARCO RIGIDO

- Cálculo de Cortes y Momentos

$$l_1 = l_2$$

-Cortes

$$\begin{aligned} K &= h/d = 20' / 25.357' = 0.789 \\ Q &= f/h = 6.15' / 20' = 0.3075 \\ N &= 4(Q+3Q+K+3) = 4(0.3075 + (3)(0.3075) + 0.789 + 3) = 20.076 \end{aligned}$$

*Fuerza Horizontal

$$\begin{aligned} H_a = H_e &= 1.0b(W_{\text{I}}^2 / BhN)(bQ + b) \\ &= 1.0b(254.09)(49.2)^2 (b(0.3075 + b) / b(20)(20.076)) = 1917.54 \text{ lb} \end{aligned}$$

*Fuerza vertical de corte

$$\begin{aligned} W_{\text{I}} &= W(2d) = (254.09(2)(25.357')) = 12885.92 \text{ lb/pie} \\ V &= W_{\text{I}}/2 = 6442.96 \text{ lb} \end{aligned}$$

- Momentos

Con los datos obtenidos anteriormente se obtienen los momentos

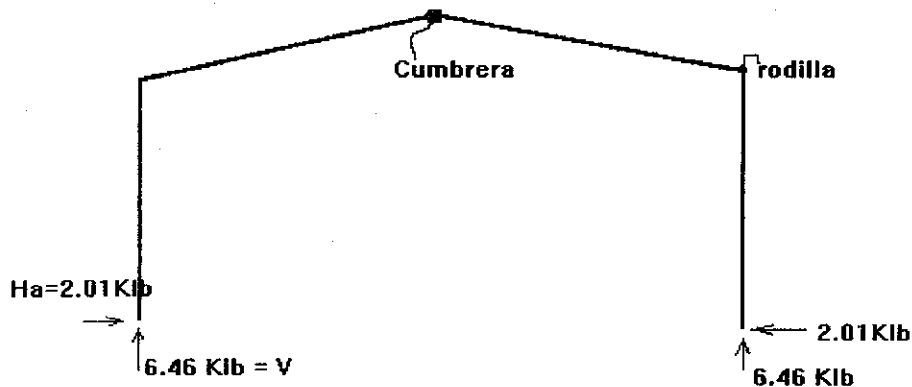


Figura 9.55 CARGAS ACTUANTES EN MARCO RIGIDO

Del análisis estructural:

$$M_{rodilla} = (2.01 \text{ Klb})(20') = 40.2 \text{ Klb.pie}$$

$$M_{cumbrera} = (6.44 \text{ Klb})(49.2'/2) - (2.01)(6.15') - (0.252 \text{ Klb})(25.357'^2/2) = 27.82 \text{ Klb.pie}$$

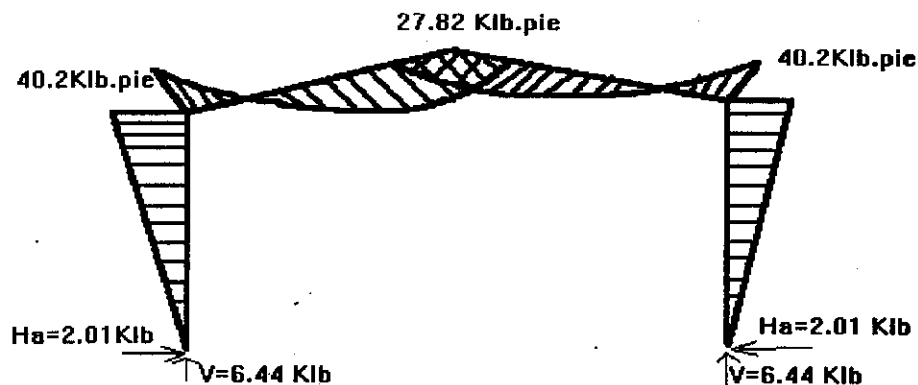


Figura 9.56 DIAGRAMA DE MOMENTOS

- Diseño de la Columna

Fuerza normal de corte máxima = 6.44 Klb

1. Proponer una sección:

10 W 33

de la tabla del AISC utilizar los datos según la sección propuesta:

$A = 9.71 \text{ plg}^2$ (área de sección transversal)

$S_x = 35 \text{ plg}^3$ (módulo de sección, tomar el mayor entre S_x y S_y)

$d/A_f = 2.81$ (relación peralte-área del patín en compresión)

$r = 4.19 \text{ plg}$

2. Calcular el esfuerzo axial y relación de esbeltez

$$f_a = P/A = 6.44 \text{ Klb}/9.71 \text{ plg}^2 = 0.66 \text{ Ksi}$$

$$KL/r = (1)(20'(12)) / 4.19 \text{ plg} = 57.28$$

3. Obtener el esfuerzo axial de compresión permisible F_a de la tabla 9.10 ubicada al final del problema .

$$F_a = 17.71 \text{ Ksi} \quad \text{para } KL/r = 57$$

4. Con los datos anteriores, obtener la relación:

$$f_a < 0.15$$

$$F_a$$

$$0.66 = 0.037 < 0.15$$

$$17.71$$

5. Obtener el esfuerzo de flexión f_b y el esfuerzo permisible a la flexión F_b

$$f_b = M/S = \frac{(12)(40.2)}{36} = 13.78 \text{ Ksi}$$

$$F_b = \frac{12 \times 10^6}{L(d/A_f)} > 22$$

$$L(d/A_f)$$

$$F_b = \frac{12 \times 10^6}{12(20)(2.81)} = 17.79 < 22 \text{ usar } 22$$

6. Usar la siguiente fórmula AISC

$$f_a + \frac{f_b}{F_b} = < 1$$

$$F_a \quad F_b$$

$$0.644 + \frac{13.78}{22} = 0.66 < 1 \text{ ok}$$

$$17.71 \quad 22$$

Entonces, usar 10 W 33 para las columnas

Diseño de la viga

Va a requerir los mismos pasos que el diseño de la columna:

1. Probar con una sección = 10 W22

$$A = 6.49 \text{ plg}^2$$

$$S = 23.20 \text{ plg}^3$$

$$r = 4.27 \text{ plg}$$

2. $f_a = \frac{2.01 \text{ Klb}}{6.49 \text{ plg}^2} = 0.30 \text{ Ksi}$

$$6.49 \text{ plg}^2$$

$$KL = \frac{(1)(12)(25.357)}{4.27 \text{ plg}} = 71.26$$

$$r \quad 4.27 \text{ plg}$$

3. De la tabla 9.10

$$F_a = 16.33 \text{ Ksi} \quad \text{para } KL/r = 71$$

4. $f_a < 0.15$

$$F_a$$

$$0.30 = 0.018 < 0.15$$

$$16.33$$

5. $F_b > 22$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{(12)(40.2 \text{ Klb} \cdot \text{pie})}{23.20} = 20.79 \text{ Ksi}$$

$$f_a + \frac{f_b}{F_b} < 1$$

$$F_a \quad F_b$$

$$0.30 + \frac{20.79}{22} = 0.96 < 1 \text{ ok}$$

$$16.33 \quad 22$$

Entonces, 10W22 para las vigas

<u>kl</u> r	Fa	<u>kl</u> r	Fa	<u>kl</u> r	Fa	<u>kl</u> r	Fa	<u>kl</u> r	Fa
1	21.56	41	19.11	81	15.24	121	10.14	161	5.76
2	21.52	42	19.03	82	15.13	122	9.99	162	5.69
3	21.48	43	18.95	83	15.02	123	9.85	163	5.62
4	21.44	44	18.86	84	14.90	124	9.70	164	5.55
5	21.39	45	18.78	85	14.79	125	9.55	165	5.49
6	21.35	46	18.70	86	14.67	126	9.41	166	5.42
7	21.30	47	18.61	87	14.56	127	9.26	167	5.35
8	21.25	48	18.53	88	14.44	128	9.11	168	5.29
9	21.21	49	18.44	89	14.32	129	8.97	169	5.23
10	21.16	50	18.35	90	14.20	130	8.84	170	5.17
11	21.10	51	18.26	91	14.09	131	8.70	171	5.11
12	21.05	52	18.17	92	13.97	132	8.57	172	5.05
13	21.00	53	18.08	93	13.84	133	8.44	173	4.99
14	20.95	54	17.99	94	13.72	134	8.32	174	4.93
15	20.89	55	17.90	95	13.60	135	8.19	175	4.88
16	20.83	56	17.81	96	13.48	136	8.07	176	4.82
17	20.78	57	17.71	97	13.35	137	7.96	177	4.77
18	20.72	58	17.62	98	13.23	138	7.84	178	4.71
19	20.66	59	17.53	99	13.10	139	7.73	179	4.66
20	20.60	60	17.43	100	12.98	140	7.62	180	4.61
21	20.54	61	17.33	101	12.85	141	7.51	181	4.56
22	20.48	62	17.24	102	12.72	142	7.41	182	4.51
23	20.41	63	17.14	103	12.59	143	7.30	183	4.46
24	20.35	64	17.04	104	12.47	144	7.20	184	4.41
25	20.28	65	16.94	105	12.33	145	7.10	185	4.36
26	20.22	66	16.84	106	12.20	146	7.01	186	4.32
27	20.15	67	16.74	107	12.07	147	6.91	187	4.27
28	20.08	68	16.64	108	11.94	148	6.82	188	4.23
29	20.01	69	16.53	109	11.81	149	6.73	189	4.18
30	19.94	70	16.43	110	11.67	150	6.64	190	4.14
31	19.87	71	16.33	111	11.54	151	6.55	191	4.09
32	19.80	72	16.22	112	11.40	152	6.46	192	4.05
33	19.73	73	16.12	113	11.26	153	6.38	193	4.01
34	19.65	74	16.01	114	11.13	154	6.30	194	3.97
35	19.58	75	15.90	115	10.99	155	6.22	195	3.93
36	19.50	76	15.79	116	10.85	156	6.14	196	3.89
37	19.42	77	15.69	117	10.71	157	6.06	197	3.85
38	19.35	78	15.58	118	10.57	158	5.98	198	3.81
39	19.27	79	15.47	119	10.43	159	5.91	199	3.77
40	19.19	80	15.36	120	10.28	160	5.83	200	3.73

Tabla 9.10 ESFUERZO AXIAL DE COMPRESION

CONCLUSIONES

1. Debido a lo extenso del contenido del curso de Diseño Estructural, los temas se estudian sólo, superficialmente, lo que provoca que, al finalizar el curso, el estudiante tienda a mecanizarse en los procedimientos de cálculo, análisis y diseño de las estructuras, sin analizar y/o tomar en cuenta factores de suma importancia para los proyectos de este tipo.
2. En el diseño de una estructura, se deben tomar en cuenta las deformaciones y deflexiones de la estructura bajo la aplicación de los diferentes tipos de carga, para observar el comportamiento que éstas tendrán.
3. El estribo, por confinamiento para columnas, le proporciona ductilidad para absorber la energía que se produce por la acción de un sismo sobre la estructura.
4. Se debe chequear el área de la zapata para evitar los esfuerzos a tensión en el suelo y, a la vez, lograr que los esfuerzos de compresión sean menores que el valor soporte del suelo.

RECOMENDACIONES

1. Es necesario el estudio del suelo para formar una idea del comportamiento que tendrá bajo la aplicación de cargas y obtener, así, un dato aproximado de su valor soporte, indispensable para el diseño de zapatas.
2. Se debe considerar, en el diseño de la estructura, las áreas de servicio y el espacio que ocuparán los ductos de ventilación, agua potable, drenajes, etc. para la integración de cargas y distribución de espacios.
3. Se recomienda consultar a personas profesionales en este ramo, para ampliar los criterios que se deben tener en cuenta para el correcto diseño de estructuras y para estar seguro que no existirá ningún tipo de falla en la estructura.
4. Implementar el uso de programas computacionales para el análisis y diseño de estructuras, logrando, de esta manera, aprovechar el factor tiempo, al máximo, y, actualizarse en la tecnología moderna creada para hacer más eficiente la realización de este tipo de proyectos.
5. Se recomienda continuar con la elaboración de material bibliográfico a manera de guías respecto del tema tratado, para ampliar los conocimientos teóricos, pero, principalmente, prácticos, correspondientes al diseño de elementos estructurales.

BIBLIOGRAFIA

1. BEER, Ferdinand y Russell Johnston. Mecánica vectorial para ingenieros, Estática. 5ta. edición. México: McGraw-Hill, 1,992.
2. CASTILLO, Heberto. Análisis y diseño estructural. México: edit. Agencia para el Desarrollo Internacional, 1,973.
3. CICON. Manual de diseño de elementos estructurales de madera para viviendas. Guatemala: Facultad de Ingeniería.
4. COMITE ACI 318. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-89) y comentarios. 3ra. edición. México: edit. Limusa, 1,989.
5. CORZO TRUJILLO, Raymer Enrique. Guía para el diseño en madera. (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, 1,978.
6. CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 2da. edición. México: edit. Limusa, 1,981.
7. DE LEON, Mario. Apuntes de los cursos Análisis Estructural 2 y Cimentaciones 1. (Curso: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, Primero y Segundo Semestre, 1,995.
8. GARCIA BARRIENTOS, José Wilfredo. Escaleras en voladizo. (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, 1,992.
9. GONZALEZ PRERA, José. Consideraciones generales sobre juntas y empalmes típicos en armaduras de madera. (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, 1,990.
10. HERRARTE CASTEJON, Edgar. Empuje de suelos y muros de retención en Guatemala. (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, 1,969.
11. IBARRA MENDEZ, Ricardo. Apuntes del curso de Análisis Estructural. (Curso: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, Segundo Semestre, 1,994.

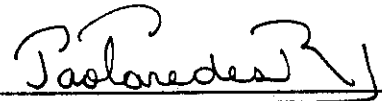
12. IBARRA SOLORZANO, Jack Douglas. Apuntes de los cursos Concreto Armado 2 y Diseño Estructural. (Curso: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, Segundo Semestre, 1,995.
13. INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y EL CONCRETO. Diseño de estructuras resistentes a sismo. México: edit. Emilio Rosenblueth, 1,982.
14. LAIBLE, Jeffrey. Análisis estructural. México: edit. McGraw-Hill, 1,992.
15. MANCILLA CHUA, Luis Alfredo. Efecto del empuje de suelos en sótanos sobre los marcos estructurales de edificios. (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, 1,983.
16. NAWY, Edward G. Concreto reforzado. México: edit. Prentice-Hall, 1,988.
17. PARKER, Harry. Diseño simplificado de estructuras de madera. México: edit. Limusa, 1,972.
18. PERDOMO CORDON, Danilo Antonio. Guía teórica y práctica del curso Concreto Armado 1. (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, 1,987.
19. SEAOC. Recommended lateral force requirements and commentary. Estados Unidos: edit. SEAOC, 1,980.
20. SIC GARCIA, Angel. Guía teórica y práctica del curso Concreto Armado 2. (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala, 1,988.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

GUIA TEORICA Y PRACTICA
DEL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil.



PAOLA ANAITEE PAREDES RUIZ