



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

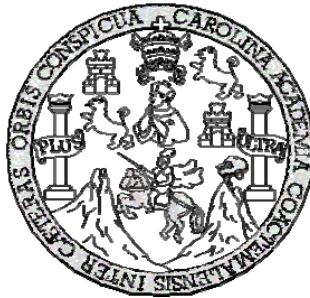
GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA PARA USO DE SOFTWARE DE ETABS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Rolando Antonio Tampán Corado

Asesorado por el Ing. Ángel Roberto Sic García

Guatemala, noviembre de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA PARA USO DE SOFTWARE DE ETABS PARA
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

ROLANDO ANTONIO TAMPÁN CORADO

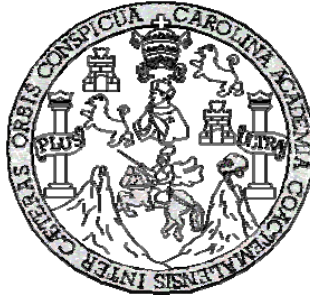
ASESORADO POR EL ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERÍA CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Jorge Mario Vetorazzi Gándara
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

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 graduación titulado:

GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA PARA USO DE SOFTWARE DE ETABS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, el 26 de julio de 2005.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Rolando Antonio Tampán Corado', with a horizontal line drawn through it.

Rolando Antonio Tampán Corado



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Guatemala, 1 de septiembre de 2006.


Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería

Estimado Ing. Escobar Álvarez,

Me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado "GUÍA TEÓRICA Y PRACTICA PARA USO DE SOFTWARE ETABS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", elaborado por el estudiante universitario ROLANDO ANTONIO TAMPAN CORADO con número de carné 1997-13221, tema que fuese aprobado en julio del 2005.

Considero que el trabajo desarrollado por dicho estudiante, satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Atentamente,


Ing. Mario Rodolfo Corzo Avila
Revisor de Trabajo de graduación
No. Colegiado 2089

Mario Rodolfo Corzo
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2089



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS
Tel. 24423509

"Todo por ti Carolingia Mta"
Dr. Carlos Martínez Durán
2006: Centenario de su Nacimiento

Guatemala, 18 de agosto de 2006
Ref. EPS. C. 402.08.06

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente.

Estimado Ingeniero Escobar Álvarez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado "GUIA TEORICA Y PRACTICA PARA USO DE SOFTWARE ETABS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO" que fue desarrollado por el estudiante universitario ROLANDO ANTONIO TAMPÁN CORADO, quien fue debidamente asesorado y supervisado por suscrito.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo, en mi calidad de asesor y coordinador apruebo su contenido, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Ángel Roberto Sic García
Coordinador Unidad de EPS



ARSG/jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S., Ing. Ángel Roberto Sic García, al trabajo de graduación del estudiante Rolando Antonio Tampán Corado, titulado *GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA PARA USO DE SOFTWARE DE ETABS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO*, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez



Guatemala, noviembre 2006.

/bbdeb.

"TODO POR TI CAROLINA MÍA"
Dr. Carlos Martínez Durán, 2006 centenario de su nacimiento

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.498.06

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA PARA USO DE SOFTWARE DE ETABS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**, presentado por el estudiante universitario **Rolando Antonio Tampán Corado**, procede a la autorización de impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO



Guatemala, noviembre de 2006

/cc

Todo por ti, Cecilia María
Dr. Carlos Martínez Durán
2006: Centenario de su Nacimiento

AGRADECIMIENTO A:

Dios	Por dar me el don de la vida.
Ing. Mario Corzo	Por su incondicional amistad.
Ing. Ángel Sic	Por su valioso apoyo.
Ing. Carlos Salvador Gordillo	Por su plena confianza.
Fam. Ríos Ramírez	Por su cariño, por brindarme confianza, abrirme las puertas de su casa y que han sido como unos padres.
Sara Ríos Ramírez	Por brindarme su amistad y su amor, en los momentos más difíciles.
Fam. Méndez Ramírez	Por su valiosa compañía en Quetzaltenango.
Fam. Calderón Navarro	Por haberme recibido en su hogar.
Fam. Nij Ríos	Por su compañía.
A mis amigos	Que me ayudaron alcanzar esta importante meta: especialmente, al personal de CICON, el laboratorio de suelos y Prefabricados del CII.

ACTO DEDICADO A:

Mis padres	Cesar Augusto Tampán Soto. Marta Cecilia Duarte Corado de Tampán.
Mis hermanos	Cesar Augusto Tampán Corado. Griselda Azucena Tampán Corado. Carin Gabriela Tampán Corado.
Mis sobrinas	Sofía y Valeria.
Fam. Ríos Ramírez	Leopoldo Estuardo Ríos Monterroso. Sara Elida Ramírez Méndez de Ríos Leopoldo Estuardo Ríos Ramírez. Sara Esperanza del Pilar Ríos Ramírez.
Mi novia	Sara Esperanza del Pilar Ríos Ramírez
Mis amigos	Luís Castillo. Gustavo Polanco. Violeta de León. Ana Castro. Carlos Mejía. Huellas de Cristo En memoria de Vinicio Tepet.
Mi revisor	Ingeniero Mario Rodolfo Corzo Ávila.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. GENERALIDADES	1
1.1 Análisis y diseño estructural	1
1.2 Sistemas estructurales	4
1.2.1 Elementos estructurales	5
2. TIPOS DE CARGAS	17
2.1 Cargas gravitacionales	17
2.1.1 Cargas muertas	18
2.1.2 Cargas vivas	19
2.1.2.1 Cargas de ocupación o uso	21
2.1.2.2 Cargas de impacto	25
2.1.2.3 Cargas móviles y dinámicas	26
2.1.2.4 Cargas longitudinales	26
2.2 Cargas ambientales	26
2.2.1 Viento	27
2.2.2 Sismo	30
2.2.3 Hidrostática y presión de tierra	46

2.2.4 Cargas por lluvia	50
2.3 Efectos de cambios volumétricos	51
3. INTEGRACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES	55
3.1 Áreas tributarias	55
3.1.1 En un sentido	56
3.1.2 En dos sentidos	58
4. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS	61
4.1 Distribución de cargas gravitacionales	61
4.2 Distribución de cargas laterales de sismo UBC-94	62
4.2.1 Fuerza por nivel	62
5. TORSIÓN EN EDIFICIOS	69
5.1 Rigideces	70
5.2.1 Condiciones de apoyo	71
5.2 Determinación del centro de rigidez	74
5.3 Determinación del centro de masa	75
5.4 Excentricidades	79
5.5 Integración de cargas por torsión	83
5.5.1 Distribución de fuerzas por marco	83
6. PROPIEDADES DEL CONCRETO Y ACERO	87
6.1 Concreto y concreto reforzado	87
6.1.1 Ventajas y desventajas del concreto reforzado como material estructural	87
6.2 Comparación del concreto reforzado con el acero estructural para edificios	90
6.3 Compatibilidad del concreto y el acero	91

6.4	Propiedades del concreto reforzado	91
6.5	Aceros de refuerzo para el concreto	99
6.6	Barras de refuerzo	101
7.	INICIO DE LA SESIÓN DE TRABAJO CON ETABS	107
7.1	Reconocimiento de la interfase	109
7.2	Herramientas utilizadas para la creación de modelos	113
7.2.1	Utilización de los modelos predeterminados por el programa	113
7.2.2	Creación del modelo partiendo de cero	115
7.2.2.1	Construcción de las líneas guías <i>grid</i>	116
7.2.2.2	Definición de los diferentes materiales a utilizar	118
7.2.2.3	Reconocimiento de los tipos de elementos, involucrados en el modelamiento	123
7.3	El elemento frame	126
7.3.1	Estudio de las diferentes secciones geométricas de concreto predeterminados por el programa	126
7.3.2	Creación de elemento de concreto a partir de cero	136
7.3.3	Restricciones en los apoyos	139
7.3.3.1	Estudio de los tipos de restricciones	141
7.4	Creación y asignación de cargas	142
7.5	Intercambio de información con otros programas	152
7.6	Ejemplo de edificios de concreto reforzado	152
	CONCLUSIONES	237
	RECOMENDACIONES	239
	BIBLIOGRAFÍA	241
	ANEXOS	243

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Secuencia del análisis y diseño estructural	01
2	Objetivos del análisis estructural	02
3	Elementos estructurales	05
4	Losas en un sentido	06
5	Losas en dos sentidos	07
6	Placas planas	08
7	Losa reticular	08
8	Sección de columnas	10
9	Tipos de columnas	10
10	Zapatas aisladas	12
11	Zapata corrida	13
12	Zapata combinada	13
13	Vigas de cimentación	14
14	Losa de cimentación	14
15	Pilotes	15
16	Variación de la carga viva con el tiempo	20
17	Presión directa	27
18	Arrastre aerodinámico	28
19	Presión negativa	29
20	Modelo de placas tectónicas	31
21	Focos en zona de subducción	32
22	Empuje de tierra activo	48
23	Empuje de tierra pasivo	49
24	Área tributaria en viga principal	57
25	Área tributaria en viga secundaria	57

26	Áreas tributarias en dos sentidos para vigas	58
27	Área tributaria de columnas	59
28	Fuerza por nivel en un edificio	64
29	Fuerza por nivel actuando en el centro de masa	65
30	Pesos por nivel en un edificio	66
31	Alturas por nivel en un edificio	67
32	Torsión en el piso	69
33	Muros o columnas en voladizo	72
34	Muros o columnas doblemente empotrados	73
35	Centro de rigidez	75
36	Centro de masa de edificaciones simétricas	76
37	Centro de masa de edificaciones asimétricas	77
38	Excentricidad directa	79
39	Excentricidad mínima	80
40	Excentricidad de diseño para determinación de torsión	82
41	Carga por torsión	83
42	Traslación de eje al centro de rigidez	85
43	Curvas tensión – deformación típica para el hormigón	94
44	Diagrama esfuerzo – deformación unitaria, convencional para un material dúctil (acero)	105
45	Esquema de operación de un programa de análisis	108
46	Reconocimiento de la interfase	109
47	Despliegue de un menú	110
48	Tipos de herramientas	111
49	Ventana activada y desactivada del título de despliegue	112
50	Formulario inicio de un nuevo modelo	113
51	Formulario construyendo las líneas guías en planta y definiendo a altura de pisos	114
52	Tipos de modelos predeterminados	115

53	Área dimensiones de las líneas guías en planta	116
54	Área de las dimensiones de los pisos	117
55	Área de unidades	118
56	Menú para definir propiedades de materiales	118
57	Formulario definir materiales	119
58	Formulario datos de propiedad del material	120
59	Material ortotrópico	120
60	Componentes de un elemento	126
61	Formulario definir propiedades del elemento	127
62	Formulario sección de una viga y columna predeterminada	129
63	Formulario propiedades y características de la sección	130
64	Factores de modificación de las propiedades del análisis	132
65	Tipos de materiales para la sección	133
66	Tipos de materiales e incorporar uno nuevo para la sección	133
67	Datos para la armadura	134
68	Datos de armadura para una columna	134
69	Configuración del armado	135
70	Armadura circular	136
71	Datos de armadura para una viga	138
72	Selección de nodo para restringir	139
73	Seleccionar el sub-comando restricciones (apoyos)	140
74	Formulario asigne restricciones	140
75	Restricción de seis grado de libertad	141
76	Restricción de tres grado de libertad	141
77	Restricción de un grado de libertad	142
78	Restricción de ningún grado de libertad	142
79	Comando casos de cargas estáticas	143
80	Formulario defina los nombres de casos de cargas estáticas	143
81	Selección de elemento para asignar cargas	146

82	Asignar cargas puntuales, trapezoidales y distribuidas	147
83	Asignar cargas puntuales	148
84	Formulario para cargas puntuales para marco	148
85	Asignación de cargas puntuales con distancia absoluta	149
86	Cargas puntuales en el marco	156
87	Sub-comando distribución	150
88	Carga trapezoidal en una viga	152

TABLAS

I	Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas	21
II	Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas	23
III	Grados de intensidad (MM)	34
IV	Grados de magnitud (Richter)	36
V	Factor Z de zona sísmica	39
VI	Factor de importancia de la estructura	39
VII	Sistemas estructurales	41
VIII	Coeficientes de sitio	45
IX	Coeficientes de dilatación por temperatura de algunos materiales	53
X	Centro de rigidez	74
XI	Fuerza por marco	86
XII	Módulo de elasticidad de diferentes sistemas de unidades	95
XIII	Módulo de elasticidad de diferentes sistemas de unidades	95
XIV	Rangos aproximados de resistencia a la tensión del concreto	97
XV	Módulo de elasticidad del acero de diferentes sistemas de unidades	103
XVI	Tipos de unidades usadas en el programa ETABS	112
XVII	Tipos de secciones predeterminados por el programa	123

XVIII	Número de varillas	245
XIX	Características nominales para barras de refuerzo	245
XX	Proporción para mezcla de concreto	249
XXI	Factores de conversión	253
XXII	Propiedades de secciones geométricas	259
XXIII	Fórmulas trigonométricas	261

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Lado corto de la losa
A_c	Área efectiva combinada de los muros de cortante en el primer nivel de la estructura
A_e	Área mínima de la sección transversal sometida a cortante
A_{st}	Área de acero total
B	Lado largo de la losa
C	Factor general que explica el carácter específico
CM	Carga muerta de la estructura
CM_{X,Y}	Centro de masa en X e Y
CR_{X,Y}	Centro de rigidez en X e Y
CV	Carga viva
D_e	La longitud de un muro de cortante en el primer nivel
E_c	Modulo de elasticidad del concreto
E_i	Relación entre rigideces y brazo de cada marco
e₁	Excentricidad de diseño 1
e₂	Excentricidad de diseño 2
F_i	Fuerza lateral aplicada al nivel de la estructura
F_t	Fuerza concentrada
F_x	Fuerza lateral aplicada al nivel que se encuentra bajo consideración de diseño
f'_c	Resistencia del concreto
f_y	Resistencia del acero
G	Modulo de rigidez
H	Límite de altura

h	Profundidad
h_i	Altura sobre la base hasta el nivel que se encuentra bajo consideración de diseño
h_n	Altura sobre la base hasta el nivel más alto
h_x	Altura sobre la base hasta el nivel que se encuentra bajo consideración de diseño
I	Factor de importancia fundamental de la respuesta dinámica del edificio
K_a	Coefficiente del empuje activo de tierras
K_m	Rigidez del marco que se está analizando
K_o	Coefficiente del empuje de tierras en reposo
K_p	Coefficiente del empuje pasivo de tierras
L	Longitud original del miembro
NL	Sin limite
P	Presión
P_a	Empuje activa de tierras
P_o	Empuje de tierra en reposo
P_p	Empuje pasivo de tierras
R_w	Factor que representa las consideraciones relativas a los materiales del edificio, tipo de construcción y tipo de sistema de arriostramiento lateral
S	Coefficiente de sitio
T	Periodo fundamental de vibración
t	Espesor de losa
V	Fuerza lateral total o corte en la base
W	Peso del edificio
W_{CM}	Carga muerta superficialmente distribuida
w_{CM}	Carga muerta lineal
W_{CV}	Carga viva superficialmente distribuida

w_{cv}	Carga viva lineal
w_i	Peso propio de cada nivel
Z	Factor de ajuste por probabilidad de riesgo
α	Coefficiente lineal de dilatación térmica
ΔT	Cambio algebraico en la temperatura del miembro
δ_T	Cambio algebraico en la longitud del miembro
γ	Peso volumétrico del líquido

GLOSARIO

Altura de piso	Distancia vertical entre la parte superior de la losa de un piso y la parte superior de la losa del piso, inmediatamente, inferior.
Altura del elemento	En un elemento sometido a flexión, distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta la fibra extrema en tensión.
Altura efectiva de la sección	Distancia medida desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tensión.
Asentamiento	Movimiento hacia debajo de la cimentación
Asentamiento diferencial	Cuando en varias partes de la cimentación se presentan asentamientos diferentes con respecto a su nivel original
Cargas de servicio	Todas las cargas, estáticas o transitorias, que se imponen a la estructura, o elemento estructural, debido al uso de la edificación, sin factores de carga.

Cargas	Fuerzas u otras acciones resultantes del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, movimientos diferenciales y restricciones a la deformación.
Cargas gravitacionales	Cargas que actúan hacia abajo y que son causadas por la aceleración de la gravedad, g , actuando sobre la masa de los elementos, generando las cargas muertas y vivas.
Cimentación	Cualquier parte de la estructura que sirve para transmitir las cargas al suelo subyacente o para contenerlo.
Columna	Elemento vertical con una relación de altura a menor dimensión lateral mayor de tres, empleado, primordialmente, para soportar cargas axiales de compresión.
Diámetro nominal de barra	El diámetro nominal de una barra corrugada de acero de refuerzo corresponde al diámetro de una barra lisa.
Factor de carga	Factor que multiplica las cargas de servicio para obtener las cargas mayoradas en el método de diseño por resistencia.

Factor de reducción	Coeficiente menor que la unidad empleado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño.
Losa	Parte plana superior de un piso de concreto reforzado soportada por viguetas, vigas o columnas, de espesor uniforme.
Módulo de elasticidad	Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite elástico del material.
Ocupación	Uso para el cual se destina una edificación, estructura o parte de ella.
Peso propio	Peso del elemento estructural, causado por el material que lo compone.
Recubrimiento de concreto	Espesor de concreto entre una barra de refuerzo y la cara exterior más cercana del elemento de concreto.
Refuerzo	Barras de acero, alambre, o mallas de alambre, embebidas en el concreto de una manera tal que los dos materiales actúen en conjunto para resistir las fuerzas.

RESUMEN

El trabajo de graduación que a continuación se presenta, sirve para que el estudiante aprenda cómo a aplicar los conocimientos adquiridos en los cursos del área de estructuras, siendo ellos análisis estructural, diseño estructural y concreto reforzado.

Dado que el estudiante de la carrera de ingeniera civil necesita experiencia en el diseño de estructuras, se presenta un ejemplo ilustrativo para calcular un predimensionamiento de los elementos estructurales.

El uso correcto del *software* ETABS, el estudiante podrá mejorar el diseño de una manera más fácil, creando diversos sistemas estructurales, evitando hacer cálculos repetitivos hechos a mano.

OBJETIVOS

General

- Mediante este documento y sus contenidos, se busca suministrar la información que permita al estudiante de Ingeniería Civil comprender, en forma correcta, el manejo de *software* ETABS, para uso de análisis y diseño estructural de concreto reforzado.

Específicos

1. Proporcionar un documento respecto de los conceptos básicos de análisis estructural, diseño estructural y concreto reforzado.
2. Proporcionar un documento sobre el uso del programa de ETABS, para realizar un análisis y diseño estructural utilizando los códigos de ACI 318-99 y UBC 94, como referencia.
3. Proporcionar al estudiante una herramienta que le realice los cálculos mecánicos o repetitivos en forma exacta, así como la animación de la estructura presentando sus deformaciones, de las cargas que actúan en una estructura.

INTRODUCCIÓN

Este presente trabajo de graduación enfoca la enseñanza del análisis y diseño estructural, que se están transformando, en forma acelerada, al uso y disponibilidad de la computadora. El número de programas para el análisis y diseño de estructuras ha crecido al mismo ritmo que se han desarrollado las computadoras.

Actualmente, se han eliminado algunos de los llamados “métodos clásicos” del análisis estructural, aptos para resolver “a mano” estructuras simples. Esto se hizo, principalmente, para poder dar énfasis a los “métodos modernos”, los cuales se basan en la resolución de los problemas mediante un *software*. Los cambios tecnológicos en la educación, en general, y en ingeniería estructural son una gran herramienta para los estudiantes e ingenieros que viven ya en la era de la informática.

El presente documento se inicia con la teoría de los cursos de análisis estructural, diseño estructural y materiales de concreto reforzado, teniendo como objetivo relacionar los contenidos básicos de dichos cursos.

Después de dar a conocer los conceptos básicos de los cursos ya mencionados, se iniciará el uso de ETABS, que es un *software* de análisis, como parte final, se presentará el análisis y diseño de un edificio de cuatro niveles como ejemplo.

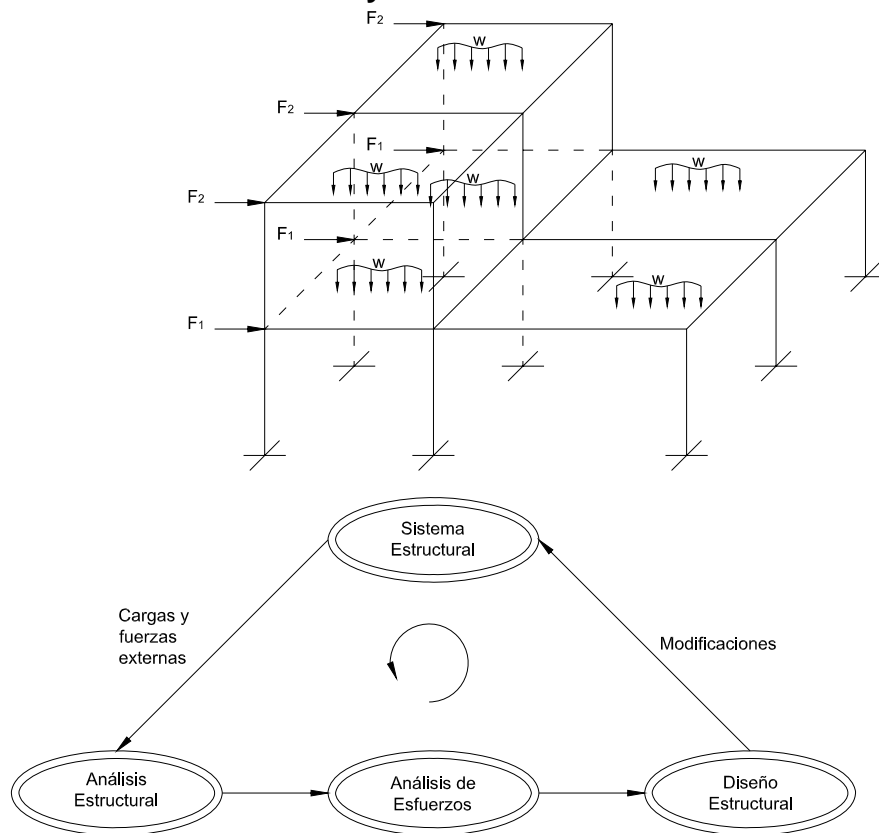
1. GENERALIDADES

1.1 Análisis y diseño estructural

La ingeniería estructural trata fundamentalmente de tres temas que son: el análisis estructural, el análisis de los esfuerzos y el diseño estructural.

Los tres temas están relacionados, pero son distintos y se estudian por separado. Su secuencia en un proyecto estructural se ilustra en la figura 1.

Figura 1. Secuencia del análisis y diseño estructural

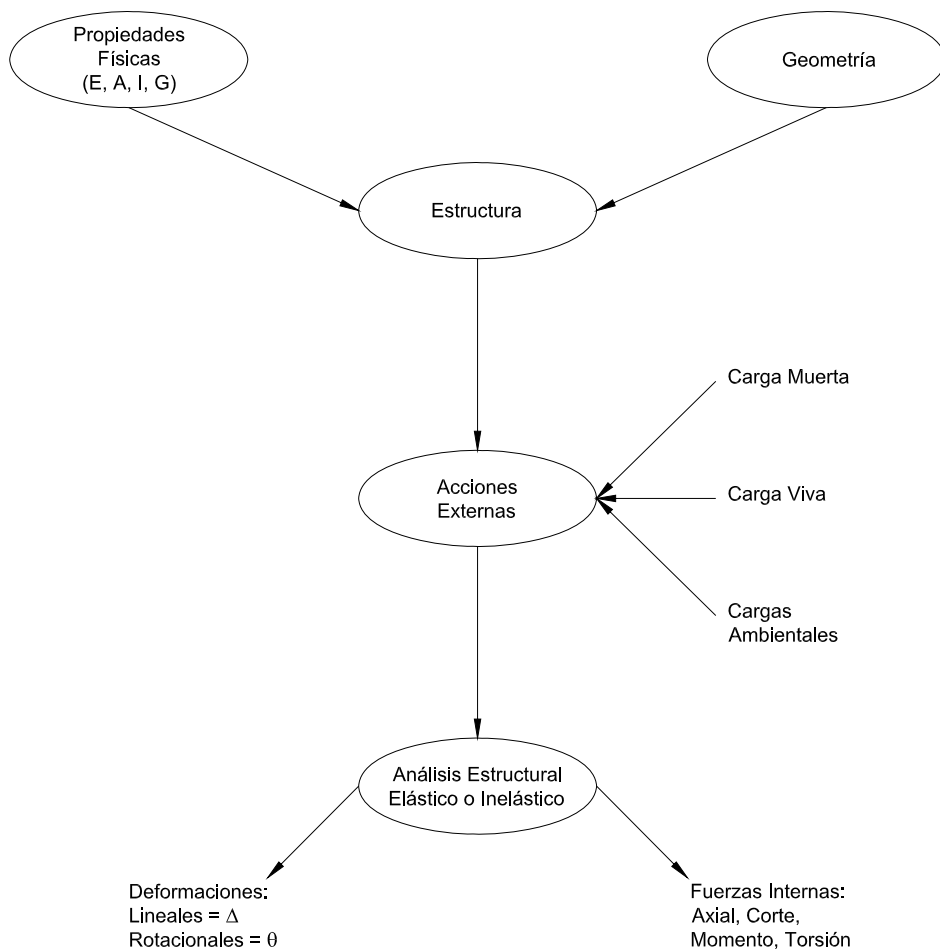


Fuente: Ing. Mario Corzo. Apuntes del curso análisis estructural 1.

Definido el sistema estructural por su geometría y propiedades físicas (E = modulo de elasticidad; A = área de sección; I = inercia de sección, G = modulo de rigidez), se hace una evaluación de las cargas, fuerzas y otros efectos que actúan sobre él.

El siguiente paso es la realización de un análisis estructural, que puede ser elástico lineal o inelástico (plástico), para evaluar el comportamiento de las estructuras sometidas a las cargas y fuerzas inerciales bajo determinadas condiciones de diseño, como se indica en la figura 2.

Figura 2. Objetivos del análisis estructural



Fuente: Ing. Mario Corzo. Apuntes del curso análisis estructural 1.

Las estructuras son sistemas que sirven para soportar cargas y fuerzas inerciales y el comportamiento se refiere a la conducta o respuesta del sistema ante las sollicitaciones externas. La respuesta está referida a las acciones o fuerzas internas (N_u , V_u , M_u , T_u) y a las deformaciones lineales y rotacionales (Δ , θ).

El diseño, que usualmente se realiza con base en la teoría de resistencia *Ultimate Strength Design: U.S.D.*, se encarga de dimensionar y reforzar la estructura de tal manera que se satisfagan los estados límites de resistencia y funcionalidad para que ningún elemento de ella, tenga esfuerzos o deformaciones mayores que los admisibles por las normas de diseño y construcción. Es decir, que sea resistente y segura contra el colapso para evitar pérdidas de vidas, que no desarrolle deformaciones excesivas a nivel de cargas de servicio y se minimicen los daños ante eventualidades sísmicas extraordinarias.

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 subsiguiente.

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.

1.2 Sistemas estructurales

El ensamblaje de varios miembros individuales suele llamárseles armazón o 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.

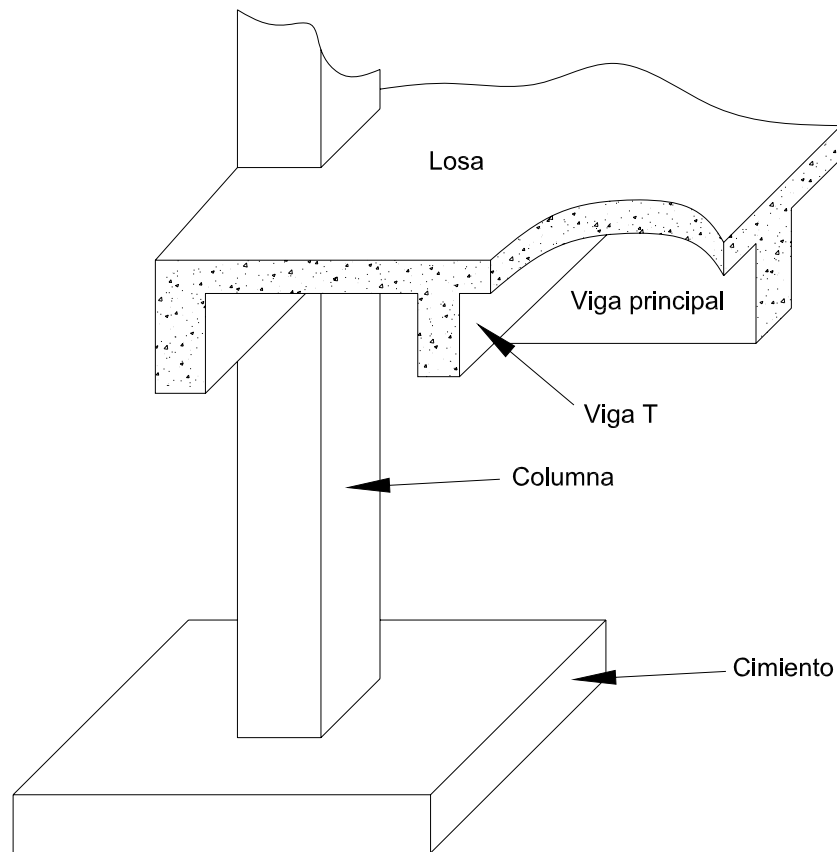
La estructuración de un edificio es la primera etapa del diseño estructural. En ella se define el tamaño y la forma del edificio, la naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos estructurales.

Así como la naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos no estructurales que puedan influir en el comportamiento de la estructura. Comprende la definición de geometría general de la estructura (tanto en planta como en elevación), se establecen los materiales a emplear (concreto reforzado, mampostería reforzada, acero estructural, etc.) se determinan los sistemas estructurales resistentes tanto a cargas gravitacionales como sísmicas, se establecen los claros de vigas, tableros de losas y las alturas libres de los entrepisos, se proponen secciones y dimensiones tentativas de los elementos estructurales, se conceptualizan los tipos de uniones entre ellos, se definen los elementos no estructurales y su sistema de fijación a la estructura.

1.2.1 Elementos estructurales

Para comprender correctamente las cláusulas de los códigos de construcción y para proyectar y calcular los elementos estructurales, es indispensable tener un conocimiento completo de todos los tipos de estructuras y de sus partes componentes.

Figura 3. Elementos Estructurales



Fuente: Noel Everard, Diseño de concreto armado, Pág. 25

Losas: En los edificios de concreto armado se utilizan losas para conseguir superficies planas y útiles. Una losa de concreto armado es una placa ancha y lisa, generalmente horizontal, con superficies superior e inferior paralelas o aproximadamente paralelas. Puede estar soportada por vigas de concreto

armado (por lo general monolíticamente con las vigas), por muros de mampostería o de concreto armado, por una estructura metálica o directamente sobre el terreno.

Los principales tipos de losas son los siguientes:

a) Losa en un sentido: Soportadas solamente en dos caras opuestas, en cuyo caso la acción estructural de la losa es esencialmente monodireccional, siendo transportadas las cargas por la losa en dirección perpendicular a las vigas de apoyo. Para averiguar si la losa trabaja en un sentido se tiene que utilizar la fórmula:

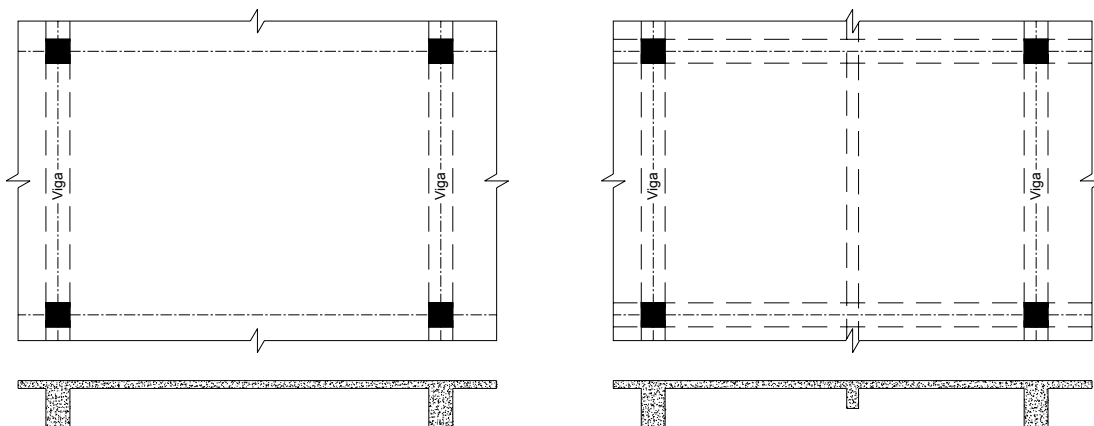
$$m = \frac{B}{A} > 2$$

Donde

A = Lado corto de la losa.

B = Lado largo de la losa.

Figura 4. Losas en un sentido.



Fuente: Arthur Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 366

b) Losas bidireccional o en dos sentidos: Son las losas que tiene 4 apoyos. Su característica principal es que la carga se transmiten en más de una dirección. Para averiguar si la losa trabaja en dos sentido se tiene que utilizar la fórmula:

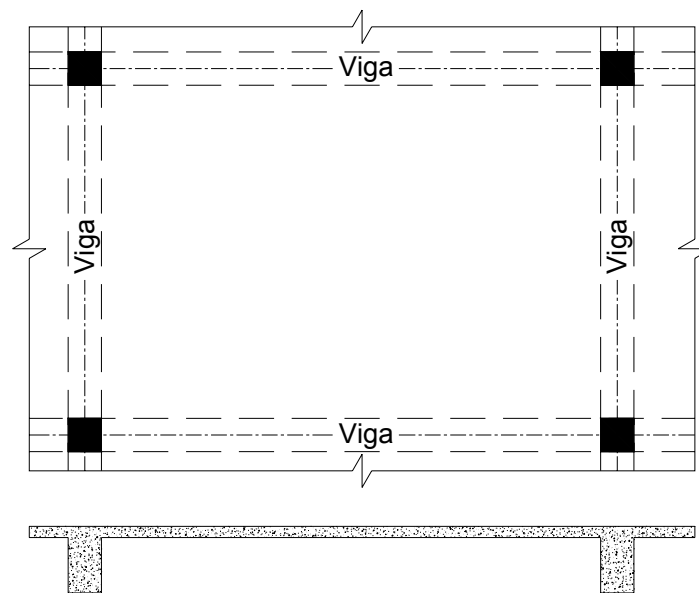
$$m = \frac{B}{A} \leq 2$$

Donde

A = Lado corto de la losa.

B = Lado largo de la losa.

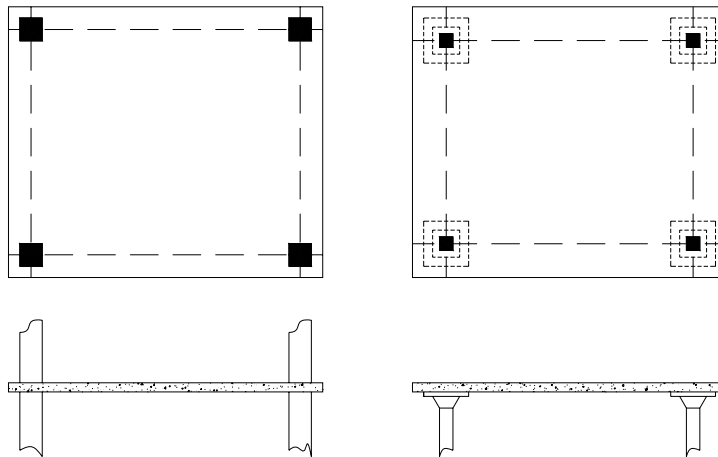
Figura 5. Losa en dos sentidos



Fuente: Arthur Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 366

c) Placas planas: Se les llama así a las losas que se apoyan directamente sobre las columnas, sin utilizar vigas de soporte lateral. Se utilizan cuando las cargas no son elevadas, ni cuando las luces sean grandes.

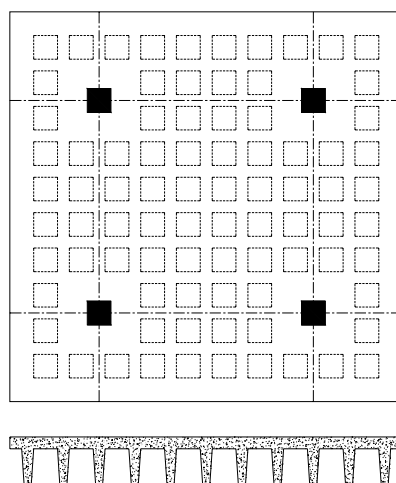
Figura 6. Placas planas



Fuente: Arthur Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 366

d) Placas reticulares o nervuradas: Se utilizan con el fin de reducir la carga muerta de la construcción con losas macizas, se forman vacíos en un patrón rectilíneo mediante elementos de aligeramiento contruidos en metal o en fibra de vidrio. Se obtiene así una construcción nervada en dos direcciones. Por lo general, los aligeramientos se omiten cerca de las columnas de manera que se forme una losa maciza para resistir mejor los momentos y cortantes en estas áreas.

Figura 7. Losa reticular



Fuente: Arthur Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 366

e) Placas apoyadas en el suelo: Se apoyan en el suelo por toda su superficie. Se usan para carreteras, pistas de aterrizaje en aeropuertos y placas de cimentación de edificios. En tales casos debe ponerse debajo de ellas una capa bien compactada de piedra machada o grava para tener un apoyo uniforme y para conseguir un drenaje adecuado.

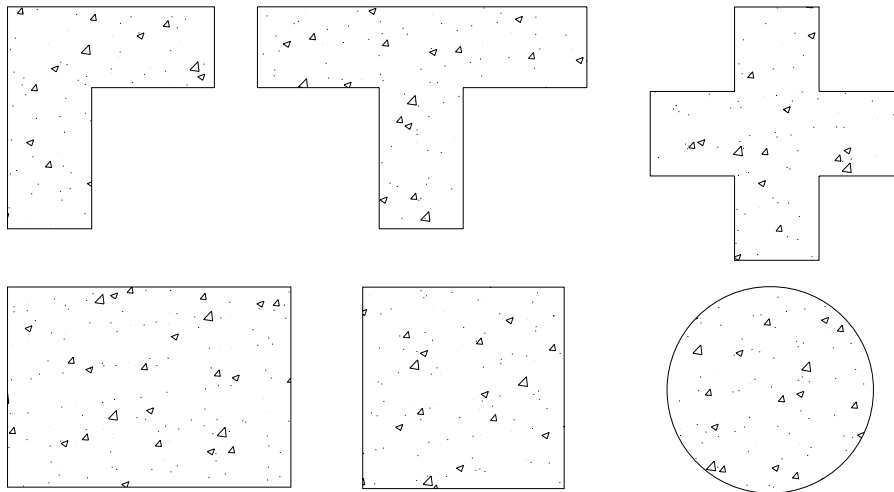
Vigas: Son aquellos elementos sometidos a flexión, generalmente usados en posición horizontal y sujetos a cargas por gravedad o verticales normales a su eje. Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante.

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.

Columnas: Las columnas son elementos estructurales utilizados primordialmente para soportar cargas de compresión. Una “columna corta” es aquella en la que la carga última para una excentricidad dada está solamente gobernada por la resistencia de los materiales y las dimensiones de la sección transversal. Una “columna esbelta” es aquella en la que la carga última también está influida por la esbeltez lo que produce flexión adicional debido a las deformaciones transversales.

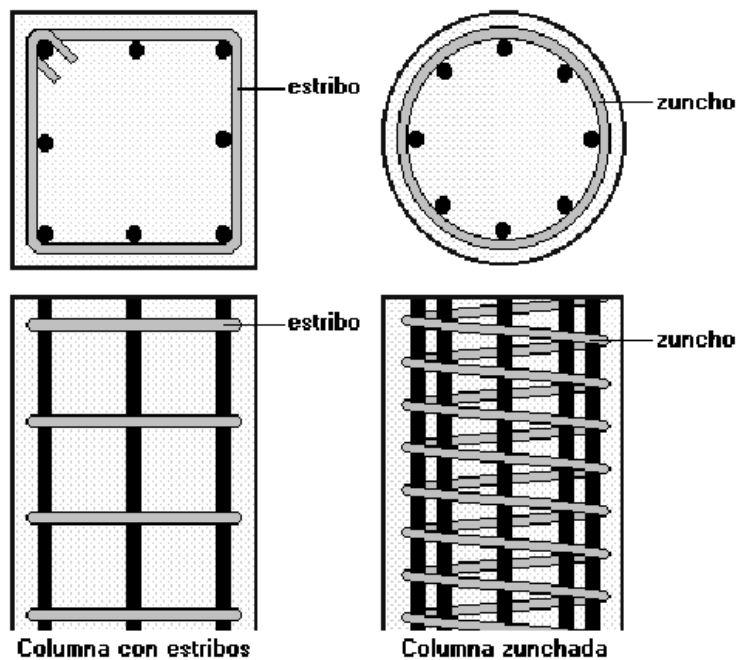
Según su sección transversal, existen columnas cuadradas, columnas rectangulares, columnas circulares, columnas en L, columnas en T, columnas en cruz, etc.

Figura 8. Sección de columnas



Según su comportamiento ante las solicitaciones, existen fundamentalmente dos tipos de columnas de hormigón armado: columnas con estribos y columnas zunchadas.

Figura 9. Tipos de columnas



Fuente: José Luna. La compresión axial en los elementos de hormigón armado. Pág. 3

Los estribos cumplen las siguientes funciones en las columnas:

- Definir la geometría de la armadura longitudinal
- Mantener en su sitio al hierro longitudinal durante la construcción
- Controlar el pandeo transversal de las varillas cuando están sometidas a compresión
- Colaborar en la resistencia a las fuerzas cortantes

Los zunchos cumplen las siguientes funciones.

- Confinar al hormigón del núcleo de la columna para mejorar su capacidad resistente
- Definir la geometría de la armadura longitudinal
- Mantener en su sitio al hierro longitudinal durante la construcción
- Controlar el pandeo transversal de las varillas cuando están sometidas a compresión
- Colaborar en la resistencia a las fuerzas cortantes

Cimientos: La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo o hacia la roca subyacente.

Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura. Durante el diseño se deben controlar tanto los asentamientos absolutos como los asentamientos diferenciales.

Los tipos de cimentaciones dependen de la ubicación y de las

características de los estratos resistentes de suelos, las cimentaciones se clasifican en cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas.

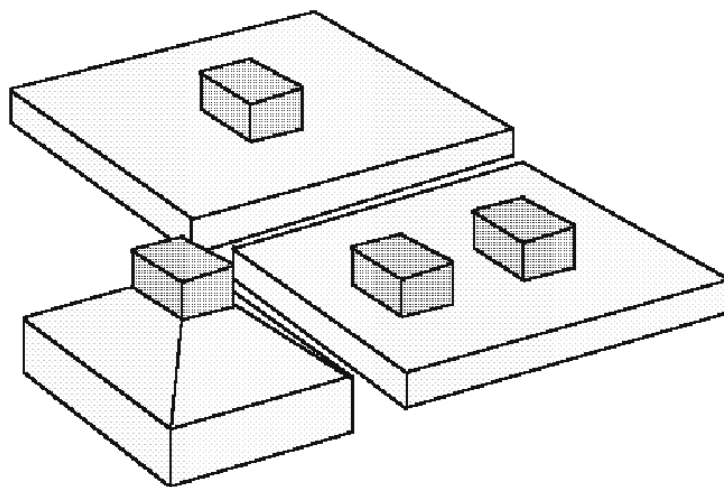
Entre las cimentaciones superficiales destacan los plintos aislados, las zapatas corridas, las zapatas combinadas, las vigas de cimentación y las losas de cimentación.

Entre las cimentaciones profundas se suelen utilizar los pilotes prefabricados hincados, los pilotes fundidos en sitio.

a) Zapatas aisladas: se los utiliza como soporte de una sola columna, o de varias columnas cercanas en cuyo caso sirve de elemento integrador. Pueden utilizar una zapata de hormigón armado, o un macizo de hormigón simple o de hormigón ciclópeo.

Las zapatas de hormigón armado deberían tener al menos 40 cm. de peralte en edificaciones de varios pisos, para asegurar una mínima rigidez a la flexión.

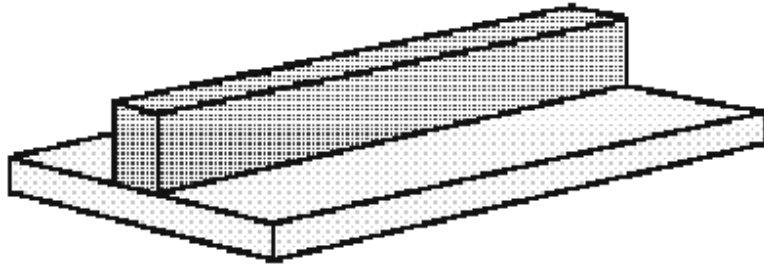
Figura 10. Plintos aislados



Fuente: José Luna. Diseño de cimentaciones de hormigón armado. Pág. 2

b) Zapatas corridas: se les utiliza para cimentar muros o elementos longitudinales continuos de distintos materiales como hormigón o mampostería.

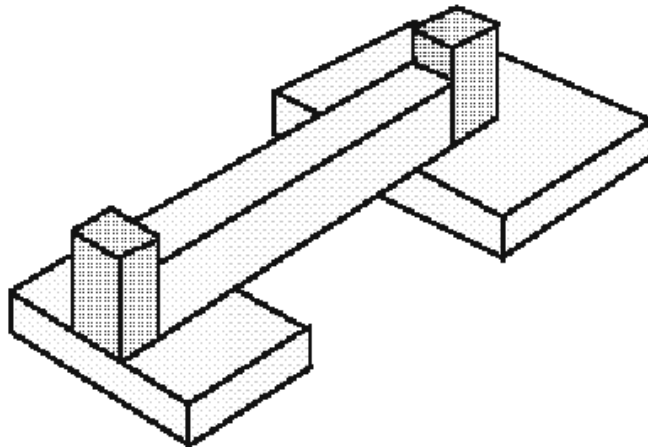
Figura 11. Zapata corrida



Fuente: José Luna. Diseño de cimentaciones de hormigón armado. Pág. 2

c) Zapatas combinadas: se las suele emplear para integrar el funcionamiento de una zapata inestable o ineficiente por sí sola, con otra zapata estable o eficiente, mediante una viga de rigidez.

Figura 12. Zapata combinada

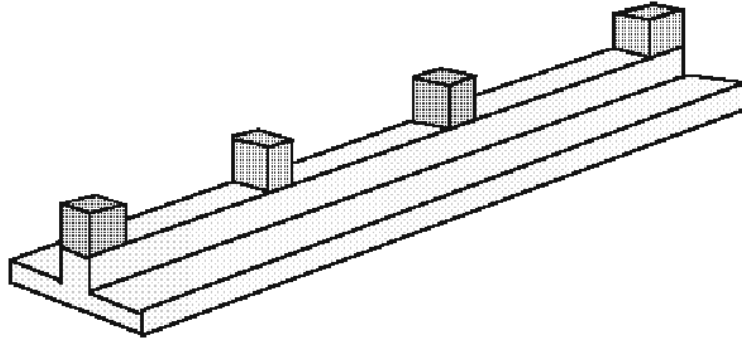


Fuente: José Luna. Diseño de cimentaciones de hormigón armado. Pág. 3

d) Vigas de cimentación: se las emplea en suelos poco resistentes, para integrar linealmente la cimentación de varias columnas. Cuando se integran las columnas superficialmente mediante vigas de cimentación en dos direcciones,

se forma una malla de cimentación.

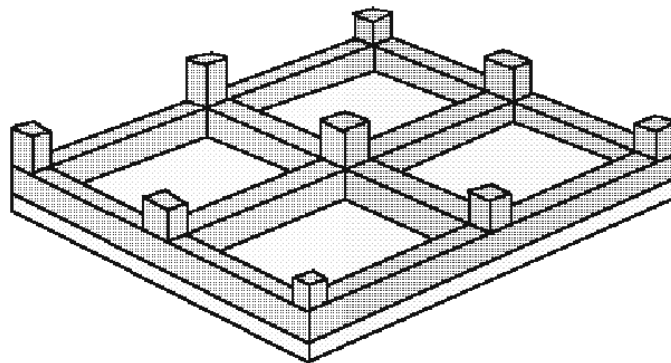
Figura 13. Vigas de cimentación



Fuente: José Luna. Diseño de cimentaciones de hormigón armado. Pág. 3

e) Losas de cimentación: se emplean en suelos poco resistentes, para integrar superficialmente la cimentación mediante plintos aislados, la superficie de cimentación supera el 25% del área total, es recomendable utilizar losas de cimentación.

Figura 14. Losa de cimentación

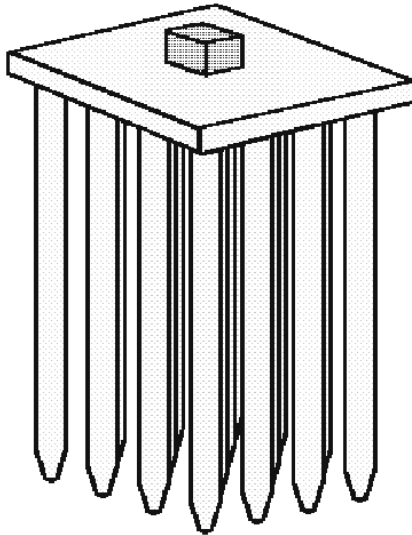


Fuente: José Luna. Diseño de cimentaciones de hormigón armado. Pág. 4

f) Pilotes: se los emplea cuando los estratos resistentes de suelo son muy profundos. El hincado de pilotes permite que se alcancen esos estratos resistentes.

Pueden ir acoplados a zapatas o losas de cimentación. Se utilizan varios pilotes para sustentar a cada unidad de cimentación.

Figura 15. Pilotes



Fuente: José Luna. Diseño de cimentaciones de hormigón armado. Pág. 4

2. TIPOS DE CARGAS

2.1 Cargas gravitacionales

La estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil, es tal vez 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.

Por lo general, las cargas son modeladas como cargas puntuales concentradas, cargas lineales o cargas superficiales. Una carga puntual puede, 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. 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.

Uno de los aspectos importantes es de reconocer que cargas actúan sobre las estructuras y estas se pueden dividir en tres categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

2.1.1 Cargas muertas

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

El cálculo de la carga muerta es en general sencillo, ya que sólo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de los materiales constitutivos. En su mayoría las cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipo fijo).

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 suele 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.

Es frecuente que al momento de realizar el cálculo no se cuente con un proyecto arquitectónico detallado con respecto al tipo y localización de los elementos no estructurales, como paredes divisorias y recubrimientos. Esto introduce incertidumbres considerables en el valor de la carga muerta. En estos casos es necesario hacer suposiciones conservadoras acerca de las cargas

debidas a tales elementos. Más aún, es frecuente que los datos consignados en los planos arquitectónicos sufran modificaciones en el curso de la construcción y que las cargas reales cambien. Un aspecto particularmente importante es el referente a la posición y características de las paredes divisorias que pueden variar durante la construcción o sufrir modificaciones en el curso de la vida de la edificación. Aunque en el proyecto estructural no se pueden tener en cuenta cambios radicales en las cargas con respecto a las que se determinan del proyecto y de las especificaciones arquitectónicas, conviene considerar las posibilidades de cambios y dejar asentadas en planos y memorias las cargas consideradas.

Una fuente de diferencias en la carga muerta radica en la variación del peso volumétrico de los materiales, con el contenido de humedad y con el procedimiento de fabricación. Estas variaciones son particularmente significativas cuando se trata de materiales de fabricación no industrializados o de materiales naturales como suelos.

2.1.2 Cargas vivas

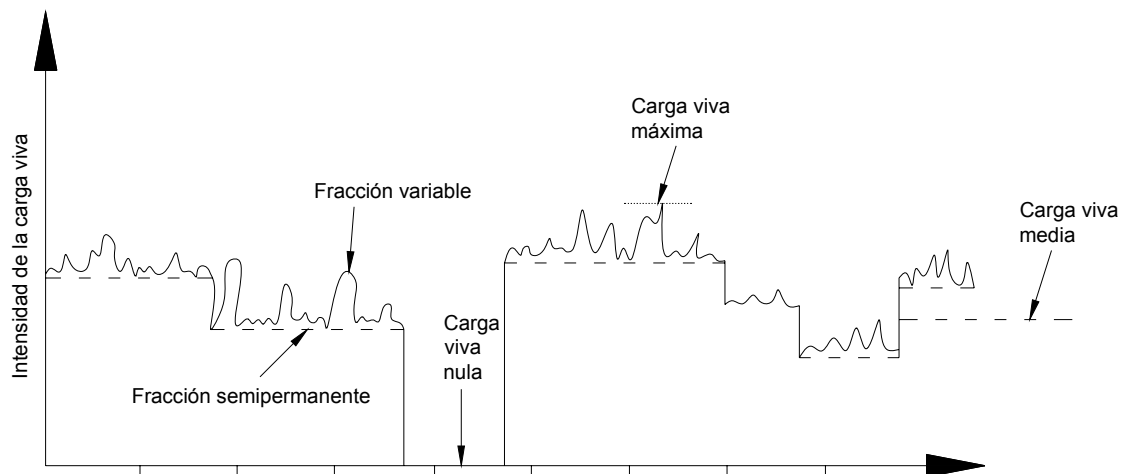
La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye, por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta. Entran así en la carga viva el peso y las cargas debidos a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Por su carácter, la carga viva es peculiar del uso a que está destinada la construcción. Podemos distinguir tres grandes grupos de construcciones en cuanto a la carga viva que en ellas debe considerarse: los edificios, las construcciones industriales y los puentes.

Las cargas de operación en las construcciones están formadas por la suma de diversos factores que tienen carácter muy variable en su distribución en el espacio y en el tiempo, así como en la forma en que actúan sobre la estructura. Ésta va desde un efecto estático prácticamente permanente hasta un efecto dinámico o de impacto. Por lo anterior un modelo de la carga viva que pretenda representar con precisión el efecto real de las acciones resulta muy complicado y se recurre a fines de diseño a modelos sumamente simplistas. Estos modelos consisten usualmente en una carga uniformemente distribuida aplicada en forma estática acompañada ocasionalmente por alguna carga concentrada. Hay que tomar en cuenta que con la carga uniforme se pretende representar el efecto global de la carga viva real incluyendo sus aspectos dinámicos y de impacto.

Conviene tener en mente las dos características básicas de la carga viva: su variación temporal y su variación espacial. La variación temporal es del tipo de la mostrada en la figura 16.

Figura 16. Variación de la carga viva con el tiempo



Fuente: Meli Piralla, Diseño estructural, Pág. 132

2.1.2.1 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. Las siguientes tablas I y II se muestran los valores 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.

Tabla I. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Tipo de ocupación o uso	(Kg / m ²)
Vivienda	200
Oficina	250
Hospitales – encamamiento y habitaciones	200
Hospitales – servicios médicos y laboratorios	350
Hoteles – alas de habitaciones	200
Hoteles – servicios y áreas públicas	500
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas o de escape	500
Balcones, cornisas y marquesinas	300
Áreas de salida y/o escape	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500
Salones de reunión	
Con asientos fijos	300
Sin asientos fijos	500
Escenarios y circulaciones	500
Instalaciones deportivas públicas	
Zonas de circulación	500
Zonas de asientos	400
Canchas deportivas	Carga depende del tipo de cancha

Continúa

Tipo de ocupación o uso	(Kg / m ²)
Aulas y escuelas	200
Bibliotecas	
Áreas de lectura	200
Depósito de libros	600
Almacenes	
Minoristas	350
Mayoristas	500
Estacionamientos y garajes	
Automóviles	250
Vehículos pesados	Según vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500
Bodegas	
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	1200
Fábricas	
Cargas livianas	400
Cargas pesadas	600
Azoteas de concreto con acceso	200
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100
Azoteas inclinadas más de 20°	75
Techas de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	
	50

Fuente: Normas AGIES NR – 2:200, Pág. 28

Tabla II. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Tipo de ocupación o uso	(lb / ft²)	(Kg / m²)
Armerías y cuartos de adiestramiento	150	750
Áreas de reunión y teatros		
Con sillas fijas (sujetas al piso)	60	300
Vestíbulos	100	500
Con sillas movibles	100	500
Plataformas	100	500
Pisos de escenarios	150	750
Balcones (exterior)	100	500
Para residencias de una o dos familias únicamente sin exceder 100 pie ²	60	300
Boleras, salones de piscinas y áreas de recreación similares	75	350
Corredores		
Primer piso	100	500
Salones de baile	100	500
Comedores y restaurantes	100	500
Escaleras de incendio	100	500
Para vivienda unifamiliar únicamente	40	200
Garajes (para carros de pasajeros únicamente)	50	250
Gimnasios, pisos principales y balcones	100	500
Hospitales		
Salas de operación, laboratorios	60	300
Cuartos privados	40	200
Salas	40	200
Corredores en pisos superiores al primero	80	400

Continúa

Tipo de ocupación o uso	(lb / ft²)	(Kg / m²)
Bibliotecas		
Cuartos de lectura	60	300
Cuartos de almacenamiento	150	750
Corredores en pisos superiores al primero	80	400
Fábrica e industrias		
Liviano	125	600
Pesado	250	1200
Marquesinas y pabellones	75	350
Edificios de oficinas		
Vestíbulos	100	500
Oficinas	50	250
Instituciones penales		
Celdas	40	200
Corredores	100	500
Residencial		
Casas (uni o bifamiliares)		
Áticos no habitables sin almacenamiento	10	50
Áticos no habitables con almacenamiento	20	100
Áticos habitables, dormitorios	30	350
Todas las demás áreas	40	200
Hoteles y casas multifamiliares		
Cuartos privados y corredores que los atienden	40	200
Cuartos públicos y corredores que los atienden	100	500

Continúa

Tipo de ocupación o uso	(lb / pie ²)	(Kg / m ²)
Escuelas y colegios		
Salones de clase	40	200
Corredores en pisos superiores al primero	80	400
Andenes, vías vehiculares y patios sometidos a tráfico	250	1200
Graderías de estadios y plazas de toros	100	500
Escaleras y vías de salida	100	500
Bodegas de almacenamiento		
Liviana	125	600
Pesadas	250	1200
Almacenes		
Al por menor		
Primer piso	100	500
Pisos superiores	75	350
Al por mayor, todos los pisos	125	600
Vías peatonales y plataformas elevadas (diferentes a vías de salida)	60	300
Patios y terrazas (peatonales)	100	500

Fuente: Arthur Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 10

2.1.2.2 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 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.

2.1.2.3 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.

2.1.2.4 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.

2.2 Cargas ambientales

Las cargas ambientales consisten principalmente en cargas de nieve, presión y succión de viento, cargas sísmicas (fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos), presiones de suelo en las porciones subterráneas de estructuras. Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas tanto en magnitud como en distribución.

2.2.1 Viento

El viento es aire en movimiento. El aire tiene una masa particular (densidad o peso) y se mueve en dirección particular a una velocidad particular.

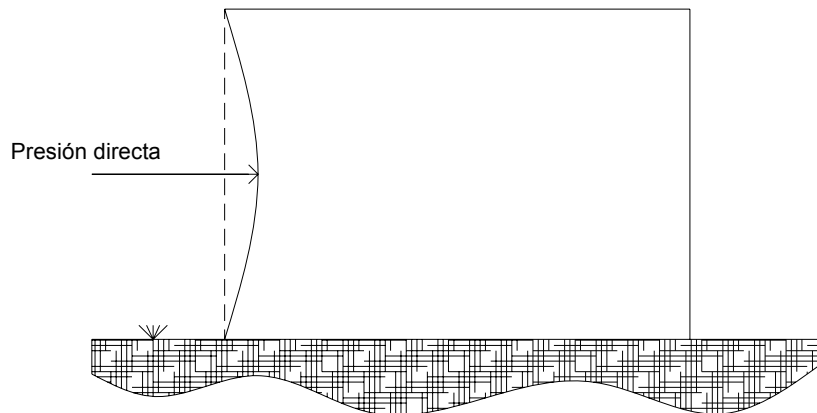
Cuando el aire en movimiento encuentra un objeto fijo, ocurren varios efectos que se combinan para ejercer una fuerza sobre el objeto.

La condición del viento que más interesa para el diseño de edificios es, principalmente, la de una tormenta de viento, específicamente vientos con alta velocidad, al nivel de la superficie del suelo.

Los efectos del viento sobre los objetos fijos que se encuentran en su trayectoria se pueden generalizar como en las siguientes discusiones.

a) Presión directa positiva: las superficies que se encuentran en dirección opuesta al viento y perpendicular a su trayectoria reciben un efecto de impacto directo de la masa de aire en movimiento que, por lo general, produce la mayor parte de la fuerza que actúa sobre el objeto, a menos que éste tenga una forma aerodinámica.

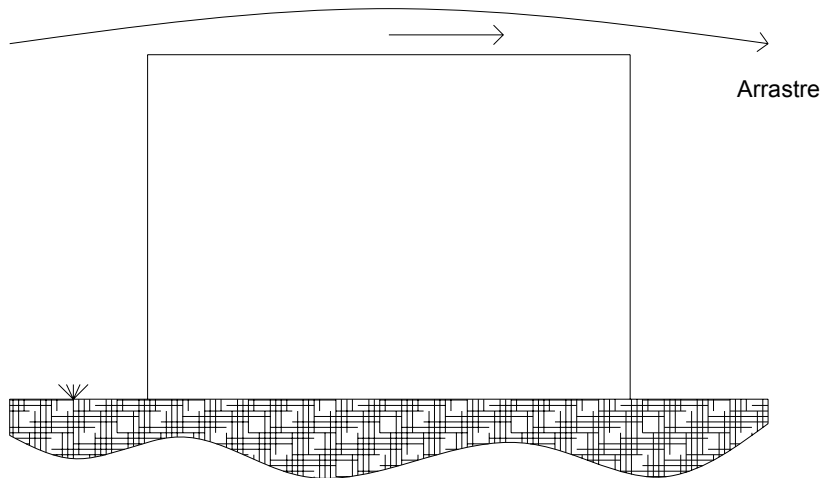
Figura 17. Presión directa



Fuente: James Ambrose, Diseño simplificado de edificios, Pág. 18

b) Arrastre aerodinámico: como el viento no se detiene después de golpear el objeto, sino que fluye alrededor de él como un líquido, hay un efecto de arrastre sobre las superficies que son paralelas a la dirección del viento. Estas superficies también pueden estar sometidas a presiones hacia adentro y hacia afuera, sin embargo, el efecto de arrastre es el que se suma a la fuerza general sobre el objeto en la dirección de la trayectoria del viento.

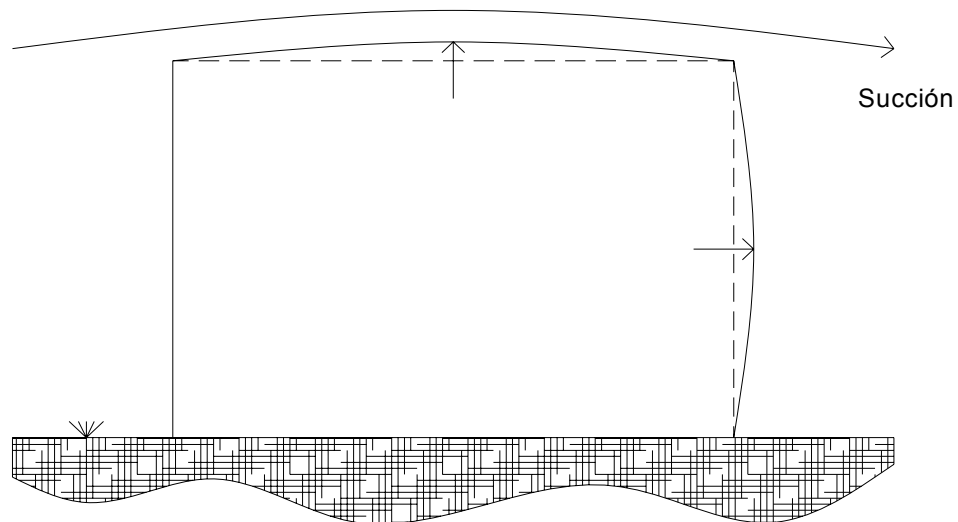
Figura 18. Arrastre aerodinámico



Fuente: James Ambrose, Diseño simplificado de edificios, Pág. 18

c) Presión negativa: en el lado de sotavento del objeto hay, por lo general, un efecto de succión, que consiste en presión hacia fuera sobre la superficie del objeto. Por comparación con la dirección de la presión en el lado de barlovento, ésta se llama presión negativa.

Figura 19. Presión negativa



Fuente: James Ambrose, Diseño simplificado de edificios, Pág. 18

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 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 metros 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 debe

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 hasta 90 metros de altura; para las partes que sobrepasen ese límite deberán aumentarse 12 Kg/m^2 por cada 30 metros de incremento de altura.

2.2.2 Sismo

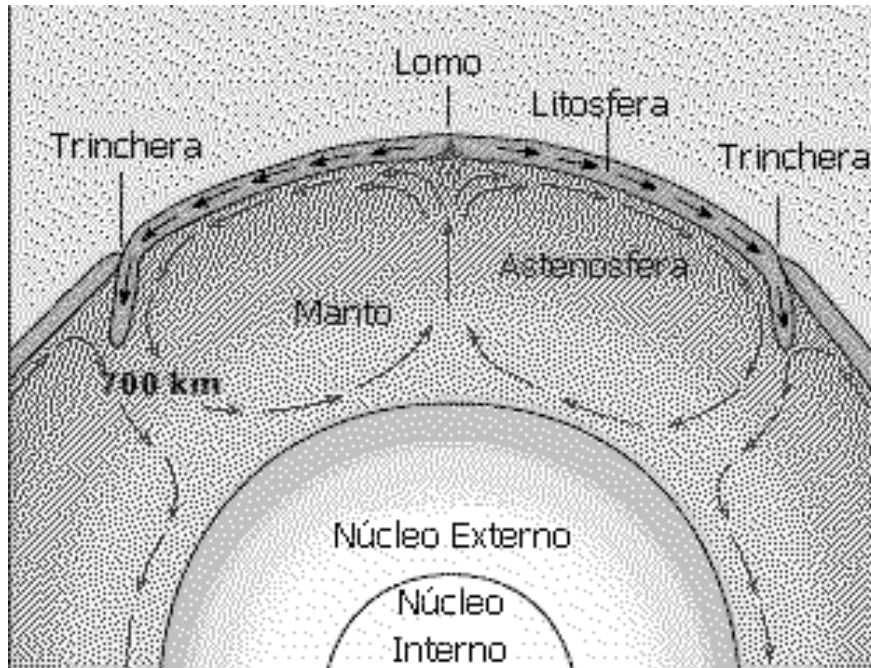
Los sismos son, básicamente, vibraciones de la corteza terrestre provocadas por fallas subterráneas del suelo. Ocurren varias veces al día en diversas partes del planeta, aunque cada año sólo unos cuantos son de magnitud suficiente para producir daños significativos en los edificios. Los sismos fuertes ocurren, con mayor frecuencia, en regiones particulares de la superficie terrestre que se conocen como zonas de probabilidad alta.

Entre los fenómenos de origen sísmico están los temblores de tierra, los movimientos en las fallas, dispersiones laterales, licuefacción y los maremotos. Estos fenómenos se caracterizan por un rápido inicio, impacto geográfico limitado, falta de predecibilidad y gran poder destructivo.

La teoría más confiable de las causas de los sismos es la de las placas tectónicas, la cual señala que la tierra esta cubierta por varias placas duras que interactúan unas con otras.

Las placas tectónicas duras (litosferas), se asientan en una relativamente suave (astenosfera), y se mueve como cuerpos rígidos como se puede observar en la figura 20.

Figura 20. Modelo de placas tectónicas

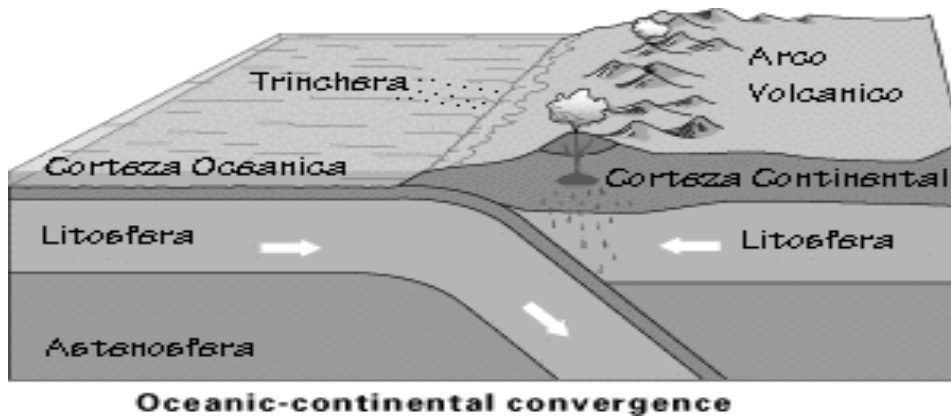


Fuente: Seminario realizado por un grupo de estudiantes de ingeniería civil, Daños por sismo en estructuras, Pág. 12

En los límites de las placas existen las Cordilleras Mezoceánica, donde aflora el magma hacia la superficie terrestre, que al enfriarse incrementa la placa, expandiéndose horizontalmente. Las placas tectónicas se cruzan en las fallas de transformación, donde se provoca el deslizamiento entre ellas o se absorben de regreso al manto interno. A menudo los sismos se generan en las zonas de transformación, provocados por el deslizamiento de una placa contra otra o por el deslizamiento por subducción.

Otro límite de las placas son los denominados arcos volcánicos, que son una cadena de islas formando un arco cercano a la unión de dos placas. Un arco volcánico presenta un alto potencial de sismicidad e incluye uno o varios volcanes a lo largo de su eje como se puede ver en la figura 21.

Figura 21. Focos en zona de subducción



Fuente: Seminario realizado por un grupo de estudiantes de ingeniería civil, Daños por sismo en estructuras, Pág. 17

Una de los aspectos importantes es conocer el punto de origen de un sismo, ya que es donde inicia la ruptura y donde se originan las ondas sísmicas, es el hipocentro; se le conoce también como foco o centro.

El epicentro es el punto sobre la superficie de la tierra proyectada verticalmente desde el hipocentro.

La acción sísmica se propaga desde el foco a través de una región del cuerpo terrestre circunvecino llamada región focal. Mientras mayor es el sismo, más grande es la región focal.

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.

Para dimensionar los sismos se utilizan los conceptos de intensidad y magnitud.

La intensidad de un sismo indica la violencia del movimiento terrestre; la escala de intensidad se basa en los efectos observados en personas u objetos inanimados. La intensidad de un sismo varía según el tipo de terreno, distancia al epicentro y el tipo de construcción en el área.

La magnitud de un sismo se refiere a la energía total liberada en la fuente de la perturbación sísmica. Para cada sismo solo hay una magnitud.

Actualmente las escalas más empleadas son la de Mercalli modificada (MM), que se basa en la intensidad de los sismos; y la de Richter que se basa en la magnitud del sismo.

La escala de Mercalli modificado se denomina así, por haber sido originalmente planteada por Mercalli y después modificada por Harry O. Wood y Frank Newman. Los grados de intensidad se representan por lo números romanos de I a XII, como se puede observar en tabla III.

Tabla III. Grados de intensidad (MM)

GRADO	DESCRIPCIÓN
I	Sismo detectado solo por instrumentos o por muy pocas personas en condiciones favorables.
II	Sismo sentido por muy pocas personas en reposo, especialmente en los pisos altos de los edificios
III	Sismo sentido claramente dentro de un edificio, especialmente en los pisos altos; muchas personas no lo asocian con un temblor. Los vehículos de motor estacionados pueden moverse ligeramente. Vibración como la originada por el paso de un vehículo pesado. Duración estimable
IV	Sismo sentido durante el día por muchas personas en los interiores y por pocas personas en exteriores. Por la noche algunas despiertan. Vibración e las vajillas, vidrios de ventanas y puertas; los muros crujen. Sensación como de un vehículo pesado chocando contra un edificio, los vehículos de motor estacionados se balancean claramente.
V	Sismo sentido casi por todos; muchos despiertan. Algunas piezas de vajillas, vidrios de ventanas, etc. se rompen. Pocos casos de agrietamiento de recubrimiento, objetos inestables caen. Se observan perturbaciones en los árboles, postes y otros objetos altos. Detención de relojes de péndulo.
VI	Sismo sentido por todos; muchas personas atemorizadas huyen hacia afuera. Algunos muebles pesados cambian de sitio. Pocos ejemplos de caída de recubrimiento o daño en chimeneas. Daños ligeros.
VII	Sismo advertido por todos. La gente huye hacia el exterior. Daño moderado sin importancia en estructuras de buen diseño y construcción. Daños ligeros en estructuras ordinarias bien construidas, daños considerables en las débiles y mal planeado; ruptura de algunas chimeneas. Apreciado por las personas conduciendo vehículos en movimiento.

Continúa

GRADO	DESCRIPCIÓN
VIII	Daños ligeros en estructuras de diseño especialmente bueno; daños considerables en edificios ordinarios con derrumbe parcial; daños en estructuras débilmente construidas. Los muros se salen de sus marcos. Caída de chimeneas, de productos apilados en los almacenes, de columnas, de monumentos y de muros. Los muebles pesados se vuelcan. Arena y lodo proyectados en pequeñas cantidades. Cambio en el nivel del agua de los pozos. Perdida de control en las personas que guían vehículos de motor.
IX	Daño considerable en estructuras de buen diseño; los marcos de las estructuras bien planeadas se desploman; grandes daños en los edificios sólidos, con derrumbe parcial. Los edificios salen de sus cimientos. El terreno se agrieta notablemente. Las tuberías subterráneas se rompen. Pánico general.
X	Destrucción de algunas estructuras de madera bien construidas; la mayor de las estructuras de mampostería y marcos se destruyen con todo y cimientos; agrietamiento considerable del terreno. Las vías del ferrocarril se tuercen. Considerables deslizamientos en las márgenes de los ríos y pendientes fuertes. Invasión del agua de los ríos sobre sus márgenes.
XI	Casi ninguna estructura de mampostería queda de pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el terreno suaves. Gran torsión de vías férreas.
XII	Destrucción total, ondas visibles sobre el terreno. Perturbaciones de las cotas de nivel. Objetos lanzados al aire hacia arriba. Catástrofe.

Fuente: Seminario realizado por un grupo de estudiantes de ingeniería civil, Daños por sismo en estructuras, Pág. 20 - 21

La escala de Richter indica la magnitud del sismo; es instrumental, basada en amplitudes máximas medidas; es una escala abierta, lo que significa que no tiene límites en sus medidas.

Los grados de magnitud se asignan dependiendo de la cantidad de energía liberada medida en millones de ergios, como se muestra la tabla IV.

Tabla IV. Grados de magnitud (Richter)

MAGNITUD	Energía liberada (millones de ergios)
1	2.0×10^8
2	6.0×10^9
3	2.0×10^{11}
4	6.0×10^{12}
5	2.0×10^{14}
6	6.0×10^{15}
7	2.0×10^{17}
8	6.0×10^{18}
9	2.0×10^{20}

Fuente: Seminario realizado por un grupo de estudiantes de ingeniería civil, Daños por sismo en estructuras, Pág. 20 - 21

La practica 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.

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 base. La fuerza puede ser asumida como procedente de cualquier dirección horizontal. Actualmente existen códigos sísmicos entre ellos tenemos:

- a) Método de SEAOC *Structural Engineers Association of California*: la fórmula que utiliza para calcular el corte de basal es:

$$V = ZIKCSW \quad (1.1)$$

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 y porciones aplicables a otras cargas

V = Fuerza lateral total o corte en la base

b) Método de *STANFORD*: la fórmula que utiliza para calcular el corte de basal es:

$$V = ADBQW \quad (1.2)$$

donde

A = valor de la aceleración en cada zona

D = factor de amplificación dinámico

B = factor de comportamiento estructural

Q = factor de cualidad de la estructura

W = peso propio de la estructura y porciones aplicables a otras cargas

V = Fuerza lateral total o corte en la base

c) Método UBC *Uniform Building Code*: aquí enfocaremos nuestra mayor atención dado que con este código haremos nuestro análisis en el ejemplo del capítulo 7. La fórmula que utiliza para calcular el corte de basal es:

$$V = \frac{ZICW}{R_w} \quad (1.3)$$

donde

Z = es un factor de ajuste por probabilidad de riesgo.

I = es un factor de importancia; una auténtica confirmación de que en el caso de un desastre mayor, la destrucción de algunos edificios es de mayor relevancia que la de otros. Con este criterio, tres de esos edificios son aquellos que alojan instalaciones esenciales de urgencia (estaciones de policía y bomberos, hospitales, etc.), materiales potencialmente peligrosos (tóxicos, explosivos, etc.) o, simplemente, mucha gente en un lugar.

C = es un factor general que explica el carácter específico fundamental de la respuesta dinámica del edificio, en relación con la naturaleza dinámica general de los eventos sísmicos más importantes registrados.

R_w = este factor generalmente representa las consideraciones relativas a los materiales del edificio, tipo de construcción y tipo de sistema de arriostramiento lateral.

W = es el peso del edificio. Éste es, básicamente, la carga muerta de la construcción del edificio, pero puede incluir también algunas consideraciones con respecto al peso del contenido del edificio: principalmente, equipo pesado, mobiliario, materiales almacenados, etc.

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 UBC *Uniform Building Code*, para el corte en la base.

El cortante total de diseño en la base en una dirección dada, se determinará mediante la fórmula (1.3)

El valor de Z , como se dijo anteriormente, depende de la zona sísmica en donde se localice la estructura como se muestra en la tabla V.

Tabla V. Factor Z de zona sísmica

ZONA	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Fuente: James Ambrose, Diseño simplificado de edificios, Pág. 284

El valor que se le asigne al factor de importancia debe ser mayor que 1 y menor que 1.25, como se dijo, el valor de este coeficiente depende de la importancia del edificio y de sus características, en la tabla VI se dan estos valores.

Tabla VI. Factor de importancia de la estructura

Categoría de ocupación	Factor de importancia I
I. Instalaciones esenciales	1.25
II. Instalaciones peligrosas	1.25
III. Estructuras de ocupación especial	1.0
IV. Estructuras de ocupación estándar	1.0

Fuente: James Ambrose, Diseño simplificado de edificios, Pág. 286

Las instalaciones esenciales son: Hospitales y otras instalaciones médicas con áreas de tratamiento de urgencia y cirugía. Estaciones de policía y bomberos. Tanques u otras estructuras que contienen, alojan o soportan agua u otros materiales supresores de incendios o equipo requerido para la protección de instalaciones esenciales o peligrosas, o estructuras de ocupación especial. Albergues y cocheras para vehículos de urgencia. Estructuras y equipos en centros de alerta en casos de urgencias. Equipo auxiliar de generación de energía para instalaciones esenciales. Estructuras y equipo en centros de comunicación gubernamental y otras instalaciones requeridas para respuesta a urgencias.

Las instalaciones peligrosas son aquellas: Estructuras que alojan, soportan o contienen cantidades suficientes de sustancias tóxicas o explosivas que serían peligrosas para el público en general en caso de fugas.

Estructuras de ocupación especial: Estructuras cubiertas, cuya ocupación principal es la reunión de público (capacidad > 300 personas). Edificios para escuelas secundarias o centros de atención diurna (capacidad > 250 estudiantes). Edificios para universidades o escuelas de educación para adultos (capacidad > 500 estudiantes). Instalaciones médicas con 50 o más pacientes incapacitados, no incluidas anteriormente. Cárceles y centros de detención. Todas las estructuras con ocupación > 5000 personas. Estructuras y equipo en plantas eléctricas y otras instalaciones de servicios públicos no incluidas anteriormente y requeridas para operación continua.

Estructuras de ocupación estándar son: Todas las estructuras con ocupaciones o funciones no consideradas anteriormente.

Muchos de los aspectos de la respuesta de un edificio a un sismo se pueden predecir con base en el carácter general del edificio, en función de forma, materiales y construcción general. Éste se explica mediante el uso de un factor K , con datos adecuados para proporcionar la diferenciación de seis formas básicas diferentes de construcción. Un cambio importante en el UBC de 1988 es el uso del factor R_w que reemplaza, en general, al factor K y proporciona lo necesario para 14 categorías de la construcción del sistema resistente a cargas laterales. En la tabla VII se dan algunos valores del factor R_w para edificios y otras estructuras.

Tabla VII. Sistemas estructurales

Sistema estructural básico	Sistema resistente a carga lateral	Rw	H
A. Sistemas de muros de carga	1. Muros de estructura ligera con paneles de cortante		
	a. Muros de madera contrachapada para estructuras de tres niveles o menos	8	65
	b. Todos los demás muros de estructura ligera	6	65
	2. Muros de cortante		
	a. Concreto	6	160
	b. Mampostería	6	160
	3. Muros de carga de estructura ligera de acero con arriostamiento para tensión únicamente	4	65
	4. Marcos arriostrados donde el arriostamiento soporta cargas de gravedad		
	a. Acero	6	160
	b. Concreto	4	-
	c. Madera pesada	4	65
B. Sistema de marcos de edificación	1. Marco con arriostamiento excéntricos de acero	10	240
	2. Muro de estructura ligera con paneles de cortante		
	a. Muros de madera contrachapada para estructuras de tres niveles o menos	9	65
	b. Todos los demás muros de estructura ligera	7	65
	3. Muros de cortante		
	a. Concreto	8	240
	b. Mampostería	8	160
	4. Marco con arriostamiento concéntricos		
	a. Acero	8	160
	b. Concreto	8	-
	c. Madera pesada	8	65

Continúa

Sistema estructural básico	Sistema resistente a carga lateral	Rw	H
C. Sistemas de marcos resistentes a momento	1. Marcos espaciales especiales resistentes a momento		
	a. Acero	12	NL
	b. Concreto	12	NL
	2. Marco espaciales especiales intermedios resistentes a momento, de concreto	7	-
	3. Marco espaciales comunes resistentes a momento con arriostamiento para tensión únicamente		
	a. Acero	6	160
	b. Concreto	5	-
D. Sistema doble	1. Muros de corte		
	a. De concreto con marco espaciales especiales resistentes a momento	12	NL
	b. De concreto con marco espacial intermedio resistentes a momento	9	160
	c. De mampostería con marcos espaciales especiales resistentes a momento	8	160
	d. De mampostería con marco espacial intermedio resistentes a momento, de concreto	7	-
	2. Marco con arriostamiento excéntrico de acero con marcos espaciales especiales resistentes a momento, de acero	12	NL
	3. Marcos con arriostamiento concéntricos		
	a. De acero con marco espaciales especiales resistentes a momento, de acero	10	NL
	b. De concreto con marco espacial especiales resistentes a momento, de concreto	9	-
	e. De concreto con marco espacial intermedio resistentes a momento, de concreto	6	-

Fuente: James Ambrose, *Diseño simplificado de edificios*, Pág. 289

NL = Sin límite.

H = Límite de altura (pies), aplicable a las zonas sísmicas 3 y 4.

El valor de C no debe exceder 2.75 y se utiliza para diseñar toda estructura, sin importar el tipo de suelo o el período de la estructura.

Con excepción de las disposiciones donde las fuerzas prescritas por el reglamento se multiplican por $3(R_w/8)$, el valor mínimo de la relación C/R_w será 0.075. Para calcular C se usa la fórmula:

$$C = \frac{1.25 S}{T^{2/3}} \quad (1.4)$$

donde

T = Periodo fundamental de vibración, en segundos, de la estructura en la dirección considera.

S = Coeficiente de sitio, para las características de suelo dadas en la tabla VIII.

El valor T de determinará con el método A: para todos los edificios, se aproxima con la fórmula siguiente:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (1.5)$$

donde

$C_t = 0.035$ para marcos de acero resistentes a momento.

$C_t = 0.030$ para marcos de concreto reforzado resistentes a momento y marcos arriostrados excéntricos.

$C_t = 0.20$ para todos los demás edificios.

h_n = Altura, en pies, sobre la base hasta el nivel más alto en la porción principal de la estructura.

En cambio, el valor de C_t en estructuras con muros de cortante de concreto o mampostería puede considerarse como $0.1\sqrt{A_c}$. El valor de A_c se determinará con la siguiente fórmula:

$$A_c = \sum A_e \left[0.2 + \left(\frac{D_e}{h_n} \right)^2 \right] \quad (1.6)$$

donde

A_c = El área efectiva combinada, en pies cuadrados, de los muros de cortante en el primer nivel de la estructura.

A_e = El área mínima de la sección transversal sometida a cortante, en cualquier plano horizontal en el primer nivel, en pies cuadrados, de un muro de cortante.

D_e = La longitud, en pies de un muro de cortante en el primer nivel, en la dirección paralela a las fuerzas.

h_n = Altura, en pies, sobre la base hasta el nivel más alto en la porción principal de la estructura.

El valor de D_e/h_n utilizado en la fórmula (1.6) no excederá 0.9.

El factor de sitio se establecerá a partir de datos geotécnicos adecuadamente comprobados. En sitios donde las propiedades del suelo no se conocen con suficiente detalle para determinar el tipo de perfil del suelo, se utilizará el perfil S_3 . No se supondrá el perfil de suelo S_4 , a menos que la dependencia reguladora de construcción determine que el perfil de suelo S_4 esta presenta en el sitio, o en el caso en que se establezca el perfil de suelo S_4 mediante datos geotécnicos. En la tabla VIII se dan los valores del factor de sitio.

Tabla VIII. Coeficientes de sitio

Tipo	Descripción	Factor S
S ₁	Un perfil de suelo con alguna de las siguientes características: a) Un material parecido a la roca caracterizado por una velocidad de onda de cortante mayor a 2500 pies por segundo o mediante otro método adecuado de clasificación, o bien. b) Una condición de suelo rígido o denso, donde la profundidad es menor a 200 pies.	1.0
S ₂	Un perfil de suelo con condiciones de suelo rígido o denso, donde la profundidad excede 200 pies.	1.2
S ₃	Un perfil de suelo de 40 pies de profundidad mayor, que contiene más de 20 pies de arcilla blanda a medianamente rígida, pero no más de 40 pies de arcilla blanda.	1.5
S ₄	Un perfil de suelo que contiene más de 40 pies de arcilla blanda.	2.0

Fuente: James Ambrose, Diseño simplificado de edificios, Pág. 285

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:

$$W = \sum CM + 0.25 \sum CV \quad (1.7)$$

Expresado de otra manera:

$$W = \sum W_i \quad (1.8)$$

Por lo que:

$$W = (W_{\text{losa}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{columnas}}) + 0.25 * CV * A \quad (1.9)$$

donde

W_i = peso propio de cada nivel

CM = carga muerta de la estructura

CV = carga viva del nivel

A = área de la planta en cada nivel

2.2.3 Hidrostática 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 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 semi-empíricos.

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:

$$P = \gamma * h \quad (1.10)$$

donde

P = presión

γ = peso volumétrico del líquido

h = profundidad

La presión 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:

$$P_o = K_o * \gamma * H \quad (1.11)$$

donde

P_o = empuje de tierra en reposo (kg/m)

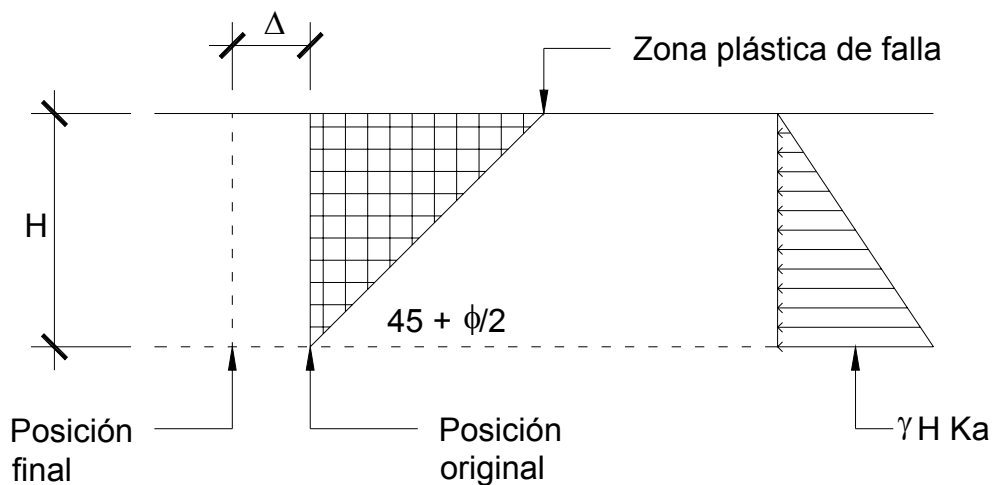
K_o = coeficiente del empuje de tierras en reposo

γ = peso unitario del suelo (kg/m^3)

H = profundidad del punto analizado (m)

Si el muro que se describe anteriormente se desplaza, como se muestra en la figura 22, se tendría el caso del empuje activo.

Figura 22. Empuje de tierra activo



Fuente: Paola Paredes, Guía teórica y practica del curso de diseño estructural, Pág. 22

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:

$$P_a = K_a \gamma H \quad (1.12)$$

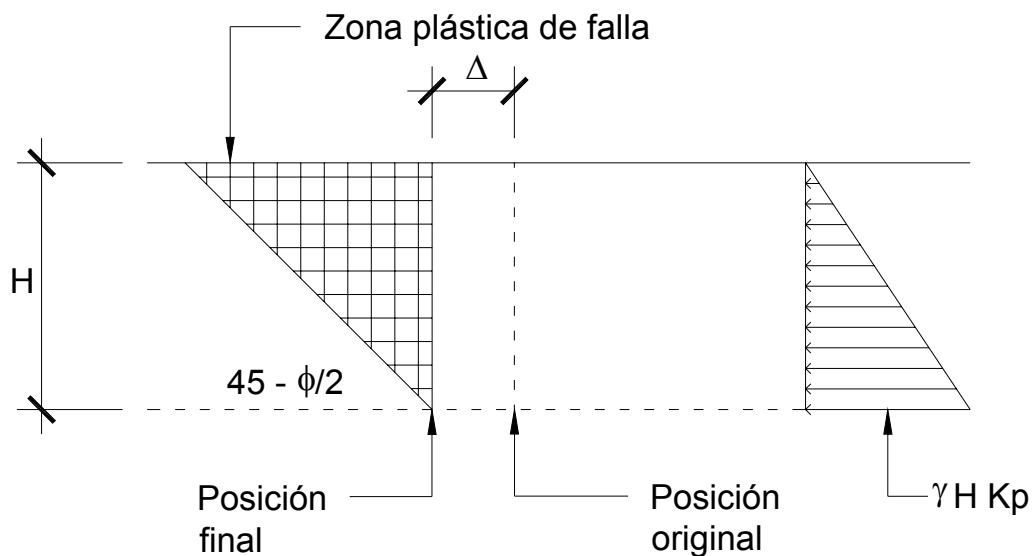
donde

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 23, se tiene el caso pasivo de empuje de tierra.

Figura 23. Empuje de tierra pasivo



Fuente: Paola Paredes, Guía teórica y practica del curso de diseño estructural, Pág. 22

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 es representa por:

$$P_p = K_p \gamma H \quad (1.13)$$

donde

P_p = empuje pasivo de tierras.

K_p = coeficiente del empuje pasivo de tierras.

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 Rankines
2. Teoría de Coulomb
3. Método de la espiral logarítmica

2.2.4 Cargas por lluvia

La presión atmosférica puede producir cargas significativas especialmente en el diseño de 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 drenajes 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; estos 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.

2.3 Efectos de cambios volumétricos

Los materiales que componen una estructura sufren cambios en sus dimensiones debido a acciones como las variaciones en la temperatura y en la humedad. Estos cambios volumétricos producen movimientos relativos entre diversos puntos de la estructura por lo que se inducen fuerzas internas si la estructura no tiene libertad para moverse. Las sollicitaciones que pueden introducirse por estos efectos son mucho mayores de lo que suele pensarse, pero tienen una peculiaridad que hace que estas acciones difieran radicalmente de las cargas impuestas: su efecto se disipa parcial o totalmente si la estructura

tiene movimientos o reacomodos con el tiempo. Los efectos de temperatura son generales en todas las estructuras aunque unos materiales son más sensibles a ellas que otras. Los efectos de cambios de humedad son particularmente importantes en estructuras de concreto, por los problemas de contracción por fraguado, y en estructuras de madera.

Un cambio de temperatura puede ocasionar que un material cambie sus dimensiones. Si la temperatura aumenta, generalmente un material se dilata, mientras que si la temperatura disminuye, el material se contrae. Ordinariamente esta dilatación o contracción está linealmente relacionada con el incremento o disminución de temperatura que se presenta. Si este es el caso y el material es homogéneo o isótropo, se ha encontrado experimentalmente que la deformación de un miembro de la longitud “L” puede calcularse usando la fórmula;

$$\delta_T = \alpha \cdot \Delta T \cdot L \quad (1.14)$$

donde

α = propiedad del material llamada coeficiente lineal de dilatación térmica. Las unidades miden deformación unitaria por grado de temperatura. Ellas son 1/°F (Fahrenheit) en el sistema inglés y 1/°C (Celsius) o 1/°K (Kelvin) en el sistema SI. El valor de α para diversos materiales que se emplean en las estructuras se muestran en la tabla IX. 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.

Tabla IX Coeficientes de dilatación por temperatura de algunos materiales

Material	Coeficiente de dilatación térmica α (10^{-6})/°C
Aluminio (2014 - T6)	23
Aluminio (6061 - T6)	24
Hierro fundido (Gris ASTM 20)	12
Hierro fundido (Maleable ASTM A-197)	12
Cobre (latón rojo C83400)	18
Cobre (bronce C86100)	17
Acero (estructural A36)	12
Acero (inoxidable 304)	17
Acero (para herramientas L2)	12
Concreto (de baja resistencia)	11
Concreto (de alta resistencia)	11
Mampostería (de barro)	6
Mampostería (de piedra)	8
Madera	4 a 5
Plásticos	70

Fuente: Russell Hibbeler, Mecánica de materiales, Pág. 855

ΔT = cambio algebraico en la temperatura del miembro

L = longitud original del miembro

δ_T = cambio algebraico en la longitud del miembro

3. INTEGRACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES

3.1 Áreas tributarias

El área tributaria es el área de influencia de carga de un elemento estructural y debería incluir toda porción de la construcción en el cual, si se aplica una carga, se afecta la fuerza interna en la sección que se está considerando.

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, seleccionado 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 tributaria.

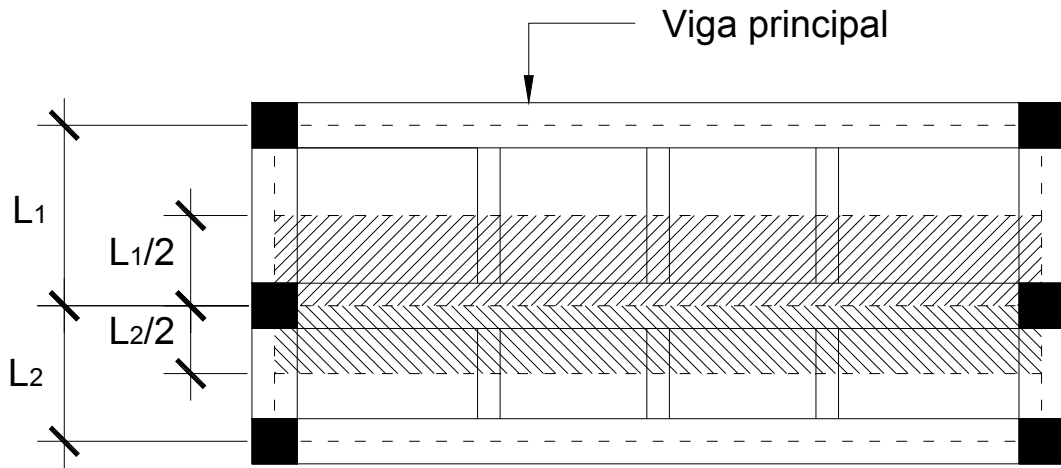
Existen algunas reglas sencillas para determinar el área tributaria y están basadas en la localización de las líneas en que la fuerza cortante sería nula si sólo hubiera transmisión de momentos en una dirección; a continuación se ampliará al respecto.

3.1.1 En un sentido

En elemento 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 24, 25, se muestra un sistema de piso con vigas principales y vigas secundarias.

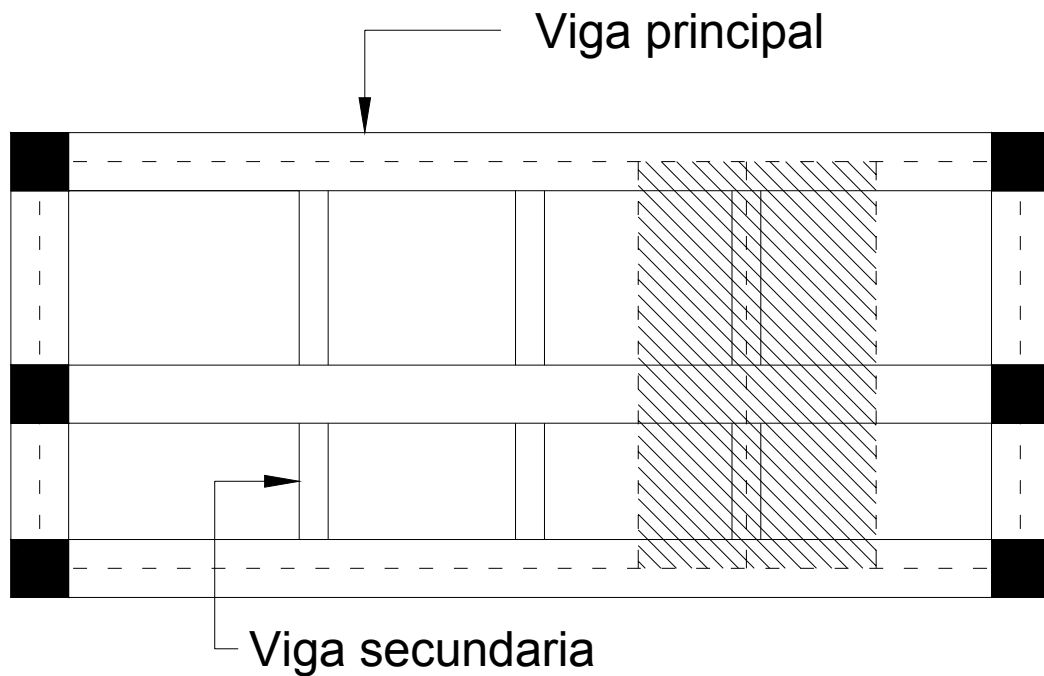
Para las áreas tributarias de las losas, se toma toda el área rectangular de éstas como área tributaria, aunque, generalmente, lo que se usa son franjas unitarias (1 metro de ancho), que vienen a simplificar los cálculos.

Figura 24. Área tributaria en viga principal



Fuente: Paola Paredes. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. Pág. 25

Figura 25. Área tributaria en viga secundaria



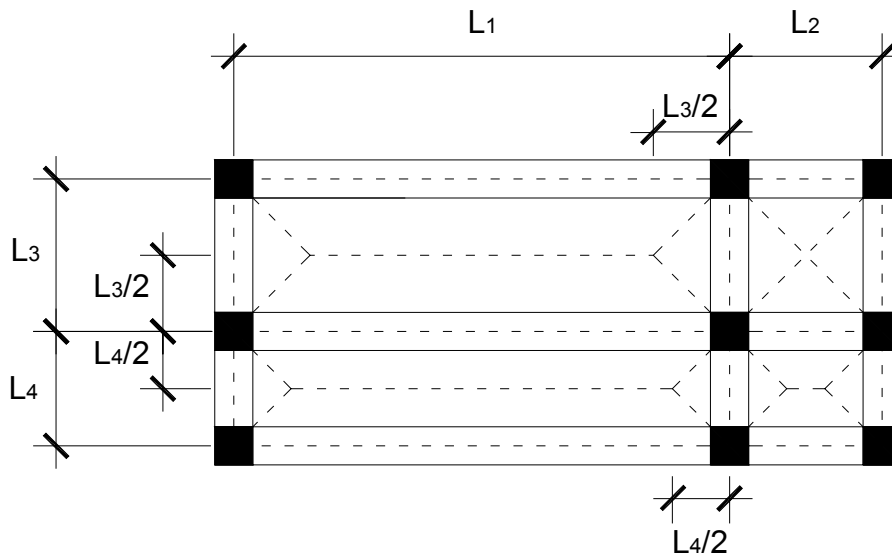
Fuente: Paola Paredes. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. Pág. 25

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 figura 26, se ilustra lo expuesto anteriormente en un sistema de piso con losa en dos direcciones y vigas principales.

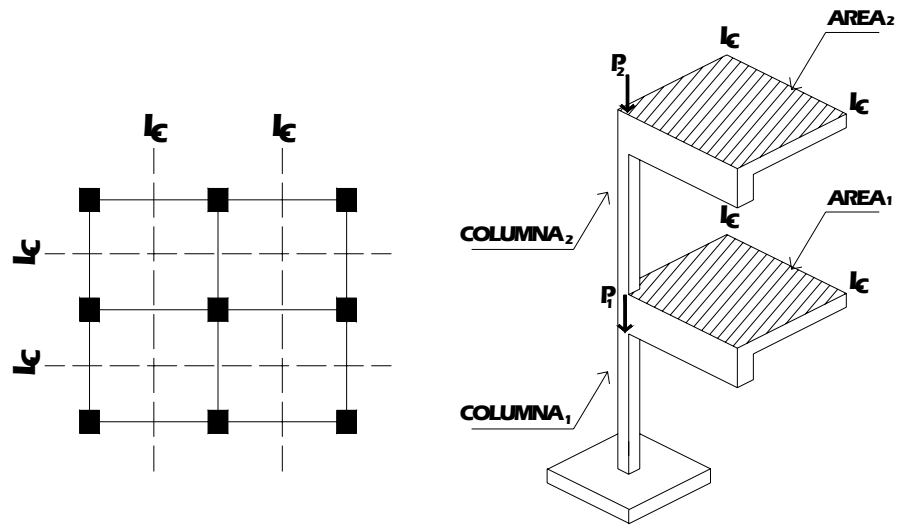
Figura 26. Áreas tributarias en dos sentidos para vigas



Fuente: Paola Paredes, Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural, Pág. 26

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 27 se ilustra el área tributaria de una columna.

Figura 27. Área tributaria de columnas



Fuente: Ángel García. Guía teórica y práctica del curso de concreto Armado 2. Pág. 203

4. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS

4.1 Distribución 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/pie^2 , kg/m^2).

4.2 Distribución de cargas laterales (UBC 94)

Como se mencionó anteriormente, 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 debe incrementarse, proporcionalmente. Es claro que: en torres, tanques de agua y penthouses en las azoteas de edificios, ocupan posiciones precarias durante un sismo.

4.2.1 Fuerza por nivel

La fuerza total se distribuirá sobre toda la altura de la estructura, de conformidad con las fórmulas 2.1, 2.2 y 2.3, a falta de un procedimiento más riguroso.

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.1)$$

La fuerza concentrada F_t , en la parte superior la cual es adicional a F_n , se determinará con la fórmula:

$$F_t = 0.07 * T * V \quad (2.2)$$

Pero F_t no será mayor que $0.25V$ y será 0 cuando $T \leq 0.7$ segundos.

Esta fuerza concentrada en el último nivel F_t se incluye para tomar en cuenta el efecto de “chicoteo” que un sismo produce en una estructura. Por eso si el edificio es bastante rígido su período fundamental T será muy corto y el efecto de chicoteo será despreciable comparado con el de un edificio más flexible cuyo período fundamental será más largo. Lo anterior es la razón por la cual $F_t = 0$ cuando el período es muy corto.

La porción restante del cortante en la base se distribuirá sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n , de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2.3)$$

Donde

F_i = fuerza lateral aplicada al nivel de la estructura al que se hace referencia mediante el subíndice i , “ $i = 1$ ” designa el primer nivel sobre la base.

F_x = fuerza lateral aplicada al nivel que se encuentra bajo consideración de diseño, “ $x = 1$ ” designa el primer nivel sobre la base.

F_t = aquella porción del cortante en la base, V , que se considera concentrado en la parte superior de la estructura, además de F_n .

h_x = altura, en pies, sobre la base hasta el nivel que se encuentra bajo consideración de diseño, “ $x = 1$ ” designa el primer nivel sobre la base.

h_i = altura, en pies, sobre la base hasta el nivel que se encuentra bajo consideración de diseño, de la estructura al que se hace referencia mediante el subíndice i , “ $i = 1$ ” designa el primer nivel sobre la base.

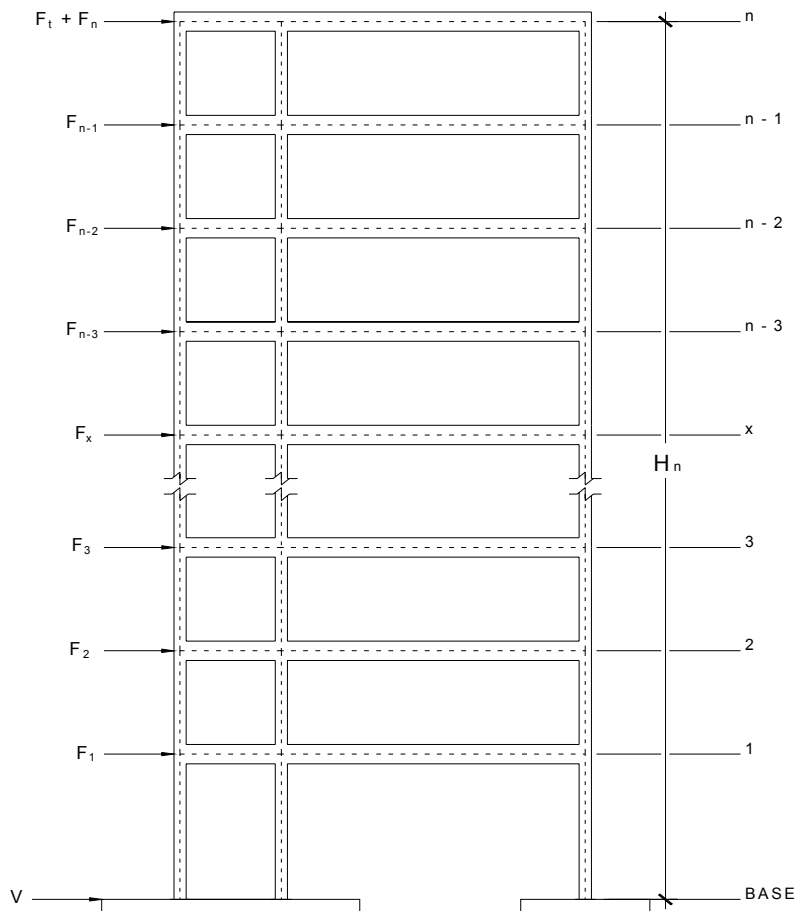
T = periodo fundamental de vibración, en segundos de la estructura en la dirección total.

V = fuerza lateral o cortante total de diseño en la base.

w_x = aquella porción de W que se localiza, o se asigna, al nivel que se encuentra bajo consideración de diseño, “ $x = 1$ ” designa el primer nivel sobre la base.

w_i = aquella porción de W que se localiza, o se asigna, al nivel que se encuentra bajo consideración de diseño, de la estructura al que se hace referencia mediante el subíndice i , “ $i = 1$ ” designa el primer nivel sobre la base.

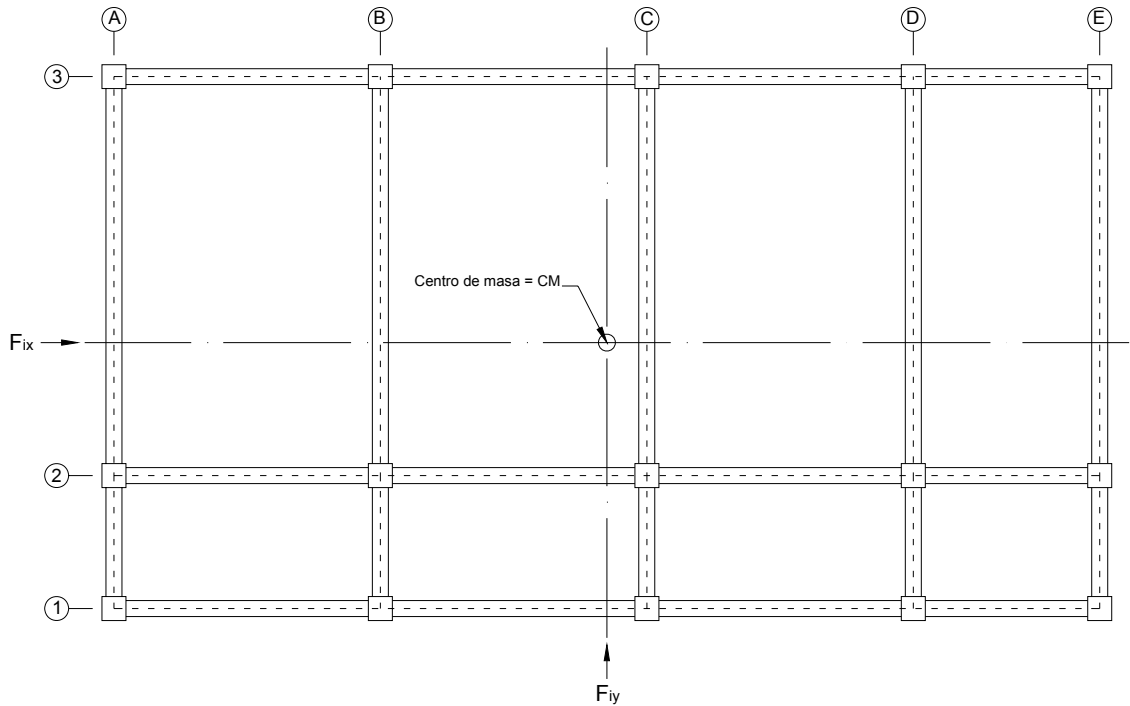
Figura 28. Fuerza por nivel en un edificio



En cada nivel designado como x , la fuerza F_i se aplicará sobre el área del edificio, de acuerdo con la distribución de masa en ese nivel. Es decir que la

fuerza F_i que actúa en cada nivel estará aplicado en el centro de masa del nivel al que pertenece. Como se puede ver en la figura 29.

Figura 29. Fuerza por nivel actuando en el centro de masa



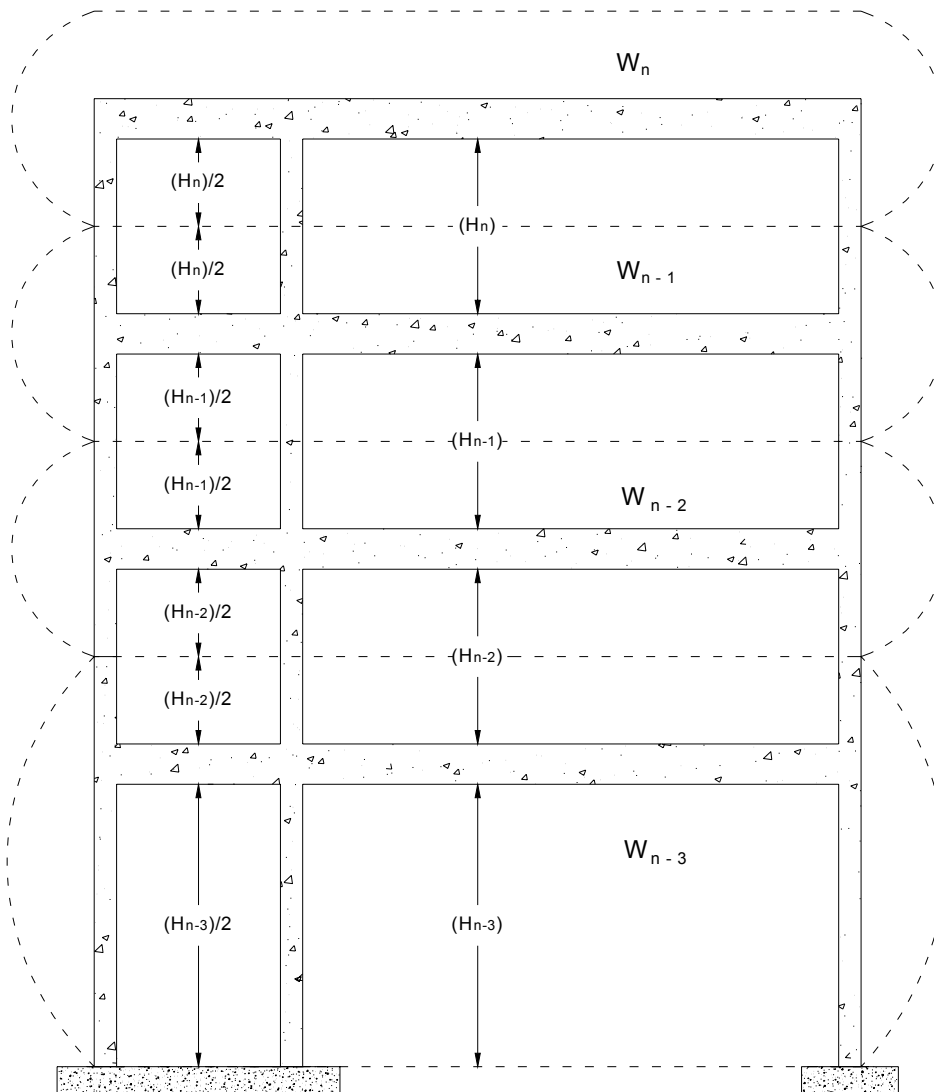
A continuación, se dan algunas guías para determinar correctamente los pesos y las alturas de cada nivel, que se usarán en la fórmula (2.3).

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 un nivel 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.

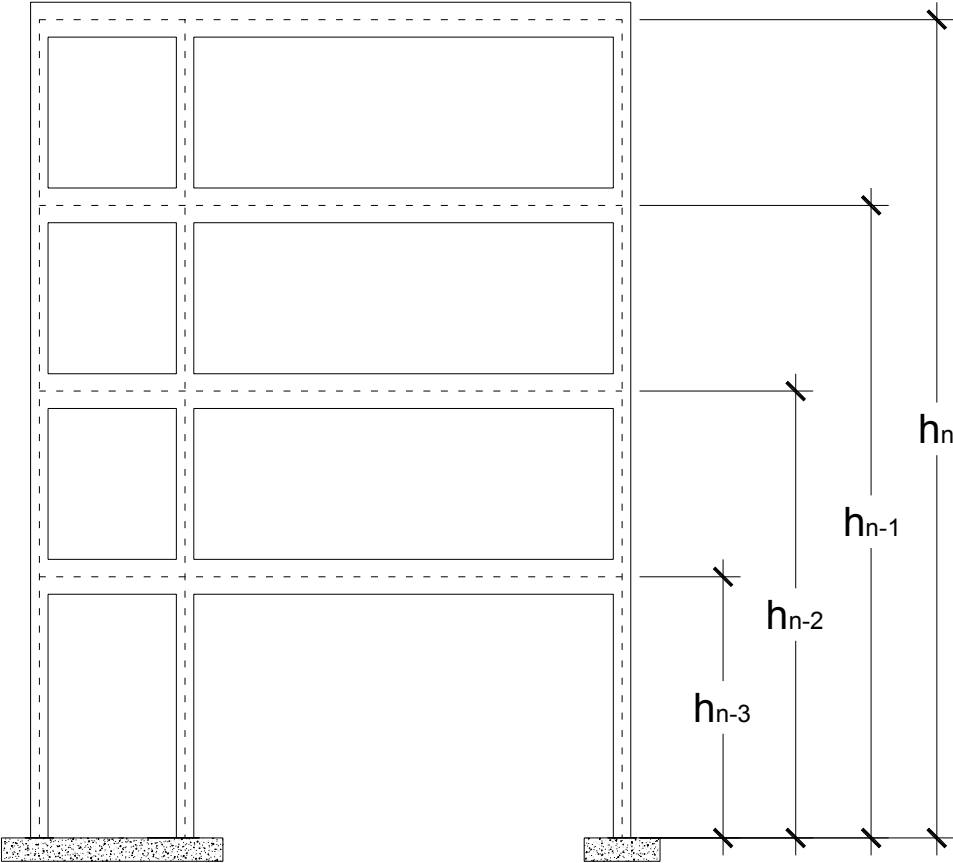
2. El peso de las columnas intermedias se debe tomar de la mitad de la columna del nivel inferior a la mitad de la columna del nivel superior. Como se puede observar en la figura 30.

Figura 30. Pesos por nivel en un edificio



Se debe tener cuidado al seleccionar las alturas a usar en la fórmula (2.3), las alturas se toman a centroide o a ejes de vigas, no a rostros. En la figura 31, se ilustra.

Figura 31. Alturas por nivel en un edificio

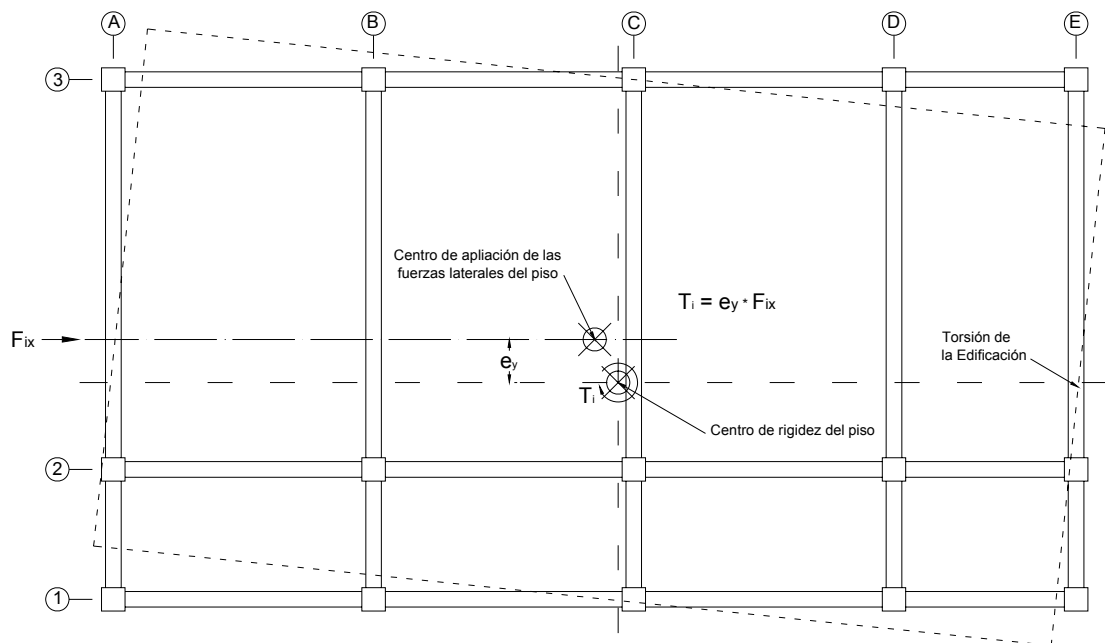


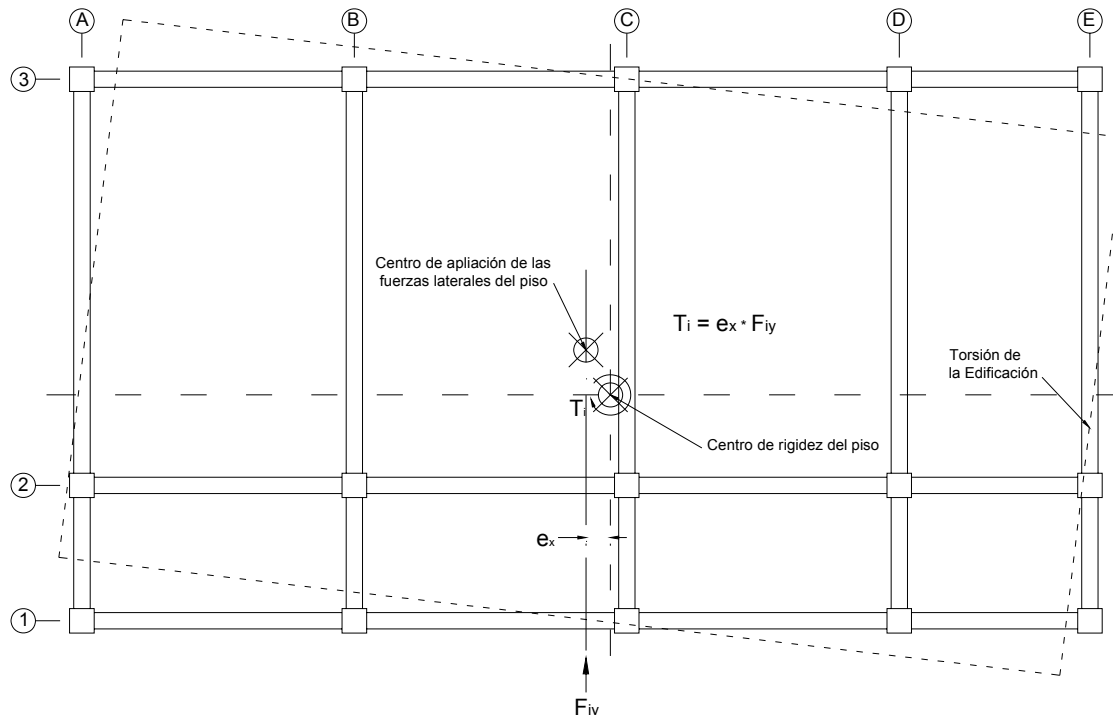
5. TORSIÓN EN EDIFICIOS

Las respuestas por torsión en las estructuras provienen de dos fuentes: la excentricidad en la distribución de las masas y rigideces, ocasionando una respuesta torsional acoplada con la traslacional y torsión accidental, debida a la incertidumbre en las masas y rigideces.

En cada piso y para cada dirección, la torsión no mayorada, T_i , se debe determinar como el producto de la fuerza lateral, F_i , por una excentricidad igual a la distancia transversal entre la línea de acción de la fuerza lateral y el centro de rigidez lateral del piso figura 32.

Figura 32. Torsión en el piso





5.1 Rigideces

Los cortantes de entrepiso que se originan de la respuesta torsional y traslacional, se distribuyen sobre la altura del edificio, proporcionalmente, a las rigideces de los diversos elementos del edificio.

La rigidez calculada de la estructura debería tomar en cuenta la rigidez de los pisos y la estructura de los pisos, actuando como un elemento distribuidor. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por traslación y los debidos a rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez del nivel, con las rigideces determinadas por las fuerzas correspondientes aun desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión en proporción a esas rigideces.

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 existen apoyos en voladizo y doblemente empotrado.

1. Voladizo: se refiere a edificios de un nivel o a los últimos niveles de edificios multiniveles como se puede observar en la figura 33. Para muros o columnas en voladizo, la fórmula 3.1 de rigidez K es:

$$K = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{3 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}} \quad (3.1)$$

donde

F = Fuerza lateral asumida.

H = altura del muro o columna analizada.

E_c = módulo de elasticidad del concreto. Donde $E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$ f'_c esta en Kg/cm^2 .

I = inercia del elemento. Donde b es la base del elemento y h la altura del elemento.

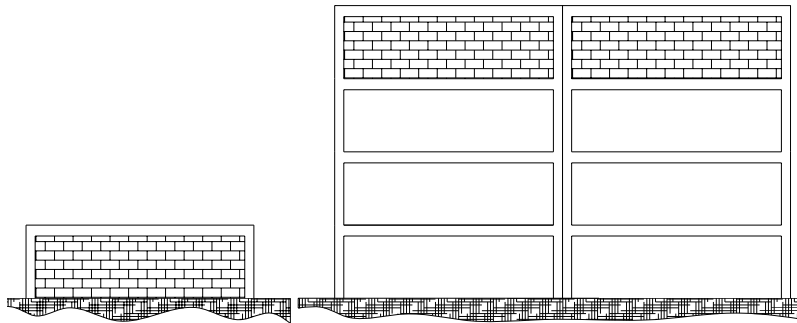
$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

A = sección transversal del muro o columna analizado.

G = módulo de rigidez, donde $G = 0.4 \cdot E_c$.

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.

Figura 33. Muros o columnas en voladizo



2. Doblemente empotrados: se refiere a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles. Para muros o columnas doblemente empotrados como se puede observar en la figura 34. Para muros o columnas doblemente empotrados, la fórmula 3.2 de rigidez K es:

$$K = \frac{1}{\frac{F * H^3}{12 * E_c * I} + \frac{1.2 * F * H}{A * G}} \quad (3.2)$$

donde

F = Fuerza lateral asumida.

H = altura del muro o columna analizada.

E_c = módulo de elasticidad del concreto. Donde $E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$, f'_c esta en Kg/cm^2 .

I = inercia del elemento. Donde b es la base del elemento y h la altura del elemento.

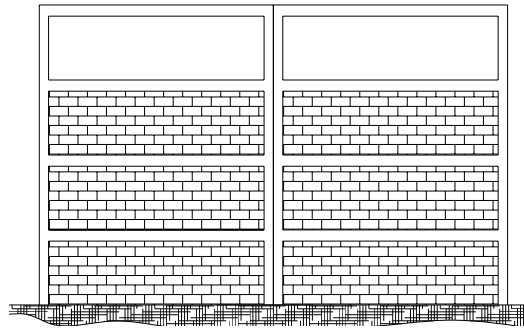
$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

A = sección transversal del muro o columna analizado.

G = módulo de rigidez. Donde $G = 0.4 * E_c$.

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.

Figura 34. Muros o columnas doblemente empotradas



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

1. Para marcos en paralelo:

$$K_m = \sum K_c \quad (3.3)$$

donde

K_m = rigidez de marco.

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

2. Para marcos en serie:

$$K_m = \frac{1}{\sum K_c} \quad (3.4)$$

5.2 Determinación 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 d_x y d_y con la fórmula apoyados en la tabla X.

$$d_{x,y} = \frac{\sum(K \times d)}{\sum K} \quad (3.5)$$

donde

$d_{x,y}$ = coordenada en x y en y . La misma fórmula para ambos sentidos.

$\sum(K \times d)$ = 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 .

Tabla X. Centro de rigidez

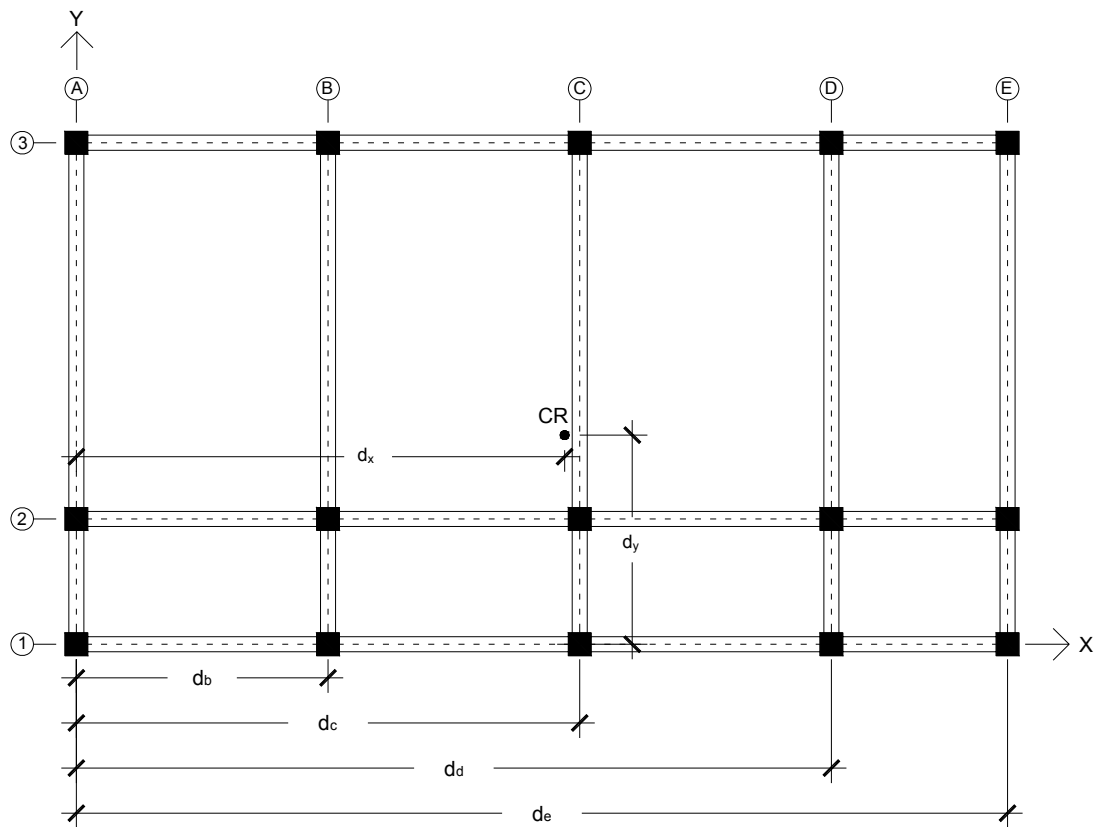
MARCO	K_m	d_m	$K_m \times d_m$
a	K_a	d_a	$K_a \times d_a$
b	K_b	d_b	$K_b \times d_b$
c	K_c	d_c	$K_c \times d_c$
	$\sum K_m$		$\sum(K_m \times d_m)$

Fuente: Paola Paredes. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. Pág. 37

En la tabla X la distancia del eje coordinado 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 35. Centro de rigidez



5.3 Determinación del centro de masa

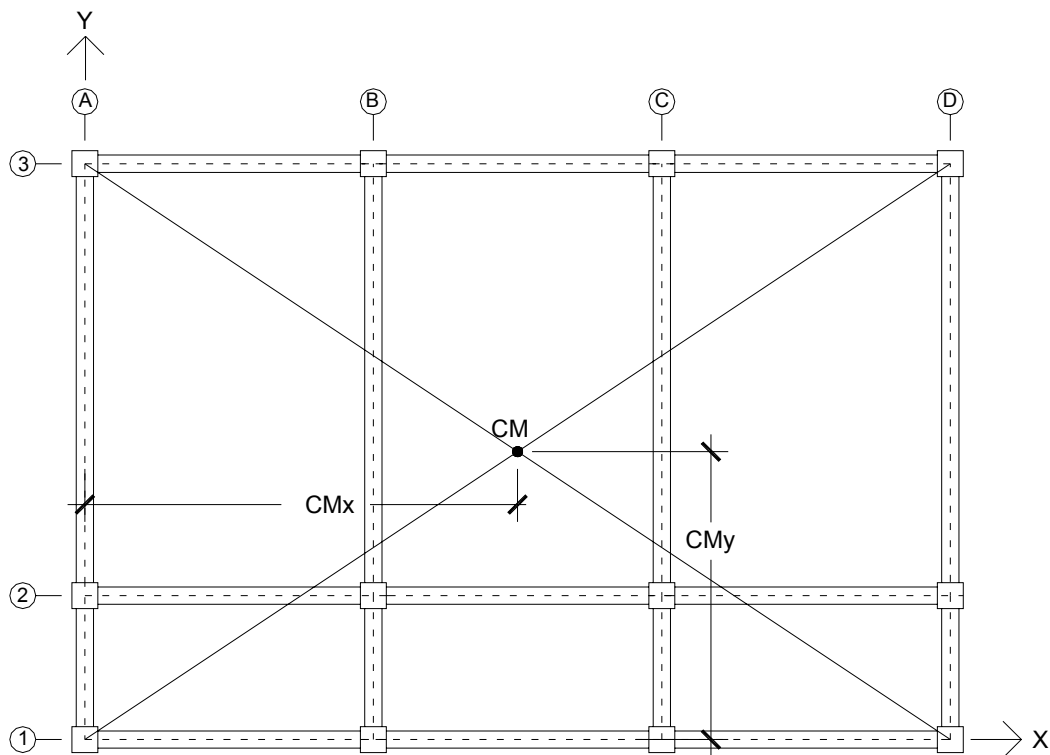
La posición del centro de masa CM, se obtiene por medio de la intersección de sus diagonales, y, es también el centro de gravedad del edificio.

Por lo tanto, se puede decir que el centro de masa se obtiene 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.

$$CM_x = \frac{\text{Largo}}{2} \quad (3.6)$$

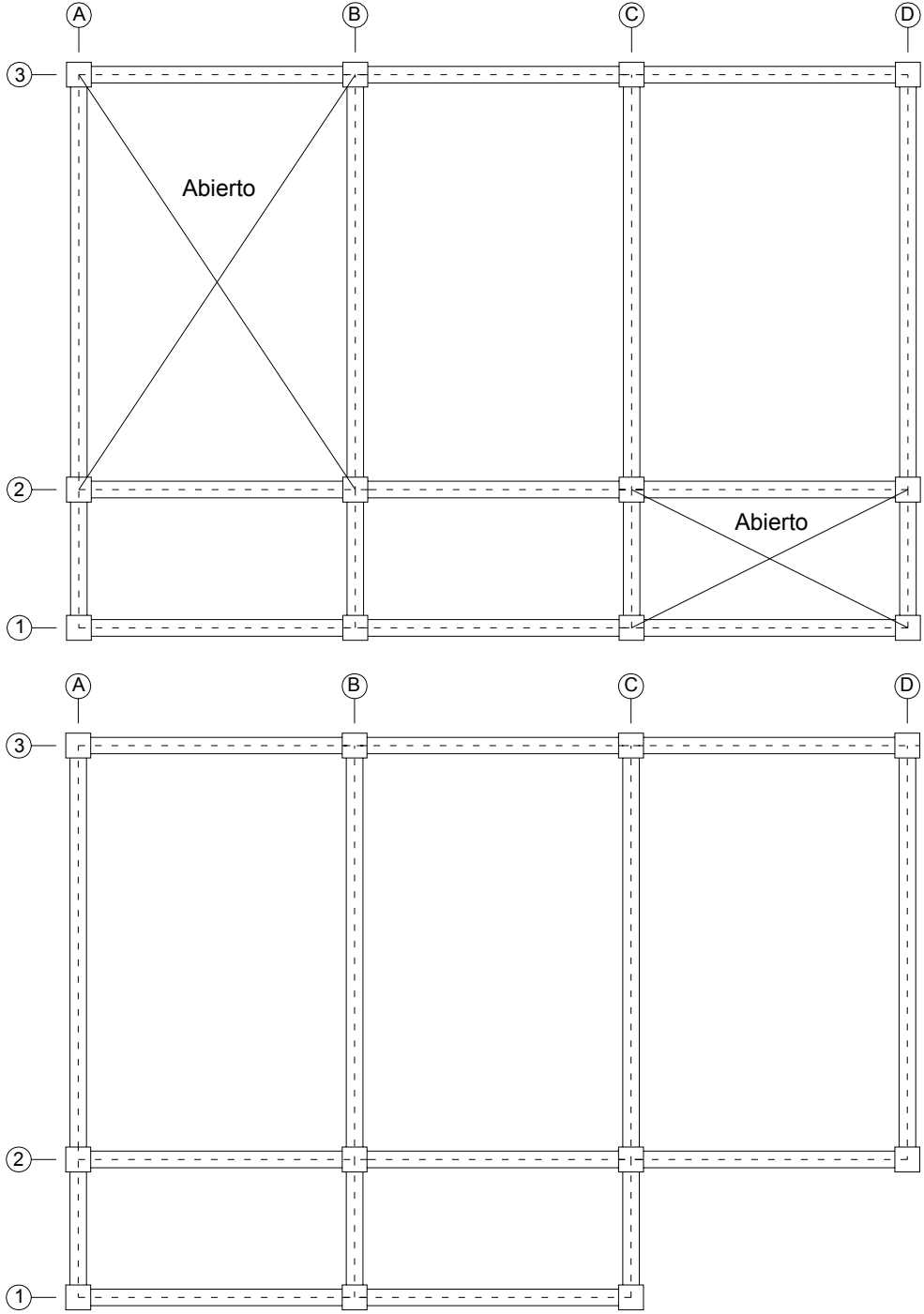
$$CM_y = \frac{\text{Ancho}}{2} \quad (3.7)$$

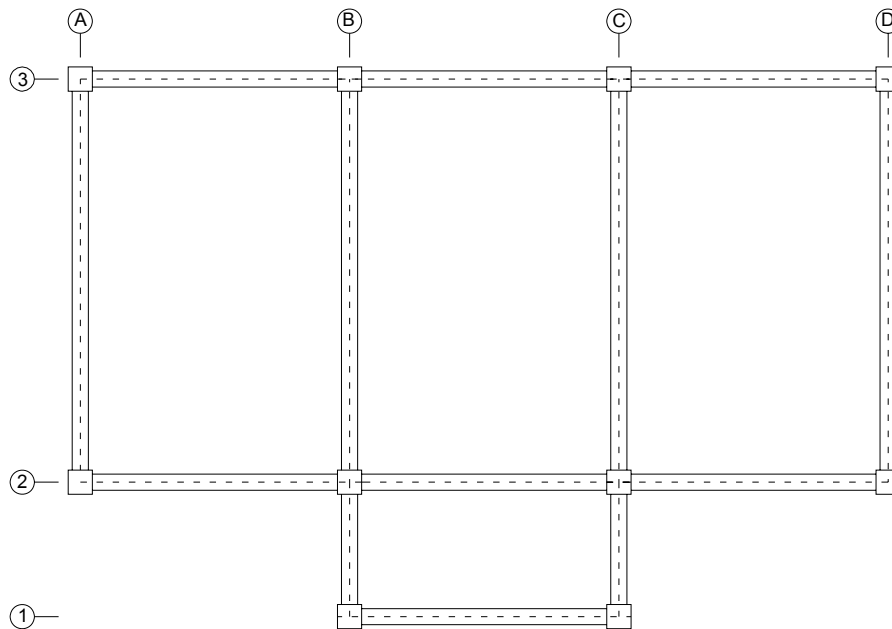
Figura 36. Centro de masa de edificaciones simétricas



Cuando se desea determinar el centro de masa de una estructura no simétrica, es decir, aquellas estructuras que tengan formas asimétricas o que contengan agujeros para elevadores, gradas, como se puede ver en la figura 37.

Figura 37. Centro de masa de edificaciones asimétricas





Cuando esto sucede es imposible calcular el centro de masa de la forma anteriormente.

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

$$x = \frac{\sum(x_i * A_i)}{\sum A_i} \quad (3.8)$$

$$y = \frac{\sum(y_i * A_i)}{\sum A_i} \quad (3.9)$$

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.

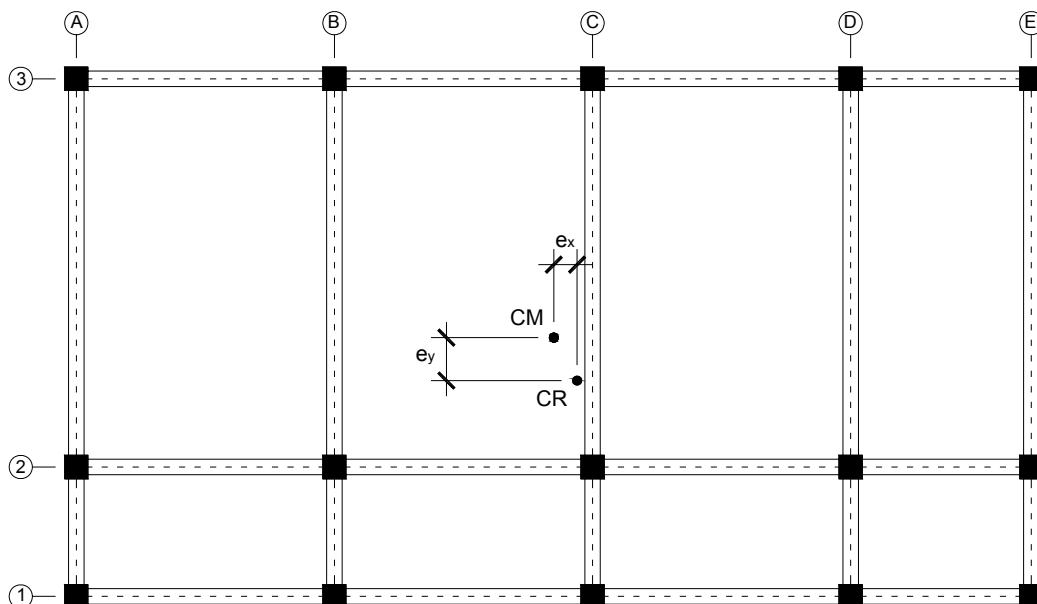
5.4 Excentricidades

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

La excentricidad directa se determina por medio de la diferencia que existe entre el valor del centro de masa y el valor del centro de rigidez. Ver figura 38.

$$\text{excentricidad directa} = e_{x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| \quad (3.10)$$

Figura 38. Excentricidad directa



Aún cuando, en planta, los niveles de una estructura fueren perfectamente simétricos tanto en centro de rigidez como en centro de masa, se deberá considerar una excentricidad accidental para la aplicación de las fuerzas por nivel. Esta excentricidad accidental se medirá desde el centro de masa y se determinará de la siguiente forma:

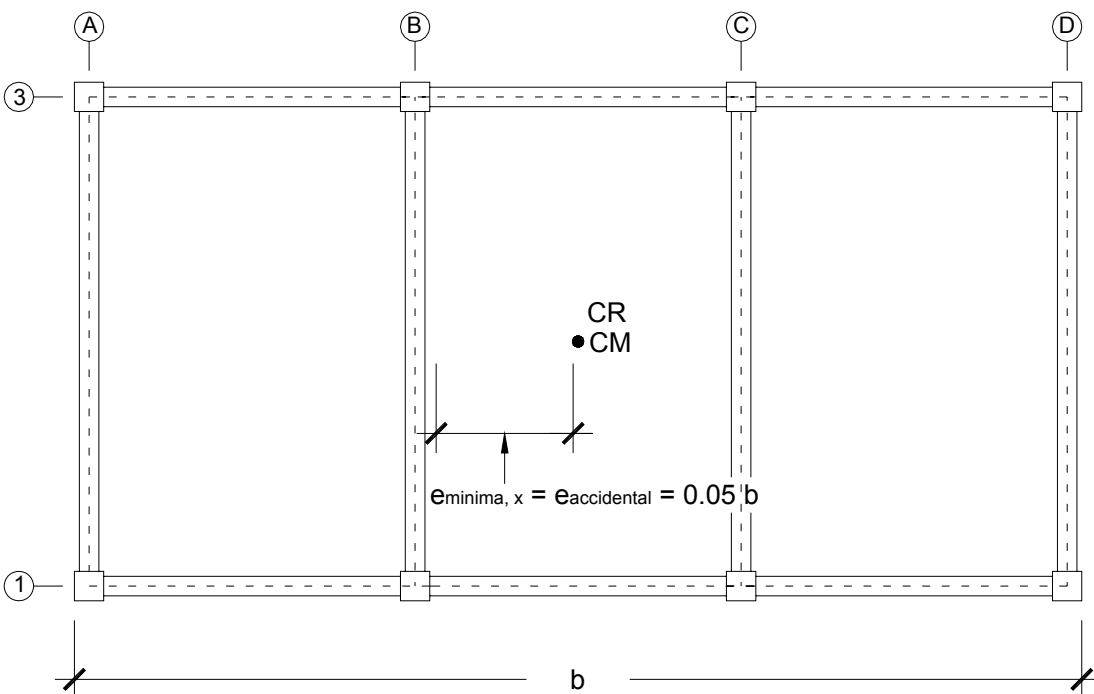
$$\text{excentricidad accidental} = e_{\text{mínima, x,y}} = 0.05 * b \quad (3.11)$$

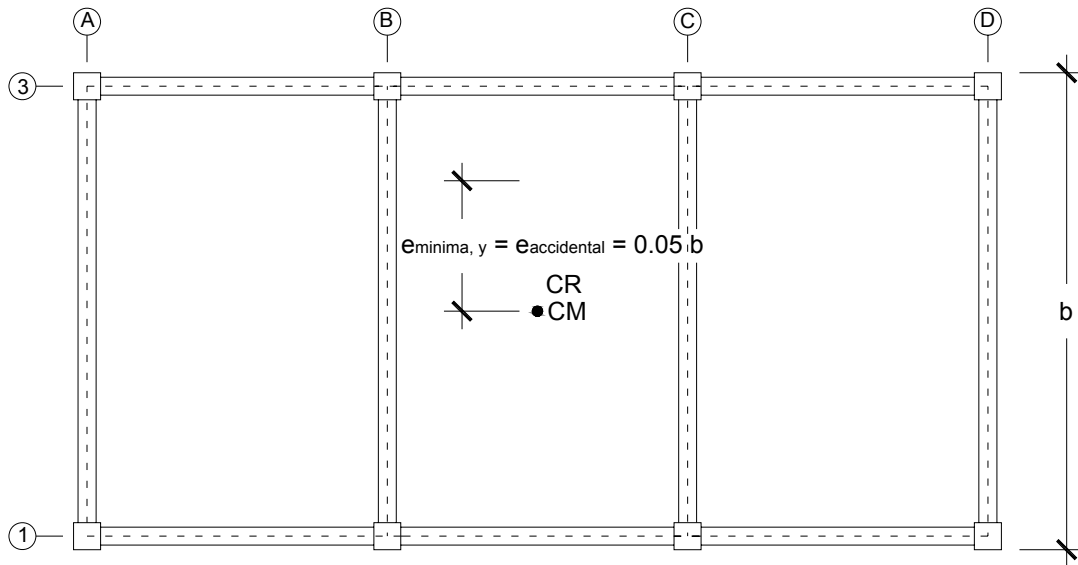
donde

b = es la dimensión de la planta correspondiente en la dirección perpendicular a la del movimiento sísmico.

$e_{\text{mínima}}$ = excentricidad mínima en dirección x o y . También conocida como excentricidad accidental.

Figura 39. Excentricidad mínima





La excentricidad mínima o excentricidad accidental es del 5% de la distancia entre ejes externos, la que se deberá sumar o restar a la excentricidad directa, debido que si existe una excentricidad pequeña, deberá tomarse la que produzca mayor esfuerzo por cada elemento.

$$e_{1,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| + 0.05 * b \quad (3.12)$$

$$e_{2,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| - 0.05 * b \quad (3.13)$$

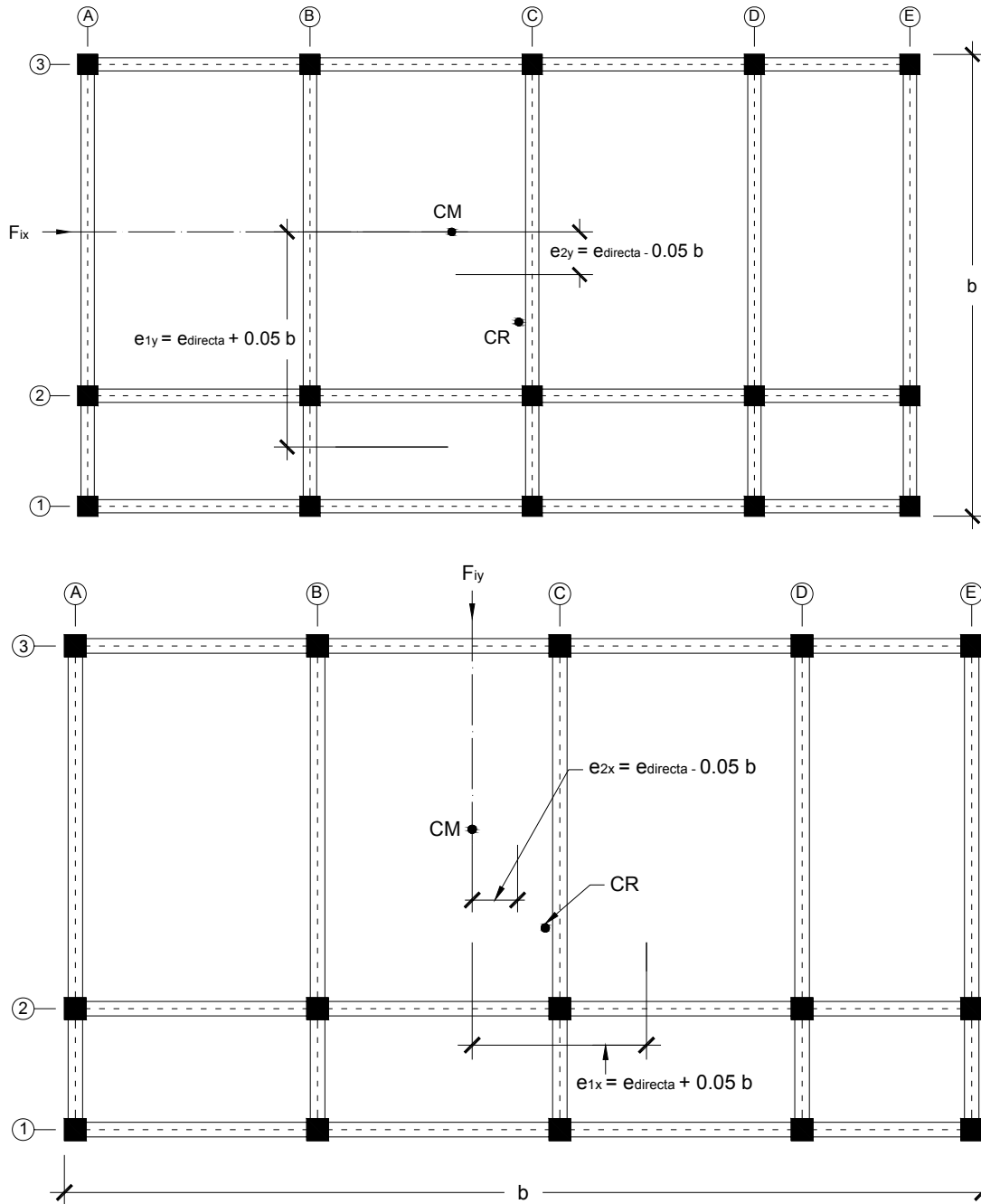
donde

CM = Centro de masa.

CR = Centro de rigidez.

b = es la dimensión de la planta correspondiente en la dirección perpendicular a la del movimiento sísmico.

Figura 40. Excentricidad de diseño para determinación de torsión



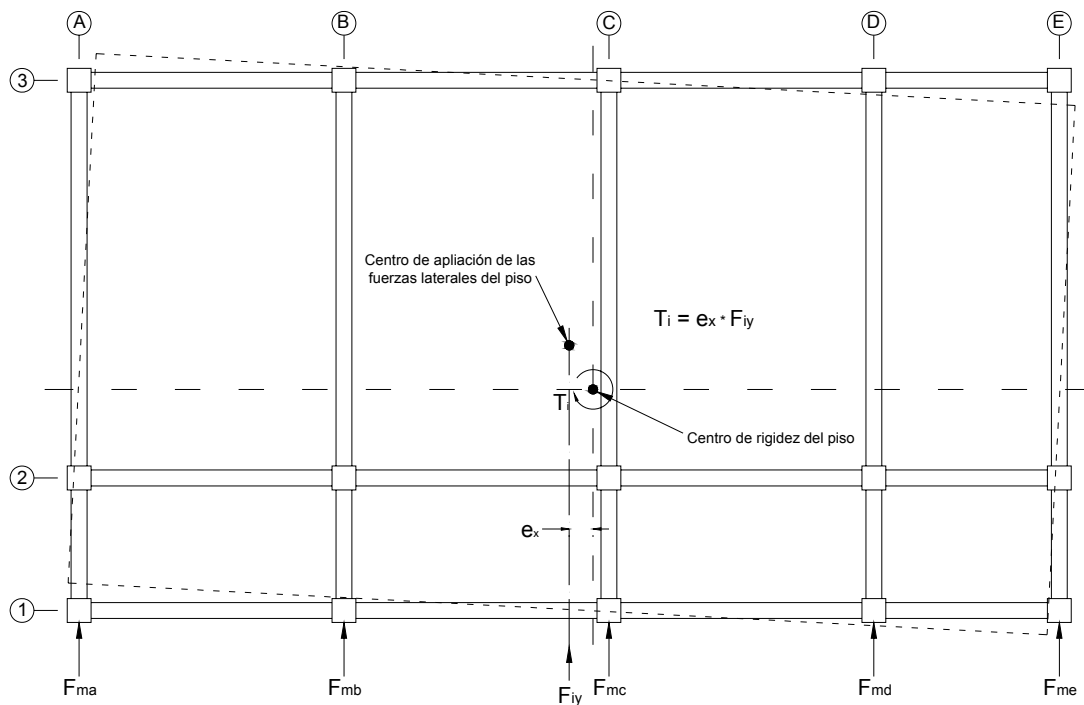
5.5 Integración de cargas por torsión

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 41. Carga por torsión



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

$$F_m = F_i' \pm F_i'' \quad (3.14)$$

La fuerza traslacional F_i' se define por:

$$F_i' = \frac{K_m}{\sum K_m} * F_i \quad (3.15)$$

donde

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

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

F_i = fuerza por nivel.

El valor de rigideces se puede obtener de los calculados en la tabla X.

La fuerza torsional F_i'' se define por:

$$F_i'' = \frac{e}{E_i} * F_i \quad (3.16)$$

donde

e = excentricidad (se tomara la que provoque mayor torsión).

F_i = fuerza por nivel.

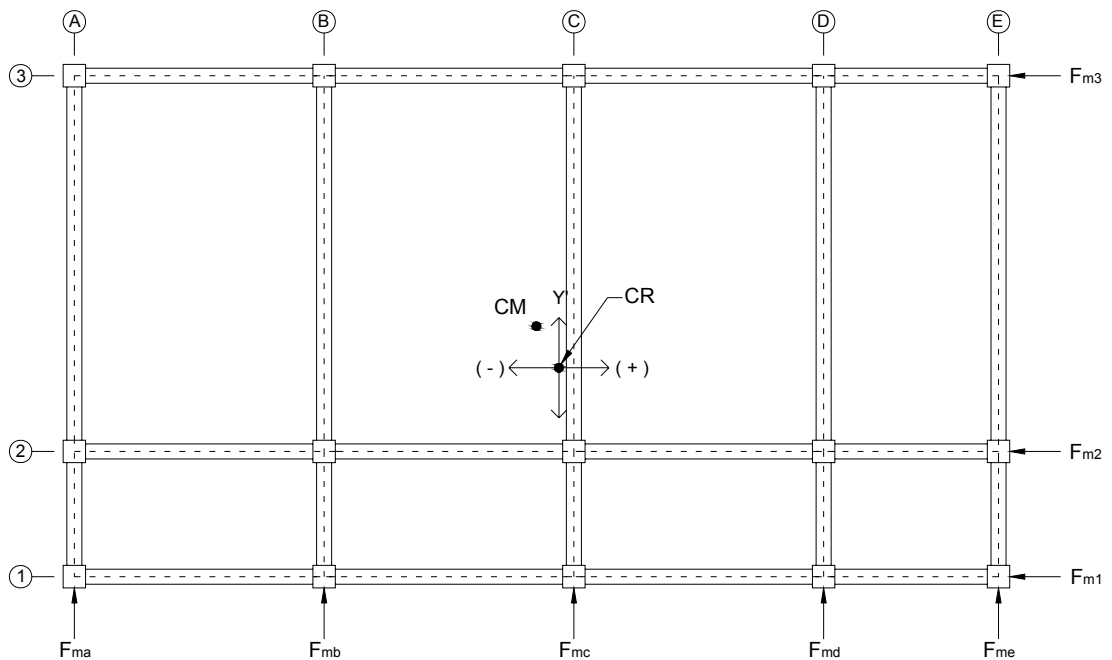
E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco.

$$E_i = \frac{\sum (K_m * d_i^2)}{K_m * d_i} \quad (3.17)$$

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 coordinado en el sentido de la excentricidad que se está 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 positivo.

Figura 42. Traslacional de eje al centro de rigidez



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

Tabla XI. Fuerza por marco

MARCO	K_m	d_i	$K_m \times d_i$	$K_m \times d_i^2$	E_i	F_i'	F_i''	F_m
a	K_a	$\pm d_a$	$\pm K_a \times d_a$	$\pm K_a \times d_a^2$			\pm	
b	K_b	$\pm d_b$	$\pm K_b \times d_b$	$\pm K_b \times d_b^2$			\pm	
c	K_c	$\pm d_c$	$\pm K_c \times d_c$	$\pm K_c \times d_c^2$			\pm	
$\Sigma(K_m \times d_i^2)$						$\Sigma F_i' = F_i$		$\Sigma F_m = F_i$

Si el valor de $F_m < F_i'$, se debe tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m > F_i'$, F_m , será el valor del marco analizado.

6. PROPIEDADES DEL CONCRETO Y ACERO

6.1 Concreto y concreto reforzado

El concreto es una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones, uno o más aditivos se agregan para cambiar ciertas características del concreto, tales como la ductibilidad, la durabilidad y el tiempo de fraguado.

Igual que la mayoría de los materiales pétreos, el concreto tiene una alta resistencia a la compresión y una muy baja resistencia a la tensión. El concreto reforzado es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a tensión de que carece el concreto. El acero de refuerzo es también capaz de resistir fuerzas de compresión y se usan en columnas así como en otros miembros estructurales.

6.1.1 Ventajas y desventajas del concreto reforzado como material estructural

El concreto reforzado es probablemente el material disponible más importante para la construcción, puede usarse en una u otra forma en casi todas las estructuras, grandes o pequeñas, en edificios, puentes, pavimentos, presas, muros de retención, túneles, viaductos, instalaciones de drenaje e irrigación, tanques, etc.

El gran éxito de este material en la construcción puede explicarse fácilmente si se consideran sus numerosas ventajas. Algunas de éstas son las siguientes:

1. Tiene una resistencia considerable a la compresión en comparación con muchos otros materiales.
2. El concreto reforzado tiene gran resistencia al fuego y al agua y de hecho es el mejor material estructural que existe para los casos en que el agua se halle presente. Durante incendios de intensidad media, los miembros con un recubrimiento adecuado de concreto sobre las barras de refuerzo, sufren sólo daño superficial sin fallar.
3. Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas.
4. Requiere de poco mantenimiento.
5. Comparado con otros materiales, tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones apropiadas, las estructuras de concreto reforzado pueden usarse indefinidamente sin merma en sus capacidades de cargas. Esto puede explicarse por el hecho de que la resistencia del concreto no disminuye con el tiempo sino que en realidad aumenta con los años, debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento.
6. Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, sótanos, muelles e instalaciones similares.
7. Una característica especial del concreto es la posibilidad de colarlo en una variedad extraordinaria de formas que van desde simples losas, vigas y columnas hasta grandes arcos y cascarones.

8. En muchas regiones, el concreto aprovecha para su elaboración la existencia de materiales locales baratos (arena, grava, agua) y requiere cantidades relativamente pequeñas de cemento y acero de refuerzo, las cuales puede ser necesario conseguir en otras regiones del país.
9. Se requiere mano de obra de baja calificación para su montaje, en comparación con otros materiales, como el acero estructural.

Para usar con éxito el concreto, el proyectista debe estar familiarizado con sus puntos débiles así como con sus puntos fuertes. Algunas de sus desventajas son las siguientes:

1. El concreto tiene una resistencia muy baja a la tensión por lo requiere la ayuda de un refuerzo de tensión.
2. Se requieren cimbras para mantener el concreto en posición hasta que endurece suficientemente. Además, pueden requerirse obras falsas o apuntalamiento para apoyar la cimbra de techos, muros o estructuras similares hasta que los miembros de concreto adquieren suficiente resistencia para soportarse por sí mismos. La obra falsa es muy cara. Su costo es de un tercio a dos tercios del costo total de una estructura de concreto reforzado, con un valor promedio aproximado del 50%.
3. La baja resistencia por unidad de peso de concreto conduce a miembros pesados. Esto se vuelve muy importante en estructuras de gran claro donde el gran peso muerto del concreto tiene un fuerte efecto en los momentos flexionantes.
4. Similarmente, la baja resistencia por unidad de volumen de concreto implica que los miembros serán relativamente grandes, lo que es de considerable importancia en edificios altos y en estructuras de grandes claros.

5. Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a las variaciones en su dosificación y mezclado. Además, el colado y el curado del concreto no son tan cuidadosamente controlados como la producción de otros materiales, por ejemplo el acero estructural y la madera laminada.

6.2 Comparación del concreto reforzado con el acero estructural para edificios

La selección del material estructural que se ha de usar en un edificio determinado depende de la altura y claro de la estructura, del mercado de materiales, de las condiciones de la cimentación, de los códigos locales de construcción y de consideraciones arquitectónicas. Para edificios de menos de 4 niveles, el concreto reforzado, el acero estructural y la construcción con muros de carga pueden competir entre sí. En edificios de 4 a 20 pisos, el concreto reforzado y el acero estructural son económicamente competitivos, pero para edificios de más de 20 pisos se prefiere el acero estructural. Sin embargo, actualmente el concreto reforzado se ha vuelto cada vez más competitivo para edificios de más de 20 niveles.

Las condiciones de la cimentación suelen con frecuencia afectar la selección del material por usar en la estructura de un edificio. Si las condiciones de la cimentación son pobres, puede ser más conveniente usar una estructura de acero debido al menor peso de ésta. El código de construcción en una ciudad particular puede favorecer más a uno de los materiales que a los otros. Finalmente, el factor tiempo favorece a las estructuras de acero ya que éstas pueden erigirse mucho más rápidamente que las estructuras de concreto reforzado. Sin embargo, la ventaja del tiempo no es tan grande como podría parecer a primera vista, porque en caso de que la estructura deba estar calificada a prueba de fuego, el constructor tendrá que recubrir el acero con algún tipo de material a prueba de fuego después de montado el edificio.

6.3 Compatibilidad del concreto y el acero

El concreto y el acero de refuerzo funcionan en conjunto en forma excelente en las estructuras de concreto reforzado. Las ventajas de cada material compensan las desventajas del otro. Por ejemplo, la gran desventaja del concreto es su falta de resistencia a la tensión, pero la resistencia a la tensión es una de las grandes ventajas del acero. Las barras de refuerzo tienen una resistencia a la tensión aproximadamente 100 veces mayor a la del concreto usado.

Los dos materiales se adhieren muy bien entre sí o sea que no hay deslizamiento entre los dos y por lo tanto, funcionan conjuntamente para resistir las fuerzas. La excelente fusión se debe a la adherencia química entre los dos materiales, a la rugosidad natural de las barras y a la estrecha separación de las corrugaciones laminadas en las superficies de las barras.

Las barras de refuerzo están expuestas a la corrosión pero el concreto que las rodea les proporciona excelente protección. La resistencia del acero expuesto a las temperaturas que se alcanzan en los incendios normales es nula, pero su recubrimiento con concreto da como resultado calificaciones de prueba de fuego muy satisfactorias. Finalmente, el concreto y el acero trabajan muy bien juntos respecto a los cambios de temperatura porque sus coeficientes de dilatación térmica son muy parecidos. Para el acero coeficiente es 6.5×10^{-6} y para el concreto varía entre 4.0×10^{-6} y 7.0×10^{-6} .

6.4 Propiedades del concreto reforzado

Es necesario tener un conocimiento de las propiedades del concreto antes de que se empiece a diseñar estructuras de concreto reforzado.

a) Composición: el concreto se elabora a base cemento, agregados, agua y, ocasionalmente, uno a más aditivos. Generalmente el cemento esta hecho de cal, sílica, alúmina y óxido de fierro, que se endurece por reacción química con el agua. Los agregados son una mezcla uniforme de arena (agregado fino) y grava (agregado grueso) y debe componerse de partículas duras, limpias y sólidas, para que el concreto que se utiliza en los miembros de edificios y puentes, y graduaciones muchos mayores para estructuras masivas de concreto. El agua para la mezcla debe ser limpia y su nivel de impurezas debe ser bajo.

b) Resistencia a la compresión: la resistencia a la compresión del concreto (f'_c) se determina por medio de pruebas a la falla de cilindros de 15 cm x 30 cm de concreto de 28 días de edad a una velocidad especificada de carga. Durante el periodo de 28 días los cilindros suelen mantenerse sumergidos en agua en un local con temperatura constante y humedad de 100%. Aunque existen concretos con resistencia últimas a los 28 días que van de 175 kg/cm² a 1400 kg/cm², la mayoría de los concreto usados en la práctica tienen una resistencia de entre 210 kg/cm² y 490 kg/cm². Para aplicaciones comunes se usan concretos de 210 kg/cm² y 281 kg/cm², mientras que en la construcción preesforzado se emplean los de 351 kg/cm² y 420 kg/cm². para ciertas aplicaciones, como en columnas de pisos inferiores de edificios altos, se han utilizado concretos con resistencia de hasta 635 kg/cm² que son proporcionados por empresas de concreto premezclado.

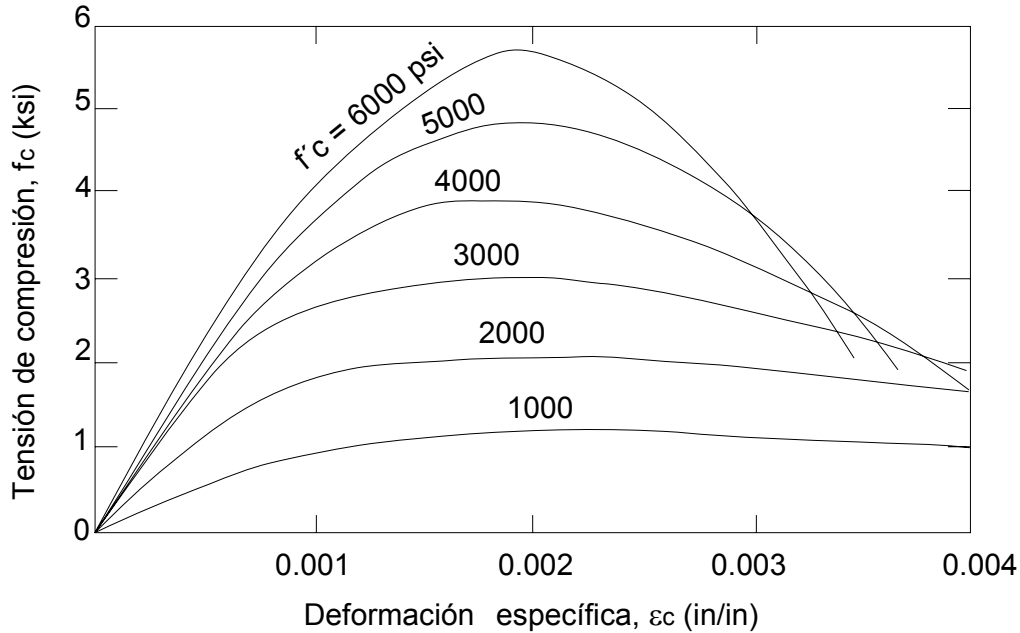
Los valores obtenidos para la resistencia a compresión de concretos, tal como se determinaron en pruebas, dependen en gran medida de los tamaños y formas de los especímenes de prueba y de la manera en que éstos son cargados.

Es posible pasar de un concreto de 210 kg/cm^2 a otro de 351 kg/cm^2 sin que se requiera una cantidad excesiva de trabajo o de cemento adicional. El aumento en el costo aproximado para tal incremento de resistencia es de 15% a 20%. Sin embargo, para fabricar un concreto con resistencia superior a 351 kg/cm^2 se requiere un diseño muy cuidadoso de la mezcla y prestar considerable atención al mezclado, colado y curado. Estos requisitos ocasionan un incremento relativamente mayor en el costo.

- c) La deformación unitaria: se presenta con el esfuerzo máximo en la prueba de un cilindro alrededor de 0.002 mm/mm para todos los concretos, excepto los elaborados con agregados ligeros, en cuyo caso la deformación es más elevada. Las deformaciones máximas en el borde de la zona de compresión de una viga de concreto reforzado son apreciablemente mayores; un valor mínimo observado comúnmente es de 0.0035 mm/mm . El gradiente de deformación unitaria (deformación nula en el eje neutro y deformación máxima en el borde de la zona de compresión) es el factor principal implicado en la extensión del valor de la deformación unitaria máxima presente en una viga, más allá del medio en un cilindro bajo compresión pura.

En la figura 43 se ilustra la relación tensión-deformación del hormigón. La forma de las curvas es básicamente función de la resistencia del hormigón, y consiste en una curva que crece desde cero hasta un máximo correspondiente a una deformación específica de compresión de entre 0.0015 y 0.002 seguida de una curva descendente hasta una deformación específica última (que corresponde al aplastamiento del hormigón) que varía entre 0.003 y hasta 0.008 .

Figura 43. Curvas tensión-deformación típicas para el hormigón



Fuente: Comentarios ACI 318-02. Principios generales del diseño por resistencia. Pág. 7

d) Módulo de elasticidad E_c : El concreto no tiene un módulo de elasticidad bien definido. Su valor varía con las diferentes resistencias del concreto, con la edad de éste, con el tipo de carga y con las características del cemento y los agregados. Además, hay varias definiciones del módulo:

1. El módulo inicial es la pendiente del diagrama esfuerzo-deformación unitaria en el origen de la curva.
2. El módulo por tangente es la pendiente de una tangente a la curva en algún punto de ésta, por ejemplo, en el 50% de la resistencia última del concreto.
3. A la pendiente de una línea trazada del origen a un punto sobre la curva entre el 25% y 50% de su resistencia última a compresión, se llama módulo por secante.

4. Otro módulo, llamado módulo aparente o módulo a largo plazo, se determina usando los esfuerzos y deformaciones unitarias obtenidas después de que la carga se ha aplicado durante cierto periodo inicial es la pendiente del diagrama esfuerzo-deformación unitaria en el origen de la curva.

En la sección 8.5.1 del código ACI establece que la siguiente expresión puede usarse para calcular el módulo de elasticidad de concretos.

Tabla XII. Módulo de elasticidad del concreto en diferentes sistemas de unidades

E_c (kg/cm ²)	E_c (psi)	E_c (MPa)
$E_c = 0.14w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (4.1)	$E_c = 33w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (4.2)	$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (4.3)
$f'_c = \text{kg/cm}^2$	$f'_c = \text{lb/in}^2$	$f'_c = \text{MPa}$
$w_c = 1500$ a 2500 kg/m^3	$w_c = 90$ a 155 lb/ft^3	$w_c = 1500$ a 2500 kg/m^3

Estos son en realidad módulos por secante con la línea trazada del origen a un punto sobre la curva esfuerzo - deformación unitaria que corresponde aproximadamente al esfuerzo ($0.45 f'_c$) que se tendría bajo las cargas muertas y vivas estimadas que la estructura debe soportar.

Para concretos de peso normal, el ACI establece que la siguiente versión simplificada de las expresiones anteriores (4.1), (4.2), (4.3) puede usarse para determinar el módulo:

Tabla XIII. Módulo de elasticidad del concreto en diferentes sistemas de unidades

E_c (kg/cm ²)	E_c (psi)	E_c (MPa)
$E_c = 15100\sqrt{f'_c}$ (4.4)	$E_c = 57000\sqrt{f'_c}$ (4.5)	$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (4.6)
$f'_c = \text{kg/cm}^2$	$f'_c = \text{lb/pulg}^2$	$f'_c = \text{MPa}$
Peso normal = 2320 kg/m^3	Peso normal = 145 lb/ft^3	Peso normal = 2320 kg/m^3

e) Módulo de elasticidad dinámico E_c : el módulo de elasticidad dinámico, que corresponde a deformaciones unitarias instantáneas muy pequeñas, se obtiene usualmente por medio de pruebas acústicas. Es entre 20% y 40% mayor que el módulo estático y es aproximadamente igual al módulo inicial. Cuando las estructuras se analizan por cargas de sismo o impacto, el uso del módulo dinámico parece ser apropiado.

Los concretos con resistencia superiores a 6000 psi (420 kg/cm²) se denominan concreto de alta resistencia. Sean realizado pruebas y se ha indicado que las ecuaciones del ACI para E_c aplicadas a concretos de alta resistencia dan valores demasiados altos. La siguiente expresión es para calcular E_c para concreto de alta resistencia donde f'_c esta en psi:

$$E_c = 40,000\sqrt{f'_c} + 1.0 \times 10^6 \quad (4.7)$$

f) Relación de Poisson: se determina a partir de la prueba de compresión de un cilindro, midiendo la relación entre la dilatación lateral y el acortamiento longitudinal. Las mediciones se efectúan a niveles de esfuerzos por debajo de aproximadamente $0.5f'_c$. La relación de Poisson varía desde alrededor de 0.11 para mezclas de alta resistencia hasta 0.21 para mezclas de baja resistencia; un valor promedio de 0.16.

g) Resistencia a la tensión: aunque el concreto se emplea de mejor manera cuando se utiliza su buena resistencia a la compresión, su resistencia a la tensión también es de importancia en varias situaciones. La formación y propagación de las grietas en el lado de la resistencia de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión dependen principalmente de la resistencia a la tensión. También ocurren esfuerzos de tensión en el concreto como resultado de cortante, torsión y otras acciones, y en la mayoría de los

casos el comportamiento del elemento cambia después de ocurrido el agrietamiento. Como resultado de lo anterior, es de fundamental importancia una predicción suficientemente precisa de la resistencia a la tensión del concreto.

En tabla XIV se resumen rangos de valores típicos para resistencias determinadas a partir de los ensayos de tensión indirecta y a partir del módulo de rotura. En estas expresiones, f'_c está expresada en unidades de lb/pulg² y las resistencias a la tensión resultantes se obtienen también en lb/pulg².

Tabla XIV. Rangos aproximados de resistencia a la tensión del concreto

	Concreto de peso normal (lb/pulg ²)	Concreto de peso liviano (lb/pulg ²)
Resistencia a la tensión directa f_t	3 a 5 $\sqrt{f'_c}$	2 a 3 $\sqrt{f'_c}$
Resistencia a la tensión indirecta f_{ct}	6 a 8 $\sqrt{f'_c}$	4 a 6 $\sqrt{f'_c}$
Módulo de rotura f_r	8 a 12 $\sqrt{f'_c}$	6 a 8 $\sqrt{f'_c}$

Fuente: Arthur Nilson, *Diseño de estructuras de concreto*, Pág. 44

h) Resistencia a la fatiga: la información sobre las propiedades a la fatiga del concreto simple y del reforzado todavía es escasa y no se han establecido de manera confiable los efectos de diversos factores sobre la resistencia a la fatiga. Los siguientes hechos parecen tener una aceptación generalizada:

1. La resistencia a la fatiga del concreto simple secado al aire y sujeto a varios millones de ciclos de carga repetida a la compresión, para un rango de esfuerzo entre cero y un máximo, es alrededor del 55% de la resistencia estática última a la compresión.

2. La resistencia a la fatiga del concreto simple a la tensión, con una carga similar, es alrededor del 55% del módulo de ruptura.
3. La resistencia a la fatiga en la flexión del concreto simple, bajo varios millones de ciclos de carga repetida, es alrededor del 55% de la resistencia estática última a la flexión, para un rango en la carga desde cero hasta un máximo.
4. El concreto simple no parece tener un límite de aguante, al menos dentro de 10 millones de repeticiones de carga.
5. La mayor parte de las fallas por fatiga de las vigas de concreto reforzado parecen deberse a la falla del acero de refuerzo, asociada con severo agrietamiento y concentración de esfuerzo y efectos de abrasión posibles. Las vigas con refuerzo longitudinal crítico parecen tener una resistencia a la fatiga del 60 al 70% de la resistencia estática última, para alrededor de un millón de ciclos.
6. El envejecimiento de las muestras de prueba, las condiciones de curado, el contenido de humedad y el rango del esfuerzo puede influir de manera significativa en los resultados.
7. La mayor parte de las fallas por fatiga de las vigas de concreto presforzado se debe a la falla por fatiga de los alambres o torones de esfuerzo y están relacionadas con la magnitud y severidad del agrietamiento. Existe cierta evidencia para sugerir que las vigas presforzadas son superiores a las vigas convencionales para resistir las cargas de fatiga.

i) El flujo plástico: las deformaciones elásticas se presentan de inmediato cuando se carga concreto. Las deformaciones no elásticas aumentan con el tiempo, cuando el concreto se sujeta frecuentemente a una carga muerta, sostenida. Como consecuencia, ya que el concreto se sujeta frecuentemente a una carga muerta, suele sujetarse a los dos tipos de deformaciones. La deformación no elástica, es decir, el flujo plástico, aumenta con una razón decreciente durante el periodo de carga. Se ha demostrado que se presenta un flujo plástico significativo durante los primeros pocos segundos después de la carga y que ese flujo puede aumentar hasta los 25 años. Aproximadamente, de un cuarto a un tercio del flujo plástico final tiene lugar en el primer mes de carga sostenida, y alrededor de la mitad a las tres cuartas partes de ese flujo final ocurre durante el primer medio año de carga sostenida, en las secciones de concreto de tamaño moderado. Cuando se quita la carga sostenida, hay cierta recuperación, pero el concreto no suele regresar a su estado original.

6.5 Aceros de refuerzo para el concreto

La resistencia útil tanto a tensión como a compresión de los aceros comunes, es decir, la resistencia a la fluencia, es aproximadamente quince veces la resistencia a la compresión del concreto estructural común y más de 100 veces su resistencia a la tensión. Por otro lado, el acero es un material mucho más costoso que el concreto. De esto resulta que los dos materiales se emplean mejor en combinación si el concreto se utiliza para resistir los esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión. De esta manera, en vigas de concreto reforzado, el concreto resiste la fuerza de compresión, barras de acero de refuerzo longitudinal colocadas cerca a la cara de tensión resisten las fuerzas de tensión y barras de acero adicionales resisten los esfuerzos de tensión inclinados causados por las fuerzas cortantes en las vigas.

A pesar de esto, el refuerzo también se utiliza para resistir fuerzas de compresión, especialmente cuando se desea reducir la sección transversal de elementos a compresión, como es el caso de las columnas de los primeros pisos de edificios altos. Aún si esta necesidad no existiera, una mínima cantidad de refuerzo se coloca en todos los elementos a compresión para asegurarlos contra el efecto de pequeños momentos flectores accidentales que pueden agrietar y aún producir la falla de un elemento no reforzado.

Para lograr una acción efectiva del refuerzo, es esencial que el acero y el concreto se deformen en forma conjunta, es decir, es necesario que haya una adherencia suficientemente fuerte entre los dos materiales para asegurar que no ocurrirán movimientos relativos entre las barras de refuerzo y el concreto circundante. Esta unión se produce por la fuerte adhesión química que se desarrolla en la interfase acero-concreto, por la rugosidad natural de la superficie de las barras de refuerzo laminadas en caliente y por los resaltes superficiales poco espaciados que se forman en las barras de refuerzo (barras corrugadas) con el fin de proveer un alto grado de entrelazamiento entre los dos materiales.

Las características adicionales que llevan a un comportamiento conjunto satisfactorio entre el concreto y el acero son las siguientes:

1. Los coeficientes de expansión térmica entre los dos materiales, aproximadamente $6.5 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{F}^{-1}$ ($12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$) para el acero y un promedio de $5.5 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{F}^{-1}$ ($10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$) para el concreto, están suficientemente cerca para no producir agrietamiento y otros efectos no deseables debidos a las deformaciones térmicas diferenciales.
2. En tanto que la resistencia a la corrosión del acero descubierto es pobre, el concreto que rodea el acero de refuerzo provee una excelente protección

minimizando los problemas de corrosión y los correspondientes costos de mantenimiento.

3. La resistencia al fuego del acero desprotegido se ve empeorado por su alta conductividad térmica y por el hecho de que su resistencia disminuye considerablemente a altas temperaturas. Por el contrario, la conductividad térmica del concreto es relativamente baja. De esta manera, los daños producidos por una exposición prolongada al fuego, si es que se presentan, están generalmente limitados a la superficie exterior del concreto y una moderada cantidad de recubrimiento de concreto proporciona suficiente aislamiento térmico al refuerzo embebido.

El acero se utiliza de dos maneras en las estructuras de concreto: como acero de refuerzo y como acero de preesfuerzo. El acero de refuerzo se coloca en las formaletas antes de vaciar el concreto. Los esfuerzos en el acero, al igual que en el concreto endurecido, están causados únicamente por las cargas sobre la estructura, excepto por posibles esfuerzos parásitos generados a partir de la retracción de fraguado o causas similares. En contraste, en estructuras de concreto preesforzado se aplican altas fuerzas de tensión al refuerzo antes de que éste actúe en forma conjunta con el concreto para resistir las cargas externas.

6.6 Barras de refuerzo

El tipo más común de acero de refuerzo viene en forma de barras circulares llamadas por lo general varillas y disponibles en un amplio intervalo de diámetro aproximadamente de $\frac{3}{8}$ hasta $1\frac{3}{8}$ de pulgada para aplicaciones normales y en dos tamaños de barra pesados de aproximadamente $1\frac{3}{4}$ y $2\frac{1}{4}$ de

pulgada. Estas barras vienen corrugadas para aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto.

Los tamaños de las barras se denominan mediante números, siendo los más usados los números 3 a 11 y 14 y 18 que representan dos barras de tamaño especial. La denominación mediante el número en lugar del diámetro se ha adoptado debido a que las estrías superficiales hacen imposible definir un solo valor medido del diámetro. Los números se han organizado de manera que el número de la denominación corresponde muy cercanamente al número de diámetro de $\frac{1}{8}$ de pulgada. Por ejemplo, una barra No. 3 tiene un diámetro nominal de $\frac{3}{8}$ de pulgada.

a) Grados y resistencias: en concreto reforzado existe una tendencia a largo plazo a la utilización de materiales de alta resistencia tanto para el acero como para el concreto. Las barras de refuerzo con esfuerzos de fluencia de 40 klb/pulg², de uso estándar 25 años atrás, han sido reemplazadas casi en su totalidad por barras con esfuerzos de fluencia de 60 klb/pulg², debido a que éstas últimas son más económicas y tienden a reducir a la congestión del acero en las formaletas. Barras con esfuerzos de fluencia de 75 klb/pulg² se están utilizando de manera creciente en columnas.

b) Curvas esfuerzo-deformación unitaria: las dos características numéricas principales que determinan los rasgos de una barra de refuerzo son su punto de fluencia y su módulo de elasticidad E_s . Éste último es prácticamente el mismo para todos los aceros de refuerzo (pero no para los aceros de preesfuerzo) y se toma como se muestra en la tabla XV:

Tabla XV. Módulo de elasticidad del acero de diferentes sistemas de unidades

E_s (kg/cm²)	E_s (psi)	E_s (MPa)
2,040,000	29,000,000	200,000

Adicionalmente, la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria, y en particular la del tramo inicial, tiene una influencia significativa en el comportamiento de elementos de concreto reforzado.

Los aceros con bajo contenido de carbón, tipificados por la curva grado 44, muestran una porción elástica seguida de una plataforma de fluencia, es decir, una porción horizontal de la curva donde la deformación unitaria aumenta continuamente bajo esfuerzo constante. Para estos aceros, el punto de fluencia es el esfuerzo para el cual la plataforma de fluencia queda claramente definida. Para deformaciones unitarias mayores, los esfuerzos comienzan a aumentar de nuevo pero a una tasa menor, un proceso que se conoce como endurecimiento por deformación. La curva tiende a hacerse horizontal cuando alcanza la resistencia a tensión; ésta comienza a descender hasta que llega a la rotura.

A continuación en la figura 44 se presenta el diagrama de esfuerzo-deformación unitario para un material dúctil. En la figura se observa que la grafica presenta una zona llamada comportamiento elástico. Se dice que, la muestra responde elásticamente si retorna a su longitud o forma originales cuando se retira la carga que actúa sobre ella. Puede verse que la curva es en realidad una línea recta a través de toda esta región, así que el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria. En otras palabras, se dice que el material es linealmente elástico. El límite superior del esfuerzo en esta relación lineal se llama límite proporcional, σ_p . Si el esfuerzo excede un poco el límite proporcional, el material puede todavía responder elásticamente; sin embargo,

la curva tiende a aplanarse causando un incremento mayor de la deformación unitaria con el correspondiente incremento del esfuerzo. Esto continúa hasta que el esfuerzo llega al límite elástico.

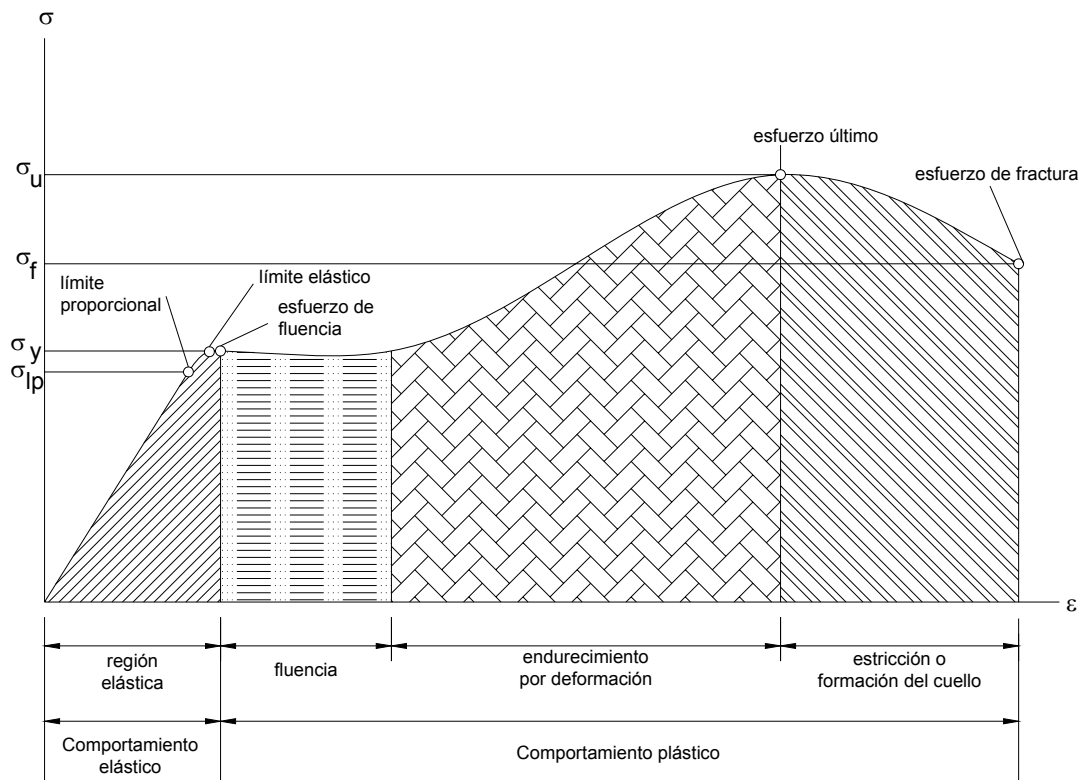
Después de la región elástica, el material dúctil presenta un ligero aumento en el esfuerzo más allá del límite elástico que provocará un colapso del material y causará que se deforme permanentemente. Este comportamiento se llama fluencia. El esfuerzo que origina la fluencia se llama esfuerzo de fluencia o punto de fluencia, σ_y , y la deformación que ocurre se llama deformación plástica. Al contrario de la carga elástica, una carga que ocasione la fluencia del material cambiará permanentemente las propiedades del mismo. En la figura 44 se distinguen dos valores para el punto de fluencia. El punto superior de fluencia ocurre primero, seguido por una disminución súbita en la capacidad de soportar carga hasta un punto inferior de fluencia.

Cuando la fluencia ha terminado, puede aplicarse más carga al material dúctil, resultado una curva que se eleva continuamente pero se va aplanando hasta llegar a un esfuerzo máximo, llamado esfuerzo último, σ_u . La elevación en la curva de esta manera se llama endurecimiento por deformación. A lo largo de la prueba, y mientras el espécimen se está alargando, el área de su sección transversal disminuirá. Esta disminución de área es bastante uniforme en toda la longitud calibrada del espécimen, incluso hasta la deformación unitaria que corresponde al esfuerzo último.

En el esfuerzo último, el área de la sección transversal comienza a disminuir en una zona localizada de la probeta, en lugar de hacerlo en toda su longitud. Este fenómeno es causado por planos de deslizamiento que se forman dentro del material y las deformaciones producidas son causadas por esfuerzos cortantes. Como resultado, tiende a desarrollarse una estricción o “cuello” en

esta zona a medida que el espécimen se alarga cada vez más. Puesto que el área de la sección transversal en esta zona está decreciendo continuamente, el área más pequeña puede soportar sólo una carga siempre decreciente. De aquí que el diagrama esfuerzo-deformación tienda a curvarse hacia abajo hasta que la probeta se rompe en el punto del esfuerzo de fractura, σ_f .

Figura 44. Diagrama esfuerzo-deformación unitaria, convencional para un material dúctil (acero)



Fuente: Russell Hibbeler. Mecánica de materiales. Pág. 88

7. INICIO DE LA SESIÓN DE TRABAJOS CON ETABS

En los últimos años, el uso de programas en el proceso de análisis y diseño en ingeniería se ha extendido grandemente. En la actualidad se cuentan con programas de uso general para diferentes tipos de estructuras: puentes, edificios, etc. tales como SAP, STAAD, y ETABS. Sin embargo, la demanda mayor sigue siendo la de edificios, y por esta razón también hay programas diseñados únicamente para su uso en estas estructuras. Estos programas, aparte de la evidente desventaja de su estrecho campo de aplicación, tienen las ventajas siguientes:

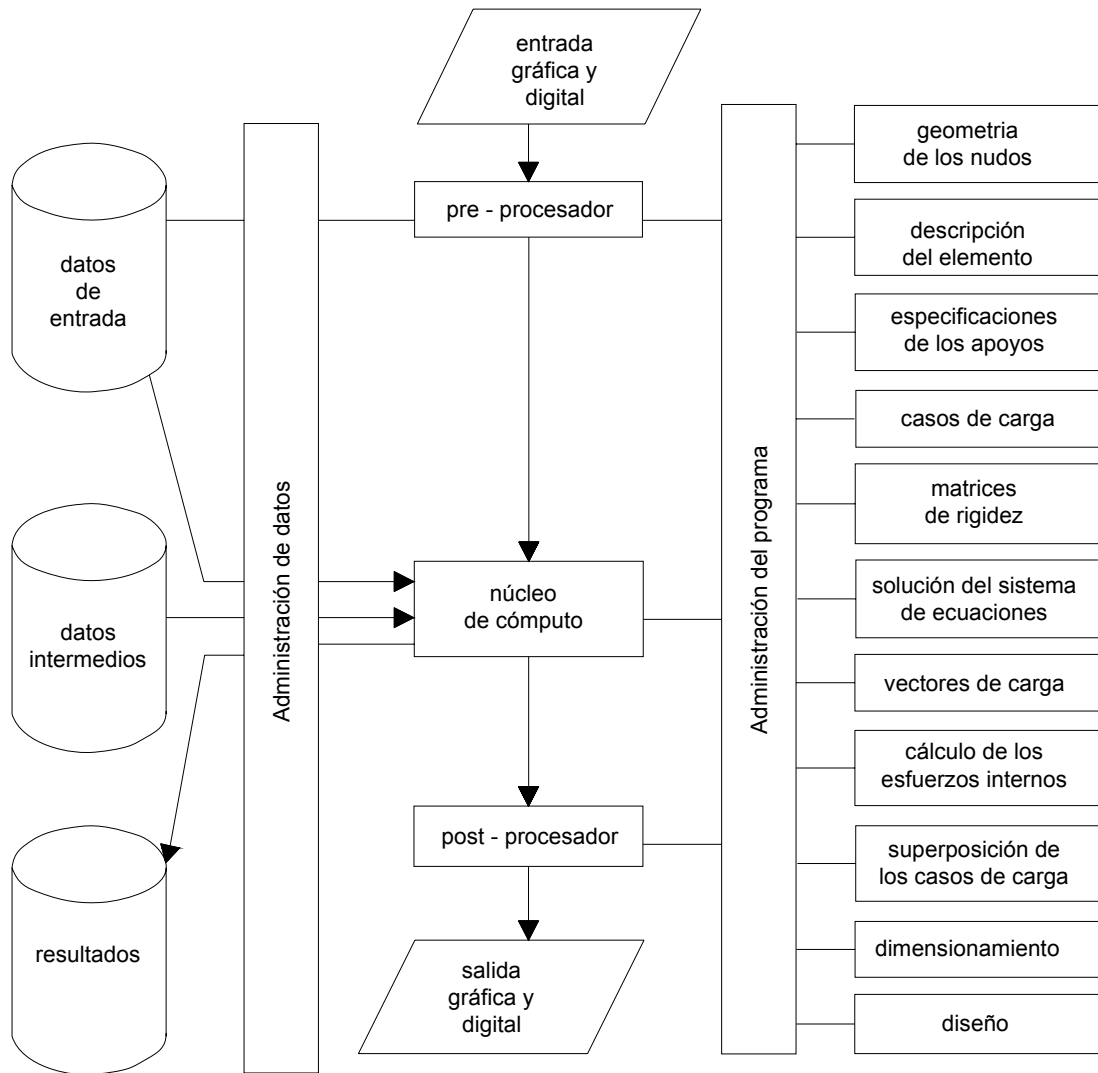
- En forma consistente con los datos, los resultados son presentados en forma rápidamente entendible para el ingeniero civil, de acuerdo a cada elemento de la estructura tales como vigas, columnas, etc.
- Disposición en el ingreso de datos, enfocado en trabajar con términos propios a los edificios, pues el modelo se hace a partir de pisos, vanos, ejes de columnas, muros, en lugar de nudos y elementos genéricos.

El programa ETABS *extended three dimensional analysis of building systems* es uno de los programas de propósito específico, con el que se pueden realizar análisis dinámico y estático para edificaciones.

Los programas de análisis estructural son desarrollados principalmente para edificios de concreto armado, pero también es posible hacer un análisis estructural a edificaciones de acero o una combinación de concreto armado y

acero estructural. En la figura 45 se presenta un esquema del desarrollo de las operaciones de un programa de análisis estructural.

Figura 45. Esquema de operación de un programa de análisis

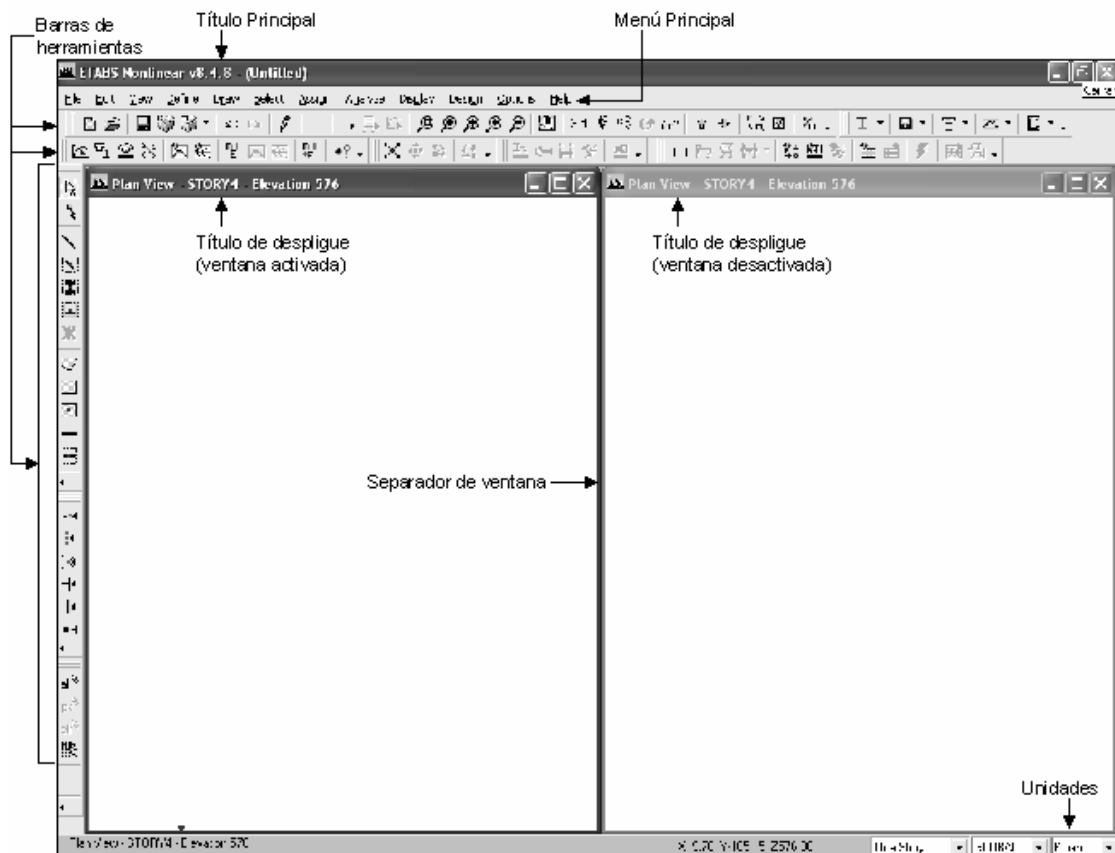


Fuente: Ing. Rafael Salinas Basualdo. Introducción del análisis dinámico de estructuras, Pág. 11

7.1 Reconocimiento de la interfase

Es de suma importancia reconocer la interfase del programa ETABS en la figura 46, se muestran unos rasgos importantes de la interfase. Esos rasgos incluyen la ventana principal, título principal, título de despliegue, el menú principal, barras de herramientas y las unidades.

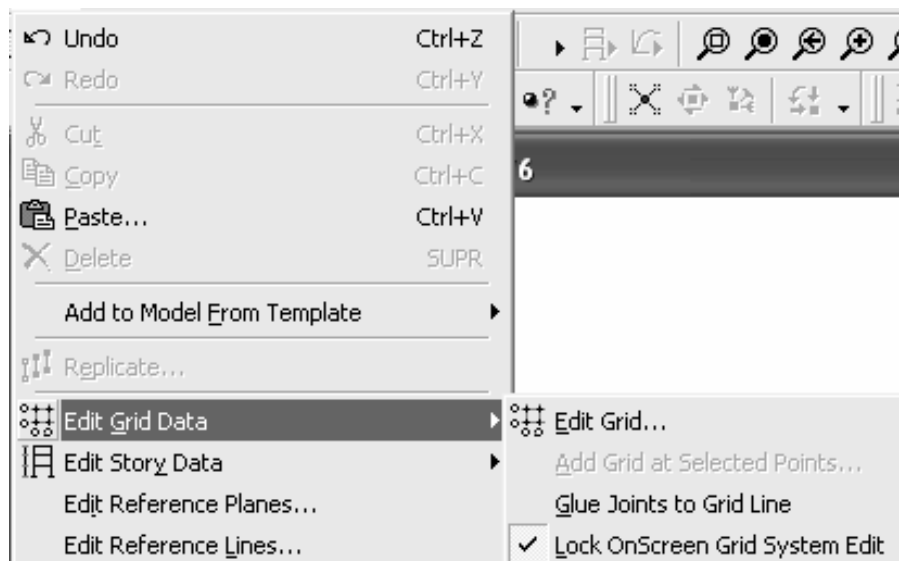
Figura 46. Reconocimiento de la interfase





a) Título principal: barra del título principal, esta localizada en la parte superior derecha de la ventana principal, incluye el nombre del programa y el nombre del archivo que se le va asignar. El título principal se resalta cuando el programa está en uso.

b) Menú Principal: La barra del menú principal contiene los menús de todo el programa que activan los funcionamientos disponibles. Para acceder a un menú se hace clic izquierdo con el *mouse*, esto activará un despliegue de dicho menú y aparecerán varios comandos como se puede observar en la figura 47. Note que algunos de los comandos en los menús tienen tres puntos después de ellos (...) y otros tienen una sección triangular adyacente al margen derecho del menú (▶). Los tres puntos indican que un formulario aparecerá cuando usted hace clic en el comando del menú, el triángulo indica que un sub-menú aparecerá cuando usted hace clic en el.

Figura 47. Despliegue de un menú

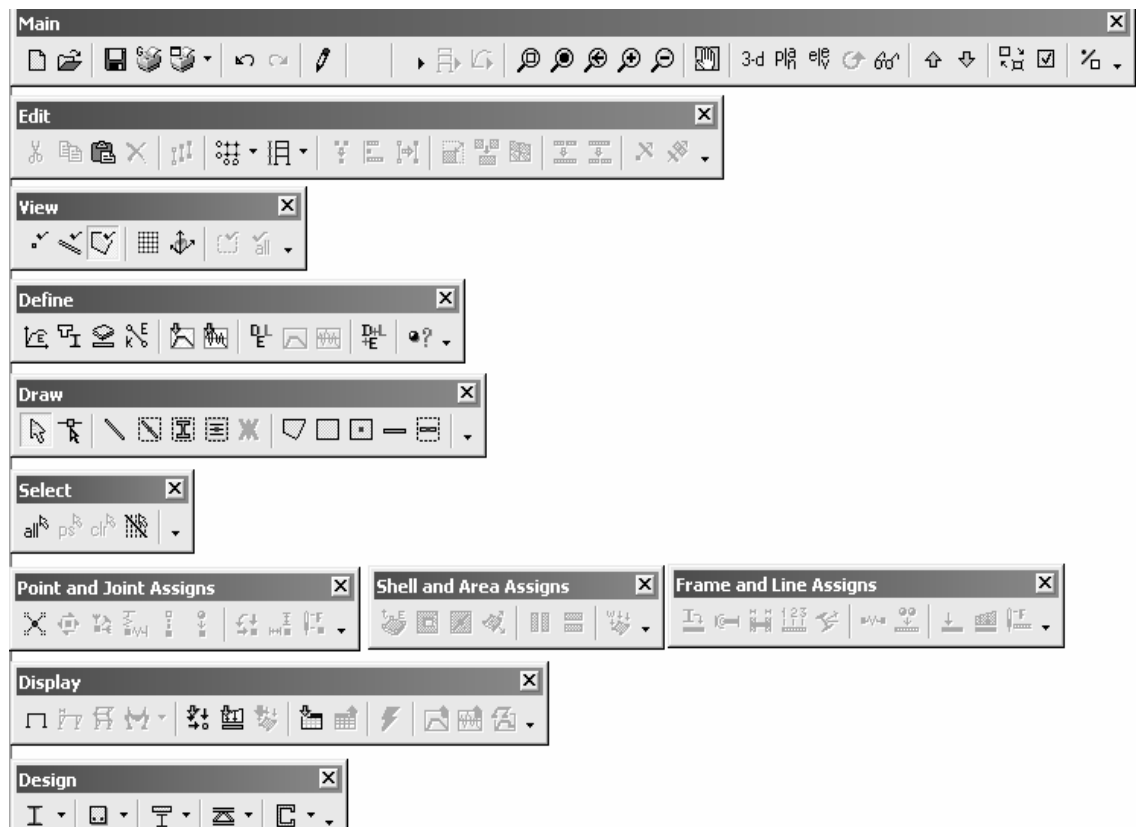


c) Barra de herramienta e iconos: la barra de herramienta esta compuesta por iconos. Por ejemplo:  y  estos iconos son para abrir y guardar un archivo. Virtualmente todos los comandos del menú tienen un icono en la barra de herramientas.

Los iconos de la barra de herramientas proporcionan normalmente una facilidad dado que solo se debe pulsar una vez y se tiene el acceso al uso de

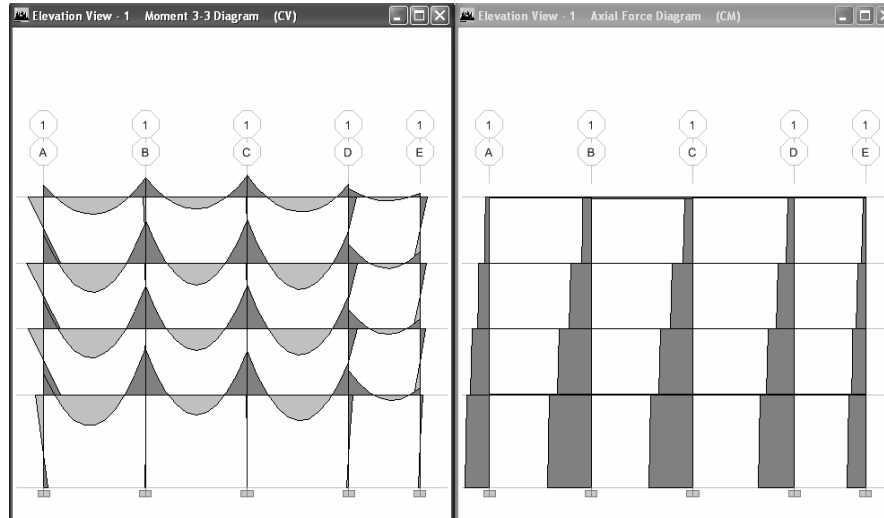
los comandos. Para ejecutar una operación/comando, se tiene que escoger antes que nada que herramienta se necesita y después dar clic izquierdo en el icono que deseamos activar. En la figura 48 aparecen los diferentes tipos de herramientas.

Figura 48. Tipos de herramientas.



d) La barra de título de despliegue: La barra de título de despliegue se localiza a la cima de la ventana del despliegue. La barra de título de despliegue se resalta cuando la ventana esta activada, el texto en la barra de título de despliegue incluye típicamente el tipo y situación de la vista asociado a la ventana. Si usted está desplegando los resultados en el modelo, la barra del título típicamente también le dice que los resultados se están viendo. Como se pueden observar en la figura 49.

Figura 49. Ventana activada y desactivada del titulo de despliegue.



e) Unidades: Las unidades se despliegan con un triangulo-abajo (▼) que se localiza en la parte inferior derecha como se puede observar en la figura 46. Para cambiar las unidades se hace un clic izquierdo con el *mouse* sobre el triangulo-abajo (▼) y aparecerán varios tipos de unidades y podrá escoger que unidad desea. Las unidades que usa el programa ETABS aparecen en la tabla XVI.

Tabla XVI. Tipos de unidades usadas en el programa ETABS.

Abreviatura	Descripción
lb – in	Libra – pulgada
lb – ft	Libra – pie
Kip – in	Kilo libra – pulgada
Kip – ft	Kilo libra – pie
KN – mm	Kilo newton – milímetro
KN – m	Kilo newton – metro
Kgf – mm	Kilogramo fuerza – milímetro
Kgf – m	Kilogramo fuerza - metro

Continúa

Abreviatura	Descripción
N – mm	Newton – milímetro
N – m	Newton – metro
Ton – mm	Tonelada – milímetro
Ton – m	Tonelada – metro
KN – cm	Kilo newton – centímetro
Kgf – cm	Kilogramo fuerza – centímetro
N – cm	Newton – centímetro
Ton – cm	Tonelada – centímetro

7.2 Herramientas utilizadas para la creación de modelos

7.2.1 Utilización de los modelos predeterminados por el programa


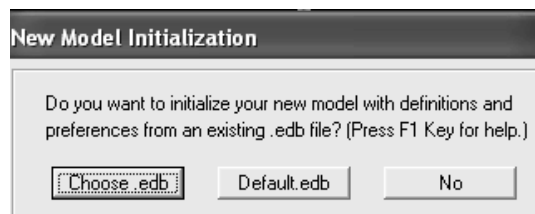
Para ingresar a un modelo predeterminado nos tenemos que colocar en el menú principal hacemos clic izquierdo con el *mouse* en archivo *file* y nos colocamos en el comando nuevo modelo *new model*, *file > new model*. Otra opción es buscar el icono  y hacer clic izquierdo. Después de realizar este procedimiento aparecerá un formulario con el nombre de iniciación de un nuevo modelo *new model initialization*, ver figura 50.

Figura 50. Formulario inicio de un nuevo modelo.



Como se puede observar en la figura 50 aparecen tres opciones. La opción que nos interesa para hacer un nuevo modelo será el botón *No* y

haremos un clic izquierdo en dicho botón. Después de haber accionado dicho botón aparecerá otro formulario con el nombre construyendo las líneas guías en planta y definiendo la altura de pisos *Building Plan Grid System and Story Data Definition*, ver figura 51

Figura 51. Formulario construyendo las líneas guías en planta y definiendo la altura de pisos.

The dialog box is titled "Building Plan Grid System and Story Data Definition". It is organized into three main sections:

- Grid Dimensions (Plan):** Contains two radio buttons. The "Uniform Grid Spacing" option is selected. Below it are four input fields: "Number Lines in X Direction" (4), "Number Lines in Y Direction" (4), "Spacing in X Direction" (6), and "Spacing in Y Direction" (6). The "Custom Grid Spacing" option is unselected.
- Story Dimensions:** Contains two radio buttons. The "Simple Story Data" option is selected. Below it are three input fields: "Number of Stories" (4), "Typical Story Height" (3), and "Bottom Story Height" (3). The "Custom Story Data" option is unselected, with an "Edit Story Data..." button next to it.
- Units:** A dropdown menu is set to "Kgf-m".
- Add Structural Objects:** A row of seven icons representing different slab types: "Steel Deck", "Staggered Truss", "Flat Slab", "Flat Slab with Perimeter Beams", "Waffle Slab", "Two Way or Ribbed Slab", and "Grid Only".

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

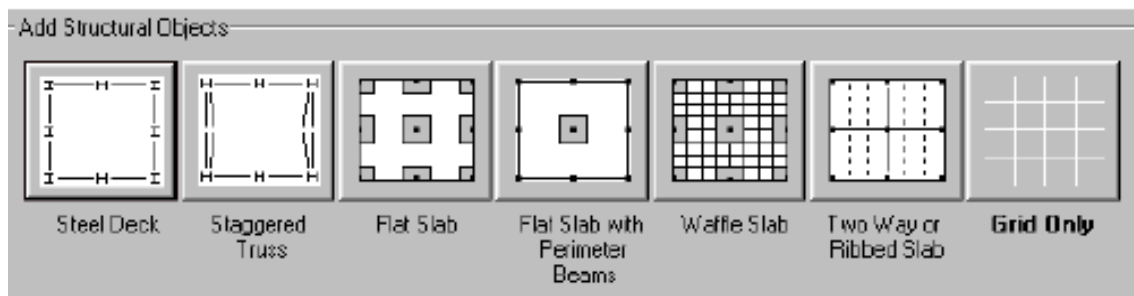
Como se puede observar en la figura 51, aparecen cuatro áreas en el formulario *Building Plan Grid System and Story Data Definitio* estas son:

- Las dimensiones de las líneas guías en planta *Grid Dimensions (Plan)*: se usa para definir un sistema de las líneas guías.
- Dimensiones de piso *Story Dimensions*: se usan para definir las alturas de los pisos.

- Unidades *Units*: se usan para definir las unidades a ser aplicadas en el modelo.
- Agregar objetos estructurales *Add Structural Objects*: se usan para agregar los objetos estructurales de las plantillas del programa.

Observe que en el área agregar objetos estructurales *Add Structural Objects* aparecen siete plantillas como se puede ver en la figura 52. El primer modelo predeterminado es la cubierta de acero *Steel Deck*, estructura de acero con riostra *Staggered Truss*, losa plana *Flat Slab*, losa plana con vigas perimetrales *Flat Slab with Perimeter Beams*, reticular celulado *Waffle Slab*, sistema de viguetas en una dirección *Two Way or Ribbed Slab* y únicamente líneas guías *Grid Only*. Cualquiera de las opciones que usted escoja de las siete el nombre del mismo va a resaltar. Por ejemplo en la figura 52 se puede ver claramente que la que resalta es únicamente las líneas guías *Grid Only*.


Figura 52. Tipos de modelos predeterminados.



7.2.2 Creación del modelo partiendo de cero

Antes de iniciar la construcción del modelo se tiene que establecer cuantas líneas guías existen en la dirección Y, X y cuantos pisos y las alturas de las mismas.

Después se tiene que establecer que unidades se va trabajar para el modelo ver tabla XVI.

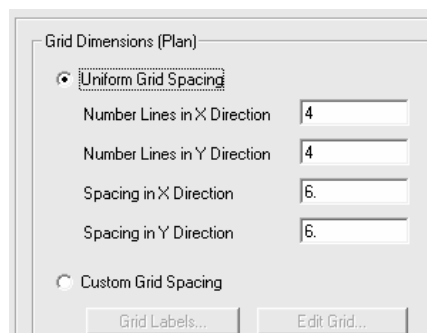
El siguiente paso consiste en colocarnos en el menú principal y procedemos a hacer clic en el comando archivo > nuevo modelo, *file > new model* o en botón nuevo modelo *new model*  y se presentara el formulario mostrado en la figura 50. Se debe de seleccionar el botón No en el cuadro y aparecerá el formulario construyendo las líneas guías en planta y definiendo la altura de pisos *Building Plan Grid System and Story Data Definition* mostrado en la figura 51 este es usado para especificar el espaciamiento de las líneas guías en planta y los datos de los pisos.

7.2.2.1 Construcción de las líneas guías *Grid*

Para poder realizar las líneas guías se tiene que tener presente el formulario construyendo las líneas guías en planta y definiendo la altura de pisos *Building Plan Grid System and Story Data Definition* mostrado en la figura 51. Como se estableció anteriormente aparecen cuatro áreas:}

Las dimensiones de las líneas guías en planta *Grid Dimensions (Plan)* ver figura 53.

Figura 53. Área dimensiones de las líneas guías en planta



- Espaciamiento uniforme de las líneas guías *Uniform Grid Spacing*:
 - Numero de líneas en la dirección X *Number Lines in X Direction*.
 - Numero de líneas en la dirección Y *Number Lines in Y Direction*.
 - Espacio entre cada línea en la dirección X *Spacing in X Direction*.
 - Espacio entre cada línea en la dirección Y *Spacing in Y Direction*.
- Personalizar el espacio de las líneas guías *Custom Grid Spacing*:
 - Etiqueta de las líneas guías en la dirección Y, X *Grid Labels....*
 - Editar las líneas guías *Edit Grid....*

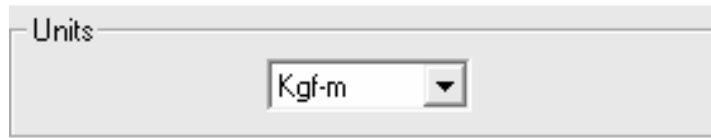
Dimensiones de piso *Story Dimensions*, ver figura 54.

Figura 54. Área de las dimensiones de los pisos

- Datos de los pisos *Simple Story Data*:
 - Numero de pisos *Number of Stories*.
 - Altura de piso típico *Typical Story Height*.
 - Altura de piso de abajo *Bottom Story Height*.
- Personalizar datos de los pisos *Custom Story Data*:
 - Editar datos de los pisos *Edit Story Data....*

Unidades *Units*, ver figura 55.

Figura 55. Área de unidades.



Que unidades se desea utilizar para construir el modelo ver tablar XVI.

Agregar objetos estructurales *Add Structural Objects* ver inciso 7.2.1.

7.2.2.2 Definición de los diferentes materiales a utilizar


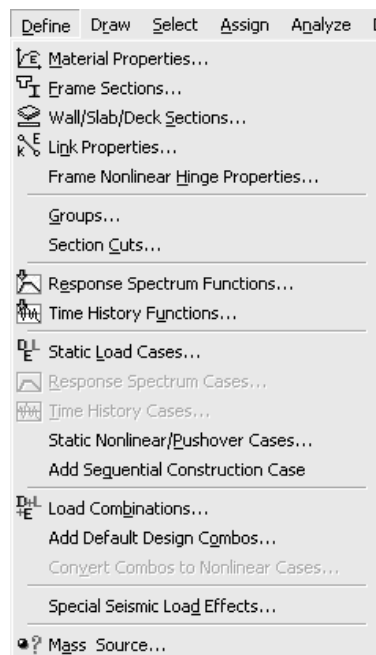
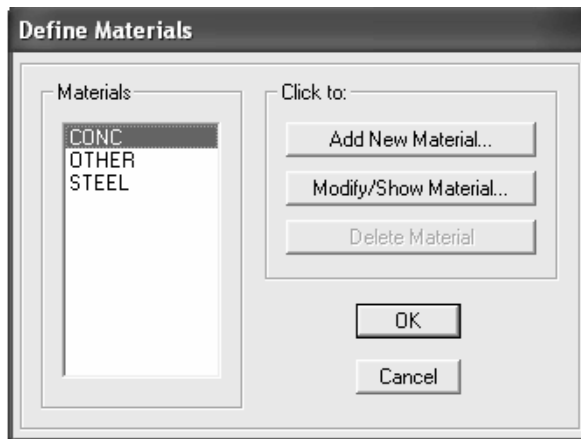
Para definir las propiedades de los materiales: seleccione definir *Define* del menú principal, de la lista que se presenta aparecen varios comandos escoja la opción de materiales *Materials...* como se muestra en figura 56 o haciendo clic izquierdo en el icono .

Figura 56. Menú para definir propiedades de materiales



Esto lo conducirá al formulario definir materiales *Define Materials* como se muestra en figura 57.

Figura 57. Formulario definir materiales



Los dos materiales que aparecen predeterminados por el programa son: el concreto y el acero estructural. Como se puede ver en el formulario definir materiales *Define Materials* y aparecen dos áreas, las cuales son:

- *Materiales Materials*: Esta área tiene establecido los materiales de concreto *CONC*, acero estructural *STEEL* y otros *OTHER*.
- Haga clic en *Click to*: Como se observa esta área cuenta con tres botones:
 - ◆ *Agregar nuevo material Add New Material...*: Este botón al momento de hacer clic va a desplegar un formulario con el nombre de datos de propiedad del material *Material Property Data*, dónde usted puede definir las nuevas propiedades del material.

El formulario de datos de propiedad del material *Material Property Data*, consiste en seis áreas diferentes ver figura 58. Ellos son:

Figura 58. Formulario datos de propiedad del material

- Nombre del material *Material Name*: El nombre del material a definir.
- Tipo de material *Type of Material*: Los material pueden ser:
 - isotrópico *Isotropic*: que es un material en el cual las propiedades físicas no presenta variaciones en sus tres ejes principales ver figura 58.
 - ortotrópico *Orthotropic*: que es una material en el cual las propiedades físicas varían en sus tres ejes principales ver figura 59.

Figura 59. Material ortotrópico.

- Propiedad del material para análisis *Analysis Property Data*: Esta área es compuesta por masa por unidad de volumen *Mass per unit Volume*, peso por unidad de volumen *Weight per unit Volume*, el módulo de elasticidad *Modulus of Elasticity*, la relación de Poisson *Poisson's Ratio*, el coeficiente de expansión térmica *Coeff of Thermal Expansion* y el módulo de cortante o de rigidez del material *Shear Modulus*, ver figura 58.

La masa por unidad de volumen *Mass per unit Volume*, se usa para calcular la masa propia de la estructura, si usted ha especificado esa masa será determinado del elemento y las masas adicionales. El peso por unidad de volumen *Weight per unit Volume* también conocido como peso específico se usa para calcular el peso propio de algún elemento.

Para los materiales isotrópicos *Isotropic*, se define con un solo valor para el módulo de la elasticidad *Modulus of Elasticity*, la relación de Poisson *Poisson's Ratio* y el coeficiente de expansión térmica *Coeff of Thermal Expansion*.

El módulo de cortante *Shear Modulus*, esta en función del modulo de elasticidad *Modulus of Elasticity* y la relación de Poisson *Shear Modulus*. Y utiliza la fórmula:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{\text{Modulo de Elasticidad}}{2(1 + \text{relación de Poisson})} \quad (5.1)$$

Para los materiales del ortotrópico *Orthotropic*, se define con tres valores para el módulo de elasticidad *Modulus of Elasticity*, uno para cada dirección del eje local, la relación de Poisson *Poisson's Ratio*, el coeficiente de expansión térmica *Coeff of Thermal Expansion* y el modulo de cortante *Shear Modulus*, ver figura 60.

- El Color de despliegue: se asigna un color para poder identificar que material se esta usando en el modelo.
- Tipo de diseño *Type of Design*: Aquí usted puede especificar que tipo de diseño desea puede ser acero, hormigón o ninguno. La opción que usted especifica aquí afecta en el área de propiedades del material para diseñar *Design Property Data*.
- Propiedades del material para diseñar *Design Property Data*: Esta área corresponde específicamente a las propiedades mecánicas del acero y del concreto. Y depende del área del tipo de diseño *Type of Design*.

Ver en la figura 58, si el tipo de diseño es concreto, los artículos siguientes son:

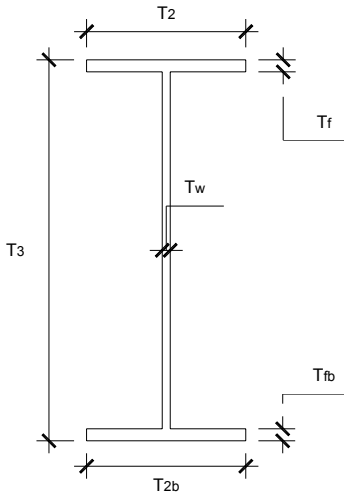
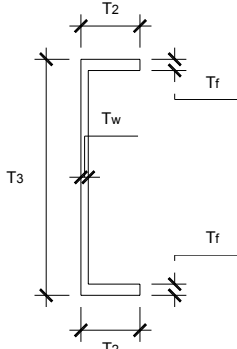
- La resistencia a la compresión del concreto, f'_c *Specified Concrete Compressive Strength*.
 - Esfuerzo a la fluencia del acero a tensión, f_y *Bending Reinforcing Yield Stress*.
 - Esfuerzo a fluencia del acero a corte, f_{ys} *Shear Reinforcing Yield Stress*.
 - Hórmigon liviano *Lightweight Concrete*: Cuando usted active este artículo con un cheque activara el artículo factor de reducción a corte *Shear Strength Reduction Factor*. Este factor de reducción es entre 0.75 y 0.85.
- ◆ Modificar / mostrar material *Modify / Show Material...*: Para modificar o mostrar algún material que se halla hecho se cuenta con el botón Modificar / mostrar material, *Modify / Show Material...*

- ◆ Borrar material *Delete Material*: usted puede borrar algunos materiales que aparecen en el área materiales *Materials*. Una nota importante es que no borre por ninguna circunstancia, los materiales ya predeterminados que son el acero *STEEL* y el concreto *CONC*.

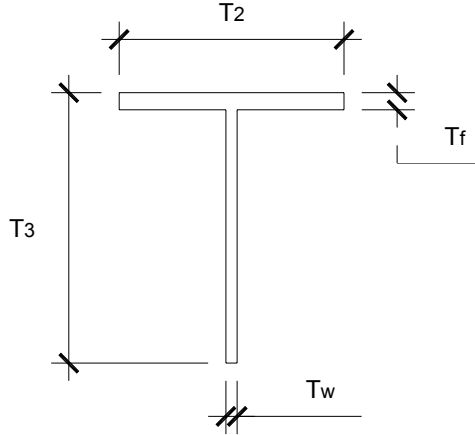
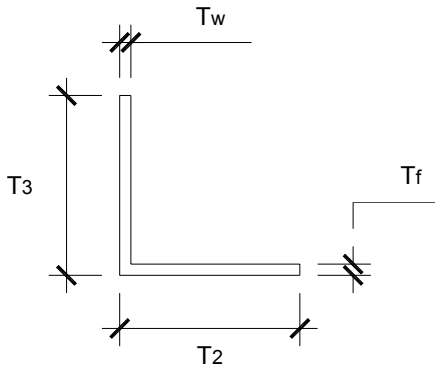
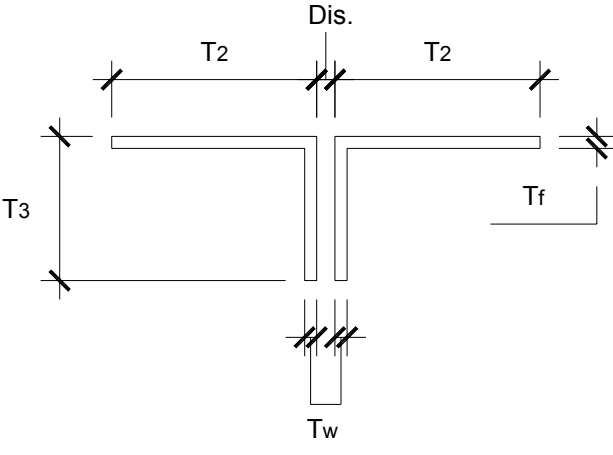
7.2.2.3 Reconocimiento de los tipos de elementos, involucrados en el modelo

El programa ETABS ya tiene involucrado algunas secciones como se puede ver en tabla XVII.

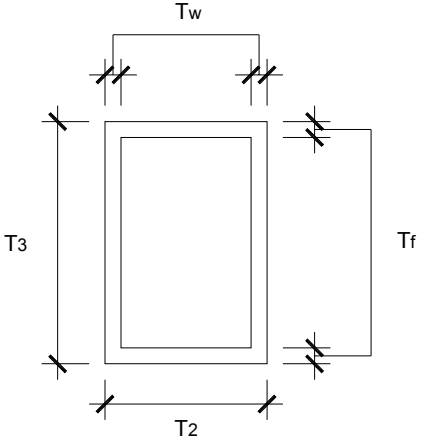
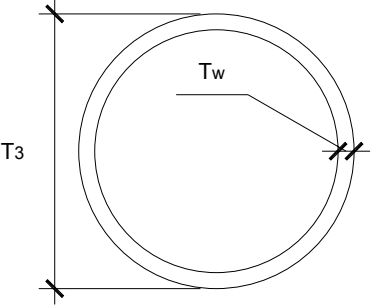
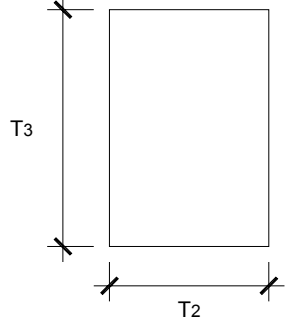
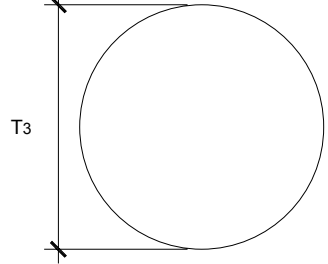
Tabla XVII. Tipos de secciones predeterminados por el programa

SECCIÓN	DESCRIPCIÓN
	<p>Perfil I, incluyendo sección de ala ancha <i>I – shape members, including wide flange sections.</i></p>
	<p>Sección de canal, <i>channel section.</i></p>

Continúa

SECCIÓN	DESCRIPCIÓN
 <p>The diagram shows a T-section with a horizontal flange and a vertical web. Dimension lines indicate: T_2 for the flange width, T_3 for the total height, T_w for the web thickness, and T_f for the flange thickness.</p>	<p>Sección T <i>tee section</i>.</p>
 <p>The diagram shows a single angle section with one horizontal leg and one vertical leg. Dimension lines indicate: T_2 for the leg width, T_3 for the leg height, T_w for the leg thickness, and T_f for the leg thickness.</p>	<p>Sección ángulo simple <i>angle section</i>.</p>
 <p>The diagram shows a double angle section with two horizontal legs and one vertical web. Dimension lines indicate: T_2 for the leg width, T_3 for the leg height, T_w for the leg thickness, T_f for the leg thickness, and <i>Dis.</i> for the distance between the two legs.</p>	<p>Sección ángulo doble <i>double angle section</i>.</p>

Continúa

SECCIÓN	DESCRIPCIÓN
	<p>Sección tubular rectangular <i>box/tube section</i>.</p>
	<p>Sección tubular circular <i>pipe section</i>.</p>
	<p>Sección rectangular <i>rectangular section</i>.</p>
	<p>Sección circular <i>circle section</i>.</p>

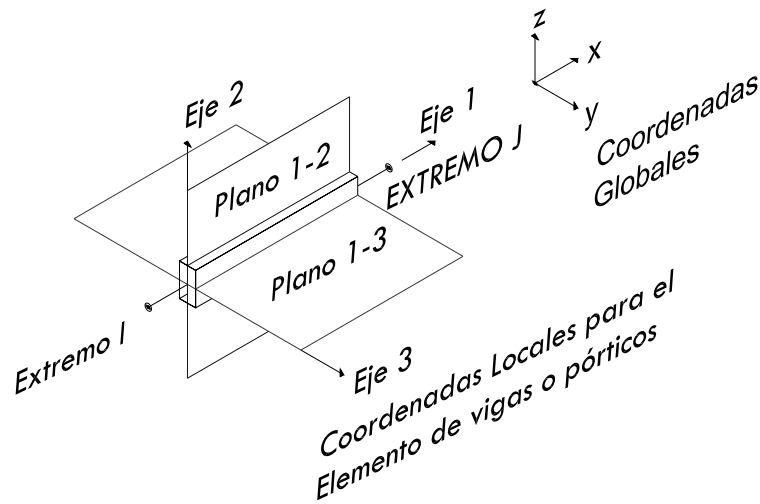
7.3 El elemento frame

El elemento frame es utilizado para modelar vigas y columnas. Estas pueden ser de acero estructural o de concreto.

El elemento se compone de un extremo I (nodo inicial) y un extremo J (nodo final) y posee ejes locales que se presenta a continuación ver figura 60.

- El eje 1 siempre va del extremo I al extremo J y es axial al elemento.
- El eje 2 es ortogonal al eje 1 y por defecto tiene la misma dirección del eje Z.
- El eje 3 resulta de implementar la regla de la mano derecha.

Figura 60. Componentes de un elemento



7.3.1 Estudio de las diferentes secciones geométricas de concreto predeterminados por el programa

Para establecer las secciones de concreto predeterminados por el programa ETABS. Nos ubicamos en el menú principal y hacemos clic en definir *Define* y después en el comando secciones de marco *Frame sections*, en ese


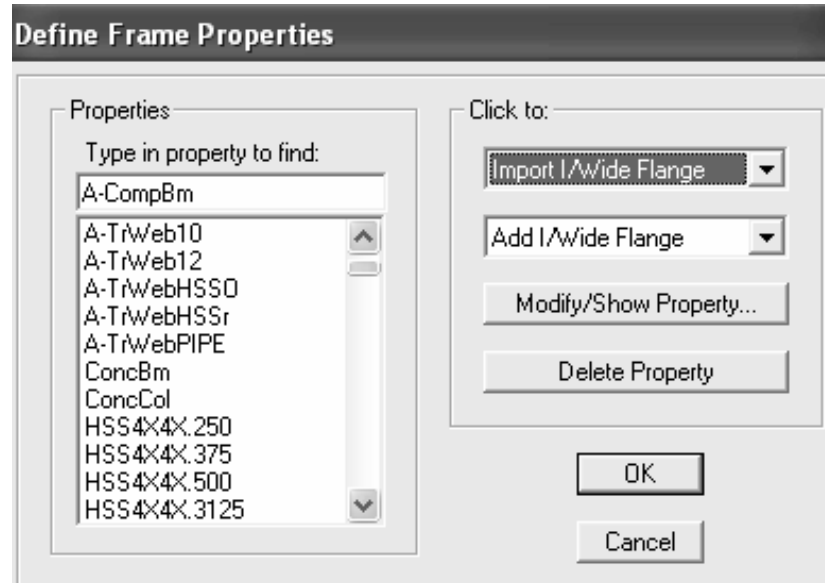
instante aparecerá el formulario definir propiedades del elemento *Define Frame Properties*, mostrado en la figura 61, o simplemente hacer clic en el icono .

Figura 61. Formulario definir propiedades del elemento



Obsérvese que aparece dos áreas en la figura 61, que corresponden a propiedades *Properties* y haga clic en *Click to*:

En el área propiedades *Properties* aparece el enunciado tipo de propiedades halladas, estas son simplemente las secciones predeterminadas por el programa. Hay dos secciones que nos interesan que son, ConcBm que corresponde a una sección de viga y ConcCol que esta definida como una columna ambas son de concreto.

En el área haga clic en *Click to*, dos ventanas desplegadas y dos botones, en la primera ventaja es para importar secciones ya establecidas por algunos códigos de acero:

- *Aisc3.pro: American Institute of Steel Construction shapes V3.*

- *BSShapes.pro: British Standards steel shapes.*
- *Cisc.pro: Canadian Institute of Steel Construction shapes.*
- *Euro.pro: European steel shapes.*
- *Joists.pro: Steel Joist Institute shapes.*
- *Sections.pro: American Institute of Steel Construction shapes V2.*
- *Sections8.pro: American Institute of Steel Construction shapes V3.*

En la segunda ventana desplegable sirve para agregar nuevas secciones esta pueden ser de acero o de concreto.

Cualquiera de las dos ventanas que se escojan ya se importar *Import* o agregar *Add*, estas aparecen después en el área de propiedades *Properties*.

Modificar/mostrar propiedad *Modify/Show Property...*: para realizar este procedimiento se tiene que escoger alguna sección que aparece en el área de propiedades *Properties* y hacer clic en el botón Modificar/mostrar propiedad *Modify/Show Property....* Aquí se podrá hacer los cambios que se desea en la sección o simplemente verificar que los datos estén bien.

Borrar propiedad *Delete Property*: usted puede borrar algunas secciones que aparecen en el área de propiedades *Properties*. Para realizar esto se tiene que escoger que propiedad se desea borrar y se hace clic en el botón, borrar propiedad *Delete Property*.

En la siguiente figura 62 se muestra las propiedades de la sección de una viga y de una columna de concreto ya predeterminados por el programa para ver dichas secciones se escoge primero en el área de propiedades la sección *ConcBm* o *ConcCol* y después se hace clic en el botón modificar/mostrar propiedad *Modify/Show Property....*

Figura 62. Formulario sección de una viga y columna predeterminada

The image displays two screenshots of the 'Rectangular Section' dialog box. The top screenshot is for a beam section with the name 'ConcBm'. It shows a 'Section Name' field with 'ConcBm', a 'Material' dropdown set to 'CONC', and dimensions of Depth (t3) = 0.4572 and Width (t2) = 0.3048. The reinforcement diagram shows a rectangular cross-section with a grid. The bottom screenshot is for a column section with the name 'ConcCol'. It shows a 'Section Name' field with 'ConcCol', a 'Material' dropdown set to 'CONC', and dimensions of Depth (t3) = 0.4572 and Width (t2) = 0.4572. The reinforcement diagram shows a square cross-section with a grid and six reinforcement bars.

En el formulario sección rectangular *Rectangular Section* aparece seis áreas que son:

- Nombre de la sección *Name Section*: Aquí usted podrá dar el nombre a la sección. Es aconsejable que se nombre no muy largos.

- Propiedades *Properties*: En esta área presenta un botón propiedades de la sección *Section Properties* aquí presenta las características de la sección creada. En la figura 63 se presenta las propiedades de las secciones predeterminadas por el programa que son la viga *ConcBm* y la columna *ConcCol*. En este formulario no se puede hacer ninguna modificación.

Figura 63. Formulario propiedades y características de la sección

Property Data

Section Name

Properties

Cross-section (axial) area	<input type="text" value="0.1394"/>	Section modulus about 3 axis	<input type="text" value="0.0106"/>
Torsional constant	<input type="text" value="2.533E-03"/>	Section modulus about 2 axis	<input type="text" value="7.079E-03"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="2.427E-03"/>	Plastic modulus about 3 axis	<input type="text" value="0.0159"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="1.079E-03"/>	Plastic modulus about 2 axis	<input type="text" value="0.0106"/>
Shear area in 2 direction	<input type="text" value="0.1161"/>	Radius of Gyration about 3 axis	<input type="text" value="0.132"/>
Shear area in 3 direction	<input type="text" value="0.1161"/>	Radius of Gyration about 2 axis	<input type="text" value="0.088"/>

Property Data

Section Name

Properties

Cross-section (axial) area	<input type="text" value="0.209"/>	Section modulus about 3 axis	<input type="text" value="0.0159"/>
Torsional constant	<input type="text" value="6.154E-03"/>	Section modulus about 2 axis	<input type="text" value="0.0159"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="3.641E-03"/>	Plastic modulus about 3 axis	<input type="text" value="0.0239"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="3.641E-03"/>	Plastic modulus about 2 axis	<input type="text" value="0.0239"/>
Shear area in 2 direction	<input type="text" value="0.1742"/>	Radius of Gyration about 3 axis	<input type="text" value="0.132"/>
Shear area in 3 direction	<input type="text" value="0.1742"/>	Radius of Gyration about 2 axis	<input type="text" value="0.132"/>

En la figura 63 contiene dos áreas: nombre de la sección *Section Name* y propiedades *Properties*.

En el área de propiedades *Properties* cuenta con 7 artículos que son:

- Área de la sección *Cross-section (axial) area*.
- Constante de torsión *Torsional constant*.
- Momento de inercia alrededor del eje 3 del elemento frame *Moment of Inertia about 3 axis*.
- Momento de inercia alrededor del eje 2 del elemento frame *Moment of Inertia about 2 axis*.
- Área de cortante en dirección del eje 2 del elemento frame *Shear area in 2 direction*.
- Área de cortante en dirección del eje 3 del elemento frame *Shear area in 3 direction*.
- Modulo de sección alrededor del eje 3 del elemento frame *Section modulus about 3 axis*.
- Modulo de sección alrededor del eje 2 del elemento frame *Section modulus about 2 axis*.
- Modulo plastico alrededor del eje 3 del elemento frame *Plastic modulus about 3 axis*.
- Modulo plastico alrededor del eje 2 del elemento frame *Plastic modulus about 2 axis*.
- Radio de giro alrededor del eje 3 del elemento frame *Radius of gyration about 3 axis*.
- Radio de giro alrededor del eje 2 del elemento frame *Radius of gyration about 2 axis*.

- Modificar propiedades *Property Modifiers*: Aquí es posible modificar las propiedades en forma indirecta presionando el botón de modificando resultados *Set Modifiers...* ver figura 62, Al presionar este botón se abrirá un formulario llamado factores de modificación de las propiedades del análisis *Analysis Property Modification Factors* figura 64. En este formulario permite aplicar un factor a las propiedades geométricas de las secciones.

Figura 64. Factores de modificación de las propiedades del análisis

Property	Value
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	1
Weight	1

- Material *Material*: En esta área corresponde a que material se le asignara a la sección. En dicha área se observa que tiene un triángulo abajo (▼) cuando se hace clic, habrá un despliegue y aparecen los materiales de concreto *CONC*, acero estructural *STEEL* y otros *OTHER* ver figura 65. Una nota importante es que si usted crea un nuevo material y a ese material le asigna un nombre por ejemplo concreto este tendrá que aparecer automática en este listado ver figura 66.

Figura 65. Tipos de materiales para la sección

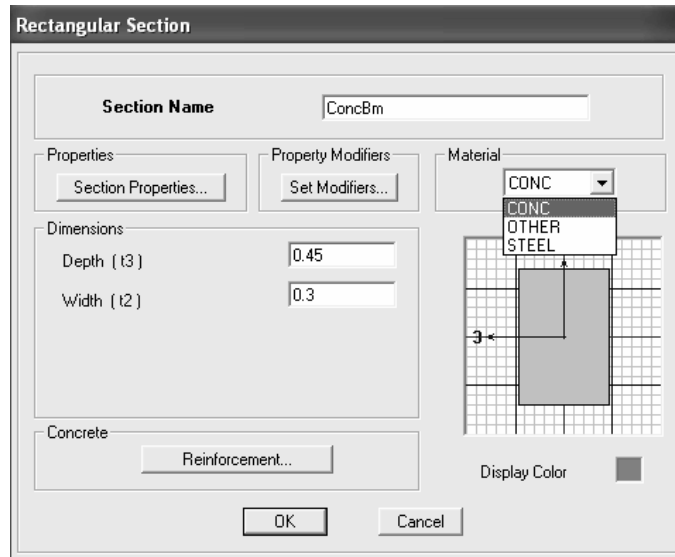
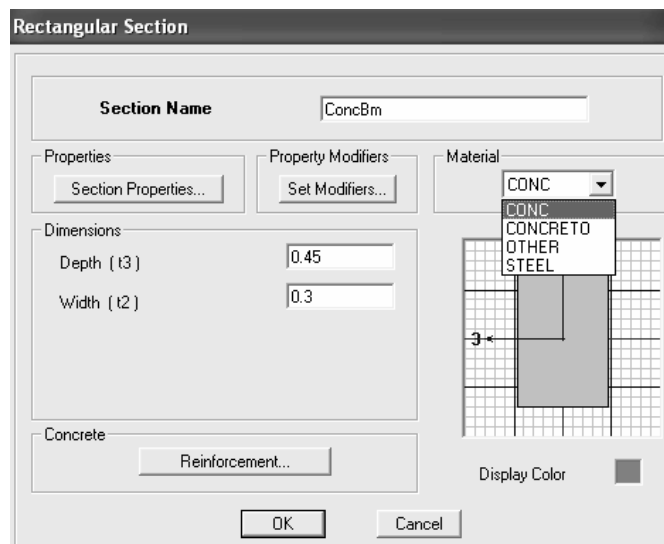


Figura 66. Tipos de materiales e incorporar uno nuevo para la sección

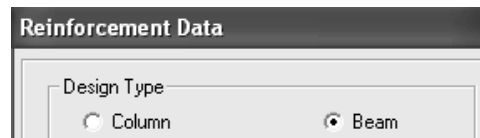


Si se escoge el concreto *CONC* como material para la sección se activara el área de concreto *Concrete*.

- *Concrete Concrete*: En esta área se activara cuando el material de la sección es de concreto *CONC*. Dentro de esta se encontrara un botón con el nombre

armadura *Reinforcement*... Cuando se hace clic en dicho botón aparecerá un formulario ver figura 67. En dicho formulario contara con un área con el nombre de tipo de diseño *Design Type*, y dentro de esta aparecerán dos nombre; columna *Column* y viga *Beam*.

Figura 67. Datos para la armadura

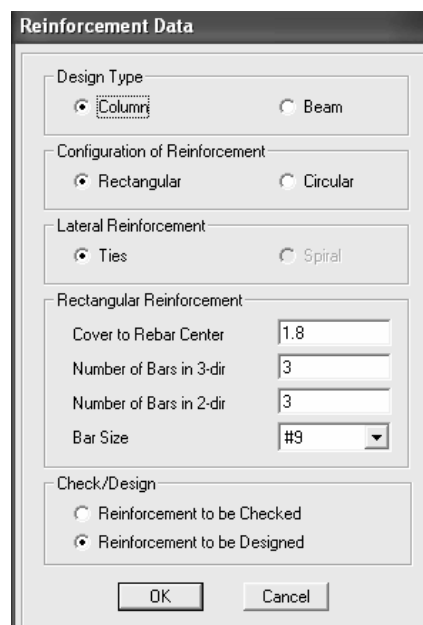


The image shows a dialog box titled "Reinforcement Data". Inside, there is a section labeled "Design Type" containing two radio buttons: "Column" and "Beam". The "Beam" radio button is currently selected.

Recuerde algo muy importante si usted a creado una sección para que funcione como columna usted tendrá que activar donde dice columna *Column*.

En el área tipo de diseño *Design Type* escogeremos columna *Column*. Cuando se a seleccionado esta función aparecerán otras cuatro áreas ver figura 68.

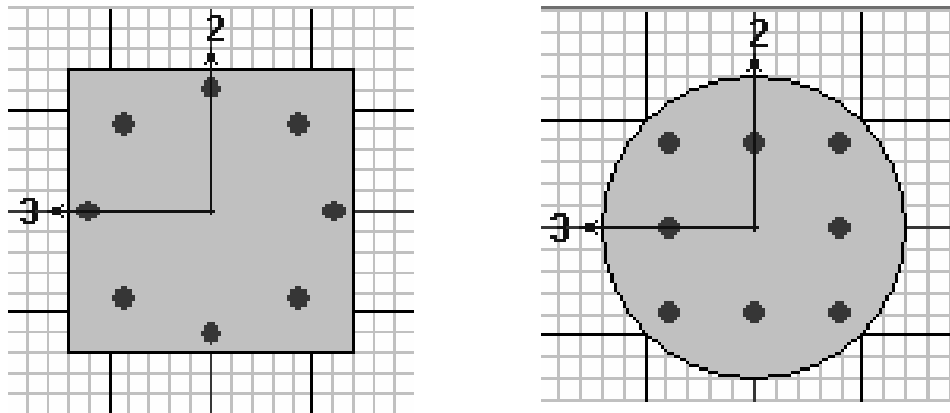
Figura 68. Datos de armadura para una columna



The image shows the "Reinforcement Data" dialog box with the "Column" radio button selected. It displays several configuration sections: "Configuration of Reinforcement" with "Rectangular" selected; "Lateral Reinforcement" with "Ties" selected; "Rectangular Reinforcement" with input fields for "Cover to Rebar Center" (1.8), "Number of Bars in 3-dir" (3), "Number of Bars in 2-dir" (3), and a "Bar Size" dropdown menu set to "#9"; and "Check/Design" with "Reinforcement to be Designed" selected. "OK" and "Cancel" buttons are at the bottom.

- La configuración del armado *Configuration of Reinforcement*: Aquí se especifica el armado en rectangular *Rectangular* o en circular *Circular*. Usted puede, poner el armado circular en una columna rectangular o el armado rectangular puesto en una columna redonda ver 69.

Figura 69. Configuración del armado



- El armado lateral *Lateral Reinforcement*: Si la configuración de la armadura es rectangular, el armado lateral sólo puede ser en estribo. Si la configuración de refuerzo es circular, el armado lateral puede ser en aro o en espiral.
- El armado rectangular *Rectangular Reinforcement*: Cuando la configuración del armado es rectangular, las opciones siguientes están disponibles en este área:
 - ◆ Recubrimiento al centro de la barra de armadura *Cover to Rebar Center*: Ésta es la distancia del borde de la columna al centro de una barra longitudinal. En el caso especial del armado rectangular en una columna circular, el recubrimiento se toma a partir de la distancia mínima del borde de la columna al centro de una barra de la esquina del armado rectangular.

- ◆ El número de barras en la dirección 3 *Number of bars in 3-dir.* Éste es el número de barras longitudinales incluyendo las barras de las esquinas en las dos caras de la columna que es paralelo al eje 3 local la sección.

- ◆ El número de barras en la dirección 2 *Number of bars in 2-dir.* Éste es el número de barras longitudinales incluyendo las barras de las esquinas en las dos caras de la columna de que es paralelo al eje 2 local la sección.

- ◆ Número de barra *Bar size*: Éste es el número especificado de barra de acero para la sección. Usted puede especificar sólo un número de barra para la columna.

- El armado circular *Circular Reinforcement*. Esta área es visible si usted ha escogido una configuración circular de armadura. Las siguientes opciones están disponibles en esta área, ver figura 70.

Figura 70. Armadura circular

The image shows a software dialog box titled "Reinforcement Data". It contains several sections with radio buttons and input fields:

- Design Type:** Radio buttons for "Column" (selected) and "Beam".
- Configuration of Reinforcement:** Radio buttons for "Rectangular" and "Circular" (selected).
- Lateral Reinforcement:** Radio buttons for "Ties" (selected) and "Spiral".
- Circular Reinforcement:**
 - "Cover to Rebar Center" input field with value "1.8".
 - "Number of Bars" input field with value "8".
 - "Bar Size" dropdown menu with value "#9".
- Check/Design:** Radio buttons for "Reinforcement to be Checked" and "Reinforcement to be Designed" (selected).

At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

- ◆ Recubrimiento al centro de la barra longitudinal *Cover to Rebar Center*. Ésta es la distancia del borde de la columna al centro de una barra longitudinal. En el caso especial de armado circular en una columna rectangular, el recubrimiento se toma a partir de la distancia mínima del borde de la columna al centro de barra del armado circular más cercano.
 - ◆ El número de barras *Number of bars*: Éste es el número de refuerzo de barras longitudinales en la sección.
 - ◆ Número de barra *Bar size*: Éste es el número especificado de barra de acero para la sección. Usted puede especificar sólo un número de barra para la columna.
- Chequeo/Diseño *Check/Design*: En esta área usted especifica si el armado longitudinal que propuso sea verificado *Check* o el armado longitudinal sea diseñado *Design*. Cuando un elemento con estas propiedades de sección se corre *run* a través del diseño de marcos de hormigón *Concrete Frame Design*. Toda la información que hay en el formulario de armadura *Reinforcement Data* se usara para verificar *Check* el armado. Si el armado se va a diseñar *Design*, toda la información en el formulario de armadura *Reinforcement Data* se usa, excepto el tamaño de la barra *Bar size* que se ignora y el total requirió al área de acero es calculada.

En el área tipo de diseño *Design Type* escogeremos ahora viga *Beam*. Recordemos que el tipo de diseño que vamos a escoger va a depender de la sección que vamos a trabajar. Cuando se a seleccionado esta función aparecerán otras cuatro áreas ver figura 68.

Figura 71. Datos de armadura para una viga

The image shows a software dialog box titled "Reinforcement Data". It contains three main sections. The first section, "Design Type", has two radio buttons: "Column" (unselected) and "Beam" (selected). The second section, "Concrete Cover to Rebar Center", has two input fields: "Top" with the value "1.8" and "Bottom" with the value "1.8". The third section, "Reinforcement Overrides for Ductile Beams", has a table with two columns: "Left" and "Right". Under "Left", there are two input fields: "Top" with "0." and "Bottom" with "0.". Under "Right", there are two input fields: "Top" with "0." and "Bottom" with "0.". At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

- Recubrimiento al centro de la barra longitudinal *Cover to Rebar Center*. El recubrimiento se especifica a arriba *Top* y abajo *Bottom* de la viga. El recubrimiento de arriba es medido a partir en la parte superior de la viga al centroide del refuerzo longitudinal. El recubrimiento de abajo es medido a partir de la parte inferior de la viga al centroide del refuerzo longitudinal.
- Sobre-armado para vigas ductiles *Reinforcement Overrides for Ductile Beams*: El sobre-armado sirve para especificar las áreas de acero que ocurre en la parte de arriba y abajo del lado derecho e izquierdo de la viga.

Usted podrá especificar que área de acero quiere colocar en la viga. Si usted lo deja los valores que aparecen en figura 71, con cero el programa calculara automáticamente que acero se debe que colocar en la viga.

7.3.2 Creación de elemento de concreto a partir de cero

Para realizar una sección que no este predeterminado por el programa, se escoge en el formulario definir propiedades del elemento *Define Frame*

Properties, mostrado en la figura 61, la segunda ventana desplegable que esta ubicada en el área haga clic en *Click to:* y hacemos clic en el triangulo-abajo (▼), en ese momento se desplegara varias secciones para agregar en el área de propiedades *Properties*. Como se a observado en una viga es rectangular y las columnas pueden ser cuadradas o rectangulares para poder asignar una sección así tenemos que selección agregar rectangular *Add Rectangular*. En otros casos sucede que las columnas pueden ser circulares en este caso tenemos que seleccionar agregar circular *Add Circle*. Ver inciso 7.3.1.

7.3.3 Restricciones en los apoyos

Existen diferentes tipos de apoyos que se pueden asignar a una estructura de acuerdo a la idealización y a tipo que se utilizará en la estructural real.

Para asignar restricciones es necesario seleccionar primero los nodos estos tendrán que aparecer en forma de cruz y discontinuas ver figura 72.

Figura 72. Selección de nodo para restringir



Ya seleccionados los nodos nos ubicamos en el menú principal y hacemos clic en asigne *Assign*, después hacemos otro clic en el comando junta/punto *Joint/Point* y por ultimo en el sub-comando restricciones apoyos


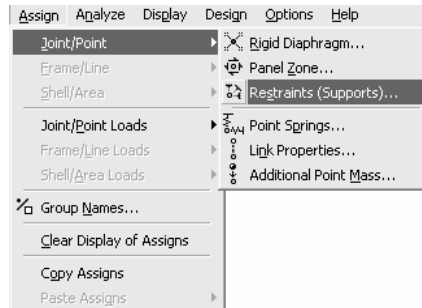
Restraints (Supports)... ver figura 73. Otra opción es buscar la barra de herramientas donde está ubicado el icono  y hacer clic.

Figura 73. Seleccionar el sub-comando restricciones (apoyos)



Por último tendrá que aparecer el formulario asigne restricciones *Assign Restraints* donde usted puede asignar las restricciones al punto seleccionado.

Figura 74. Formulario asigne restricciones



Los seis posibles grados de libertad disponibles para un punto se listan en el área de las restricciones en dirección global *Restraints in Global Directions* del formulario asigne restricciones *Assign Restraints* ver figura 74. Ponga un cheque en la caja asociada con cualquier grado de libertad que usted quiera restringir, por ejemplo sea restringida la traslación *Translation* en X, Y, Z. Cualquier grado de libertad que no tenga un cheque en la caja se asume que es libre, por ejemplo no se colocó un cheque en la rotación sobre *Rotation about* X, Y, Z.

7.3.3.1 Estudio de los tipos de restricciones

El área de rápida restricciones *Fast Restraints* del formulario asigne restricciones *Assign Restraints* proporciona cuatro botones que rápidamente coloca las condiciones al apoyo esto le ayudara para ver si tiene un cheque o no algún cuadrado en el área restricciones en la dirección global *Restraints in Global Directions*. Los cuatro botones de rápida restricciones son:


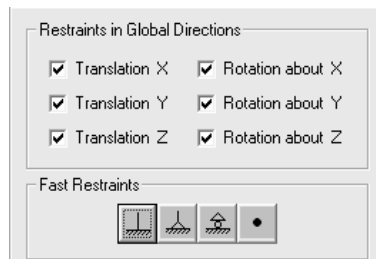
-  Éste es el botón de base fijo o bien conocido como empotramiento. Todos los seis grados de libertad se restringen. Ver figura 75.

Figura 75. Restricción de seis grado de libertad




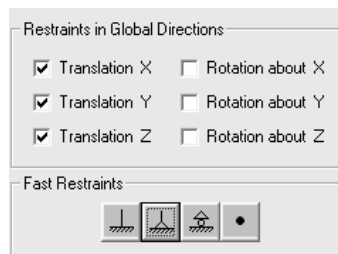
-  Éste es el botón de base articulado. Los tres grados de libertad se restringen en lo que corresponde a la traslación en X, Y, Z. Mientras que los grados de libertad de rotación sobre X, Y, Z, no tienen restricción. Ver figura 76.

Figura 76. Restricción de tres grado de libertad




- 
 Éste es el botón de apoyo de rodillo o llamado simplemente apoyado. Sólo la traslación de Z se restringe (la caja tiene un cheque) cuando usted hace clic en este botón. Todos los otros grados de libertad son libres (no tiene el cheque en la caja). Ver figura 77.

Figura 77. Restricción de un grado de libertad




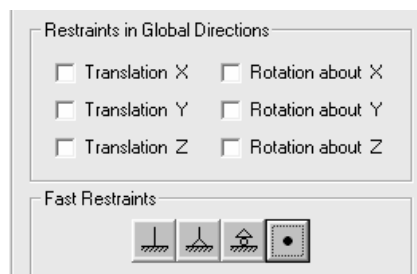
- 
 Éste es el botón de nodo libre. Todos los grados de libertad están libres. Ver figura 78

Figura 78. Restricción de ningún grado de libertad



7.4 Creación y asignación de cargas

En el programa, usted primero define los casos de cargas estáticas, para lograr este objetivo debemos ir al menú principal define *Define* y hacer clic en el comando casos de cargas estáticas *Static Load Cases...* o hacer clic en el icono



, ver figura 79. Con este procedimiento se obtendrá el formulario defina los

nombres de casos de cargas estáticas *Define Static Load Case Names*, ver figura 80.

Figura 79. Comando casos de cargas estáticas

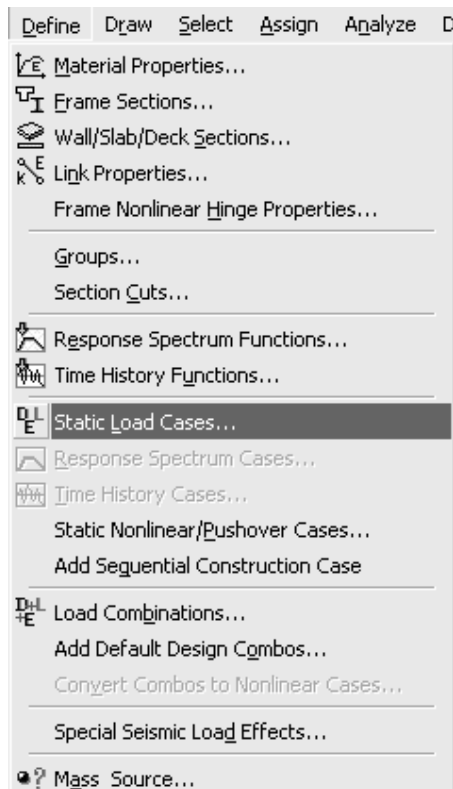


Figura 80. Formulario defina los nombres de casos de cargas estáticas

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
MUERTA	DEAD	1	
MUERTA	DEAD	1	
VIVA	LIVE	0	
SISMO	QUAKE	0	None

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

El formulario tiene dos áreas: Las cargas *Loads* y haga clic a *Click To*.
El área de cargas *Loads* tiene cuatro artículos separados:

- La carga *Load*: Éste es el nombre del caso de carga estática.

- El tipo: Éste es el tipo del caso de carga estática. El programa usa estos valores al crear la combinación de carga automáticamente para el post-procesador de diseño. Los factores cargas se usaran en el diseño para las combinaciones de carga son diferentes para los varios tipos de cargas. Las opciones para los tipos de carga son:
 - Muerta *Dead*: La carga muerta.
 - Super muerta *Super Dead*: La carga muerta sobrepuesta. Esto se usa en el post-procesador del diseño de viga compuesto *Composite Beam*.
 - Viva *Live*: La carga viva.
 - Reduzca viva: La carga viva reducible. Una carga viva que es especificado como reducible está automáticamente reducido por el programa para el uso en el post-procesador del diseño.
 - El temblor *Quake*: carga de terremoto.
 - Viento *Wind*: La carga del viento.
 - Nieve *Snow*: Las nieves cargan.
 - Otro *Other*: Otra carga de que no encaja en una de las anteriores categorías o que usted no quiere incluir en el diseño de combinación de cargas creadas por el programa automáticamente.

- Multiplicador de peso propio *Self Weight Multiplier*: Una nota es que el peso muerto *Self Weight Multiplier =1* sólo se incluye en la definición del sistema de carga muerta *Dead* puesto que si se incluyera en cualquiera de los otros sistemas de cargas implicaría que al hacer cualquier combinación de esos

dos sistemas el peso propio de los elementos se estaría considerando más de una vez.

- Auto carga lateral *Auto Lateral Load*: El artículo de auto carga lateral es inactivo a menos que el tipo de carga especificado se temblor *Quake* o viento *Wind*. Cuando usted especifique el tipo de carga como el temblor *Quake* o viento *Wind*, la auto carga lateral triangulo-abajo (▼) se pone activo.

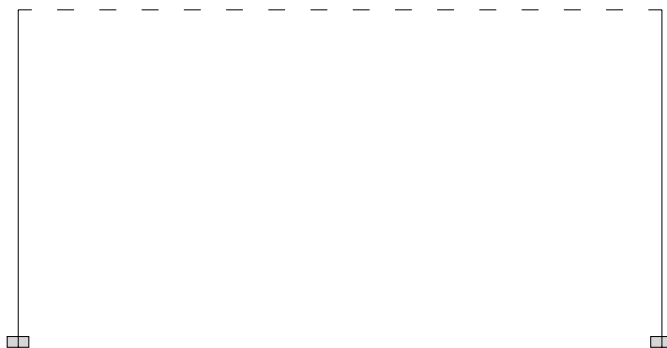
En el área haga clic a *Click To*: aparecen cuatro botones que sus funciones corresponde:

- Agregar una nueva carga *Add New Load*: Use el procedimiento siguiente para agregar un nuevo caso de carga estática en el formulario defina los nombres de casos de cargas estáticas *Define Static Load Case Names*:
 - El nombre de la carga *Load Name* que se le asignara al tipo de carga *Type*. El programa no le permite usar los nombres repetidos.
 - Seleccione un tipo de carga *Type*, haciendo clic en triangulo-abajo (▼).
 - Asigne el valor para el peso propio al tipo de carga. Recuerde que si una el valor de 1 usted estará agregando el peso propio del elemento estructural.
 - Si el tipo de carga especificado es temblor *Quake* o viento *Wind*, seleccione una opción de la auto carga lateral *Auto Lateral Load*, haciendo clic en triangulo-abajo (▼).
 - Haga clic en el botón agregue nueva carga *Add New Load*.

- Modificar carga *Modify Load*: Use el procedimiento siguiente para modificar un caso de carga estática existente en el formulario defina los nombres de casos de cargas estáticas *Define Static Load Case Names*:
 - Escoja que carga desea modificar esta será resaltada.
 - Modifique cualquiera de los datos que están en el área de cargas *Loads*.
 - Haga clic en el botón modifique la carga.
- Modificar carga lateral *Modify Lateral Load*. Este botón sirve para modificar los parámetros de cargas laterales automáticos.
- Borrar carga *Delete Load*: Aquí simplemente se escoge que carga se desea desaparecer y se hace clic en dicho botón.

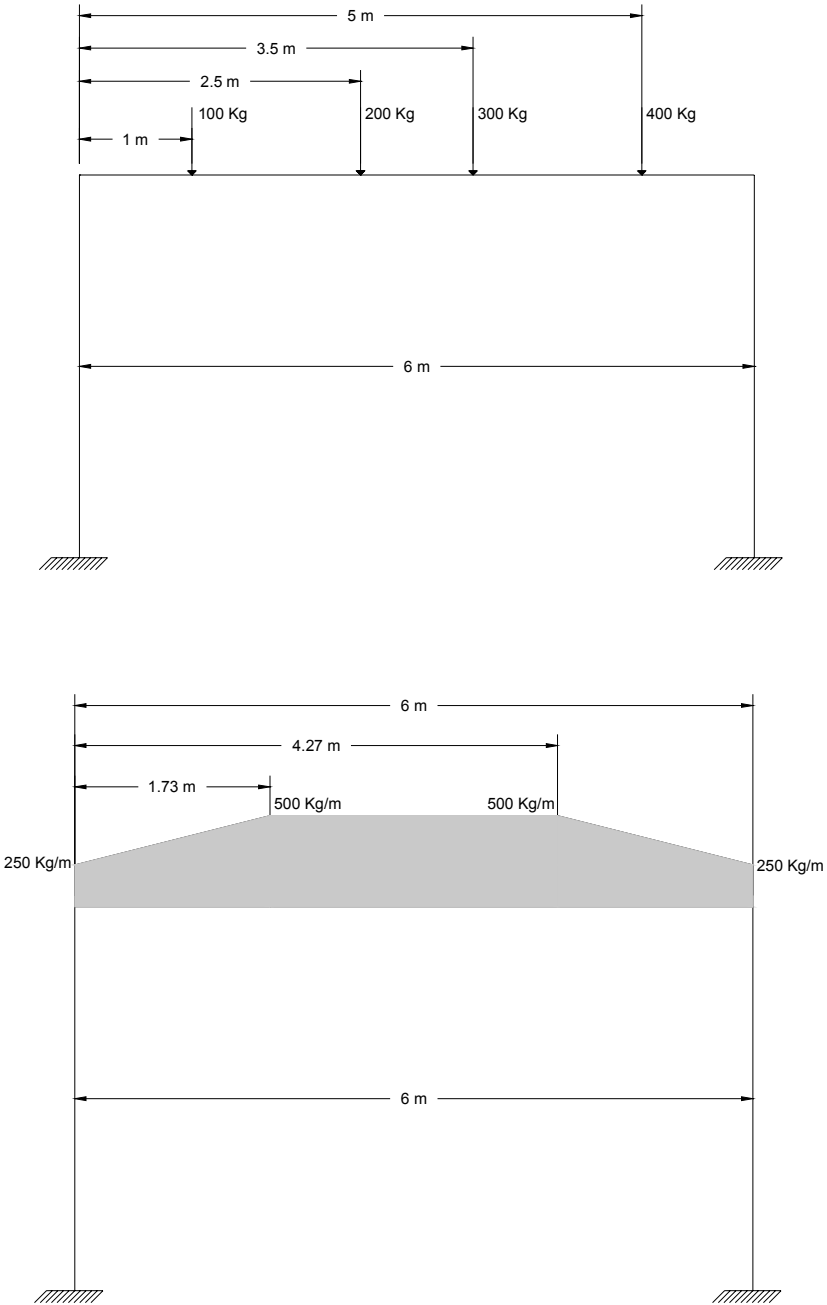
Para lograr asignar una carga (distribuida lineal o puntual) primero se escoge el elemento este tendrá que aparecer con líneas discontinuas por ejemplo en la figura 81, se ha seleccionado la viga se puede observar que aparece con líneas discontinuas.

Figura 81. Selección de elemento para asignar cargas



A continuación se presenta un ejemplo para asignar cargas puntuales, trapezoidales y distribuidas linealmente ver figura 82.

Figura 82. Asignar cargas puntuales, trapezoidales y distribuidas




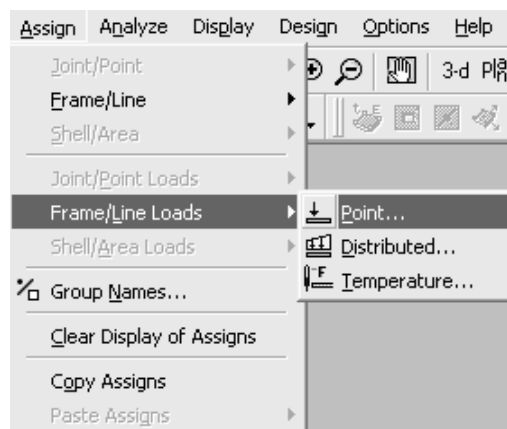
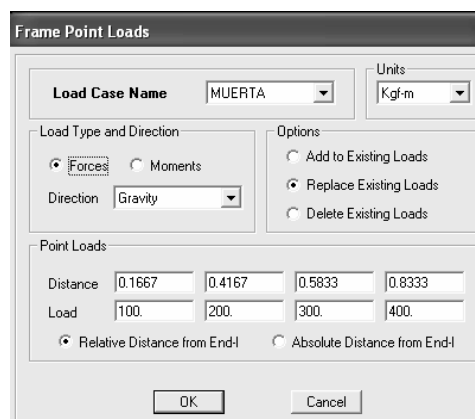
Para resolver el primer ejemplo que consiste en cargas puntuales, primero se hace clic izquierdo sobre la viga esta tendra que aparecer con lineas discontinuas. Con este procedimiento se lograra activar el comando marco/linea cargas *Frame/Line Loads* que se encuentra en el menú principal asigne *Assign*. Escogeremos el sub-comando punto *Point...* o hacer clic en el icono  ver figura 83.

Figura 83. Asignar cargas puntuales



A continuación aparece el formulario cargas puntuales a marco *Frame Point Loads* ver figura 84.

Figura 84. Formulario para cargas puntuales para marco

The 'Frame Point Loads' dialog box contains the following fields and options:

- Load Case Name: MUERTA
- Units: Kgf-m
- Load Type and Direction: Forces (selected), Moments
- Direction: Gravity
- Options: Add to Existing Loads, Replace Existing Loads (selected), Delete Existing Loads
- Point Loads table:

Distance	0.1667	0.4167	0.5833	0.8333
Load	100.	200.	300.	400.
- Relative Distance from End-I (selected), Absolute Distance from End-I
- Buttons: OK, Cancel

En el área cargas puntuales *Point Loads* aparecen dos artículos con el nombre de distancia relativa para extremo I *Relative Distance from End-I*; y distancia absoluta para extremo I *Absolute Distance from End-I*.

A continuación se presenta la solución con el artículo distancia relativa para extremo I *Relative Distance from End-I* ver figura 84.

$$\text{Distancia 1} = 1/6 = 0.1667$$

$$\text{Distancia 2} = 2.5/6 = 0.4167$$

$$\text{Distancia 3} = 3.5/6 = 0.5833$$

$$\text{Distancia 4} = 5/6 = 0.8333$$

Para la distancia absoluta simplemente se coloca las distancias totales ver en figura 85.

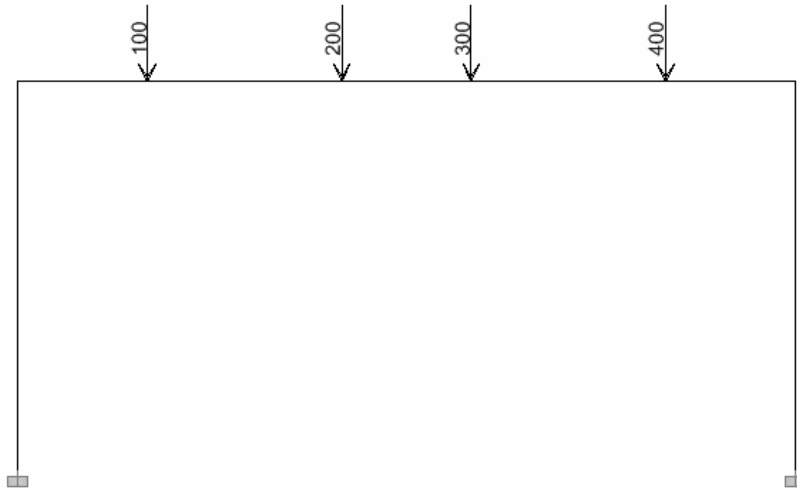
Figura 85. Asignación de cargas puntuales con distancia absoluta

The image shows a software dialog box titled "Frame Point Loads". It contains the following fields and options:

- Load Case Name:** A dropdown menu set to "MUERTA".
- Units:** A dropdown menu set to "Kgf-m".
- Load Type and Direction:** Radio buttons for "Forces" (selected) and "Moments". A "Direction" dropdown menu set to "Gravity".
- Options:** Radio buttons for "Add to Existing Loads", "Replace Existing Loads" (selected), and "Delete Existing Loads".
- Point Loads:** A table with two rows and four columns:

Distance	1.	2.5	3.5	5.
Load	100.	200.	300.	400.
- At the bottom of the Point Loads section, radio buttons for "Relative Distance from End-I" and "Absolute Distance from End-I" (selected).
- Buttons:** "OK" and "Cancel" buttons at the bottom center.

Figura 86. Cargas puntuales en el marco




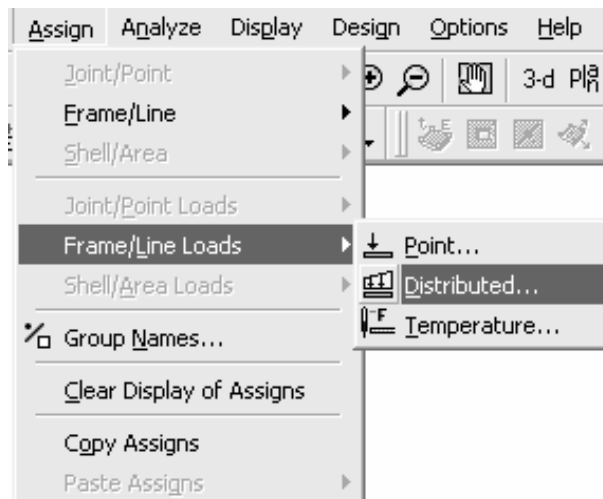
Solución para la carga trapezoidal, primero se tiene que seleccionar la viga con este procedimiento se lograra activar el comando marco/línea cargas *Frame/Line Loads* que se encuentra en el menú principal asigne *Assign*. Escogeremos el sub-comando distribución *Distributed...* o hacer clic en el icono  ver figura 87.

Figura 87. Sub-comando distribución



A continuación se presenta una secuencia con figuras para la solución de carga trapezoidal.

Con distancia relativa *Relative Distance from End-I*.

Distance	0	0.2883	0.7117	1
Load	250	500	500	250

$$\text{Distancia 1} = 0/6 = 0$$

$$\text{Distancia 2} = 1.73/6 = 0.2883$$

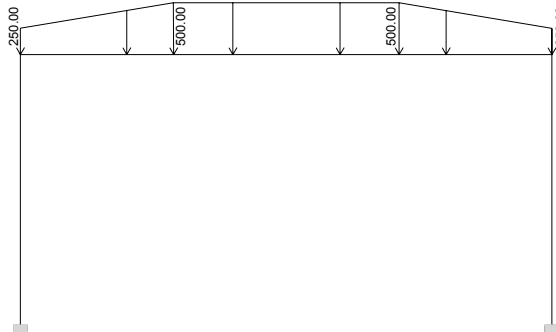
$$\text{Distancia 3} = 4.27/6 = 0.7117$$

$$\text{Distancia 4} = 6/6 = 1$$

O con distancia absoluta *Absolute Distance from End-I*

Distance	0	1.73	4.27	6
Load	250	500	500	250

Figura 88. Carga trapezoidal en una viga



7.5 Intercambio de información con otros programas

Una gran variedad de opciones de exportación permiten transferir información desde la base de datos del ETABS para uso con otros paquetes de programas. Algunos usos de estas opciones de exportación, entre otros, son estructuraciones en planta y elevación usando Autocad, cimentación y análisis de losas usando SAFE, así como información detallada de paquetes que usan los archivos CIS/2 Step.

7.6 Ejemplo de edificio de concreto reforzado

A continuación se presenta el ejemplo de un edificio por marcos de cuatro niveles. El edificio será de una ocupación escolar y estará ubicada en el departamento de Guatemala.

Diseñar en la siguiente estructura el marco 2:

- Identificar vigas, columnas y losas del edificio.
- Estimar secciones de vigas y columnas para el edificio.
- Determinar espesor de losa.
- Convertir las cargas superficialmente distribuidas a cargas lineales a todos los marcos del edificio.

- Calcular el corte de basal del edificio, la fuerza horizontal de cada nivel y la fuerza horizontal de cada marco por el código UBC 94.
- Mostrar diagrama de momento de las vigas y columnas provocada por la carga muerta, carga viva y carga de sismo sin factor de carga del marco 2.
- Mostrar el movimiento traslacional del marco 2 provocado por sismo en X.
- Mostrar el área de acero para vigas y columnas del marco 2.

Datos estructurales y de resistencia:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

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

Carga viva para aulas y escuelas = 200 kg/m^2 .

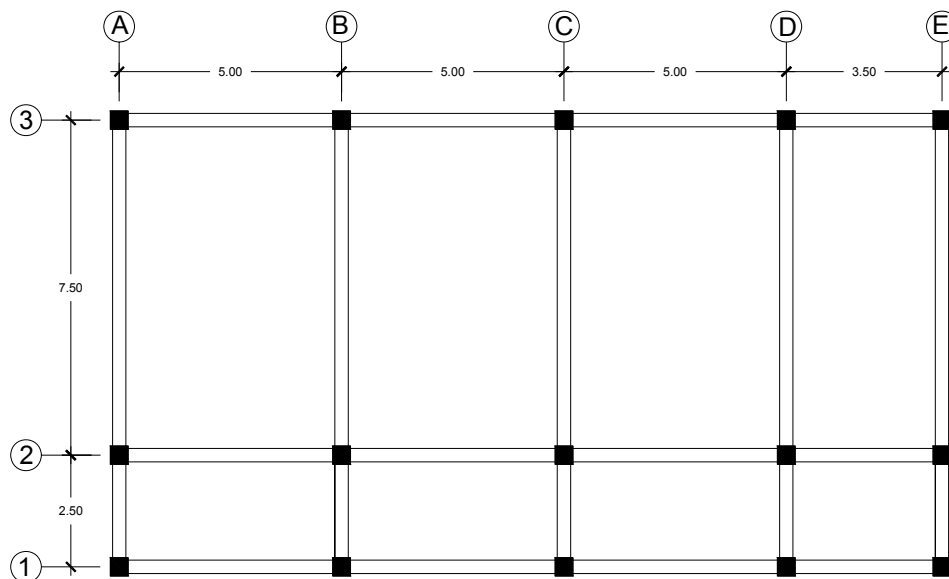
Carga viva en azoteas sin acceso horizontal o inclinadas = 100 kg/m^2 .

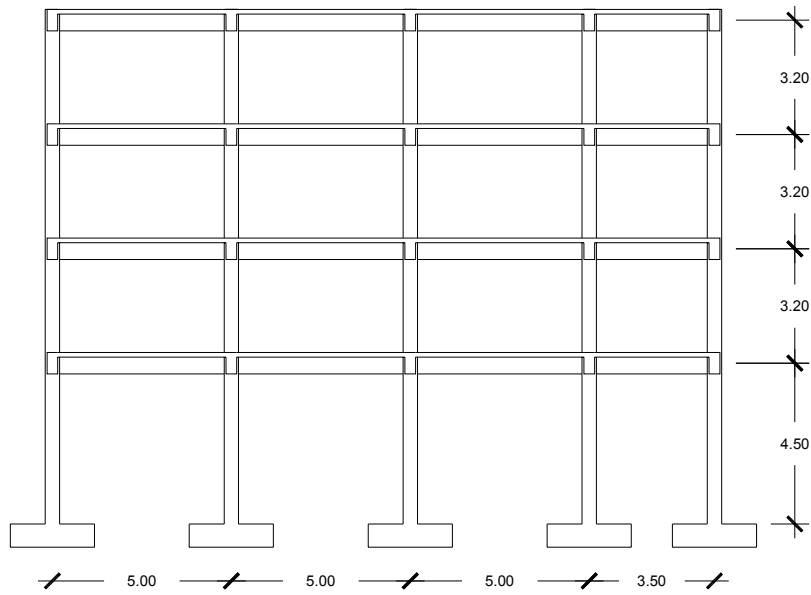
Peso de acabados = 90 kg/m^2 .

Paredes divisorias = 120 kg/m^2 .

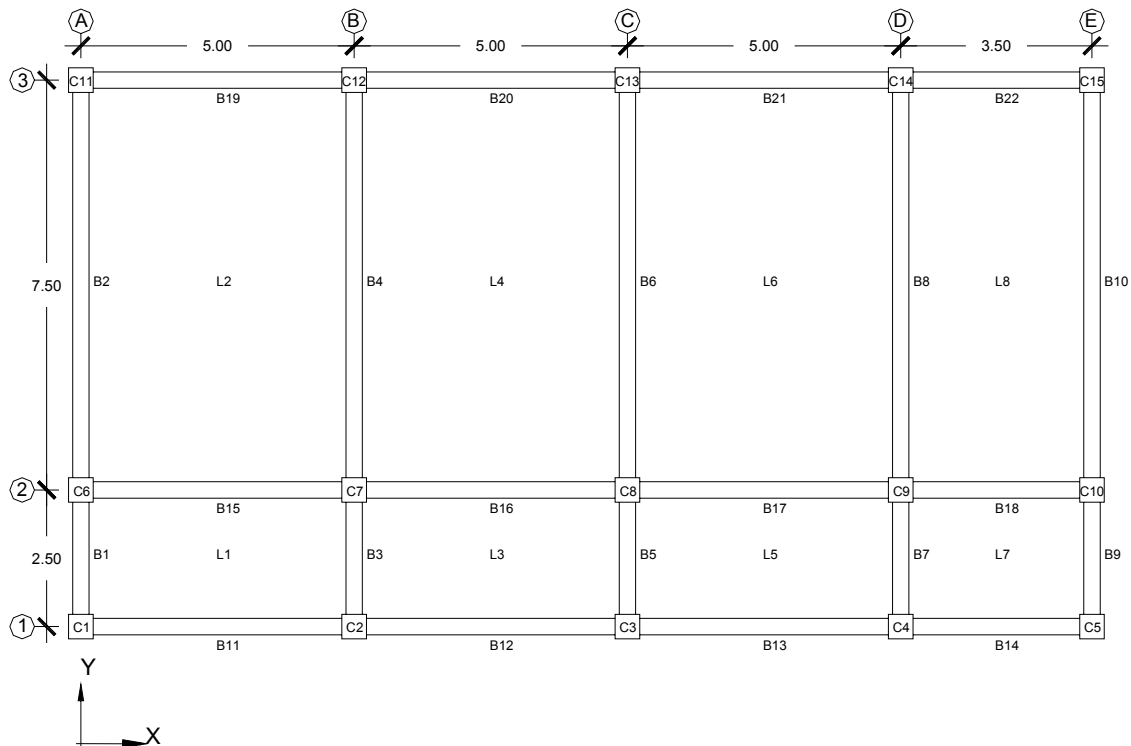
Peso especifico de concreto reforzado = 2400 kg/m^3 .

A continuación se presenta la planta y la elevación del edificio.





Se presente la identificación del nivel 4 de las vigas, columnas y losas.
 Esta identificación será igual para el nivel 3, 2 y 1.

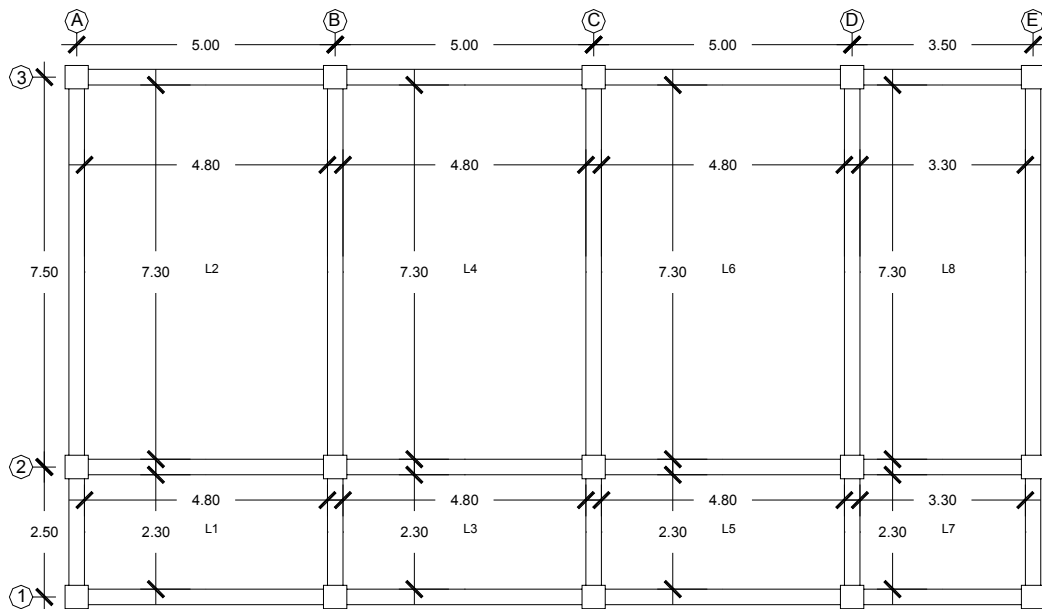


En nuestra primera estimación de sección de viga y columna se propone lo siguiente:

Columna = 20 cm x 20 cm.

Viga = 20 cm x 40 cm.





Determinar el espesor de la losa. Para poder determinar cual va ser el espesor se tiene que averiguar si las losas trabajan en dos o en un sentido.



Para el espesor de una losa que trabaja en dos sentidos es necesario aplicar la siguiente expresión:

$$t = \frac{\text{Perimetro}}{180} = 2 * \left(\frac{A + B}{180} \right) = \left(\frac{A + B}{90} \right)$$

Para losas que trabajan en un sentido se hace necesario conocer su condición de la continuidad de los apoyos:

Continuidad de los apoyos	Espesor mínimo, h	Figura
Simplemente apoyados	$\frac{L}{20}$	
Un apoyo continuo	$\frac{L}{24}$	
Ambos apoyos continuos	$\frac{L}{28}$	
Voladizo	$\frac{L}{10}$	

	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8
A (lado corto)	2.3	4.8	2.3	4.8	2.3	4.8	2.3	3.3
B (lado largo)	4.8	7.3	4.8	7.3	4.8	7.3	3.3	7.3
m =(B/A)	2.09	1.52	2.09	1.52	2.09	1.52	1.43	2.21
Sentido	Un sentido	Dos sentidos	Un sentido	Dos sentidos	Un sentido	Dos sentidos	Dos sentidos	Un sentido
Continuidad de apoyo	Un apoyo continuo	-----	Un apoyo continuo	-----	Un apoyo continuo	-----	-----	Un apoyo continuo
Espesor (t) cm	9.58	13.44	9.58	13.44	9.58	6.22		9.58

OBSERVACIONES: Para uniformizar el espesor en todas las losas del edificio, se opta por el espesor crítico el es $t = 13.44 \text{ cm} = 13.00 \text{ cm}$.

Determinar las cargas superficialmente distribuidas sobre las losas:

Cargas en el nivel 4:

Losa de concreto de 0.13 m ($W_{\text{losa}} = (2400 \text{ kg/m}^3) \cdot (0.13 \text{ m}) = 312 \text{ kg/m}^2$)

Peso de acabados ($W_{\text{PA}} = 90 \text{ kg/m}^2$)

Carga muerta ($W_{\text{CM}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{PA}} = 402 \text{ kg/m}^2$)

Carga viva ($W_{\text{CV}} = 100 \text{ kg/m}^2$)

Cargas en el nivel 3, 2 y 1:

Losa de concreto de 0.13 m ($W_{\text{losa}} = (2400 \text{ kg/m}^3) \cdot (0.13 \text{ m}) = 312 \text{ kg/m}^2$)

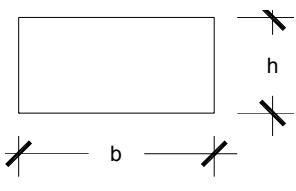
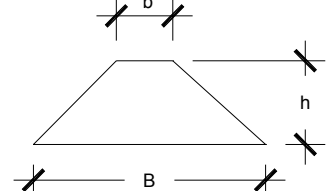
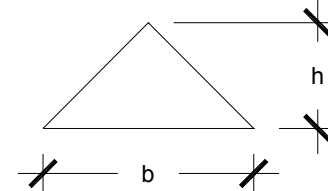
Peso de acabados ($W_{\text{PA}} = 90 \text{ kg/m}^2$)

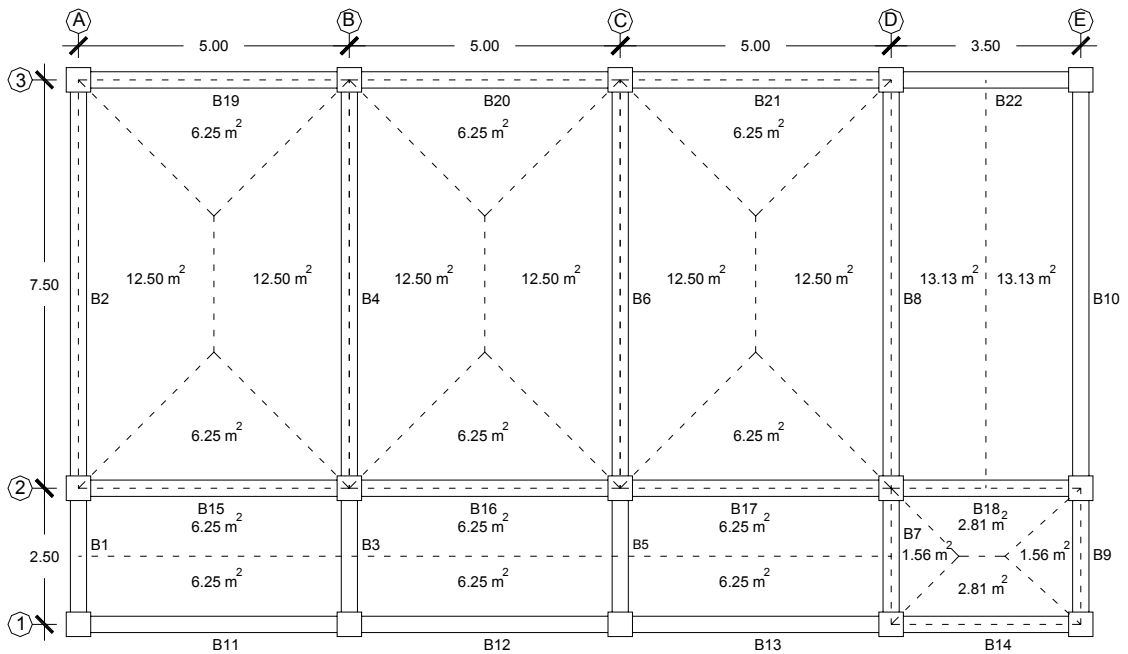
Paredes divisorias ($W_{\text{PD}} = 120 \text{ kg/m}^2$)

Carga muerta (W_{CM}) = $W_{losa} + W_{PA} + W_{PD} = 522 \text{ kg/m}^2$

Carga viva (W_{CV}) = 200 kg/m^2

En este momento se necesita conocer las áreas tributarias:

Área de un rectángulo = $b * h$	Área de un trapecio = $\left(\frac{B+b}{2}\right) * (h)$	Área de un triángulo = $\frac{1}{2} b * h$
		



Obtenido las cargas superficialmente distribuidas y las áreas, podemos proceder hacer las cargas lineales para cada viga.

Determinar las cargas lineales sobre las vigas:

Para convertir una carga superficialmente distribuida a una carga lineal tenemos que utilizar la siguiente expresión:

$$w_{CM} = \frac{(W_{CM}) * (A)}{L} = \frac{\text{carga superficialmente distribuida (kg/m}^2\text{)} * \text{Área (m}^2\text{)}}{\text{Longitud (m)}} = \text{(kg/m)}$$

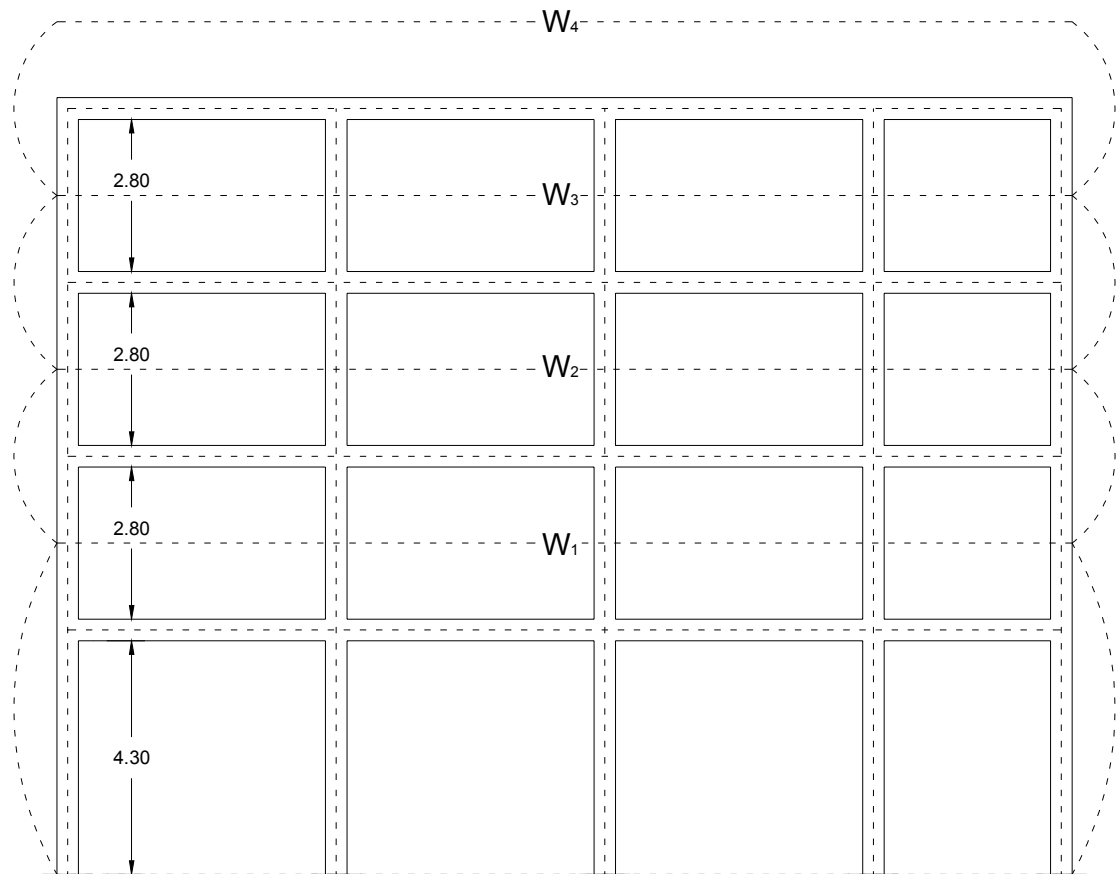
NIVEL	ELEMENTO	W _{CM} (kg/m ²)	W _{CV} (kg/m ²)	Área (m ²)	Longitud (m)	W _{CM} (kg/m)	W _{CV} (kg/m)
4	B1	402	100	0	2.5	0.00	0.00
	B2	402	100	12.5	7.5	670.00	166.67
	B3	402	100	0	2.5	0.00	0.00
	B4	402	100	25	7.5	1340.00	333.33
	B5	402	100	0	2.5	0.00	0.00
	B6	402	100	25	7.5	1340.00	333.33
	B7	402	100	1.56	2.5	250.85	62.40
	B8	402	100	25.63	7.5	1373.77	341.73
	B9	402	100	1.56	2.5	250.85	62.40
	B10	402	100	13.13	7.5	703.77	175.07
	B11	402	100	6.25	5	502.50	125.00
	B12	402	100	6.25	5	502.50	125.00
	B13	402	100	6.25	5	502.50	125.00
	B14	402	100	2.81	3.5	322.75	80.29
	B15	402	100	12.5	5	1005.00	250.00
	B16	402	100	12.5	5	1005.00	250.00
	B17	402	100	12.5	5	1005.00	250.00
	B18	402	100	2.81	3.5	322.75	80.29
	B19	402	100	6.25	5	502.50	125.00
	B20	402	100	6.25	5	502.50	125.00
	B21	402	100	6.25	5	502.50	125.00
	B22	402	100	0	3.5	0.00	0.00

NIVEL	ELEMENTO	W _{CM} (kg/m ²)	W _{CV} (kg/m ²)	Área (m ²)	Longitud (m)	W _{CM} (kg/m)	W _{CV} (kg/m)
3, 2 y 1	B1	522	200	0	2.5	0.00	0.00
	B2	522	200	12.5	7.5	870.00	333.33
	B3	522	200	0	2.5	0.00	0.00
	B4	522	200	25	7.5	1740.00	666.67
	B5	522	200	0	2.5	0.00	0.00
	B6	522	200	25	7.5	1740.00	666.67
	B7	522	200	1.56	2.5	325.73	124.80
	B8	522	200	25.63	7.5	1783.85	683.47
	B9	522	200	1.56	2.5	325.73	124.80
	B10	522	200	13.13	7.5	913.85	350.13
	B11	522	200	6.25	5	652.50	250.00
	B12	522	200	6.25	5	652.50	250.00
	B13	522	200	6.25	5	652.50	250.00
	B14	522	200	2.81	3.5	419.09	160.57
	B15	522	200	12.5	5	1305.00	500.00
	B16	522	200	12.5	5	1305.00	500.00
	B17	522	200	12.5	5	1305.00	500.00
	B18	522	200	2.81	3.5	419.09	160.57
	B19	522	200	6.25	5	652.50	250.00
	B20	522	200	6.25	5	652.50	250.00
	B21	522	200	6.25	5	652.50	250.00
	B22	522	200	0	3.5	0.00	0.00

Una nota importante es que en la integración de carga no se esta tomando en cuenta el peso propio de la viga ya que el programa de ETABS lo incorporara el mismo.

Calcular el peso del edificio:

Peso por nivel:



PISO 4

$$W_{\text{losa}} = (312 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2)(18.50 \text{ m} * 10.00 \text{ m}) = 74,370 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = W_{\text{vx}} + W_{\text{vy}}$$

$$W_{\text{vx}} = [(9 \text{ vigas})(4.80 \text{ m}) + (3 \text{ vigas})(3.30 \text{ m})](0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_{\text{vx}} = 10,195.20 \text{ kg}$$

$$W_{vy} = [(5 \text{ vigas})(2.30 \text{ m}) + (5 \text{ vigas})(7.30 \text{ m})](0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_{vy} = 9,216 \text{ kg}$$

$$W_{vigas} = 10,195.20 \text{ kg} + 9,216 \text{ kg} = 19,411.20 \text{ kg}$$

$$W_{columnas} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.20 \text{ m} * 0.20 \text{ m})(2.8 \text{ m}/2)(15 \text{ columnas}) = 2,016 \text{ kg}$$

Por lo tanto:

$$W_4 = (W_{losa} + W_{vigas} + W_{columnas}) + 0.25 (W_{cv} * \text{Área en planta del edificio})$$

$$W_4 = (74,370 \text{ kg} + 19,411.20 \text{ kg} + 2,016 \text{ kg}) + 0.25(100 \text{ kg/m}^2 * 18.50 \text{ m} * 10 \text{ m})$$

$$W_4 = 100,422.20 \text{ kg}$$

PISO 3

$$W_{losa} = (312 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2 + 120 \text{ kg/m}^2)(18.50 \text{ m} * 10.00 \text{ m}) = 96,570 \text{ kg}$$

$$W_{vigas} = W_{vx} + W_{vy}$$

$$W_{vx} = [(9 \text{ vigas})(4.80 \text{ m}) + (3 \text{ vigas})(3.30 \text{ m})](0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_{vx} = 10,195.20 \text{ kg}$$

$$W_{vy} = [(5 \text{ vigas})(2.30 \text{ m}) + (5 \text{ vigas})(7.30 \text{ m})](0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_{vy} = 9,216 \text{ kg}$$

$$W_{vigas} = 10,195.20 \text{ kg} + 9,216.00 \text{ kg} = 19,411.20 \text{ kg}$$

$$W_{columnas} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.20 \text{ m} * 0.20 \text{ m})(2.8 \text{ m}/2 + 2.8 \text{ m}/2)(15 \text{ columnas})$$

$$W_{columnas} = 4,032 \text{ kg}$$

Por lo tanto:

$$W_3 = (W_{losa} + W_{vigas} + W_{columnas}) + 0.25 (W_{cv} * \text{Área en planta del edificio})$$

$$W_3 = (96,570 \text{ kg} + 19,411.20 \text{ kg} + 4,032 \text{ kg}) + 0.25(200 \text{ kg/m}^2 * 18.50 \text{ m} * 10 \text{ m})$$

$$W_3 = 129,263.20 \text{ kg}$$

PISO 2

$$W_{losa} = (312 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2 + 120 \text{ kg/m}^2)(18.50 \text{ m} * 10.00 \text{ m}) = 96,570 \text{ kg}$$

$$W_{vigas} = W_{vx} + W_{vy}$$

$$W_{vx} = [(9 \text{ vigas})(4.80 \text{ m}) + (3 \text{ vigas})(3.30 \text{ m})](0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_{vx} = 10,195.20 \text{ kg}$$

$$W_{vy} = [(5 \text{ vigas})(2.30 \text{ m}) + (5 \text{ vigas})(7.30 \text{ m})](0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_{vy} = 9,216 \text{ kg}$$

$$\mathbf{W_{vigas} = 10,195.20 \text{ kg} + 9,216.00 \text{ kg} = 19,411.20 \text{ kg}}$$

$$W_{columnas} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.20 \text{ m} * 0.20 \text{ m})(2.8 \text{ m}/2+2.8 \text{ m}/2)(15 \text{ columnas})$$

$$\mathbf{W_{columnas} = 4,032 \text{ kg}}$$

Por lo tanto:

$$W_2 = (W_{losa} + W_{vigas} + W_{columnas}) + 0.25 (W_{cv} * \text{Área en planta del edificio})$$

$$W_2 = (96,570 \text{ kg} + 19,411.20 \text{ kg} + 4,032 \text{ kg}) + 0.25(200 \text{ kg/m}^2 * 18.50 \text{ m} * 10 \text{ m})$$

$$\mathbf{W_2 = 129,263.20 \text{ kg}}$$

PISO 1

$$\mathbf{W_{losa} = (312 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2 + 120 \text{ kg/m}^2)(18.50 \text{ m} * 10.00 \text{ m}) = 96,570 \text{ kg}}$$

$$W_{vigas} = W_{vx} + W_{vy}$$

$$W_{vx} = [(9 \text{ vigas})(4.80 \text{ m}) + (3 \text{ vigas})(3.30 \text{ m})](0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_{vx} = 10,195.20 \text{ kg}$$

$$W_{vy} = [(5 \text{ vigas})(2.30 \text{ m}) + (5 \text{ vigas})(7.30 \text{ m})](0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_{vy} = 9,216 \text{ kg}$$

$$\mathbf{W_{vigas} = 10,195.20 \text{ kg} + 9,216.00 \text{ kg} = 19,411.20 \text{ kg}}$$

$$W_{columnas} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.20 \text{ m} * 0.20 \text{ m})(2.8 \text{ m}/2+4.30 \text{ m})(15 \text{ columnas})$$

$$\mathbf{W_{columnas} = 8,208 \text{ kg}}$$

Por lo tanto:

$$W_1 = (W_{losa} + W_{vigas} + W_{columnas}) + 0.25 (W_{cv} * \text{Área en planta del edificio})$$

$$W_1 = (96,570 \text{ kg} + 19,411.20 \text{ kg} + 8,208 \text{ kg}) + 0.25(200 \text{ kg/m}^2 * 18.50 \text{ m} * 10 \text{ m})$$

$$\mathbf{W_1 = 133,439.20 \text{ kg}}$$

Resumen de pesos	
W_i	Peso (kg)
W_4	100,422.20
W_3	129,263.20
W_2	129,263.20
W_1	133,439.20
W_{total}	492,387.80

Cálculo del corte de basal (UBC 94):

$$V = \frac{ZICW}{R_w}$$

Donde:

$Z = 0.40$ (para el departamento de Guatemala).

$I = 1.00$ (escuelas).

$S = 1.50$ (coeficiente de sitio tipo 3).

$C_t = 0.030$ (para marcos de concreto reforzado).

$h_n = 14.30 \text{ m} = 46.92 \text{ pies}$ (altura total del edificio).

$R_w = 12$ (sistema estructural básico C, sistema resistencia a carga lateral 1, b).

$$T = C_t (h_n)^{3/4} = 0.030 * (46.92)^{3/4} = 0.537 \text{ segundos} < 0.70 \text{ segundos}$$

Como el periodo es menor que 0.70 segundos no existe fuerza en la cúspide.

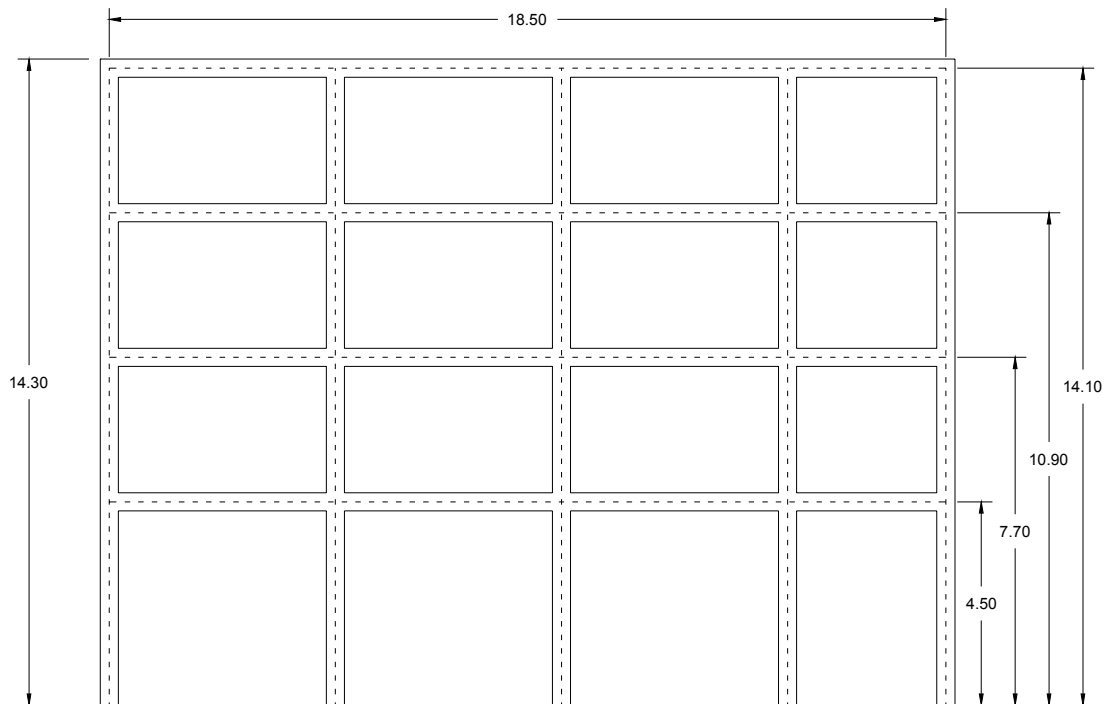
$$C = \frac{1.25 S}{T^{2/3}} = \frac{1.25 * 1.50}{(0.537 \text{ segundos})^{2/3}} = 2.84 > 2.75$$

Como c supera los 2.75 no se tomara los 2.84 sino los 2.75.

$$V = \frac{0.40 * 1.00 * 2.75 * 492,387.80}{12} = 45,135.55 \text{ kg}$$

Cálculo fuerza por nivel:

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$



NIVEL	Altura h (m)	V (kg)	Peso wx (kg)	Ft (kg)	hi*wi	Fx (kg)	F _{Ax} (kg)
4	14.10	45,135.55	100,422.20	0.00	1,415,953.02	14,456.86	14,456.86
3	10.90	45,135.55	129,263.20	0.00	1,408,968.88	14,385.56	28,842.42
2	7.70	45,135.55	129,263.20	0.00	995,326.64	10,162.27	39,004.69
1	4.50	45,135.55	133,439.20	0.00	600,476.40	6,130.86	45,135.55
					4,420,724.94	45,135.55	

Cálculo fuerza por marco:

Nivel 4

Rigidez de columnas. Como es el ultimo nivel se considera que esta en voladizo. Y se utiliza la fórmula (3.1):

$$K_C = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{3 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}} = \frac{1}{\frac{(10,000) \cdot (280^3)}{3 \cdot (15,100 \cdot \sqrt{210}) \cdot (\frac{1}{12} \cdot 20 \cdot (20)^3)} + \frac{(1.2) \cdot (10,000) \cdot (280)}{(20) \cdot (20) \cdot (0.40 \cdot 15,100 \cdot \sqrt{210})}}$$

$$K_C = 0.04 \text{ cm}^{-1}$$

Como las secciones de las columnas son iguales en los marcos entonces:

$$K_m = \text{Cantidad de columnas en el marco} \cdot K_C$$

Cálculo de centro de rigidez y centro de masa:

CENTRO DE RIGIDEZ Y CENTRO DE MASA

Centro de Rigidez en Y

MARCO	Cantidad	Kc	Km	L	Km*L
1	5.00	0.04	0.20	0.00	0.00
2	5.00	0.04	0.20	2.50	0.50
3	5.00	0.04	0.20	10.00	2.00
			0.60		2.50

$$CR_Y = \Sigma(k_m \cdot L) / \Sigma K_m$$

$$CR_Y = 4.17 \text{ metros}$$

Centro de Rigidez en X

MARCO	Cantidad	Kc	Km	L	Km*L
A	3.00	0.04	0.12	0.00	0.00
B	3.00	0.04	0.12	5.00	0.60
C	3.00	0.04	0.12	10.00	1.20
D	3.00	0.04	0.12	15.00	1.80
E	3.00	0.04	0.12	18.50	2.22
			0.60		5.82

$$CR_X = \Sigma(k_m \cdot L) / \Sigma K_m$$

$$CR_X = 9.70 \text{ metros}$$

Centro de Masa

$$b_x = 18.50 \text{ metros} \quad e_{1,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| + 0.05 \cdot b \quad (3.12)$$

$$b_y = 10.00 \text{ metros} \quad e_{2,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| - 0.05 \cdot b \quad (3.13)$$

$$CM_x = 9.25 \text{ metros}$$

$$CM_y = 5.00 \text{ metros}$$

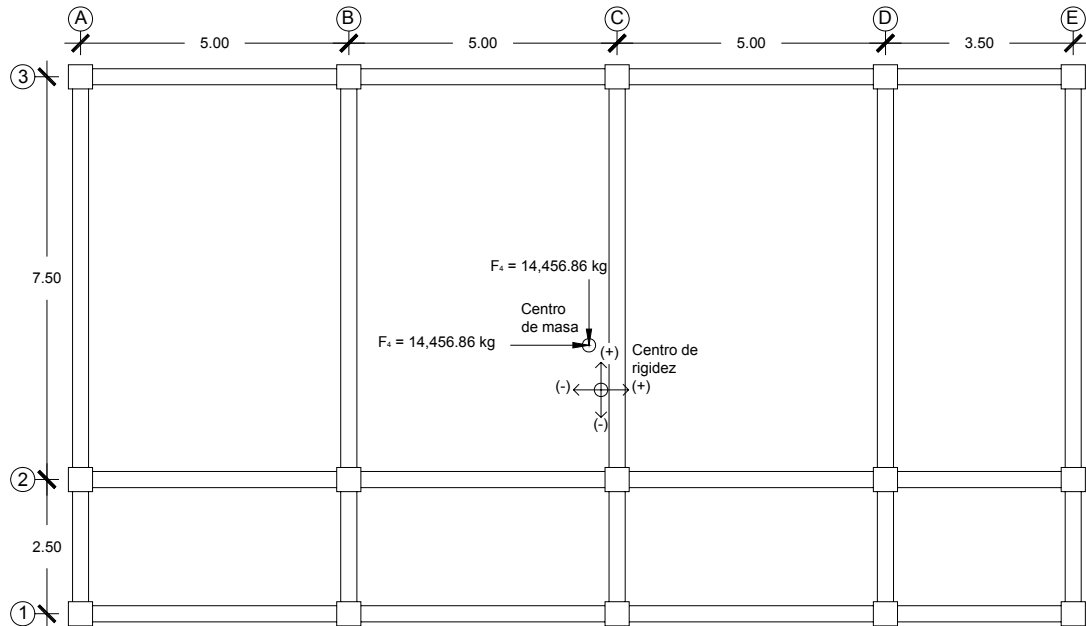
$e_x =$	0.45	Excentricidad directa
$e_y =$	0.83	

$e_{x1} =$	1.38	Excentricidad de diseño 1
$e_{y1} =$	1.33	

La excentricidad de diseño 1 es igual a la excentricidad directa mas las excentricidad accidental.

$e_{x2} =$	-0.48	Excentricidad de diseño 2
$e_{y2} =$	0.33	

La excentricidad de diseño 2 es igual a la excentricidad directa menos las excentricidad accidental.



MARCO	Km	di	km*di	km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	0.2	-4.17	-0.834	3.48	-12.99	4818.95	-1483.94	3335.01
2	0.2	-1.67	-0.334	0.56	-32.44	4818.95	-594.29	4224.67
3	0.2	5.83	1.166	6.80	9.29	4818.95	2074.67	6893.62
	0.6			10.83				

$F_4 = 14456.86 \text{ kg}$
 $e_{y1} = 1.33 \text{ m}$

MARCO	Km	di	km*di	km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	0.12	-9.7	-1.16	11.29	-22.87	2891.37	-869.33	2022.04
B	0.12	-4.7	-0.56	2.65	-47.19	2891.37	-421.22	2470.15
C	0.12	0.3	0.04	0.01	739.33	2891.37	26.89	2918.26
D	0.12	5.3	0.64	3.37	41.85	2891.37	475.00	3366.37
E	0.12	8.8	1.06	9.29	25.20	2891.37	788.67	3680.05
	0.6			26.62				

$F_4 = 14456.86 \text{ kg}$
 $e_{x1} = 1.38 \text{ m}$

Si el valor de $F_m < F_i'$, se debe tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m > F_i'$, F_m , será el valor del marco analizado.

Las ecuaciones utilizadas para calcular las fuerzas por marcos fueron:

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

$$F_i' = \frac{K_m}{\sum K_m} * F_i$$

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

$$F_m = F_i' \pm F_i''$$

Para calcular di va hacer las coordenadas de cada eje con respecto al centro de rigidez.

Ejemplo:

$$d_A = 0 - 9.70 = -9.70$$

$$d_B = 5 - 9.70 = -4.70$$

$$d_C = 10 - 9.70 = 0.30$$

$$d_D = 15 - 9.70 = 5.30$$

$$d_E = 18.50 - 9.70 = 8.80$$

$$d_1 = 0 - 4.17 = -4.17$$

$$d_2 = 2.50 - 4.17 = -1.67$$

$$d_3 = 10 - 4.17 = 5.83$$

Nivel 3:

Rigidez de columnas. Como es un entrepiso se considera que esta empotrado Y se utiliza la fórmula (3.2):

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * H^3}{12 * E_c * I} + \frac{1.2 * F * H}{A * G}} = \frac{1}{\frac{(10,000) * (280^3)}{12 * (15,100 * \sqrt{210}) * (\frac{1}{12} * 20 * (20)^3)} + \frac{(1.2) * (10,000) * (280)}{(20) * (20) * (0.40 * 15,100 * \sqrt{210})}}$$

$$K_c = 0.16 \text{ cm}^{-1}$$

Como las secciones de las columnas son iguales en los marcos entonces:

$$K_m = \text{Cantidad de columnas en el marco} * K_c$$

Cálculo de centro de rigidez y centro de masa:

CENTRO DE RIGIDEZ Y CENTRO DE MASA

Centro de Rigidez en Y

MARCO	Cantidad	Kc	Km	L	Km*L
1	5.00	0.16	0.80	0.00	0.00
2	5.00	0.16	0.80	2.50	2.00
3	5.00	0.16	0.80	10.00	8.00
			2.40		10.00

$$CR_Y = \Sigma(k_m * L) / \Sigma K_m$$

$$CR_Y = 4.17 \text{ metros}$$

Centro de Rigidez en X

MARCO	Cantidad	Kc	Km	L	Km*L
A	3.00	0.16	0.48	0.00	0.00
B	3.00	0.16	0.48	5.00	2.40
C	3.00	0.16	0.48	10.00	4.80
D	3.00	0.16	0.48	15.00	7.20
E	3.00	0.16	0.48	18.50	8.88
			2.40		23.28

$$CR_X = \Sigma(k_m * L) / \Sigma K_m$$

$$CR_X = 9.70 \text{ metros}$$

Centro de Masa

$$b_x = 18.50 \text{ metros}$$

$$b_y = 10.00 \text{ metros}$$

$$CM_x = 9.25 \text{ metros}$$

$$CM_y = 5.00 \text{ metros}$$

$$e_{1,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| + 0.05 * b \quad (3.12)$$

$$e_{2,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| - 0.05 * b \quad (3.13)$$

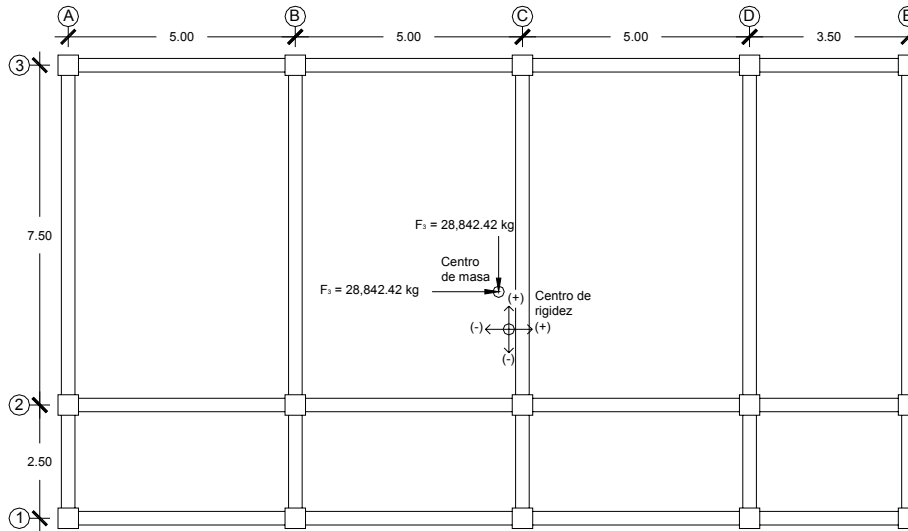
$e_x =$	0.45	Excentricidad directa
$e_y =$	0.83	

$e_{x1} =$	1.38	Excentricidad de diseño 1
$e_{y1} =$	1.33	

La excentricidad diseño 1 es igual a la excentricidad directa mas las excentricidad accidental.

$e_{x2} =$	-0.48	Excentricidad de diseño 2
$e_{y2} =$	0.33	

La excentricidad diseño 2 es igual a la excentricidad directa menos las excentricidad accidental.



MARCO	Km	di	km*di	km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	0.8	-4.17	-3.34	13.91	-12.99	9614.14	-2960.56	6653.58
2	0.8	-1.67	-1.34	2.23	-32.44	9614.14	-1185.64	8428.50
3	0.8	5.83	4.66	27.19	9.29	9614.14	4139.11	13753.25
	2.4			43.33				

$F_3 = 28842.42 \text{ kg}$
 $e_{y1} = 1.33 \text{ m}$

MARCO	Km	di	km*di	km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	0.48	-9.7	-4.66	45.16	-22.87	5768.48	-1734.38	4034.10
B	0.48	-4.7	-2.26	10.60	-47.19	5768.48	-840.37	4928.11
C	0.48	0.3	0.14	0.04	739.33	5768.48	53.64	5822.12
D	0.48	5.3	2.54	13.48	41.85	5768.48	947.65	6716.14
E	0.48	8.8	4.22	37.17	25.20	5768.48	1573.46	7341.94
	2.4			106.46				

$F_3 = 28842.42 \text{ kg}$
 $e_{x1} = 1.38 \text{ m}$

Nivel 2:

Rigidez de columnas. Como es un entrepiso se considera que esta empotrado Y se utiliza la fórmula (3.2):

$$K_c = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{12 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}} = \frac{1}{\frac{(10,000) \cdot (280)^3}{12 \cdot (15,100 \cdot \sqrt{210}) \cdot (\frac{1}{12} \cdot 20 \cdot (20)^3)} + \frac{(1.2) \cdot (10,000) \cdot (280)}{(20) \cdot (20) \cdot (0.40 \cdot 15,100 \cdot \sqrt{210})}}$$

$K_c = 0.16 \text{ cm}^{-1}$

Como las secciones de las columnas son iguales en los marcos entonces:

$$K_m = \text{Cantidad de columnas en el marco} * K_C$$

Cálculo de centro de rigidez y centro de masa:

CENTRO DE RIGIDEZ Y CENTRO DE MASA

Centro de Rigidez en Y

MARCO	Cantidad	Kc	Km	L	Km*L
1	5.00	0.16	0.80	0.00	0.00
2	5.00	0.16	0.80	2.50	2.00
3	5.00	0.16	0.80	10.00	8.00
			2.40		10.00

$$CR_y = \Sigma(k_m * L) / \Sigma K_m$$

$$CR_y = 4.17 \text{ metros}$$

Centro de Rigidez en X

MARCO	Cantidad	Kc	Km	L	Km*L
A	3.00	0.16	0.48	0.00	0.00
B	3.00	0.16	0.48	5.00	2.40
C	3.00	0.16	0.48	10.00	4.80
D	3.00	0.16	0.48	15.00	7.20
E	3.00	0.16	0.48	18.50	8.88
			2.40		23.28

$$CR_x = \Sigma(k_m * L) / \Sigma K_m$$

$$CR_x = 9.70 \text{ metros}$$

Centro de Masa

$$bx = 18.50 \text{ metros} \quad e_{1,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| + 0.05 * b \quad (3.12)$$

$$by = 10.00 \text{ metros} \quad e_{2,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| - 0.05 * b \quad (3.13)$$

$$CM_x = 9.25 \text{ metros}$$

$$CM_y = 5.00 \text{ metros}$$

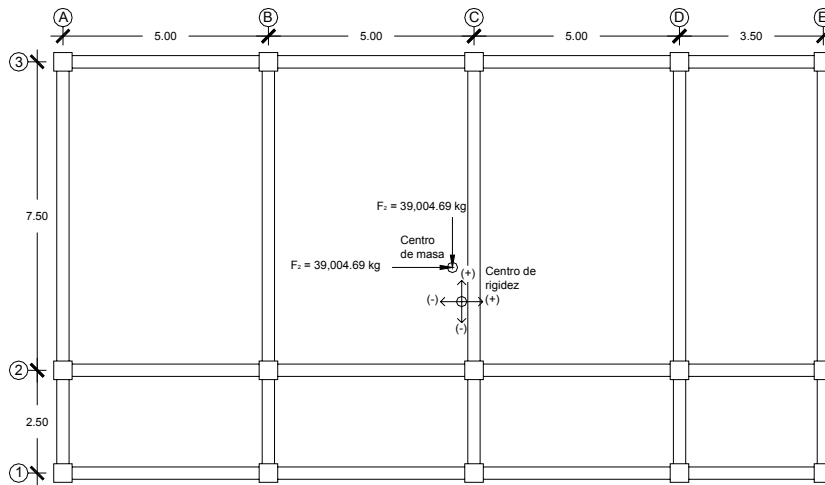
$e_x =$	0.45	Excentricidad directa
$e_y =$	0.83	

$e_{x1} =$	1.38	Excentricidad de diseño 1
$e_{y1} =$	1.33	

La excentricidad diseño 1 es igual a la excentricidad directa mas las excentricidad accidental.

$e_{x2} =$	-0.48	Excentricidad de diseño 2
$e_{y2} =$	0.33	

La excentricidad diseño 2 es igual a la excentricidad directa menos las excentricidad accidental.



MARCO	Km	di	km*di	km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	0.8	-4.17	-3.34	13.91	-12.99	13001.56	-4003.68	8997.88
2	0.8	-1.67	-1.34	2.23	-32.44	13001.56	-1603.39	11398.17
3	0.8	5.83	4.66	27.19	9.29	13001.56	5597.47	18599.03
	2.4			43.33				
$F_2 = 39004.69 \text{ kg}$ $e_{y1} = 1.33 \text{ m}$								

MARCO	Km	di	km*di	km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	0.48	-9.7	-4.66	45.16	-22.87	7800.94	-2345.47	5455.47
B	0.48	-4.7	-2.26	10.60	-47.19	7800.94	-1136.46	6664.47
C	0.48	0.3	0.14	0.04	739.33	7800.94	72.54	7873.48
D	0.48	5.3	2.54	13.48	41.85	7800.94	1281.54	9082.48
E	0.48	8.8	4.22	37.17	25.20	7800.94	2127.85	9928.79
	2.4			106.46				
$F_2 = 39004.69 \text{ kg}$ $e_{x1} = 1.38 \text{ m}$								

Nivel 1:

Rigidez de columnas. Como es un entrepiso se considera que esta empotrado Y se utiliza la fórmula (3.2):

$$K_c = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{12 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}} = \frac{1}{\frac{(10,000) \cdot (430^3)}{12 \cdot (15,100 \cdot \sqrt{210}) \cdot (\frac{1}{12} \cdot 20 \cdot (20)^3)} + \frac{(1.2) \cdot (10,000) \cdot (430)}{(20) \cdot (20) \cdot (0.40 \cdot 15,100 \cdot \sqrt{210})}}$$

$$K_c = 0.04 \text{ cm}^{-1}$$

Como las secciones de las columnas son iguales en los marcos entonces:

$$K_m = \text{Cantidad de columnas en el marco} * K_C$$

Cálculo de centro de rigidez y centro de masa:

CENTRO DE RIGIDEZ Y CENTRO DE MASA

Centro de Rigidez en Y

MARCO	Cantidad	Kc	Km	L	Km*L
1	5.00	0.04	0.20	0.00	0.00
2	5.00	0.04	0.20	2.50	0.50
3	5.00	0.04	0.20	10.00	2.00
			0.60		2.50

$$CR_Y = \Sigma(k_m * L) / \Sigma K_m$$

$$CR_Y = 4.17 \text{ metros}$$

Centro de Rigidez en X

MARCO	Cantidad	Kc	Km	L	Km*L
A	3.00	0.04	0.12	0.00	0.00
B	3.00	0.04	0.12	5.00	0.60
C	3.00	0.04	0.12	10.00	1.20
D	3.00	0.04	0.12	15.00	1.80
E	3.00	0.04	0.12	18.50	2.22
			0.60		5.82

$$CR_X = \Sigma(k_m * L) / \Sigma K_m$$

$$CR_X = 9.70 \text{ metros}$$

Centro de Masa

$$bx = 18.50 \text{ metros} \quad e_{1,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| + 0.05 * b \quad (3.12)$$

$$by = 10.00 \text{ metros} \quad e_{2,x,y} = |CM_{x,y} - CR_{x,y}| - 0.05 * b \quad (3.13)$$

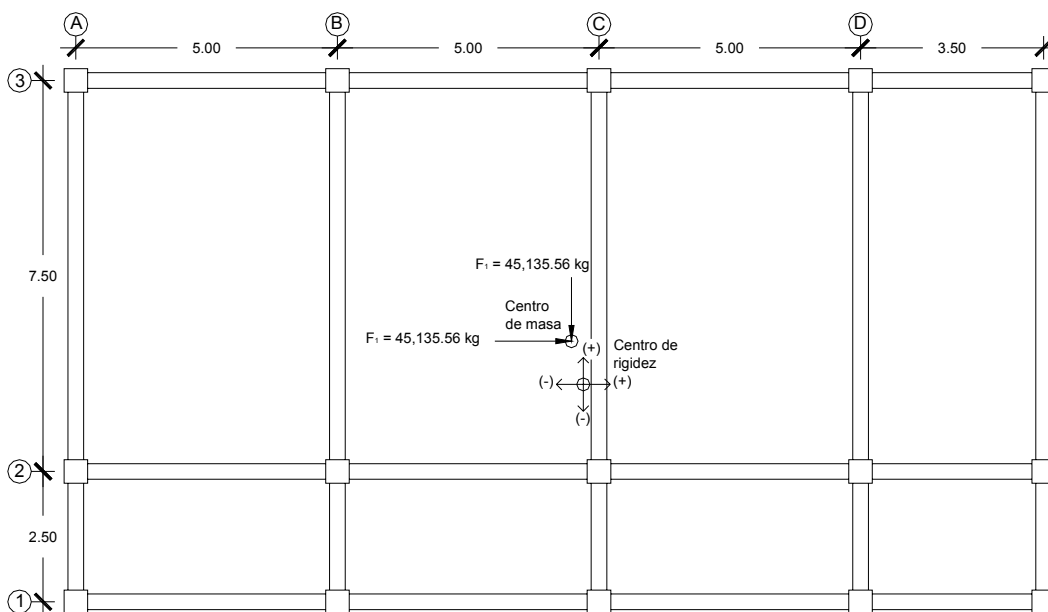
$$CM_x = 9.25 \text{ metros}$$

$$CM_y = 5.00 \text{ metros}$$

$e_x =$	0.45	Excentricidad directa
$e_y =$	0.83	

$e_{x1} =$	1.38	Excentricidad de diseño 1	La excentricidad diseño 1 es igual a la excentricidad directa mas las excentricidad accidental.
$e_{y1} =$	1.33		

$e_{x1} =$	-0.48	Excentricidad de diseño 2	La excentricidad diseño 2 es igual a la excentricidad directa menos las excentricidad accidental.
$e_{y1} =$	0.33		



MARCO	Km	di	km*di	km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	0.2	-4.17	-0.83	3.48	-12.99	15045.19	-4632.99	10412.20
2	0.2	-1.67	-0.33	0.56	-32.44	15045.19	-1855.42	13189.77
3	0.2	5.83	1.17	6.80	9.29	15045.19	6477.30	21522.48
	0.6			10.83				

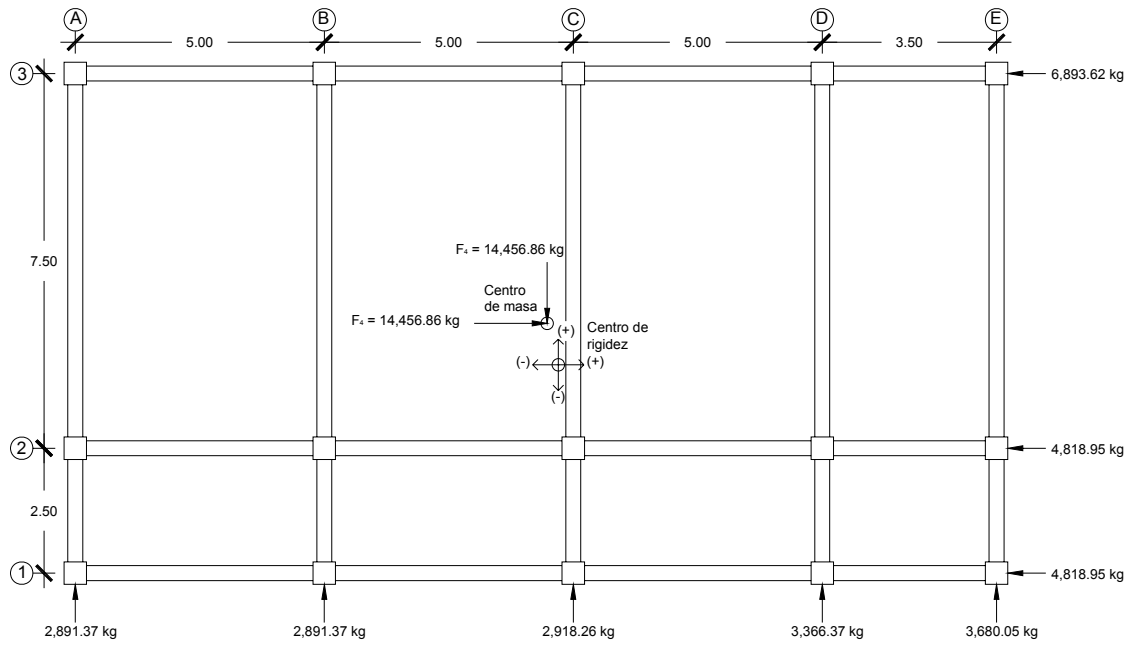
$F_1 = 45135.56 \text{ kg}$
 $e_{y1} = 1.33 \text{ m}$

MARCO	Km	di	km*di	km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	0.12	-9.7	-1.16	11.29	-22.87	9027.11	-2714.14	6312.98
B	0.12	-4.7	-0.56	2.65	-47.19	9027.11	-1315.10	7712.01
C	0.12	0.3	0.04	0.01	739.33	9027.11	83.94	9111.05
D	0.12	5.3	0.64	3.37	41.85	9027.11	1482.98	10510.09
E	0.12	8.8	1.06	9.29	25.20	9027.11	2462.31	11489.42
	0.6			26.62				

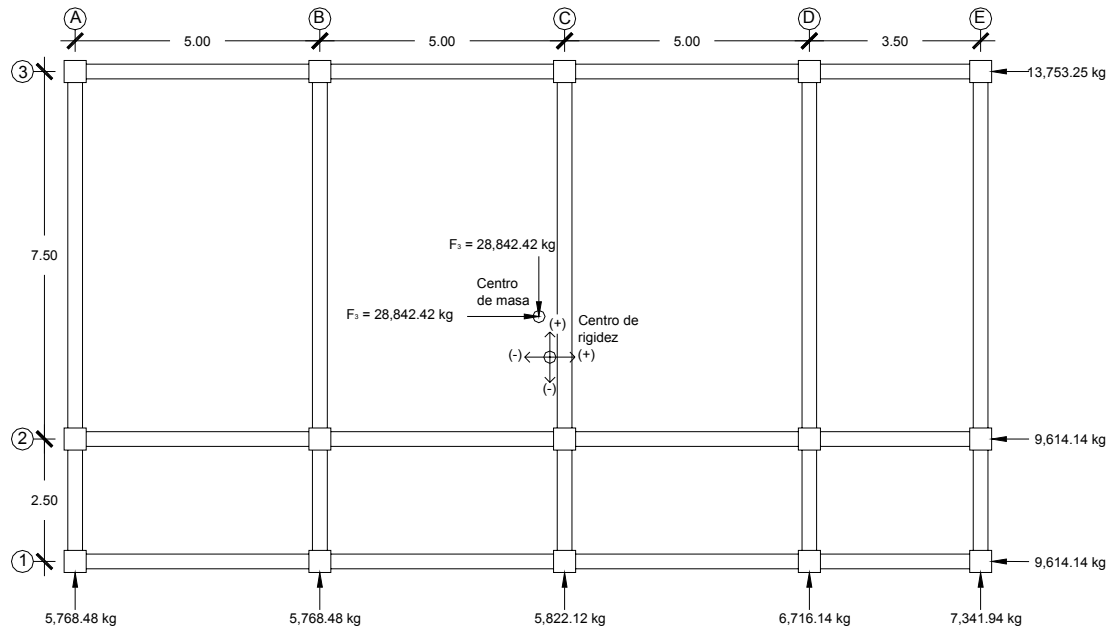
$F_1 = 45135.56 \text{ kg}$
 $e_{x1} = 1.38 \text{ m}$

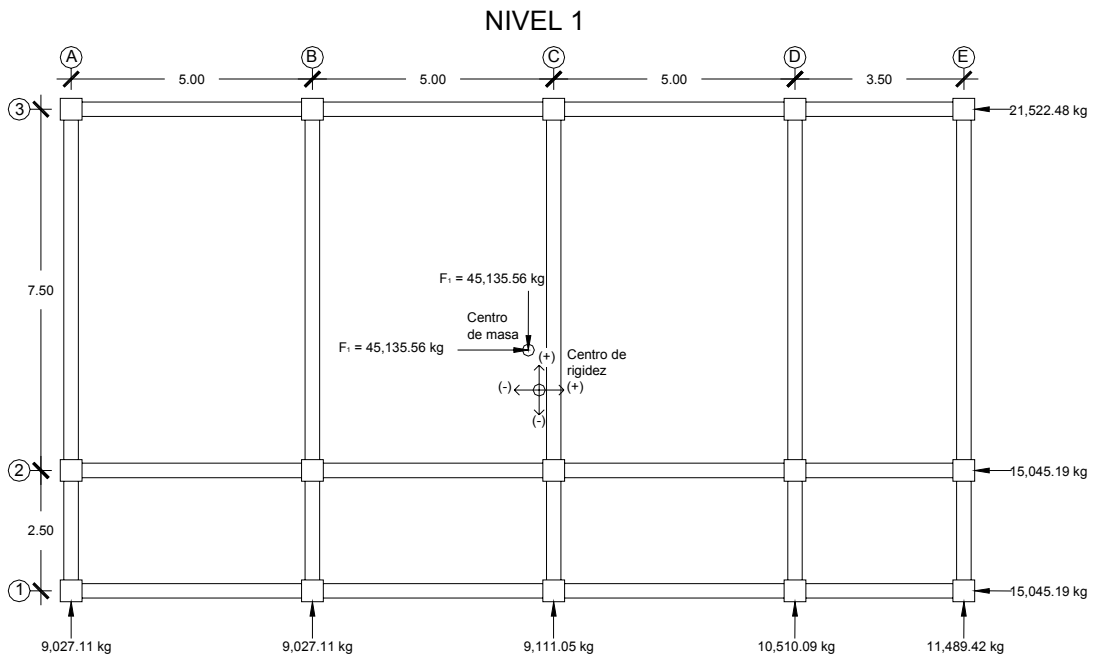
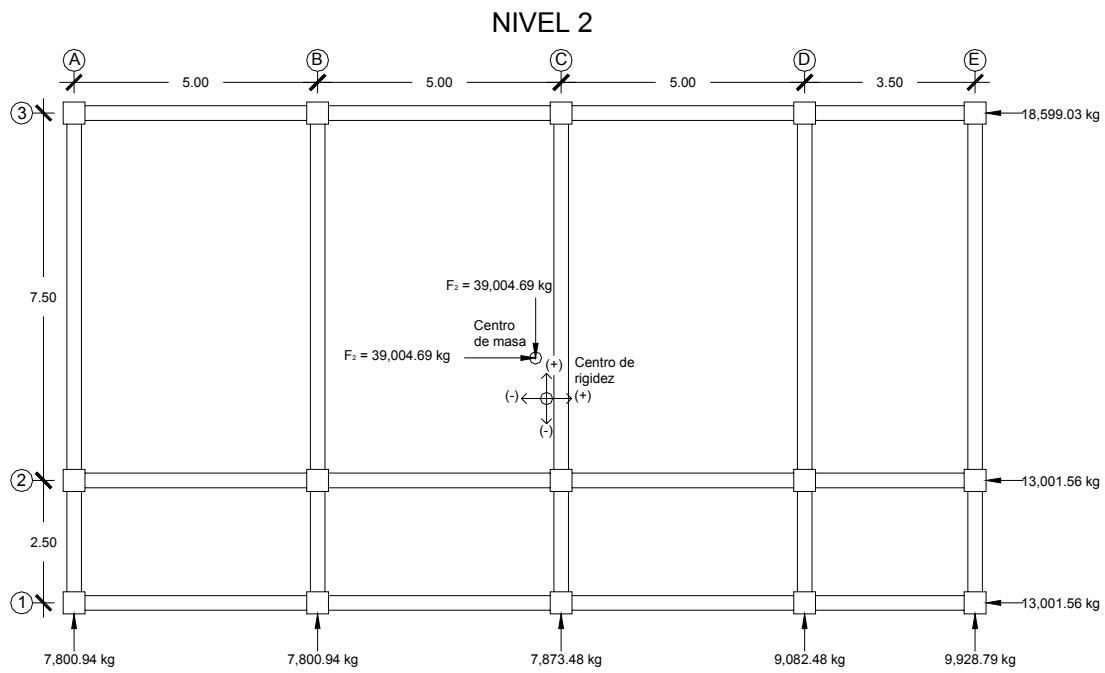
A continuación se presenta la planta del edificio con sus cuatro niveles y sus fuerzas horizontales en cada marco.

NIVEL 4



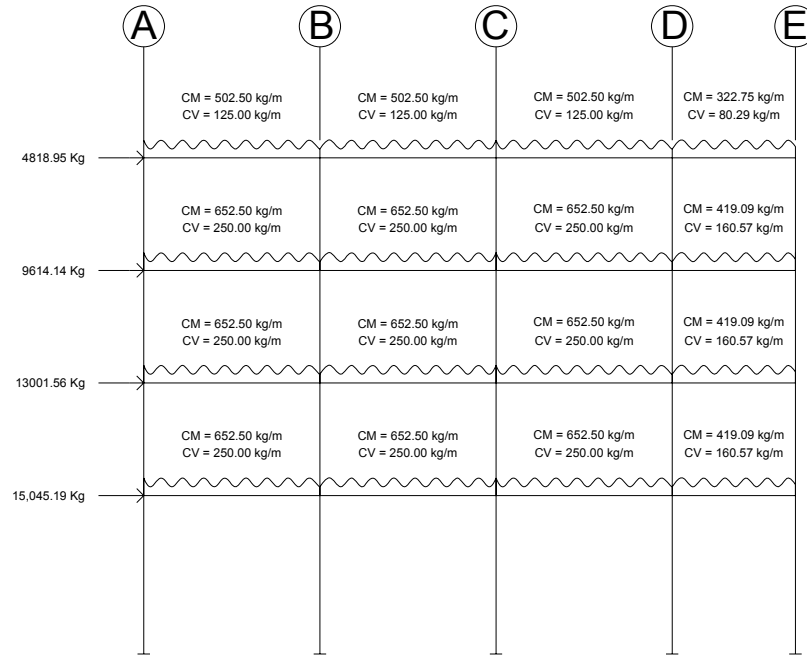
NIVEL 3



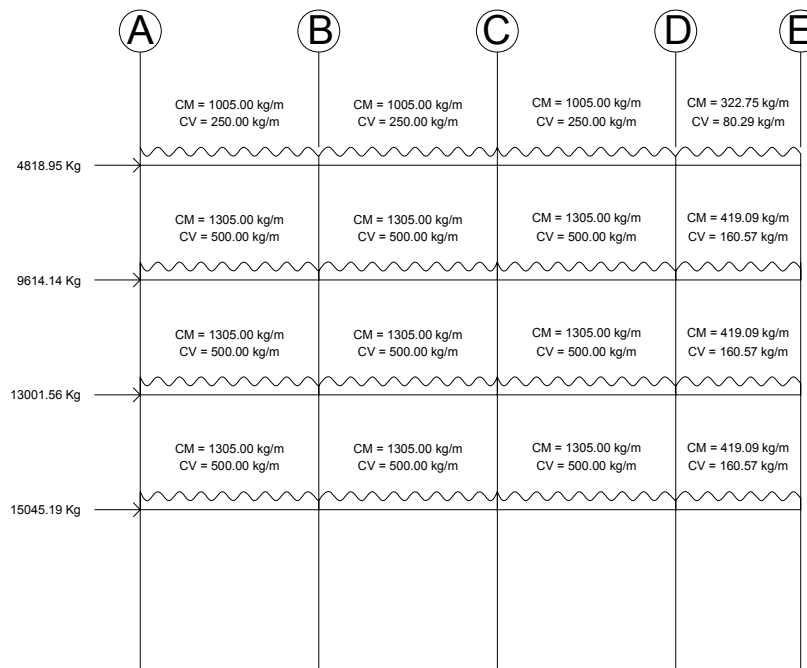


Se presenta los modelos matemáticos con sus cargas lineales y fuerzas horizontales.

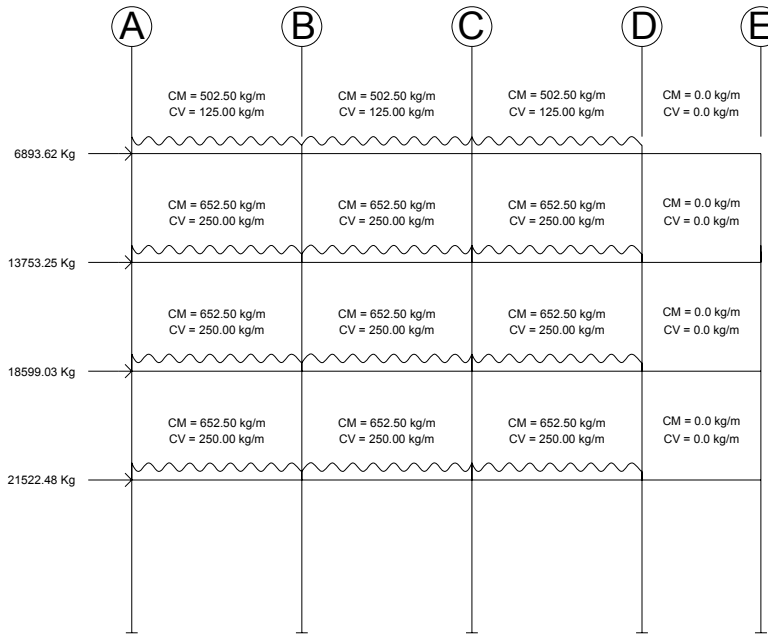
MARCO 1



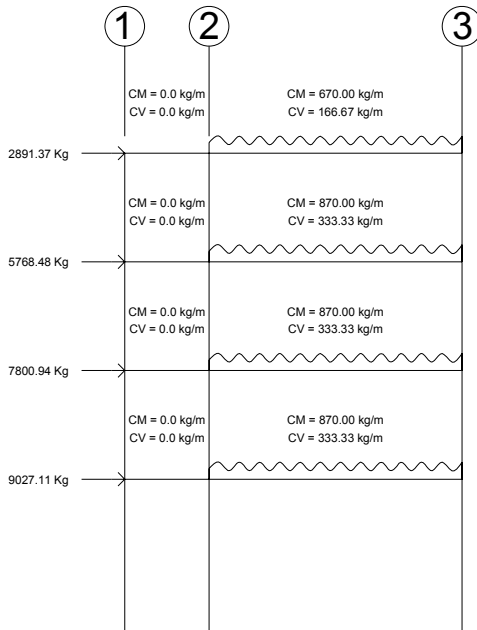
MARCO 2



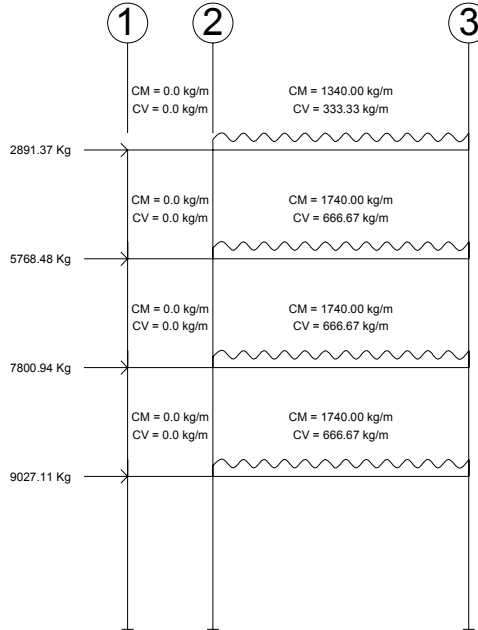
MARCO 3



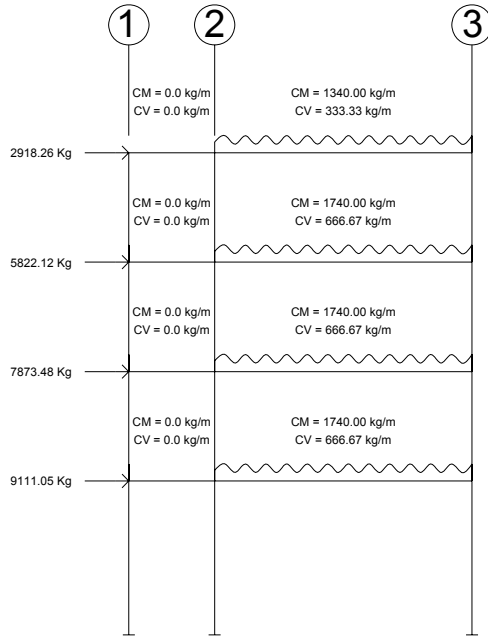
MARCO A



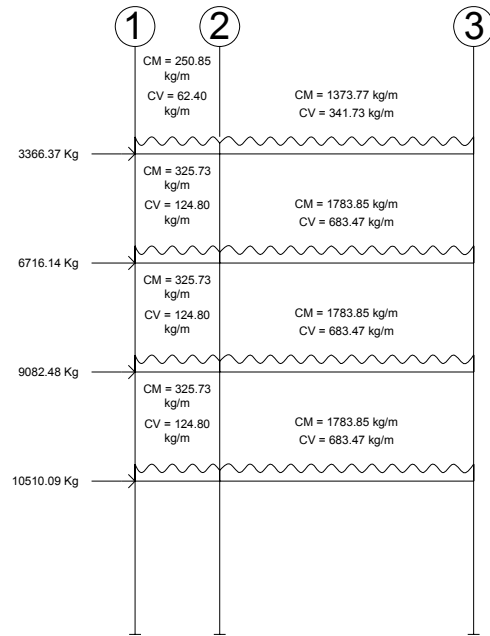
MARCO B



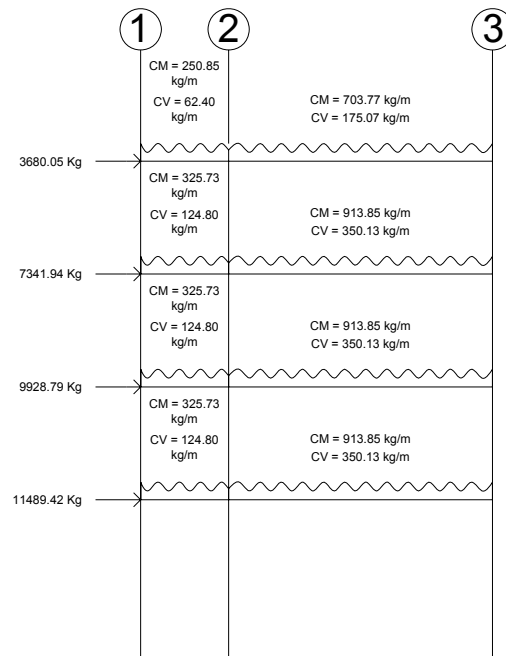
MARCO C



MARCO D

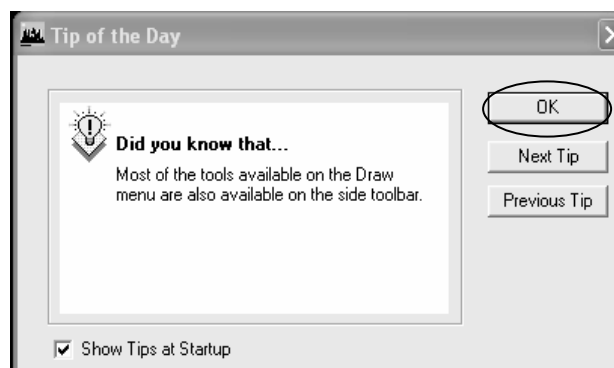


MARCO E

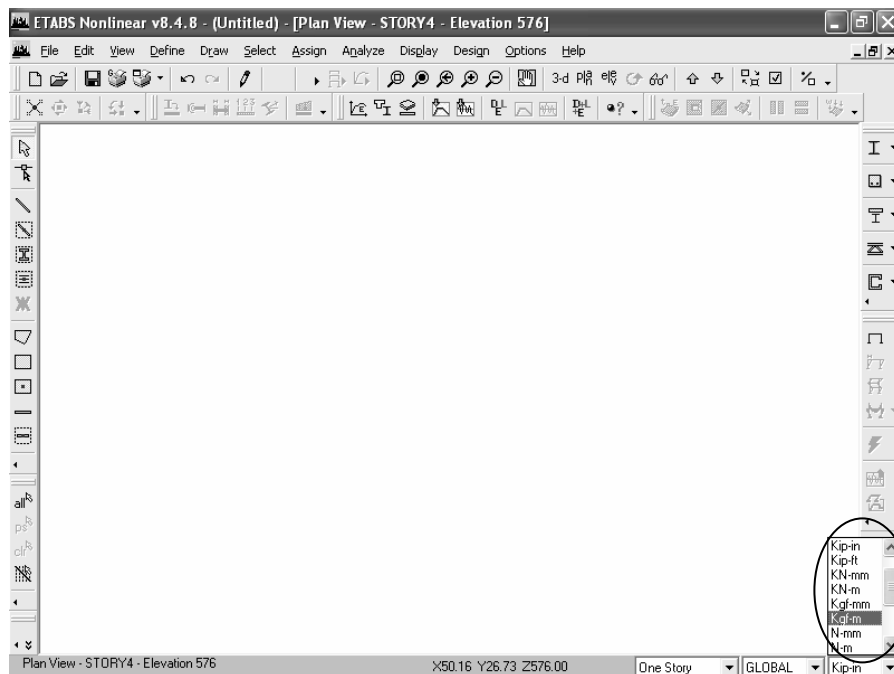


Con toda la información obtenida anteriormente ya se puede dar inicio el uso del programa. Lo primero que tenemos que hacer es elegir el sistema de unidades que vamos a utilizar, así que usaremos (Kg – m).

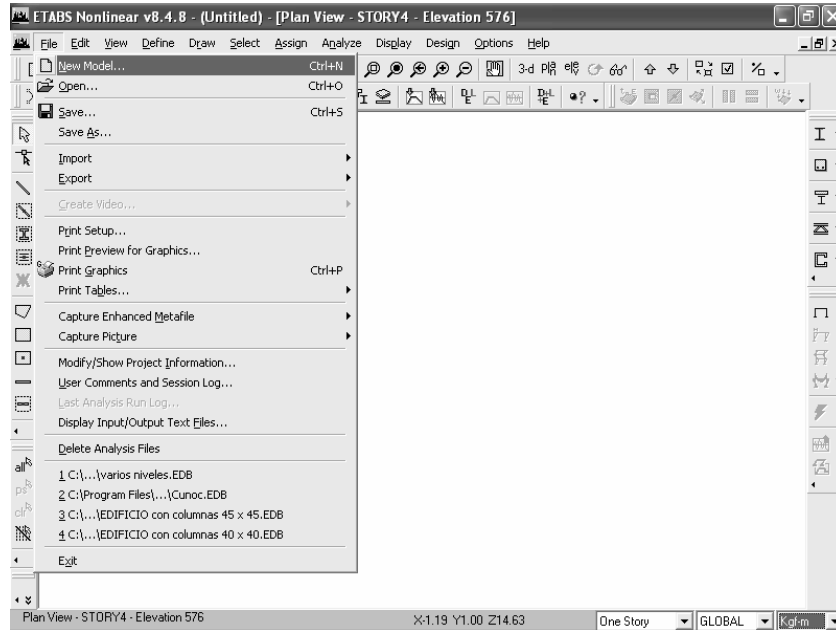
Cuando da inicio al programa lo primero que aparecerá será un formulario aquí simplemente usted da *OK*.



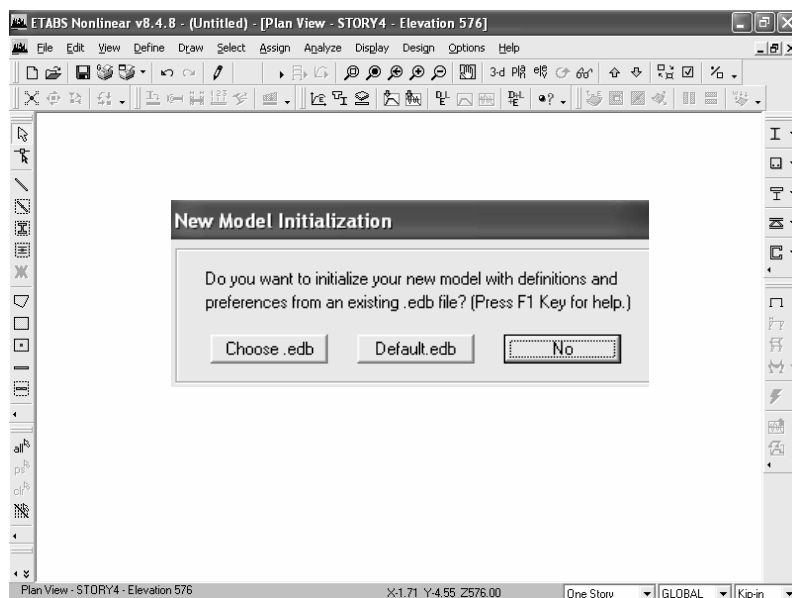
El siguiente paso es definir desde el inicio que unidades vamos a usar.

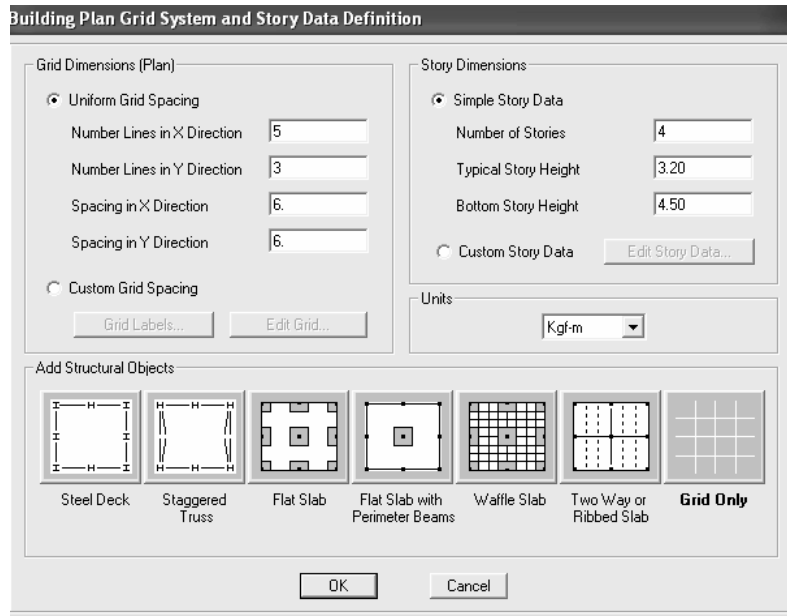


Definido el sistema de unidades que vamos a usar, ya podemos comenzar a definir la planta y la elevación del edificio.

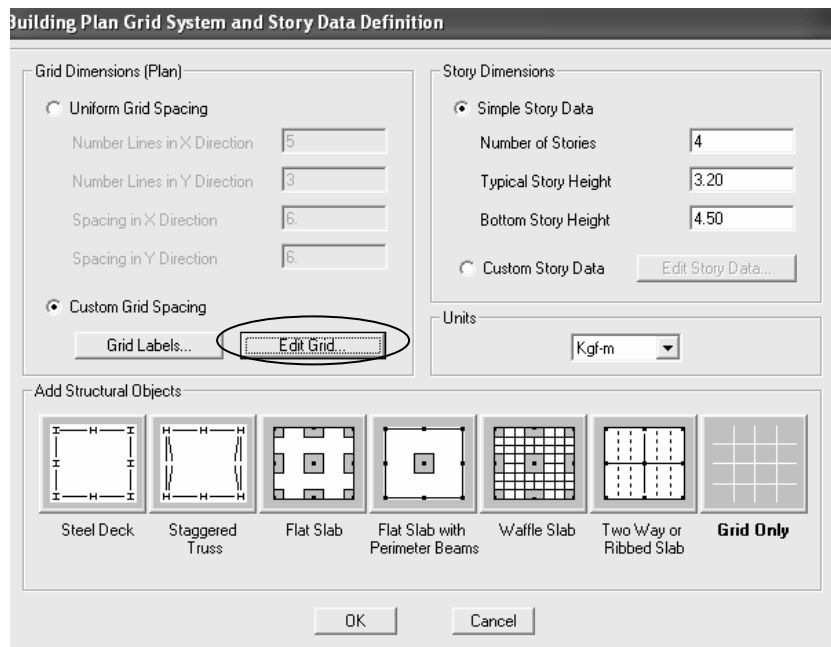


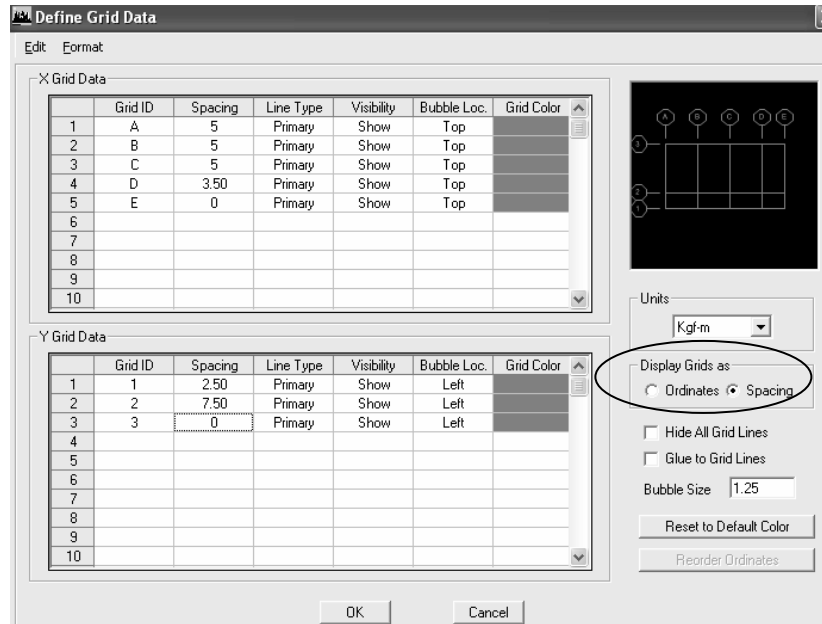
Cuando hacemos clic en nuevo *model* *New Model...*, aparecerá un formulario con tres botones cualquier botón que escoja, comenzara su nuevo modelo. En este ejemplo haremos clic en *no*.





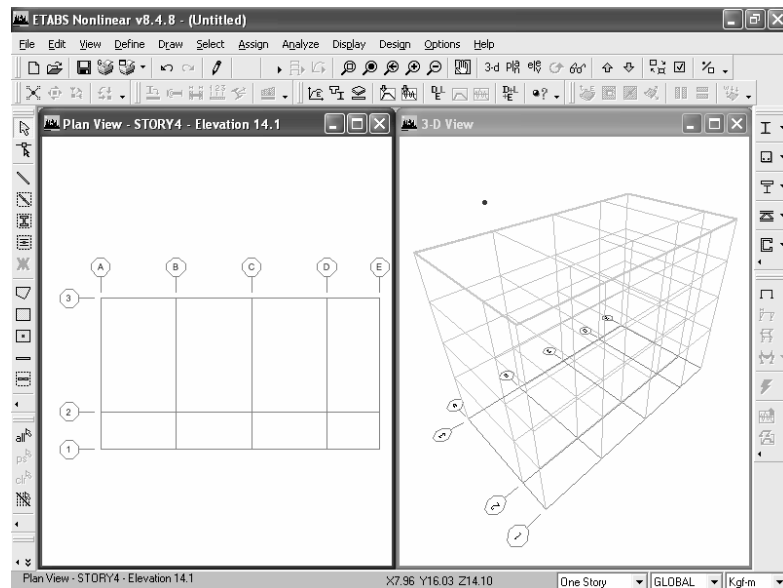
Una cosa importante es las distancias entre los marcos tanto en la dirección X como en la dirección Y, si no son uniformes esto quiere decir que las distancias entre cada marco no son iguales. Por eso se hace necesario activar personalizar los espacios de las líneas guías *Custom Gris Spacing*, y hacemos clic en editar líneas guías *Edit Grid...*



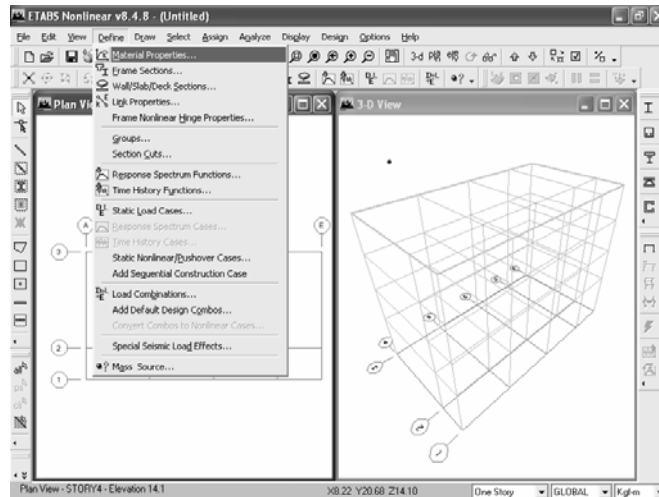


Luego se activa en el área despliegue de las líneas guías es *Display Grids as*, espaciamiento *Spacin*, ya que este es la distancia entre cada marco mientras que el otro *Ordinates* es la distancia acumulada.

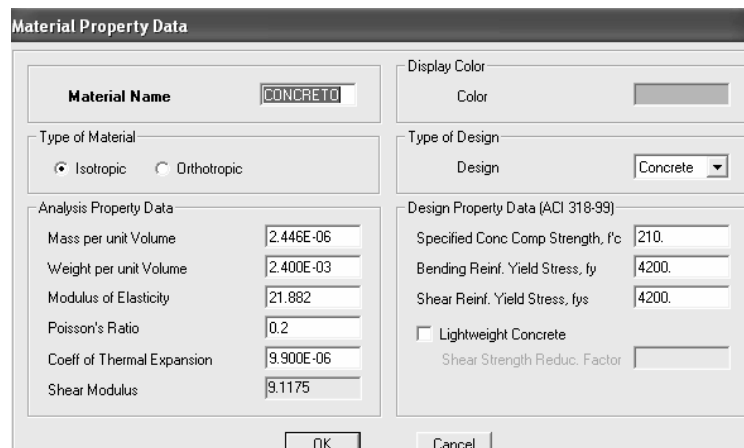
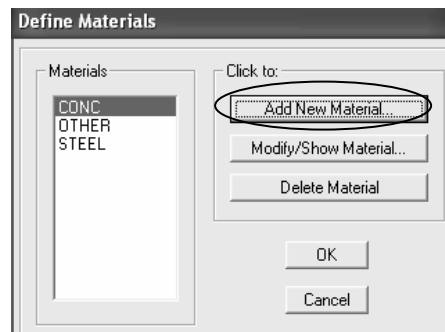
Al arreglar las distancias entre marcos damos *OK* y nuevamente damos *OK*, y lograremos ver el modelo del edificio.

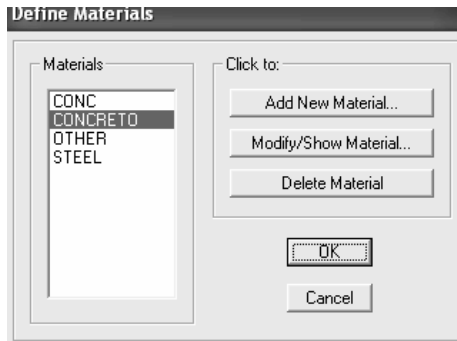


El siguiente paso es definir las propiedades de los materiales a utilizar.

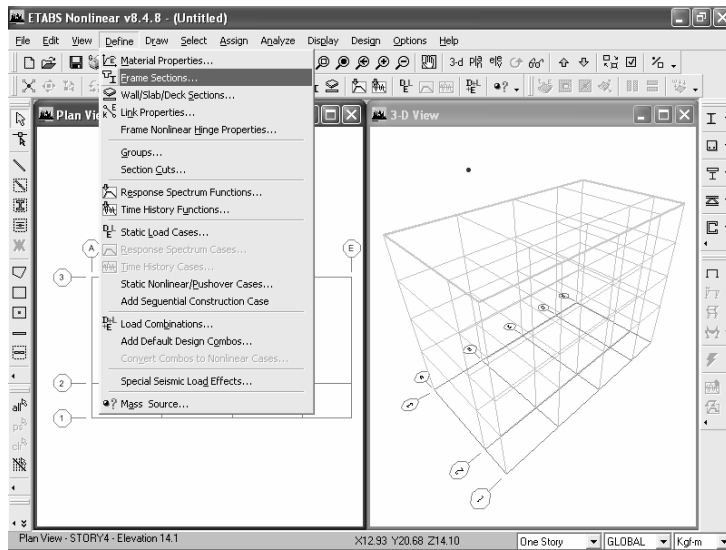


En el área de materiales *Materials* no colocaremos en concreto *CONC* y agregaremos un nuevo material. Por eso hacemos clic en agregar nuevo material *Add New Material...*

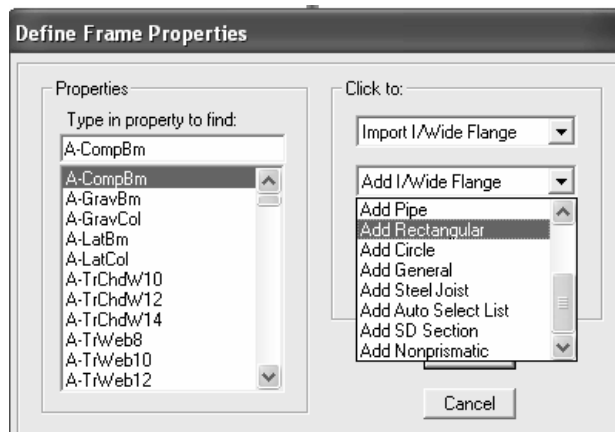


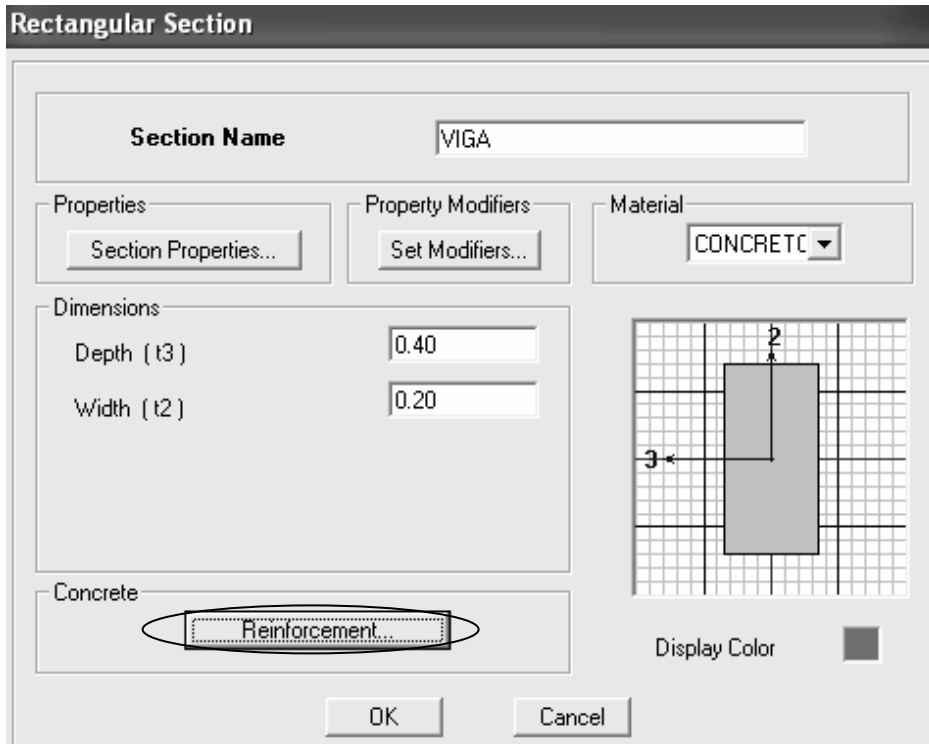


Ahora tenemos que definir las secciones de vigas y columnas *Menú < Define < Frame Sections....*

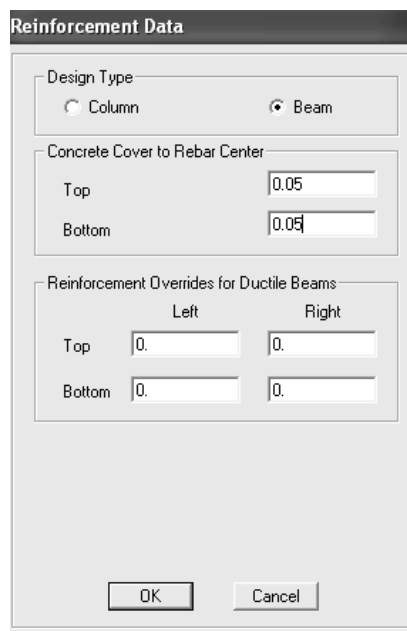


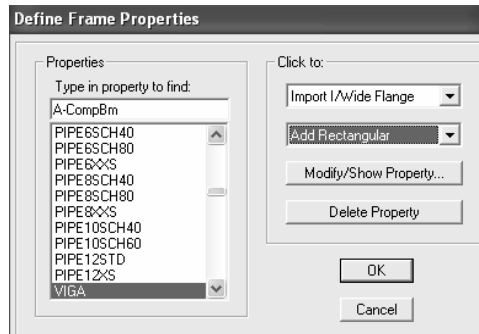
Para agregar la sección de la viga escogemos *Add Rectangular*.



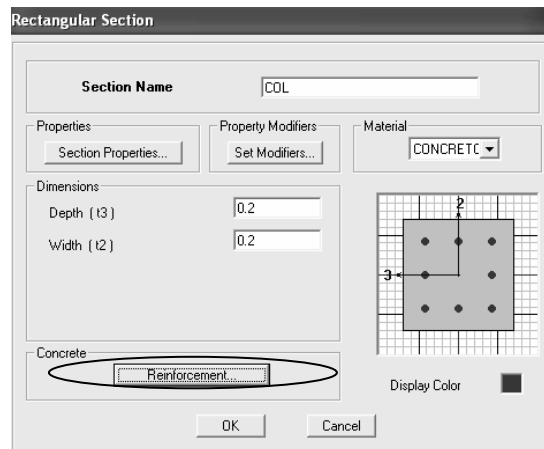


Hacemos clic en armadura *Reinforcement...*, que esta en el área concreto *Concrete*.

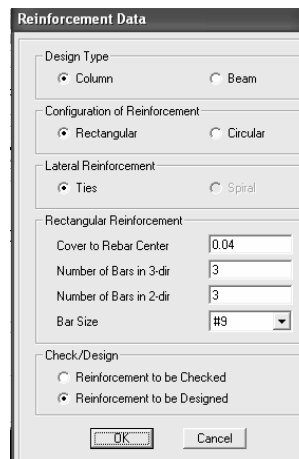




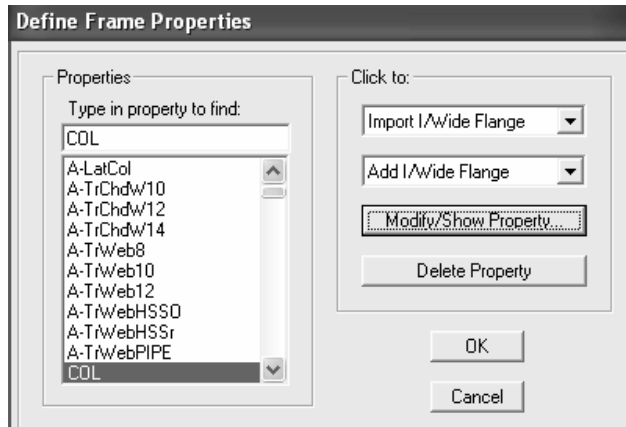
Para la columna hacemos nuevamente clic en agregar rectangular *Add Rectangular*.



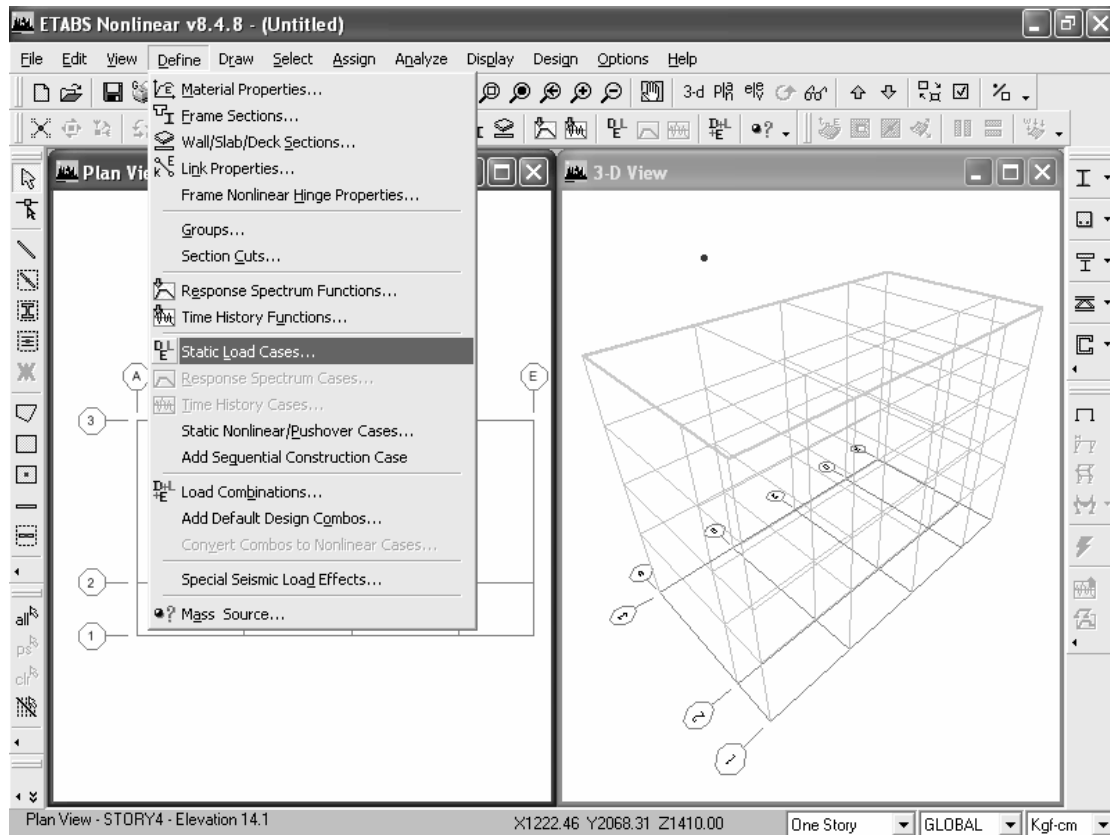
Hacemos clic en armadura *Reinforcement...*, que esta en el área concreto *Concrete*.



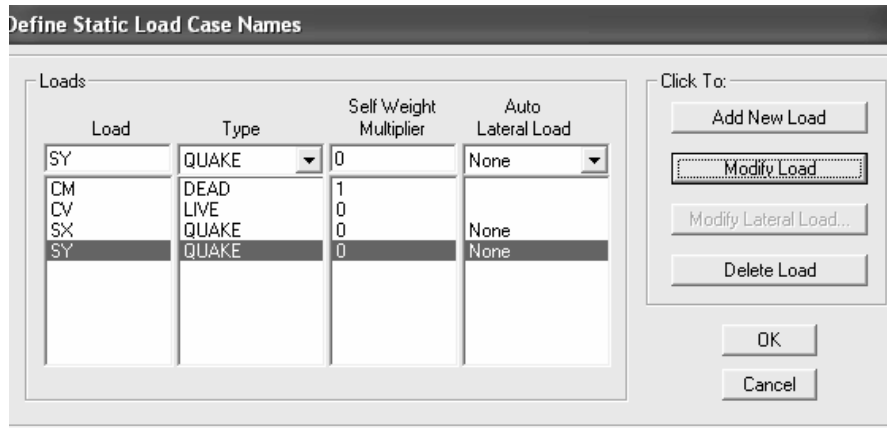
Luego hacemos clic en *OK* y de nuevo *OK*.



Ahora definimos que cargas actúan en el edificio.

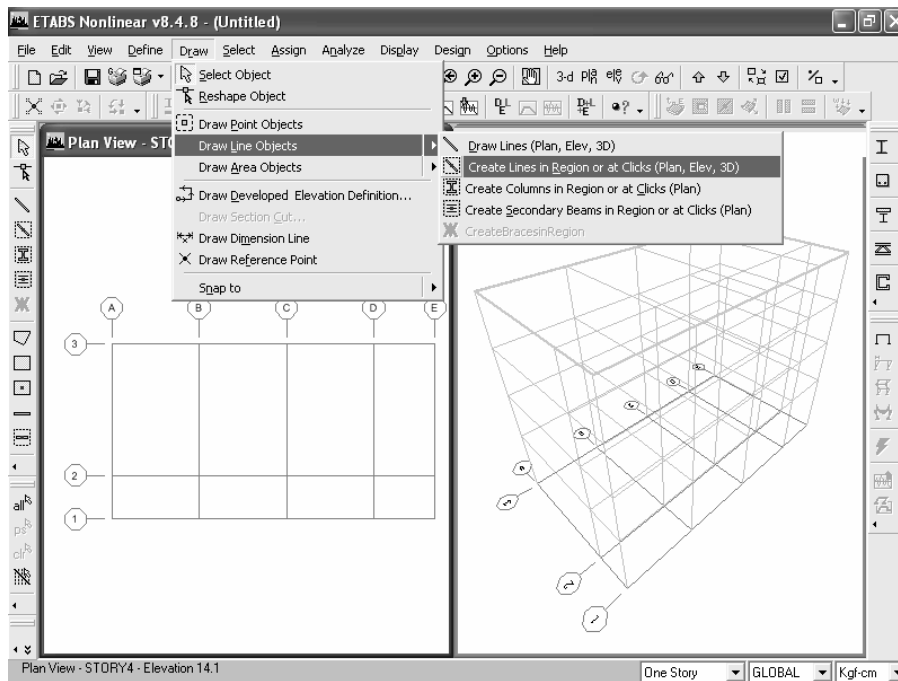


Menú < Define < Static Load Cases...



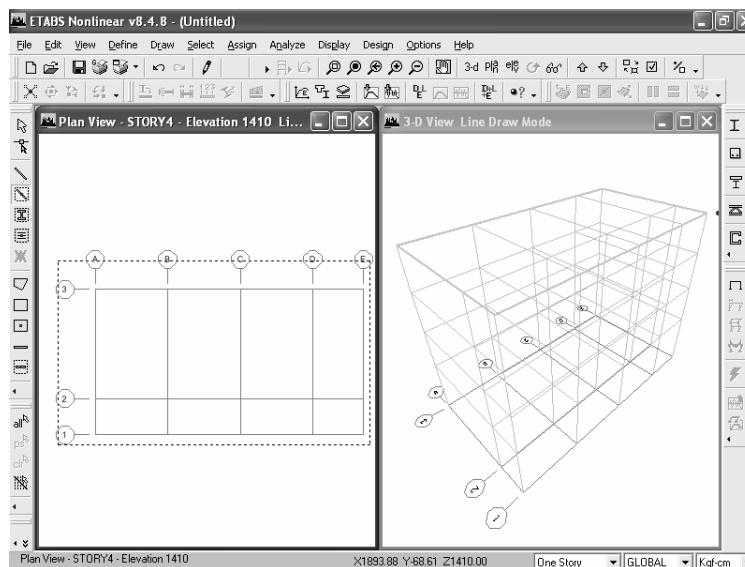
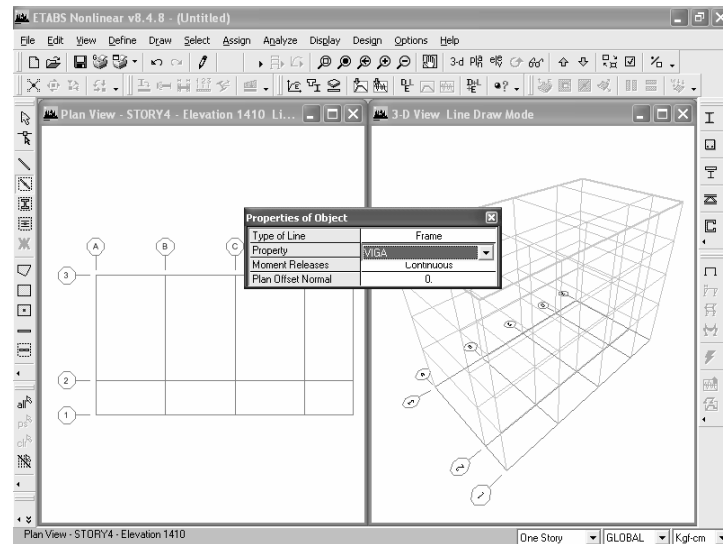
Recuerde que cuando agrega el valor de 1 en la columna *Self Weight Multiplier* lo que esta haciendo es agregar el peso propio del elemento (viga, columna) por eso se coloca en la carga muerta (CM). Si usted pone también 1 en la carga viva (CV) estará agregando dos veces el peso propio del elemento.

Colocar secciones en las líneas guías.

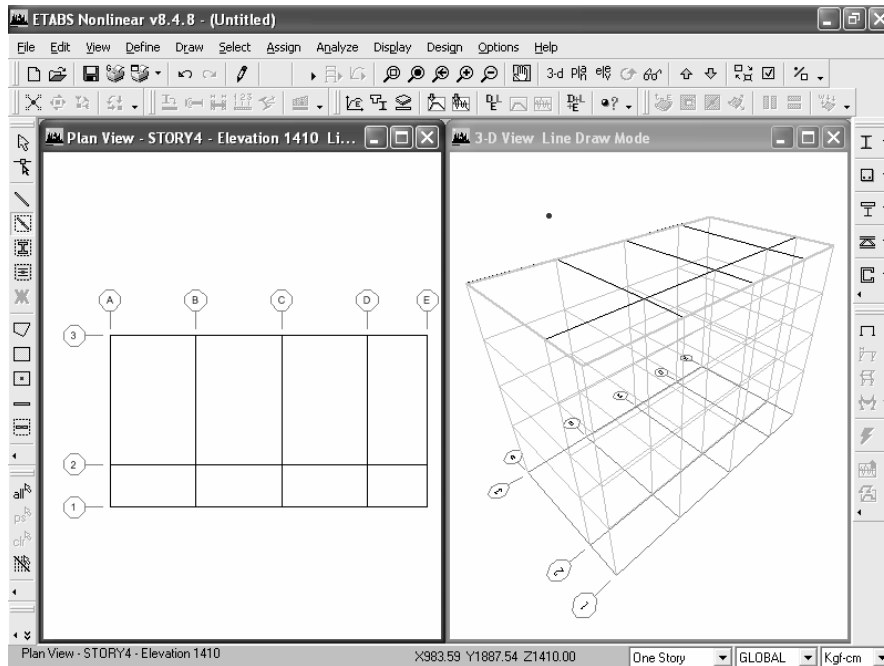


Cuando hacemos clic *Menú < Draw < Draw Line < Objects < Create Lines in Region or at Clicks Plan, Elev, 3D*. Aparecerá un formulario, *Properties*

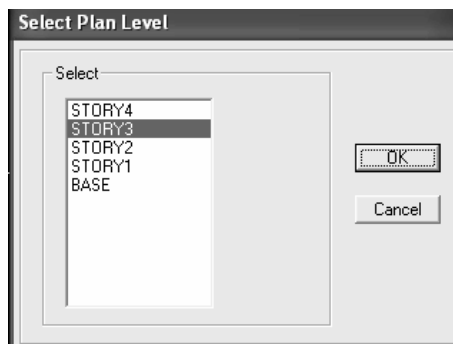
of object en este tenemos que buscar que sección queremos colocar en las líneas guías, así que empezaremos con las vigas.



Como se puede ver en la figura anterior aparecen una líneas discontinuas esto se logra arrastrando el *mouse*. Es necesario colocar en la parte superior izquierda afuera de la planta del edificio y sin soltar el clic izquierdo de *mouse* lo llevamos en la parte inferior derecha.

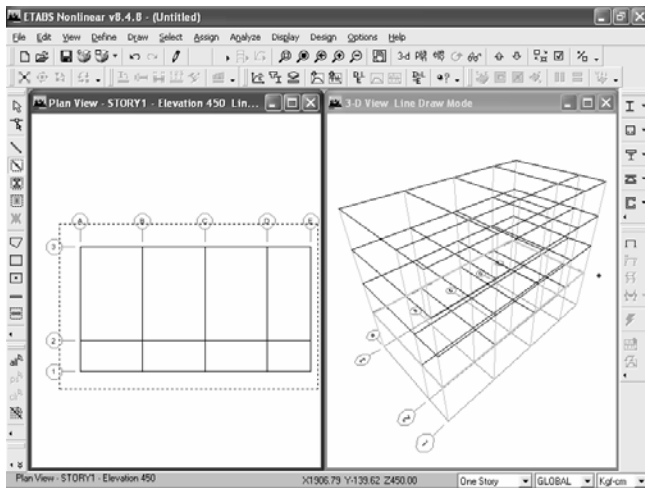
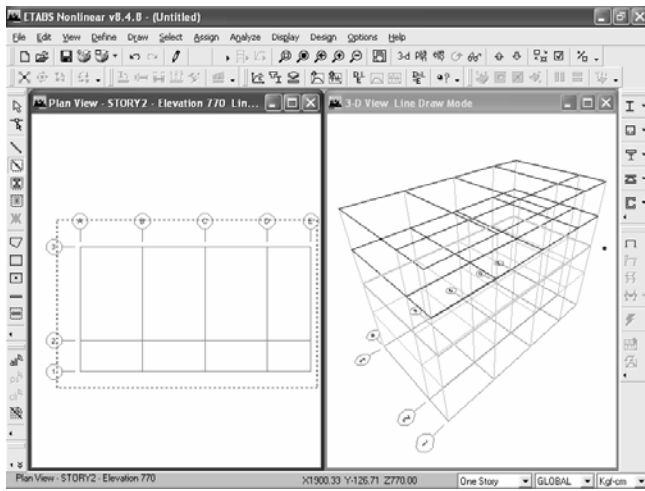
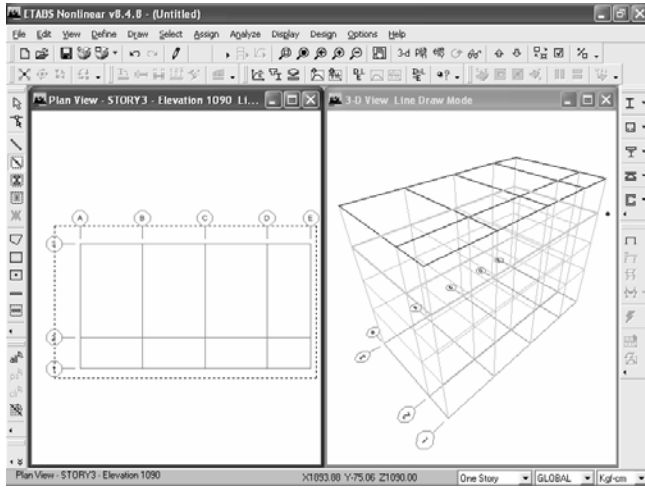


Para colocarnos en el nivel 3 es necesario hacer clic en *Menú < View < Set Plan View...*, con esto aparecerá un formulario.

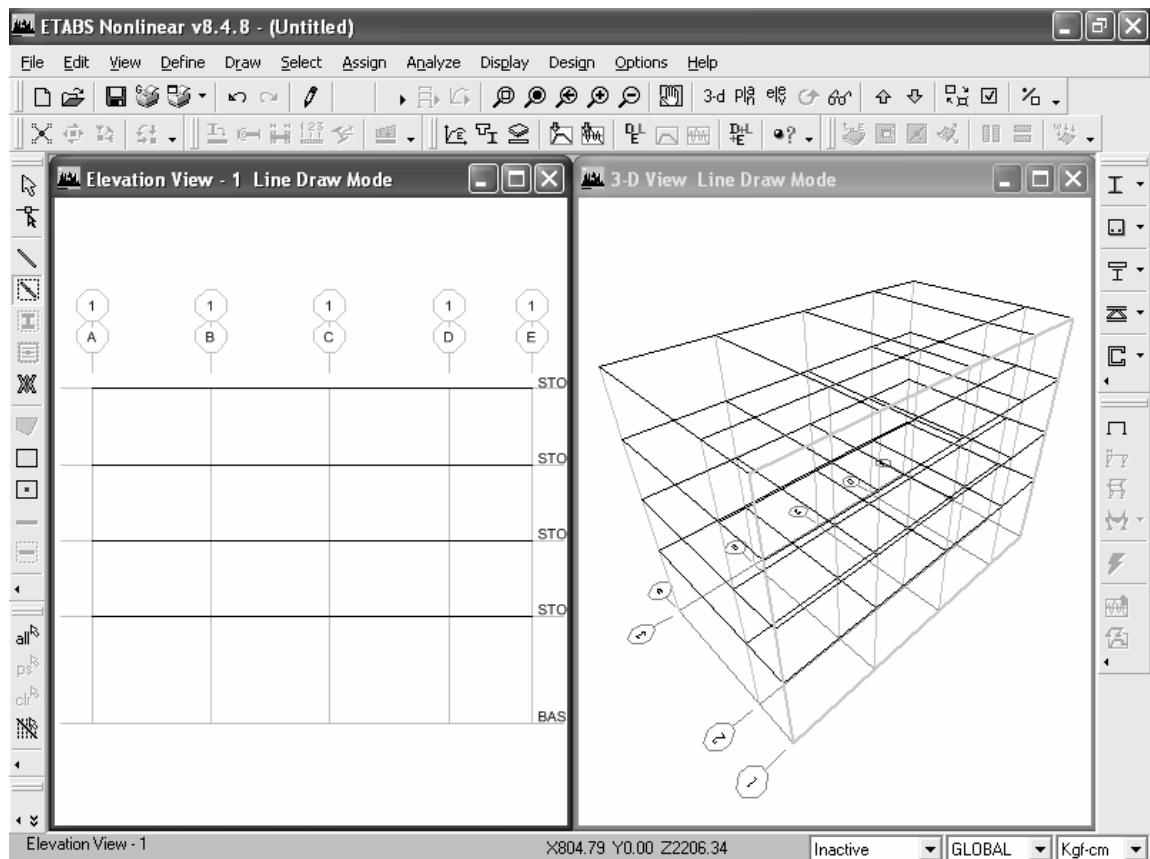
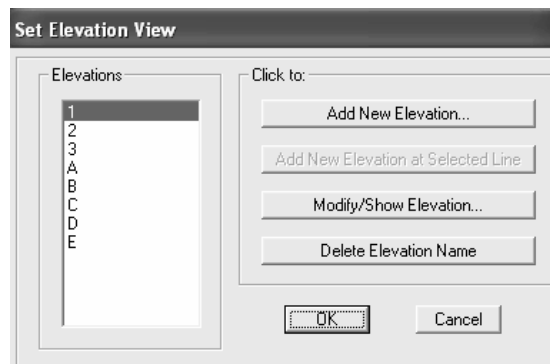


Como ya colocamos las vigas en cuarto nivel, procedemos a asignar las vigas en el tercer nivel. Este procedimiento se tiene que realizar para los niveles 2 y 1.

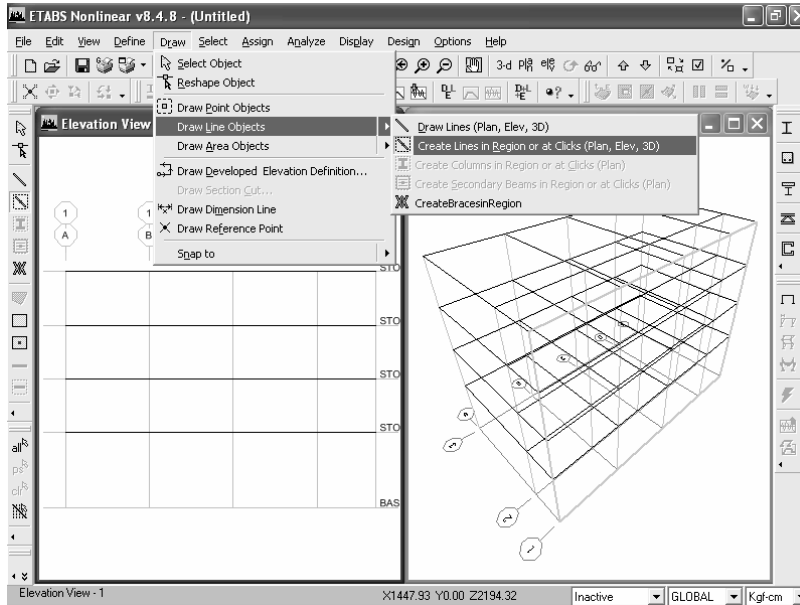
Para colocar las vigas en los niveles 3, 2 y 1, se tiene que realizar como se hizo en el nivel 4.



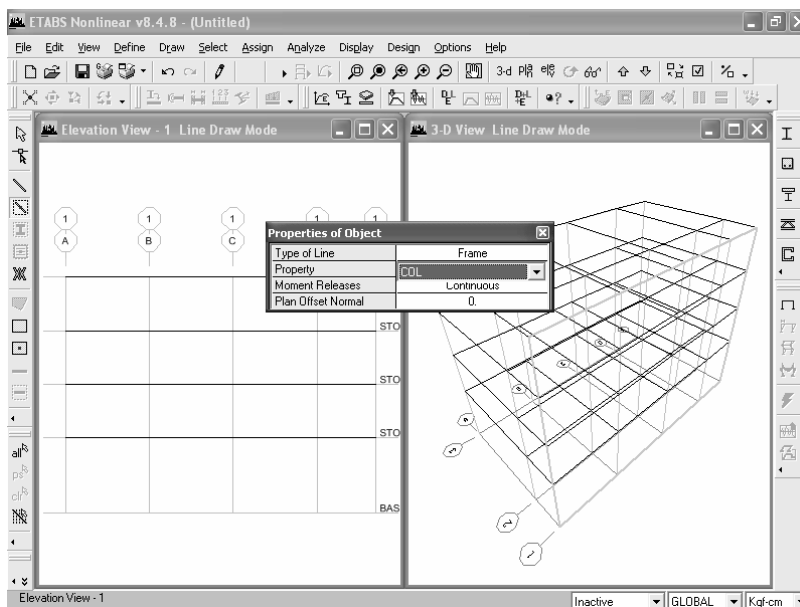
Después de colocar las vigas, tenemos que situar las columnas, para lograr esto se tiene que colocar en elevación, empezaremos con el marco 1. *Menú < View < Set Elevation View*. Después de hacer este procedimiento elegimos en el área *Elevations* (1) esto significa que en la ventana de despliegue que este activada aparecerá el marco 1.



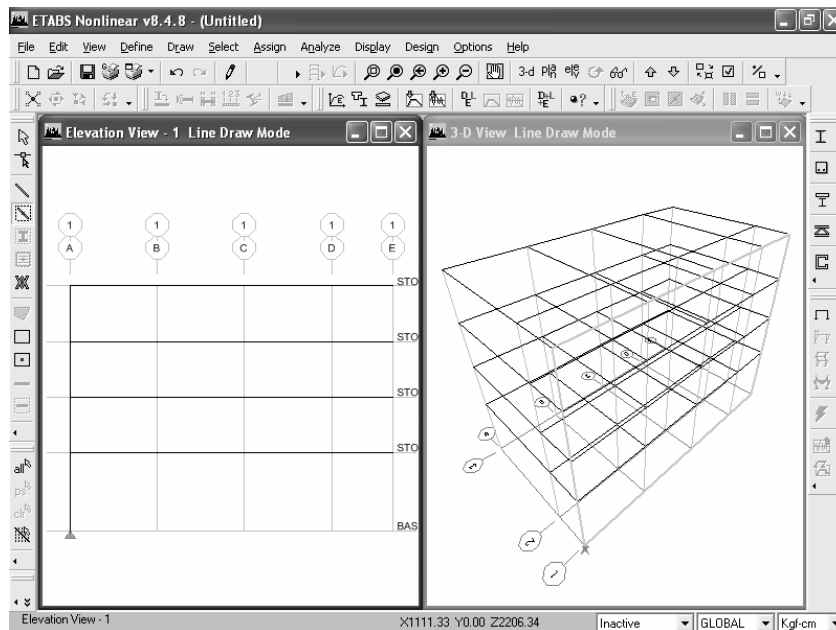
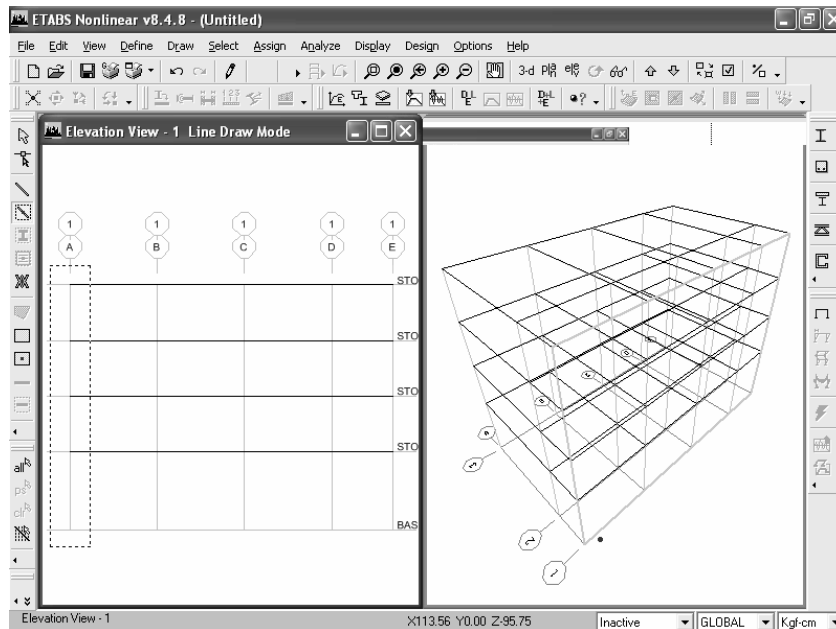
Ya con nuestro marco 1 en elevación procedemos a colocar las columnas. Esto se logra siguiendo lo siguiente *Menú < Draw < Draw Line Objects < Create Lines in Region or at Plan, Elev, 3D.*



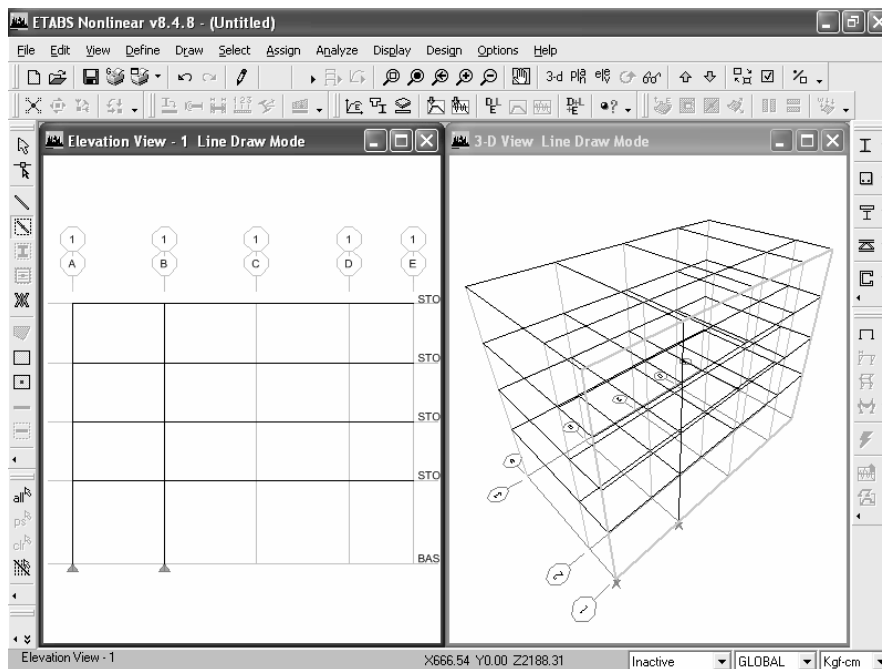
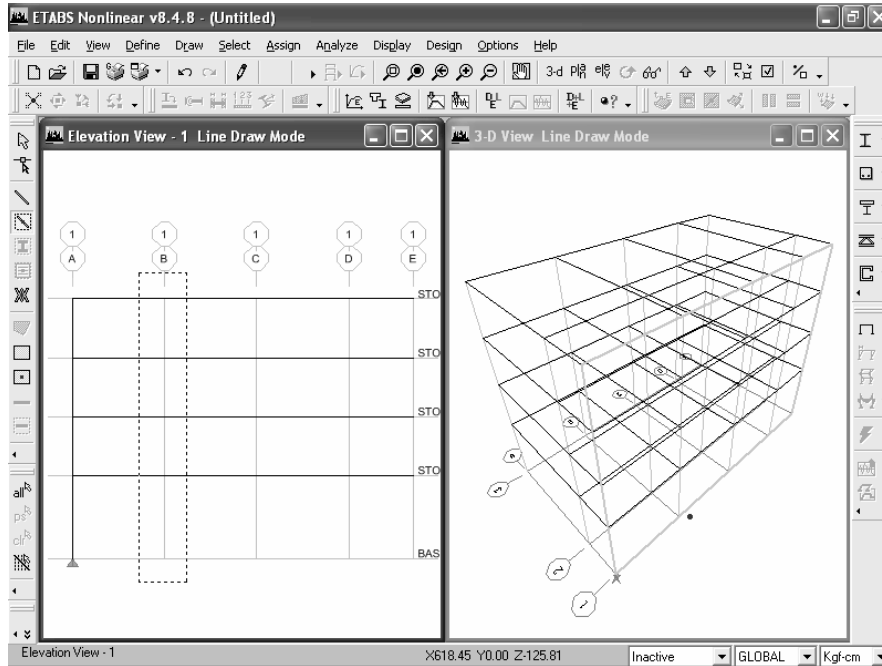
Con esto aparecerá un formulario *Properties of Objects*. En *Property* buscamos nuestra sección para columna recuerde que el nombre que le asignamos fue COL.



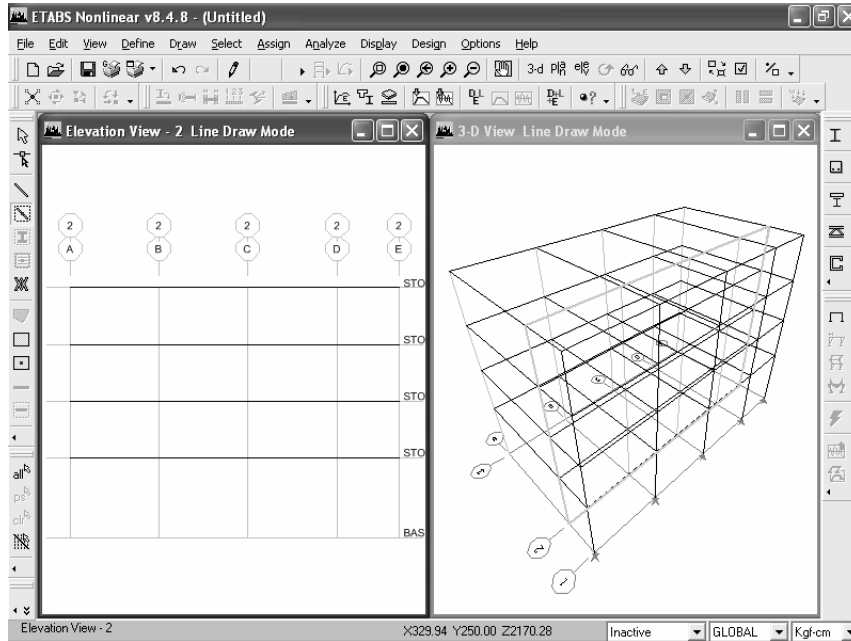
Para colocar las columnas observe donde aparecen unas líneas discontinuas de color blanco. Esto significa que hemos corrido el cursor del *mouse* desde la parte superior izquierdo hasta la parte inferior derecha, con esto logramos colocar todas las columnas de los niveles 4, 3, 2 y 1 en el marco (1-A).



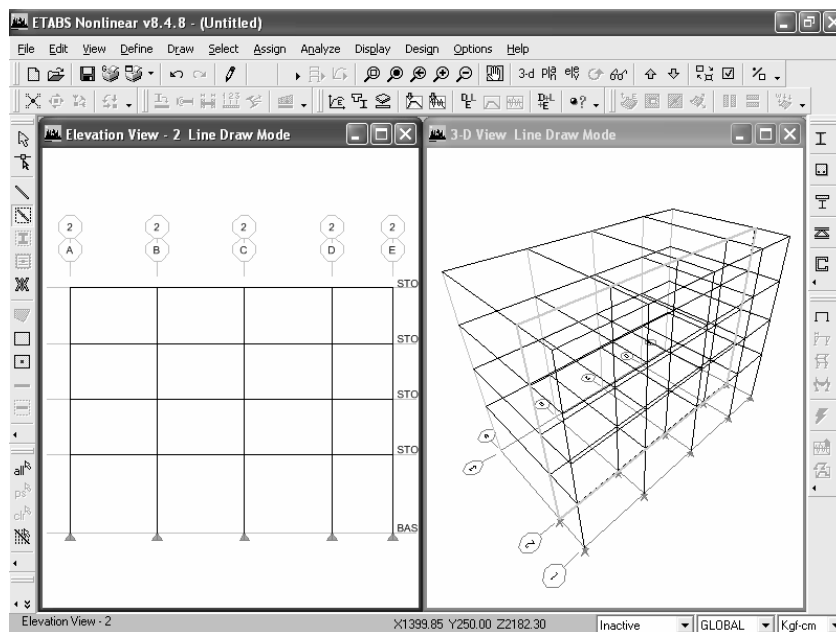
El mismo procedimiento anterior para colocar las columnas se realiza igual para los marcos 1-B, 1-C, 1-D, 1-E.



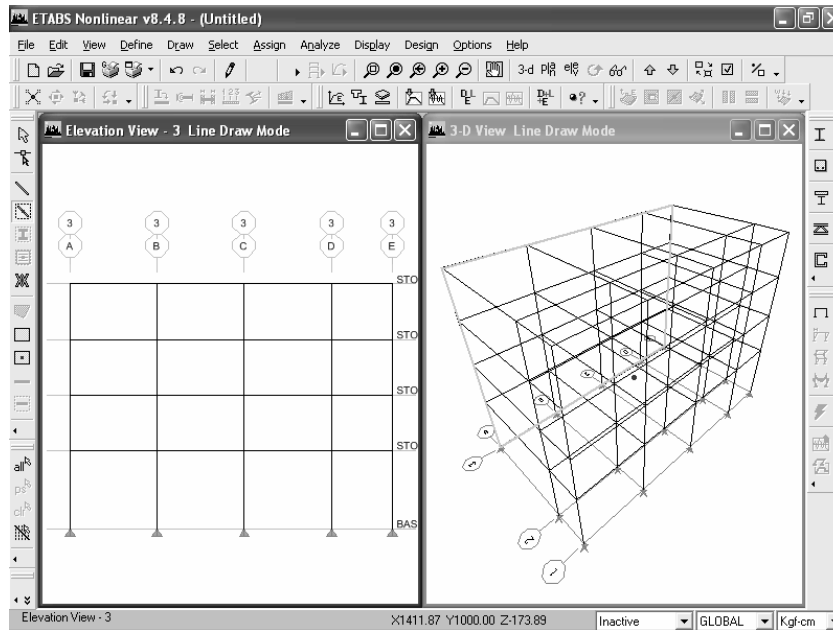
Menú < View < Set Elevation View. Después de hacer este procedimiento elegimos en el área Elevations (2) esto significa que en la ventana de despliegue que este activada aparecerá el marco 2.



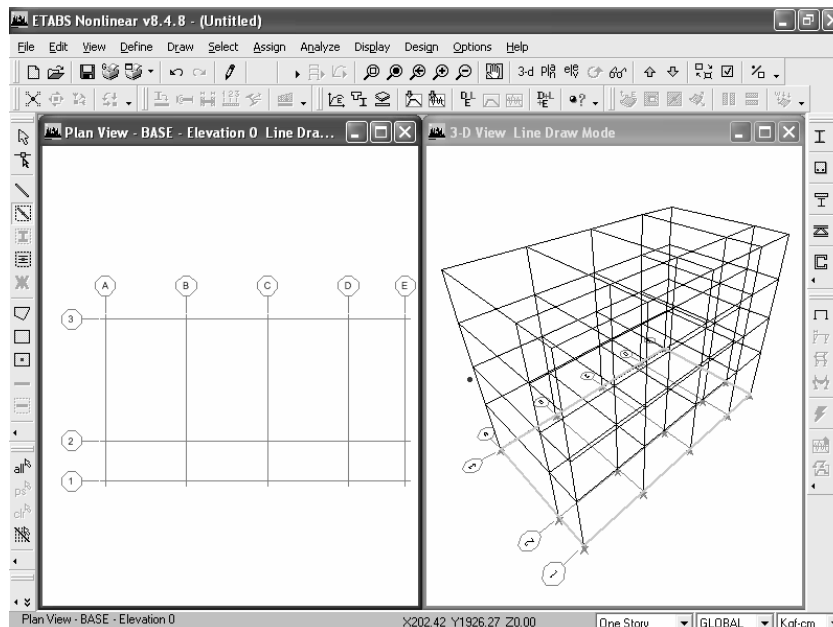
Para poder colocar las columnas en el marco 2 tenemos que seguir el mismo procedimiento que se utilizó para colocar las columnas del marco 1.



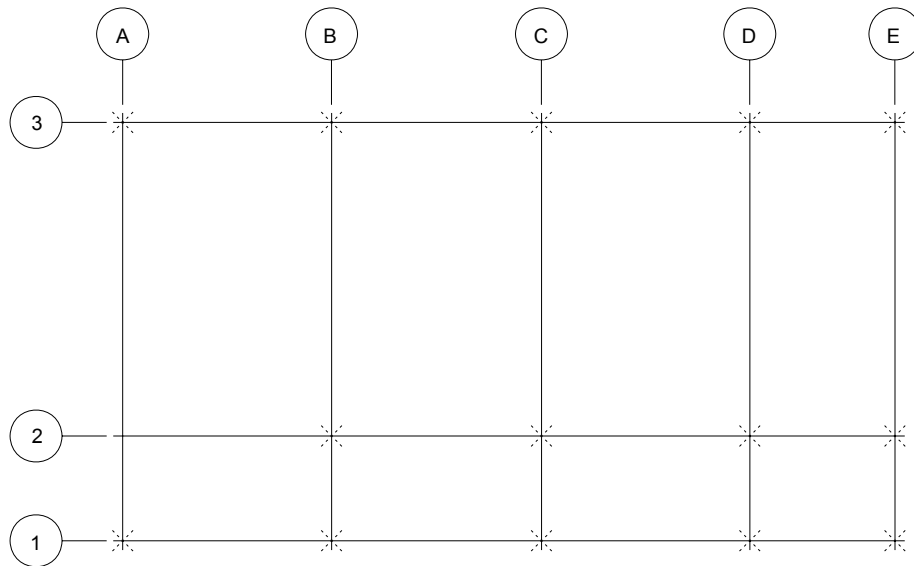
Para el marco 3 va hacer el mismo procedimiento.



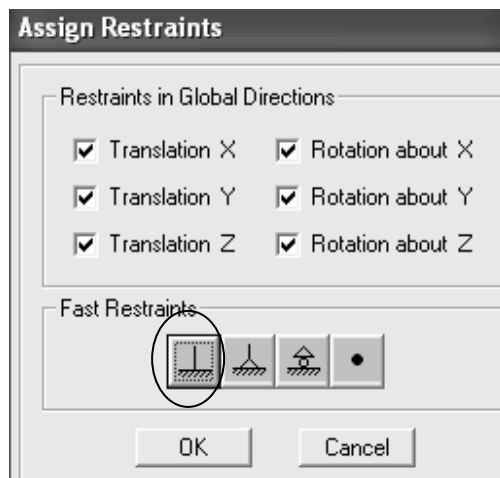
Cuando usted coloque las columnas en la *BASE* los apoyos aparecerán automáticamente como articulados. Para hacer el cambio de apoyo tenemos que hacer lo siguiente: *Menú < View < Set Plan View...*, cuando aparezca un formulario escogeremos *BASE* y haremos clic en *OK*.

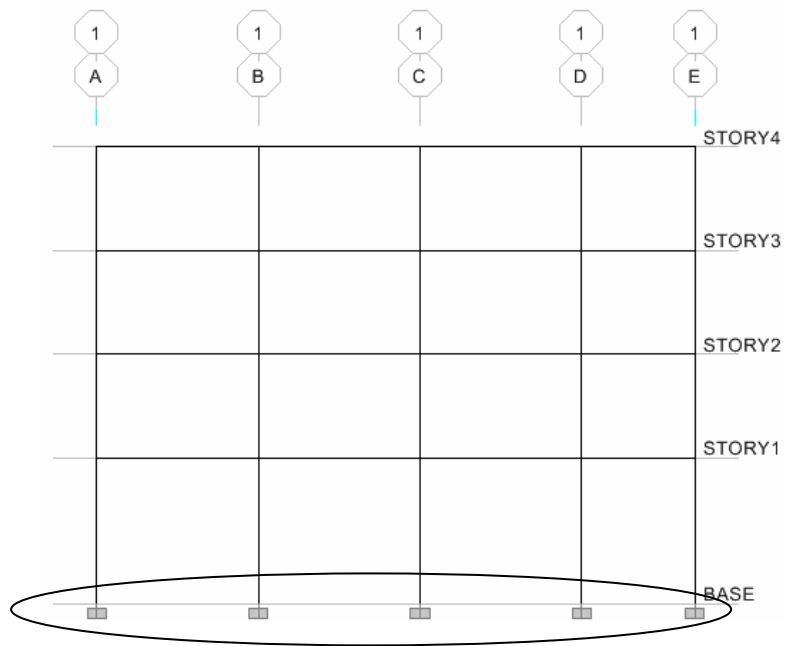


Para seleccionar los nodos nos posicionaremos sobre dichos nodos y haremos clic izquierdo con el *mouse*. Para saber si hemos seleccionado bien los nodos estos tendrán que aparecer con una X discontinua.



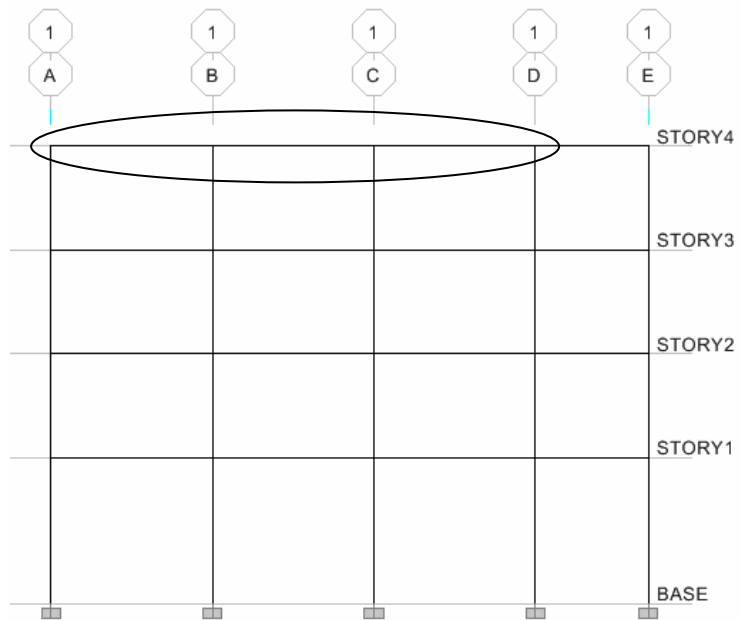
Para colocar un apoyo empotrado esto quiere decir que sus 6 grados de libertad están restringidos tenemos que hacer lo siguiente: *Menú < Assign < Joint/Point < Restraints Supports*. Con esto aparecerá un formulario y escogeremos el icono de empotramiento, después haremos clic izquierdo en *OK*.





Véase en la figura anterior como es que cambio el tipo de apoyo.

Definir la carga uniformemente distribuida: Para definir la carga uniformemente distribuida seleccione primero el elemento a ser cargado.



Y luego *Menú < Assign < Frame/Line Loads < Distributed...*, una nota importante es que tiene que colocar el marco correcto para poder asignar las cargas, en este momento estamos colocados en el marco 1.

Frame Distributed Loads

Load Case Name: CM Units: Kgf-m

Load Type and Direction: Forces Moments Direction: Gravity

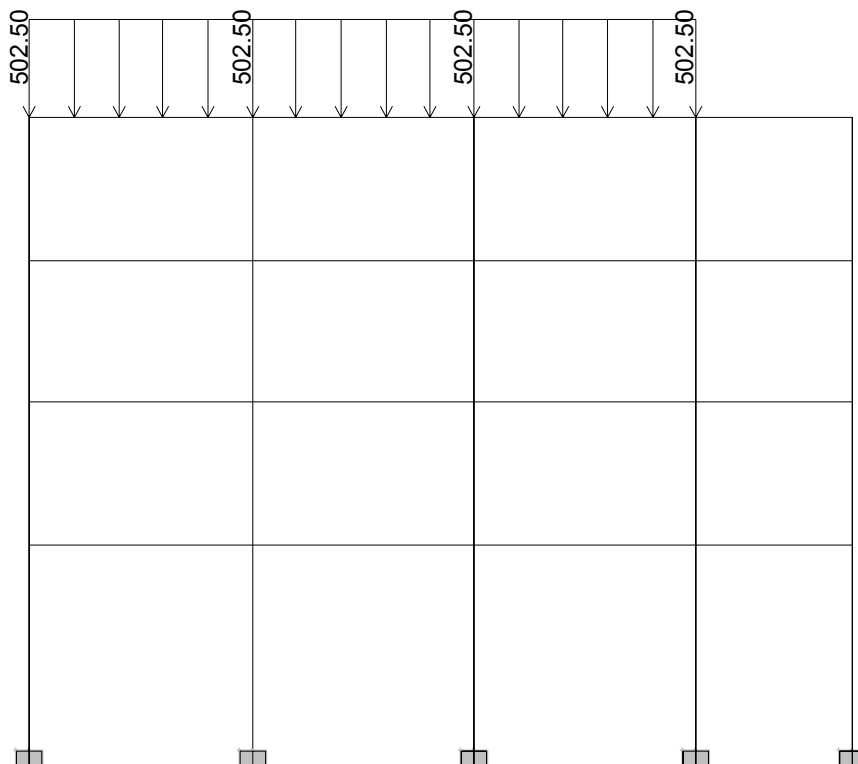
Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads: Distance: 0, 0.25, 0.75, 1 Load: 0, 0, 0, 0

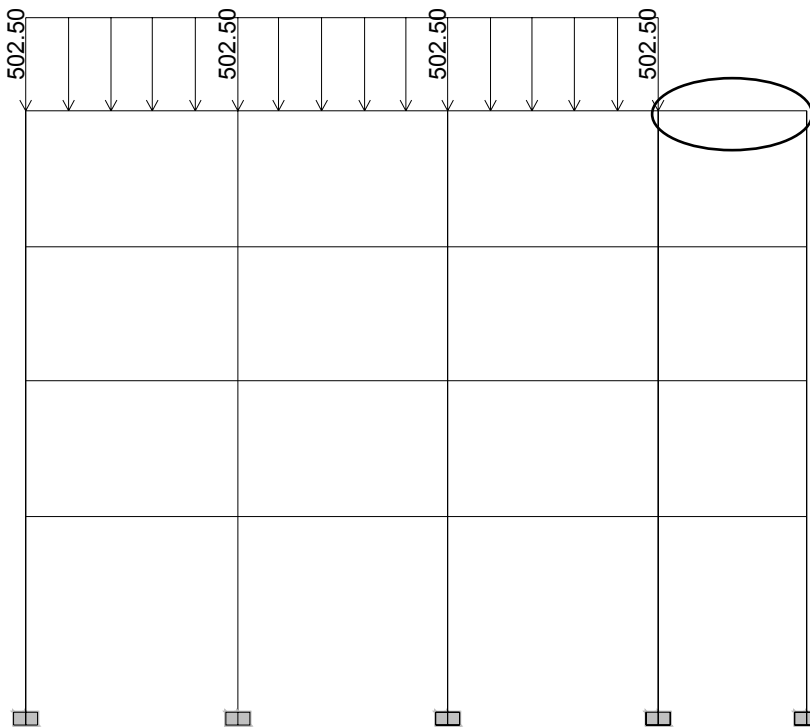
Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 502.5

OK Cancel



Ahora ingresaremos una carga muerta de 322.75 kg/m, tenemos que escoger el elemento donde actuara la carga. Recuerde que la abreviatura de la carga muerta es CM.



Frame Distributed Loads

Load Case Name: Units:

Load Type and Direction: Forces Moments
Direction:

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

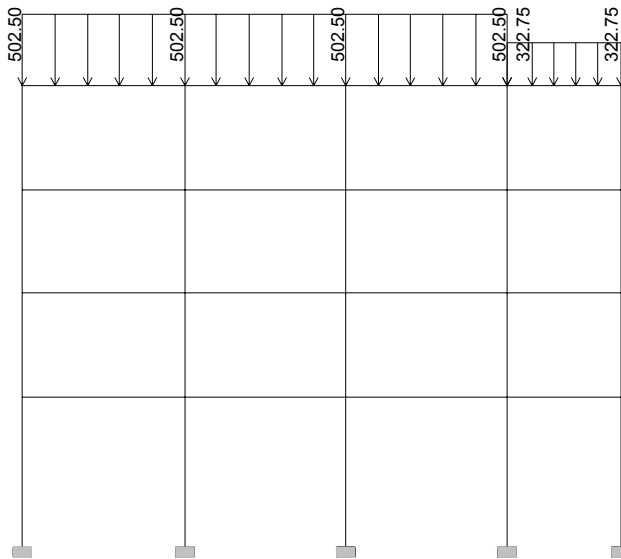
Trapezoidal Loads:

Distance	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0.25"/>	<input type="text" value="0.75"/>	<input type="text" value="1."/>
Load	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>

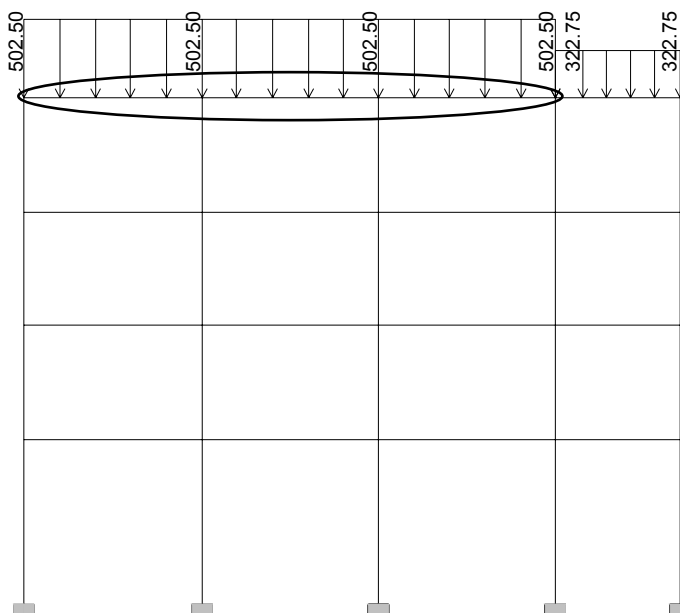
Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load

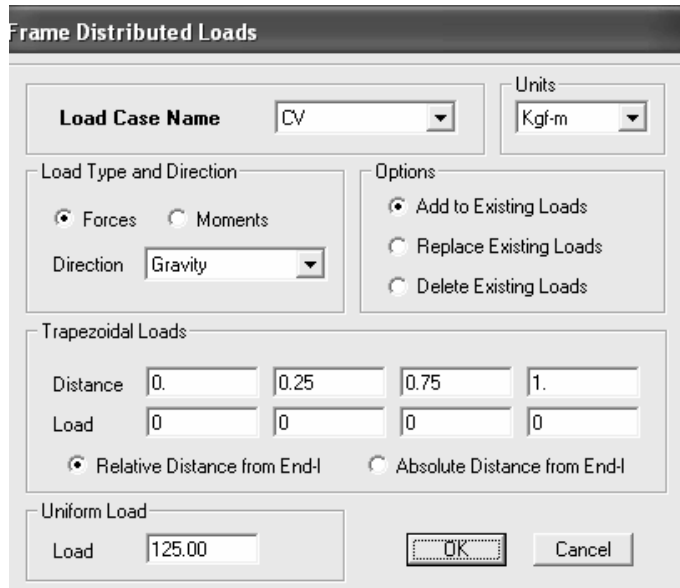
Observemos que la figura como aparece la carga muerta en el marco 1, en el cuarto nivel.



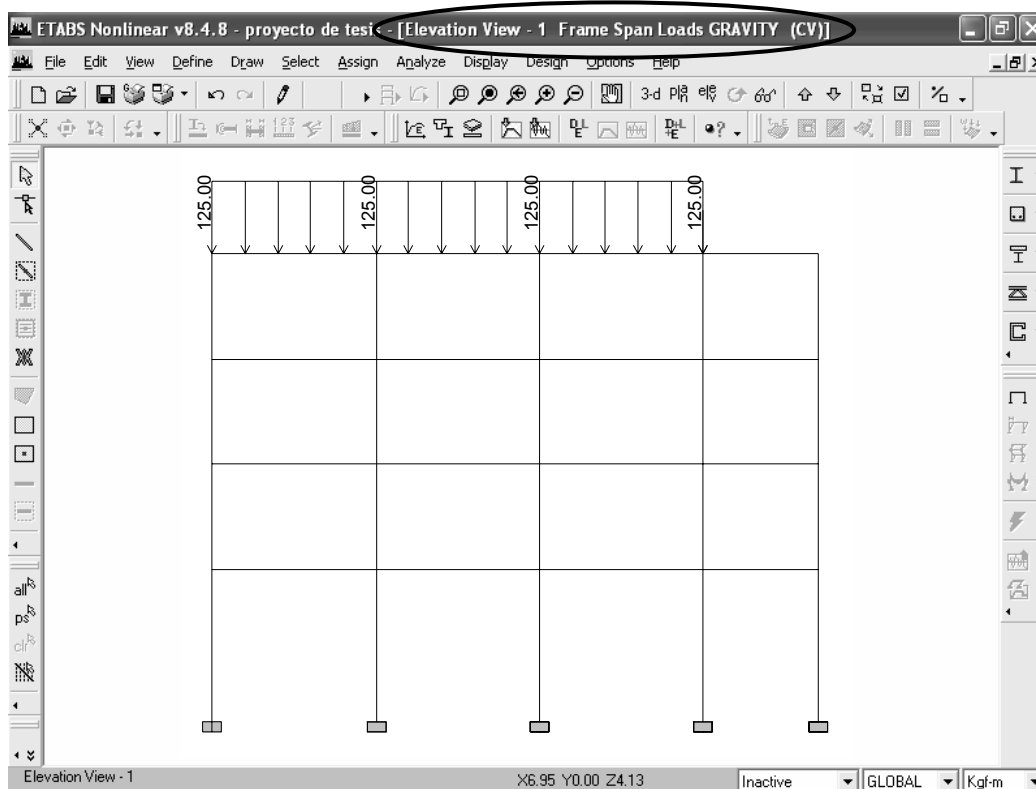
Las cargas que se asignaron fueron de carga muerta (CM), ahora asignaremos la carga viva (CV), recuerde que las unidades tienen que estar en kilogramo – metro (kg – m). Vamos al mismo procedimiento para asignar carga, escogemos el elemento.



Colocaremos una carga viva de 125 kg/m.



Veamos que se le a asignado la carga viva de 125 kg/m y que estamos viendo la elevación 1.



Ahora colocaremos la carga viva que hace falta en el cuarto nivel del marco 1, esta carga tendrá un valor de 80.29 kg/m. Recuerde siempre antes de asignar una carga a un elemento, este tiene que ser escogido con anterioridad.

Frame Distributed Loads

Load Case Name: CV Units: Kgf-m

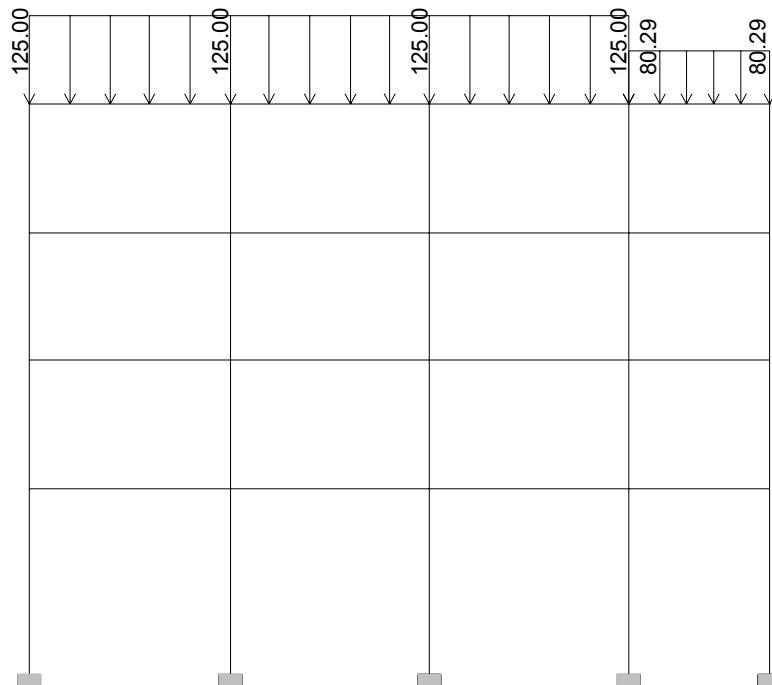
Load Type and Direction: Forces Moments Direction: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads: Distance: 0, 0.25, 0.75, 1 Load: 0, 0, 0, 0 Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 80.29

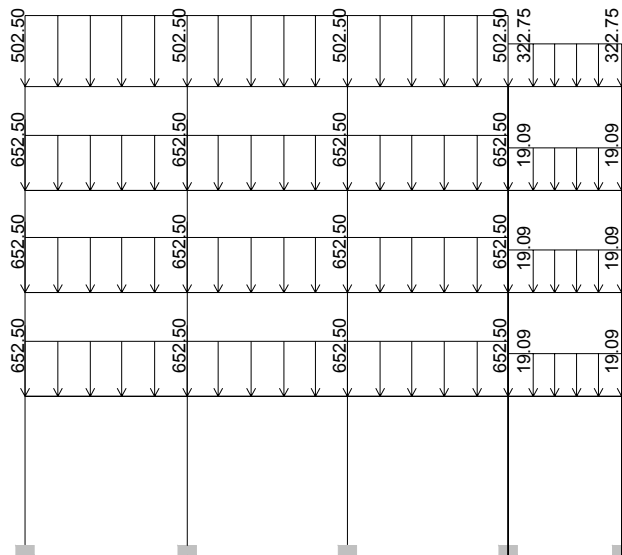
OK Cancel



El procedimiento que se hizo para agregar las cargas en el marco 1 y en el cuarto nivel, va hacer igual para el resto de los niveles y en todos los marcos.

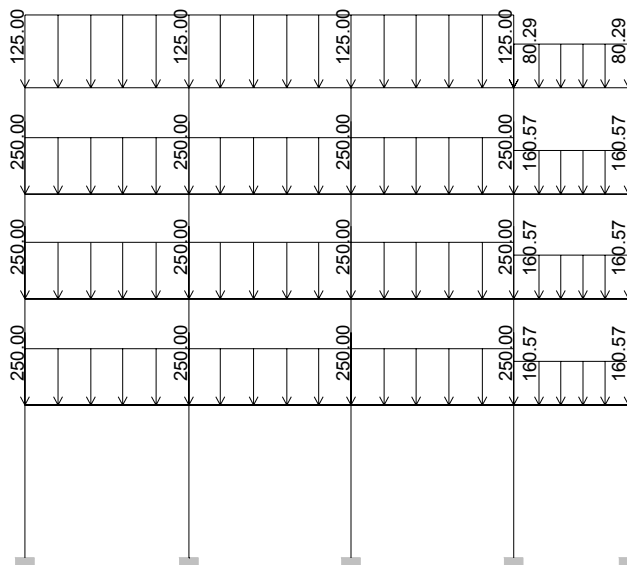
Para ver la carga muerta hacemos lo siguiente, *Menú < Display < Show Loads < Frame/Line...*, aquí escogemos CM que es la abreviatura de la carga muerta, y hacemos clic izquierdo con el *mouse* en el botón de *OK*.

Carga muerta en el marco 1.

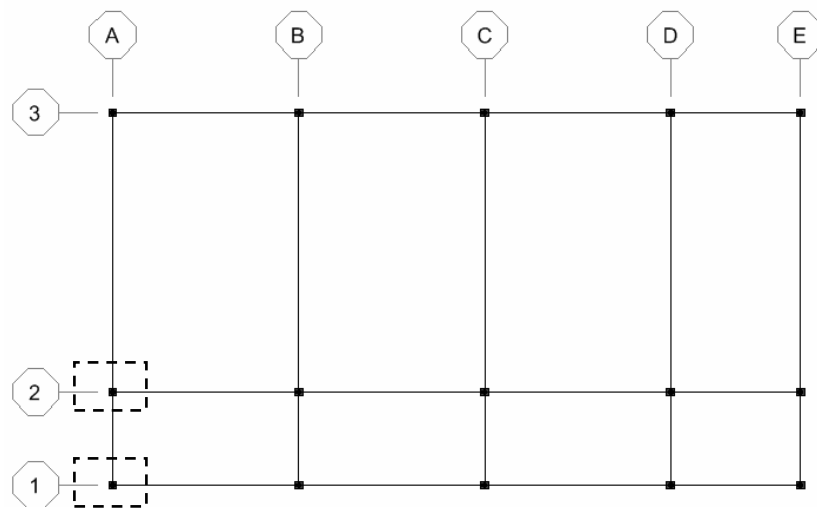


El mismo procedimiento hacemos para visualizar la carga viva.

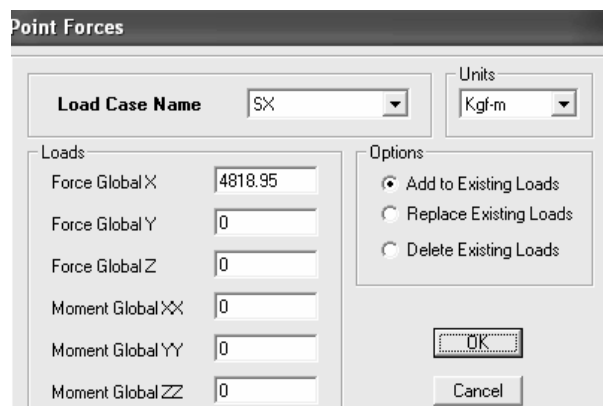
Carga viva en el marco 1.



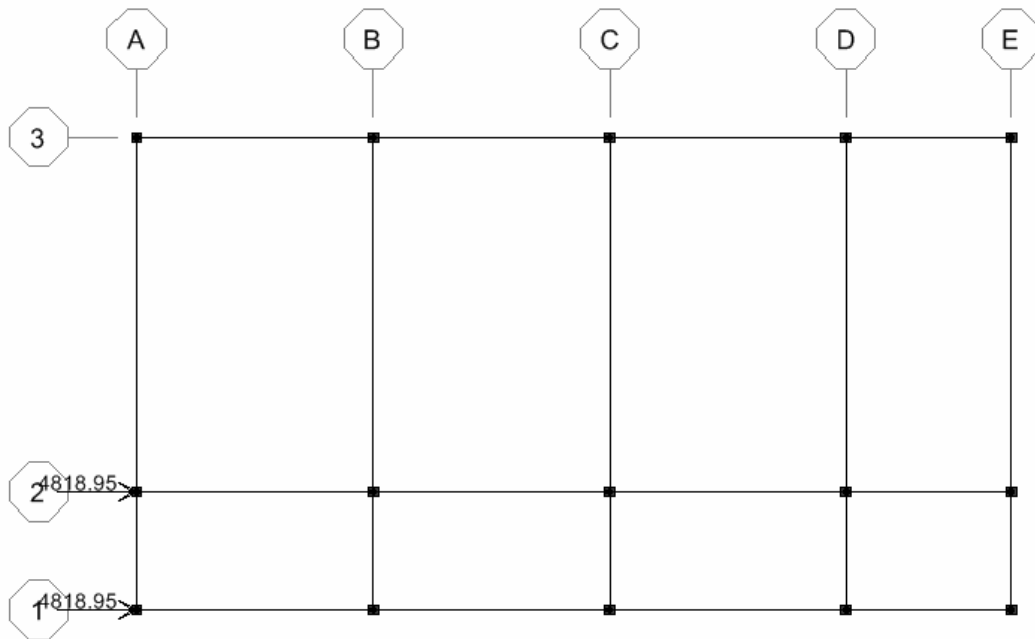
Definir fuerzas horizontales: para definir estas fuerzas es necesario seleccionar el nodo donde se aplicará la dicha fuerza. Una de las mayores facilidades para asignar una fuerza horizontal es colocar el edificio visto en planta. Empezaremos en el nivel 4 y el procedimiento que se haga aquí será igual para el resto de los niveles. Para visualizar el nivel 4 en planta hacemos lo siguiente, *Menú < View < Set Plan View...*, escogemos el nivel 4 damos clic izquierdo con *mouse* en el botón de *OK*.



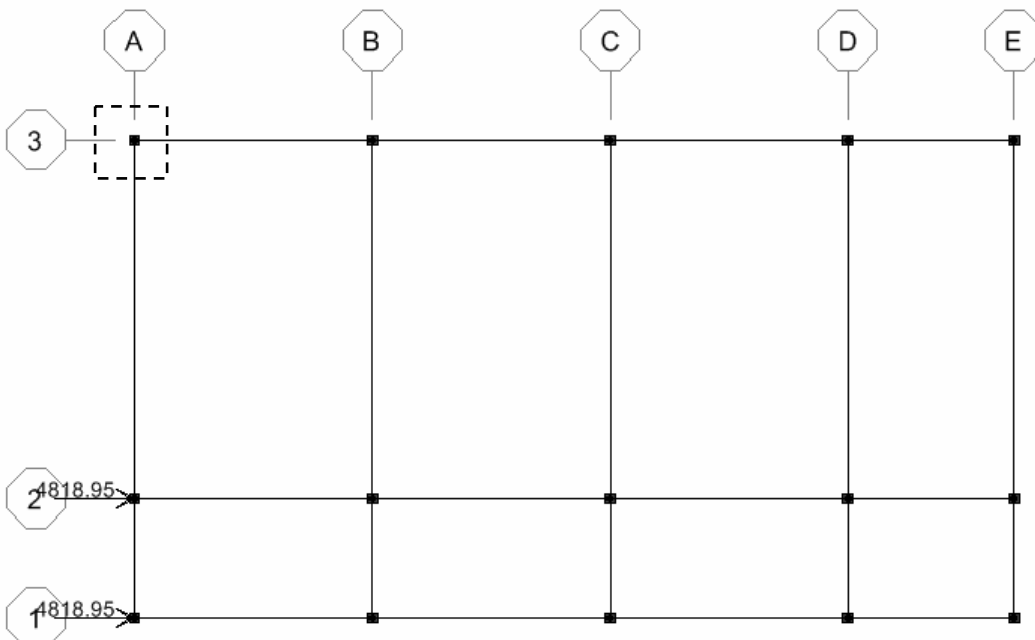
En la figura anterior donde aparecen unos cuadrados discontinuos esto quiere decir que primero elegimos uno y después el siguiente. Con esto logramos hacer el siguiente paso que consiste en *Menú < Assign < Joint/Point Loads < Force...*



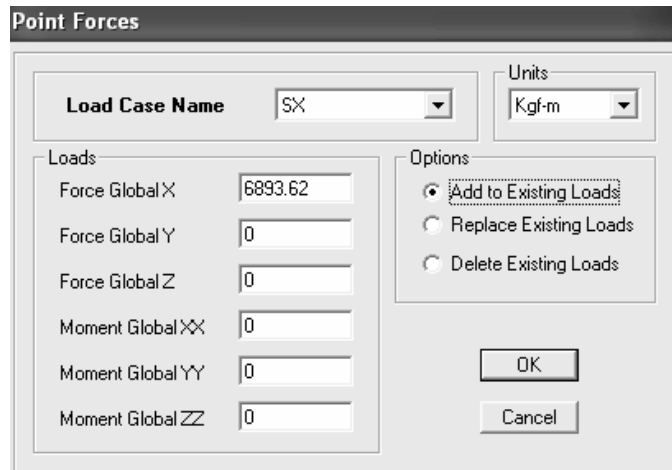
Como se podrá observar en el dibujo se logra visualizar las fuerza laterales en el marco 1 y en el 2.



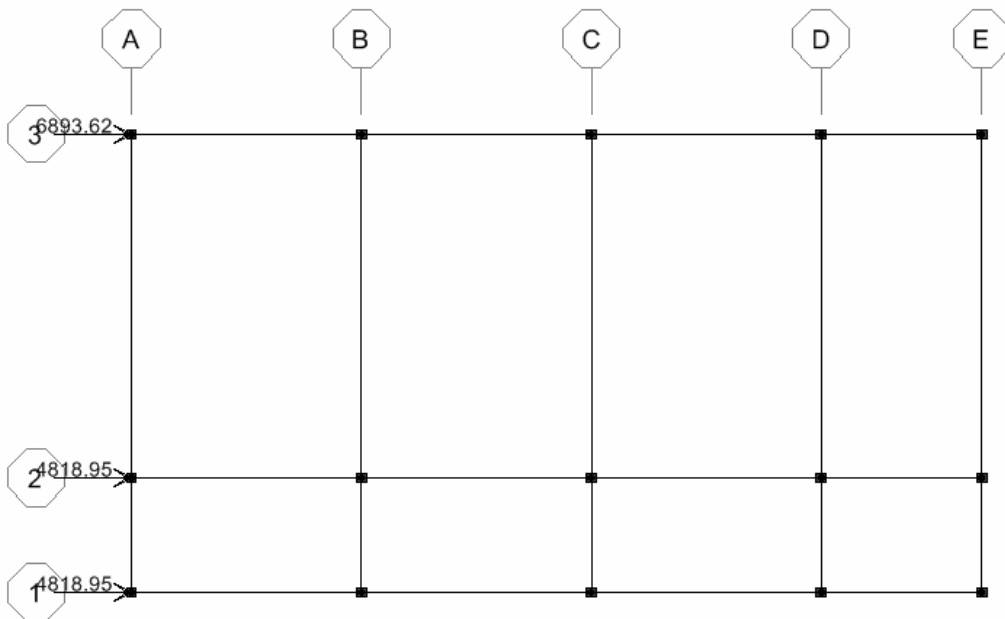
Ahora escogeremos el nodo de la parte izquierda superior para colocar la otra fuerza lateral que corresponde al marco 3 en la dirección X.



Ahora seguimos *Menú < Assign < Joint/Point < Force...*, y colocamos una fuerza de 6,893.62 kg.

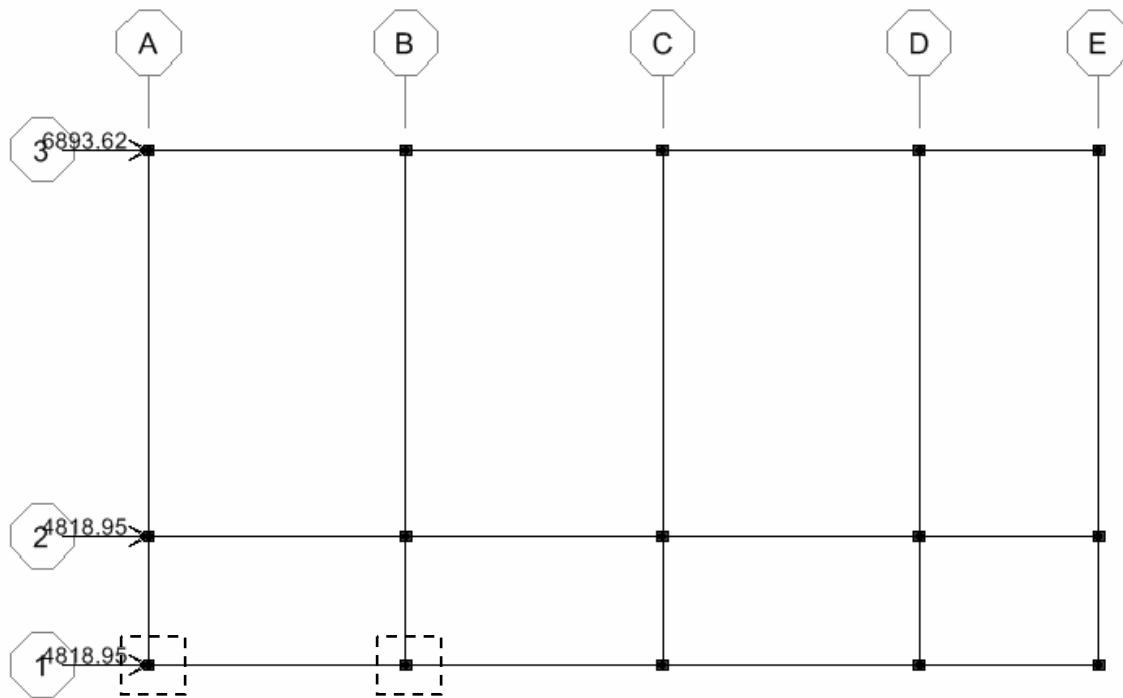


Ya se logra visualizar las tres fuerzas laterales en los marcos 1, 2 y 3.

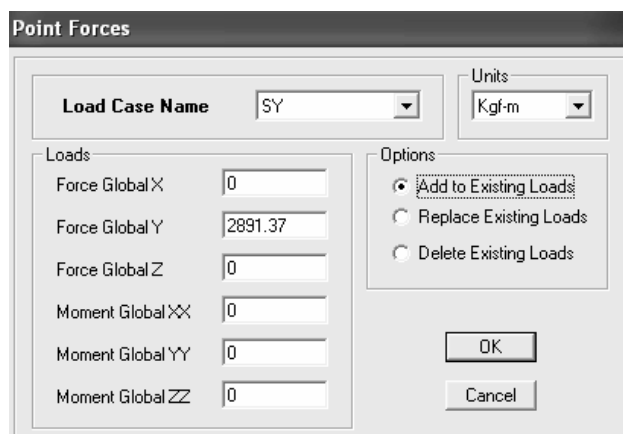


Ahora vamos a colocar las fuerzas horizontales en la dirección Y, empezaremos con los marcos A y B dando que sus fuerzas son iguales.

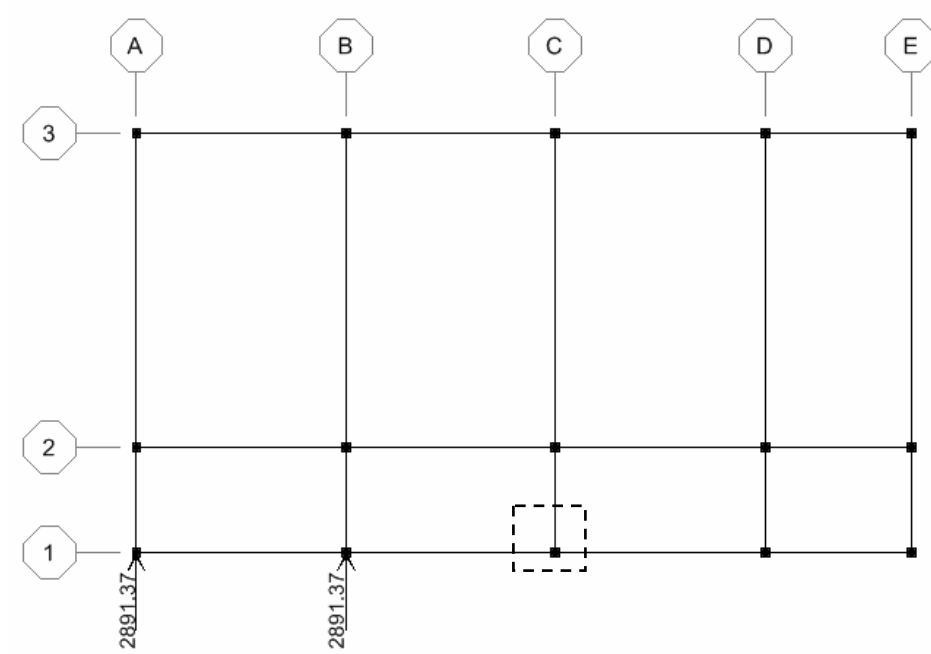
Seleccionamos los nodos de dichos marcos donde llegaran las fuerzas de sismo.



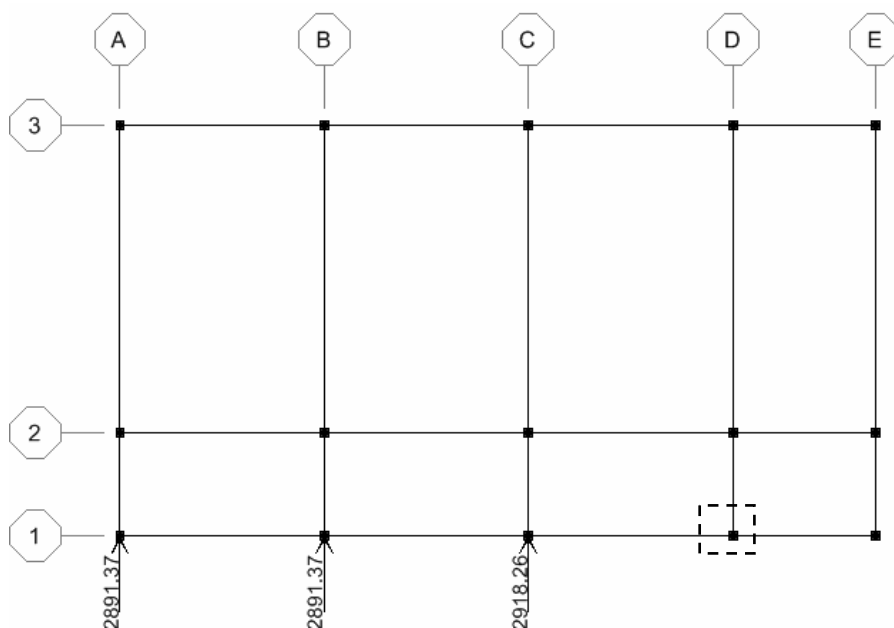
Ya seleccionados los nodos en dichos marcos seguimos los siguientes pasos, *Menú < Assign < Joint/Point < Force...*, ahora escogeremos en vez de SX será SY, con una fuerza de 2,891.37 kg.



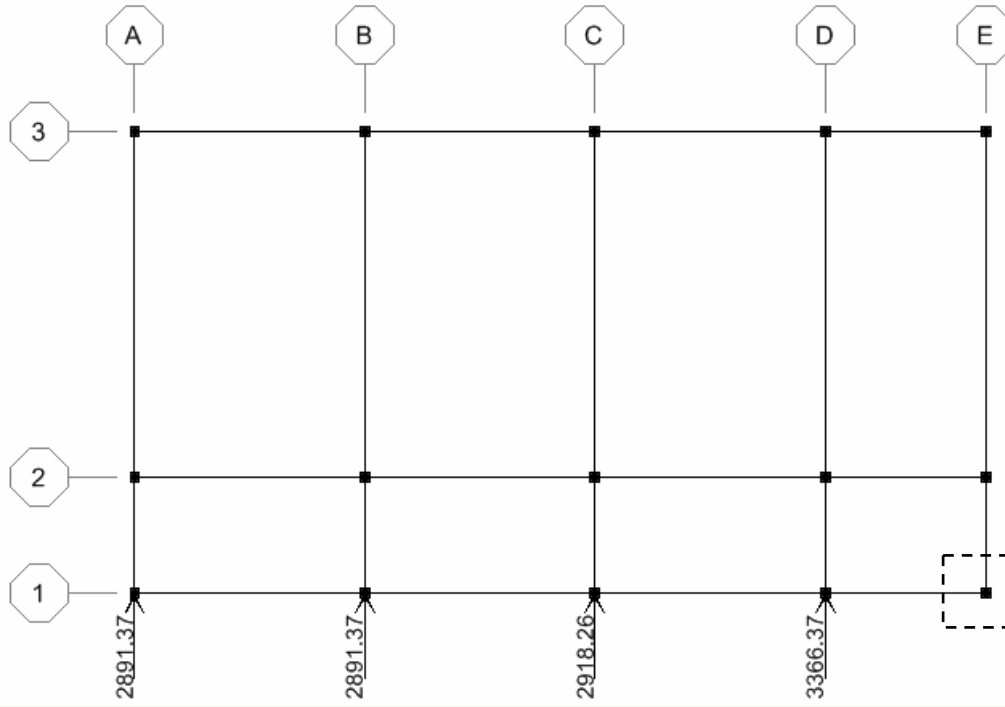
Al ver ingresado las fuerzas laterales del marco A y B, colocaremos la fuerza del marco C.



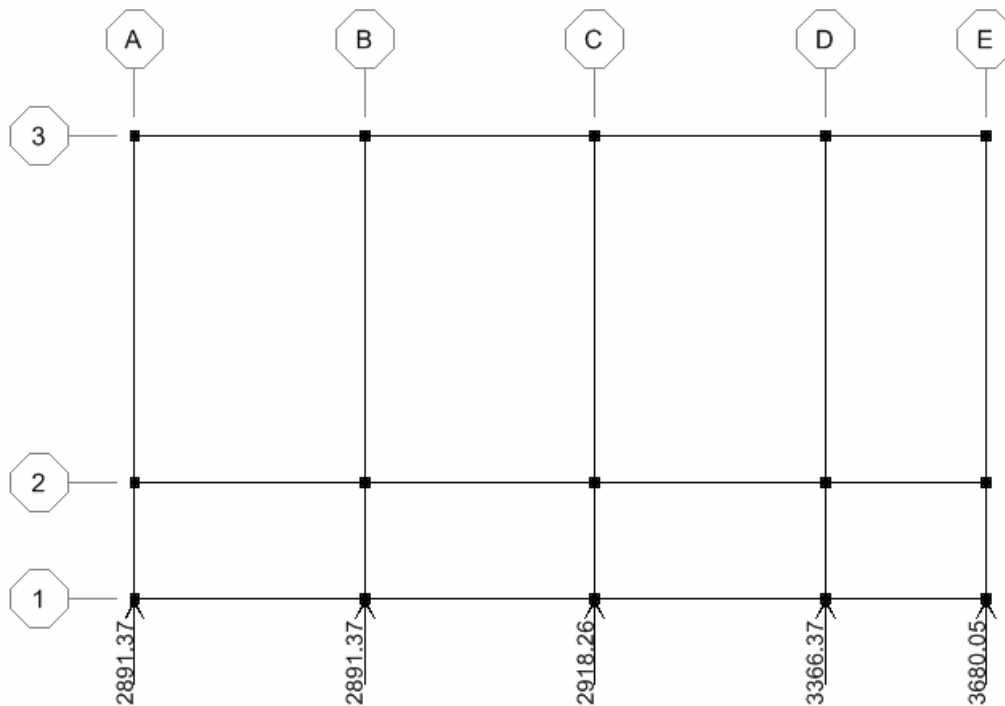
Ahora se seleccionara únicamente el marco C, el procedimiento para colocar la fuerza de sismo en la dirección Y, es igual con lo que se hizo con los marcos A y B.



El siguiente marco corresponde al D, con una fuerza de 3,366.37 kg.

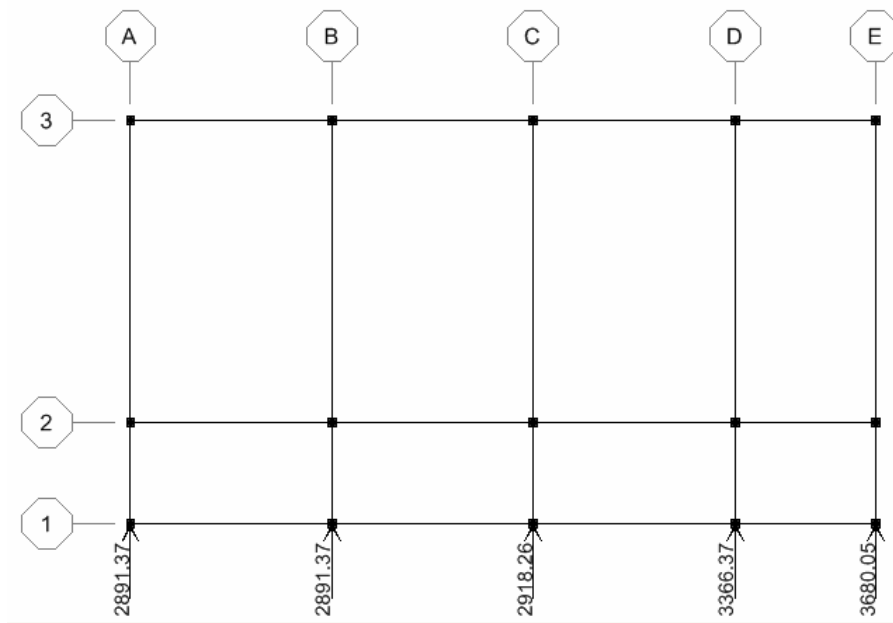


Marco E con una fuerza de 3,680.05 kg.

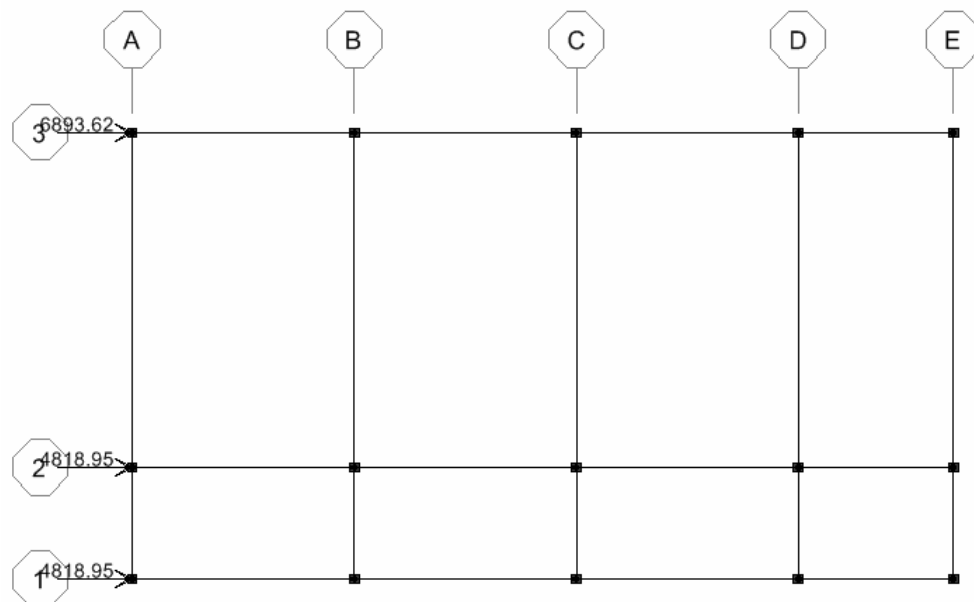


Para colocar las fuerzas de sismo en el resto de los niveles se tiene que seguir los mismos procedimientos que con el cuarto nivel. A continuación se presentan las fuerzas en la dirección Y y X de cada nivel.

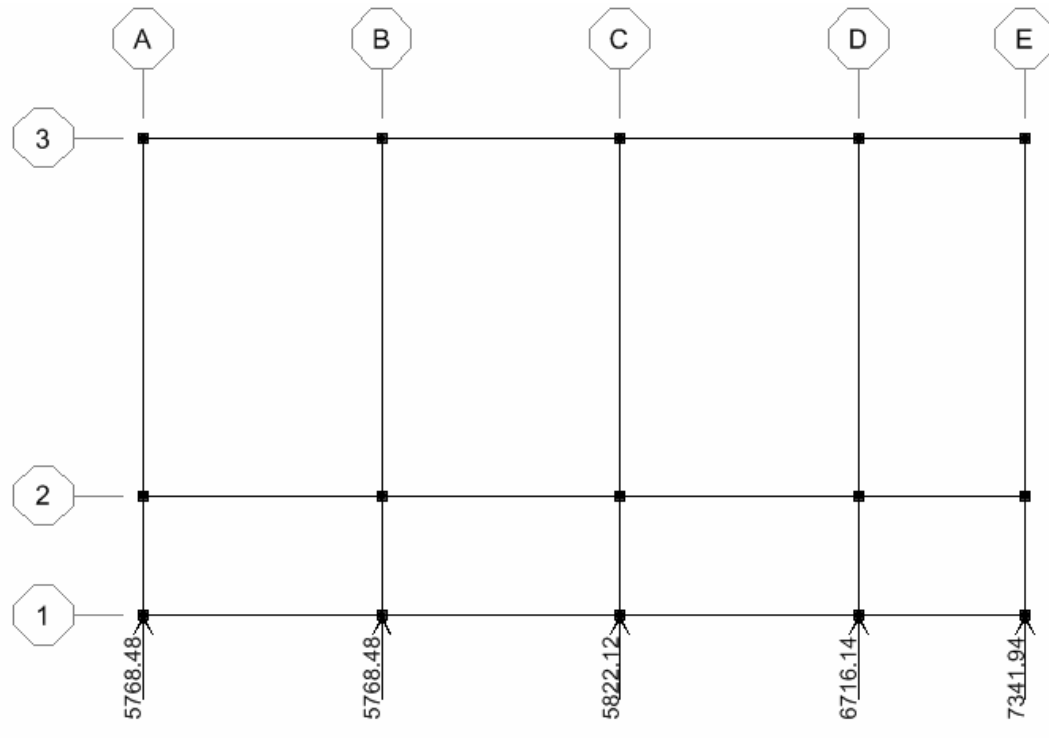
Fuerza de sismo en la dirección Y del cuarto nivel:



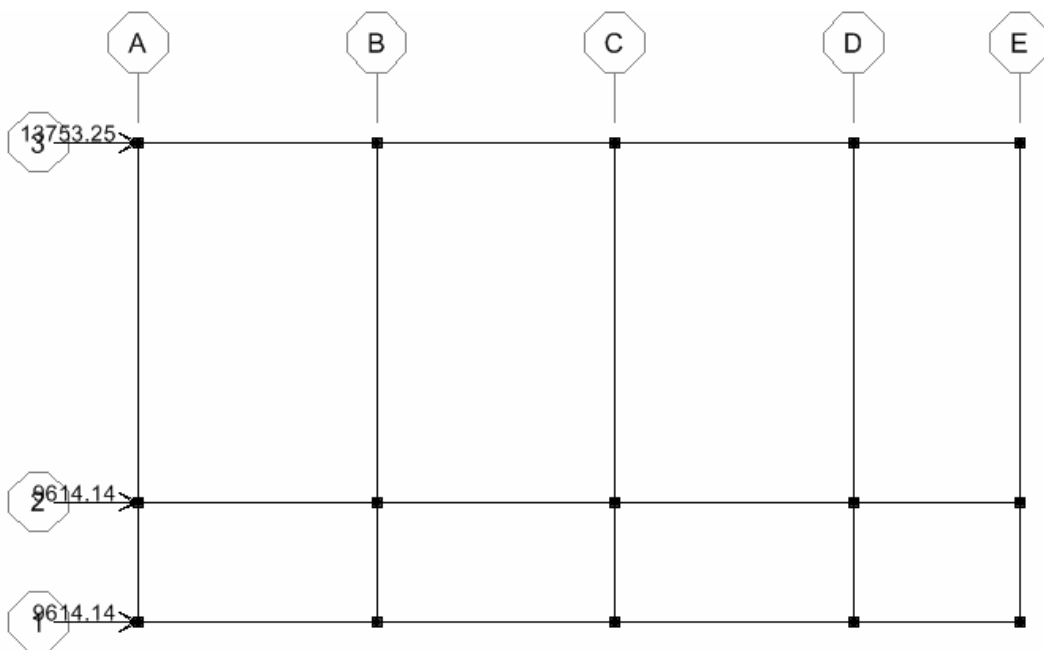
Fuerza de sismo en la dirección X del cuarto nivel:



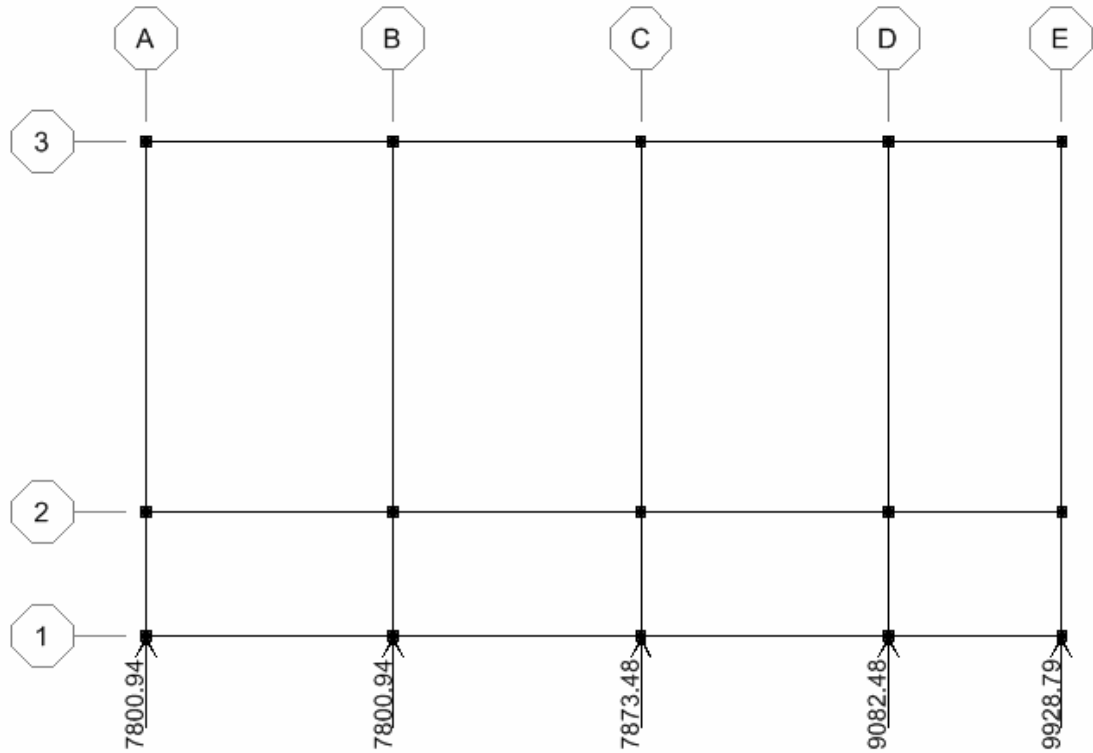
Fuerza de sismo en la dirección Y del tercer nivel:



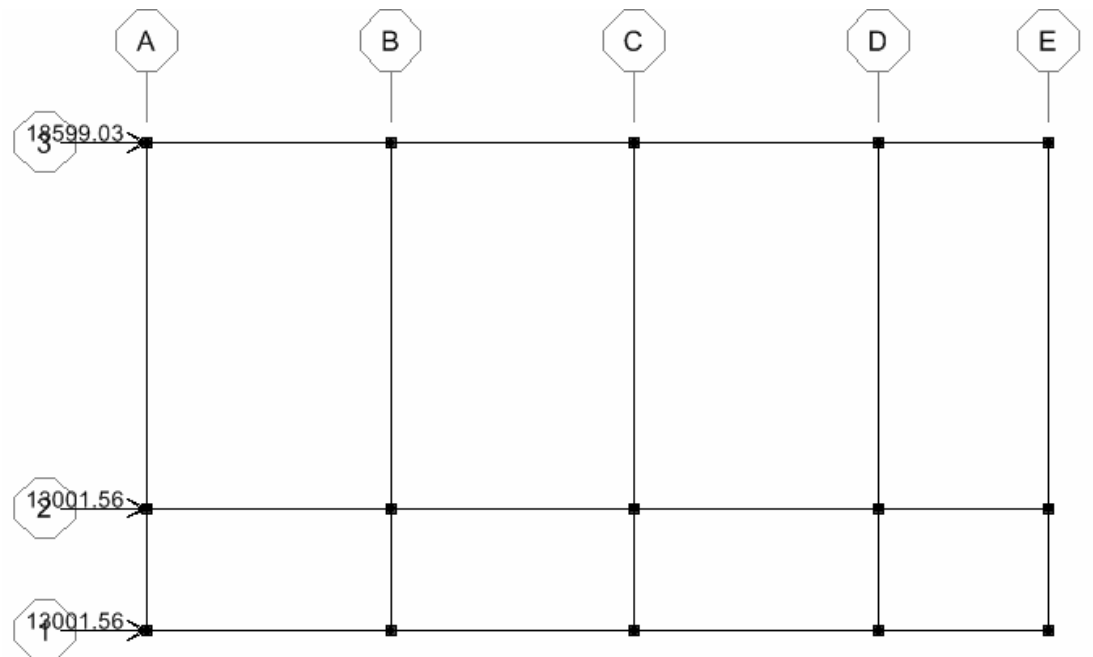
Fuerza de sismo en la dirección X del tercer nivel:



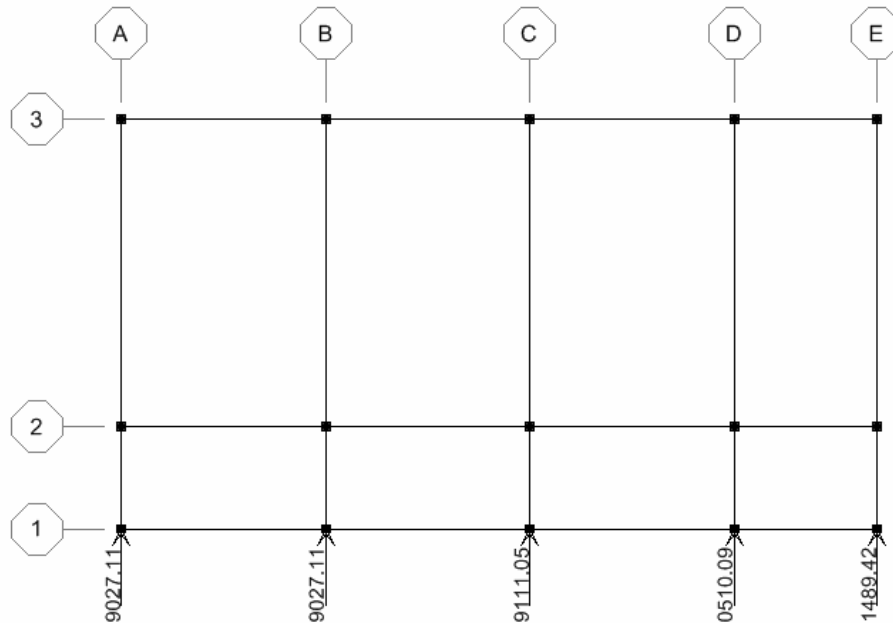
Fuerza de sismo en la dirección Y del segundo nivel:



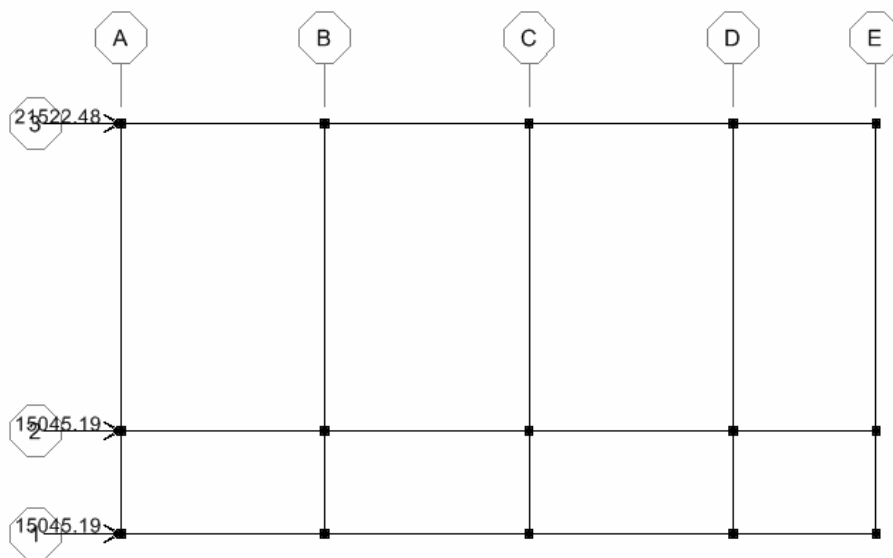
Fuerza de sismo en la dirección X del segundo nivel:




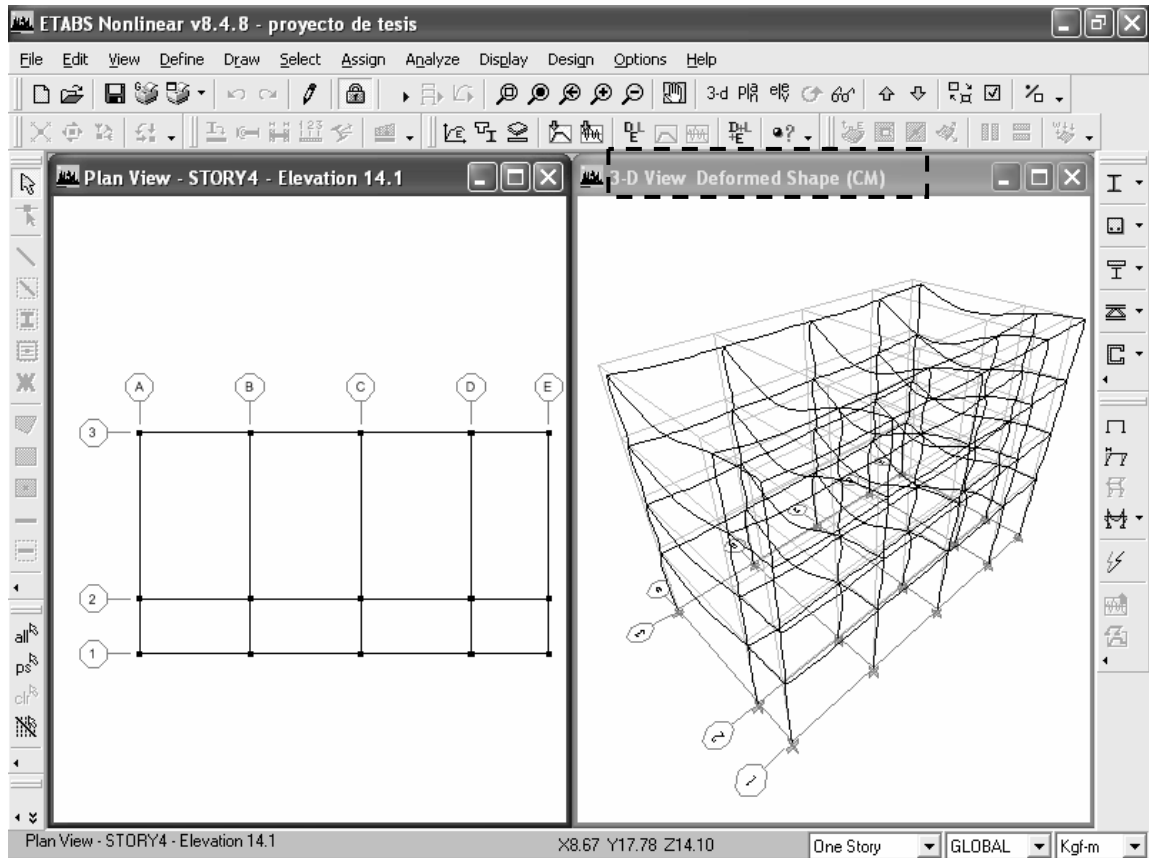
Fuerza de sismo en la dirección Y del primer nivel:



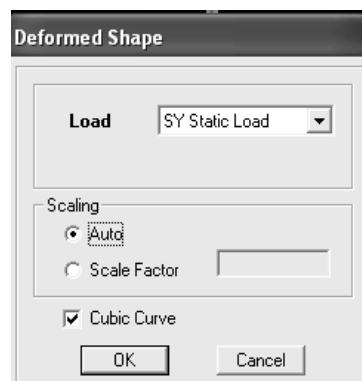
Fuerza de sismo en la dirección X del primer nivel:



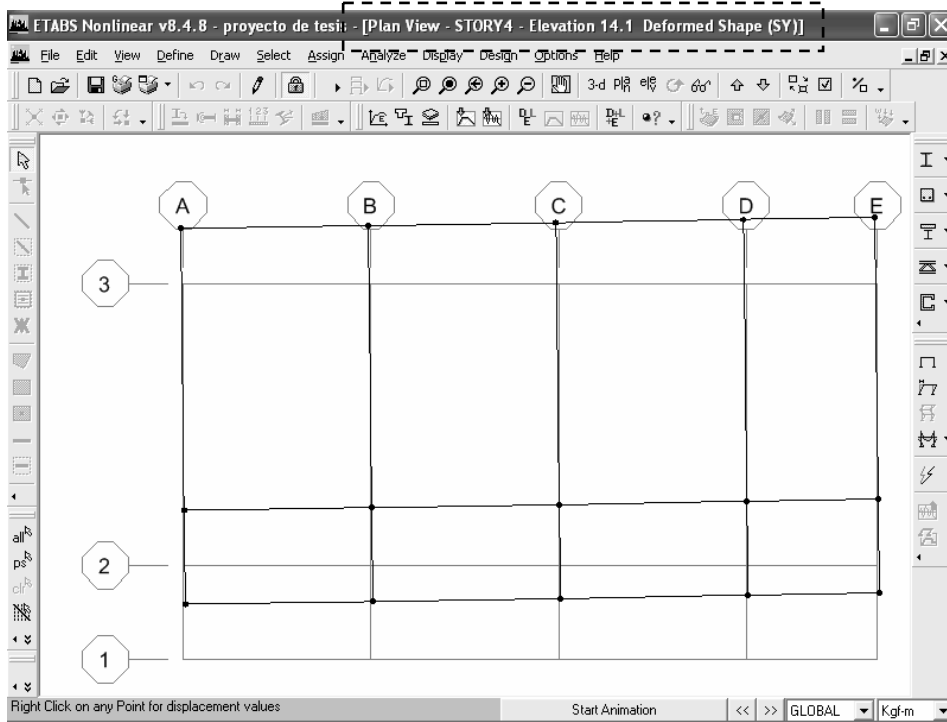
Ya integradas las cargas linealmente y las fuerzas de sismo por marco podemos ya correr el programa, en la cual tenemos dos opciones la primera es buscar el icono , por medio de *Menú < Run Analysis*.



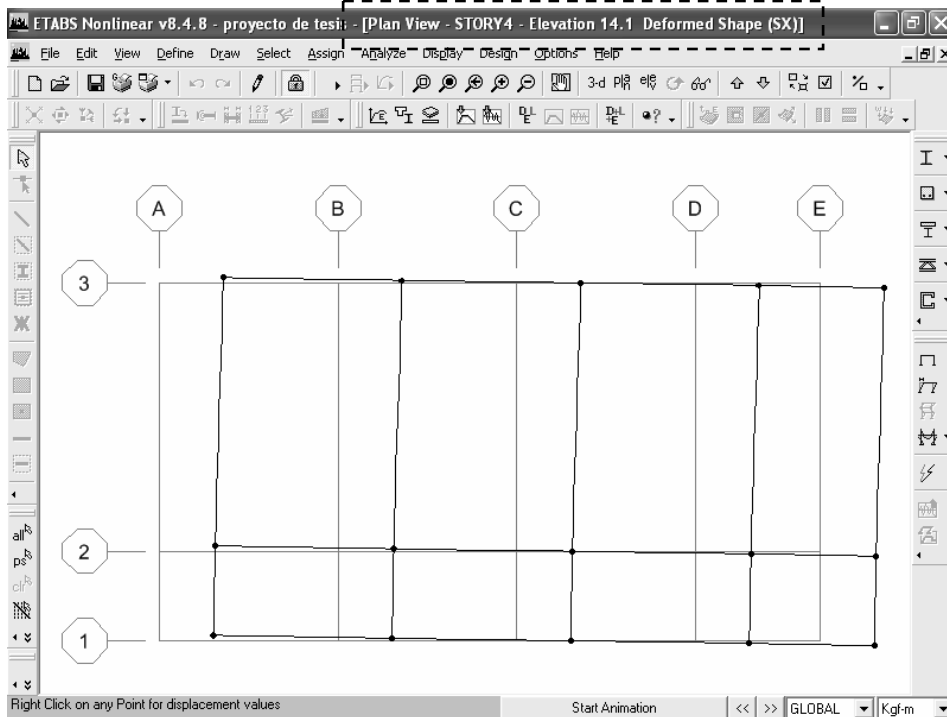
Observe que en la ventana desplegable del lado derecho presenta la deformación de la carga muerta. Para poder ver las de la carga viva, sismo en X y en sismo en Y, procedemos a lo siguiente, *Menú < Display < Show Deformed Shape...*, ahí aparecerá un formulario usted podrá escoger que carga desea ver su deformación, por ejemplo podría ser la de sismo en Y.



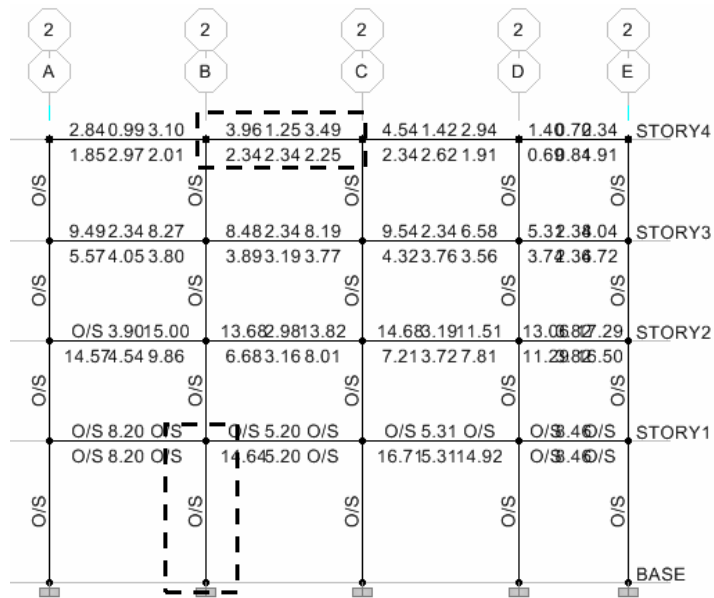
Deformación del cuarto nivel provocado por SY, en la dirección Y.



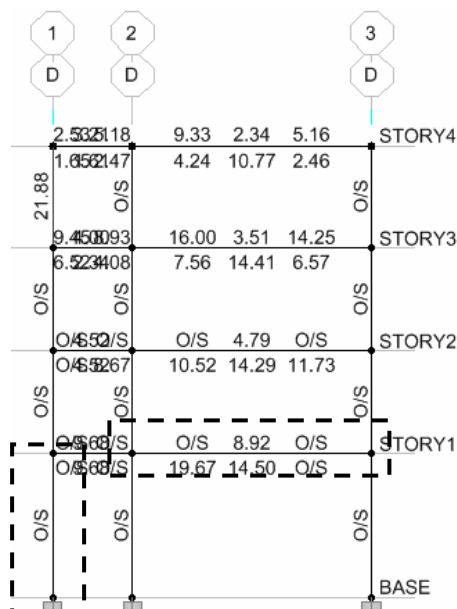
Deformación del cuarto nivel provocado por SX, en la dirección X.



El siguiente paso es ver si las secciones propuestas son las correctas, y lo hacemos así: *Menú < Design < Concrete Frame Design < Stara Design < Check of Structure*. Recuerde cambiar las unidades a kilogramo – centímetro (kg – cm), que deseamos ver cual es el área de acero en cm² del marco 2.



Marco D:



Se puede ver en la figura anterior que las vigas aparecen valores que corresponden al área de acero que requieren las vigas. Pero aparece en las columnas y en algunas vigas un enunciado O/S esto simplemente da una advertencia que el elemento estructural va a fallar. Un recordatorio que la sección de la viga fue de 20 cm x 40 cm mientras que la columna es de 20 cm x 20 cm, requiere una nueva sección de columna.

Nueva estimación de secciones, para la viga podemos utilizar el siguiente criterio:

$$h = L * \left(8 \frac{\text{cm}}{\text{m}} \right)$$

$$b = \frac{h}{2}$$

Para dimensionar una viga, se tomará aquella viga que tenga la longitud mayor en los cuatro niveles que conforman el edificio. Dicha viga tiene de 7.50 metros; por lo que:

$$h = 7.50 \text{ m} * \left(8 \frac{\text{cm}}{\text{m}} \right) = 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{60 \text{ cm}}{2} = 30 \text{ cm}$$

Como Guatemala esta en una zona sísmica se tienen que cumplir los requisitos del ACI 318-99 capítulo 21.

En el sub-capitulo 21.3 ACI se refiere a los elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento.

21.3.1- Alcance: Las disposiciones de la sección 21.3 son aplicables a elementos de marcos especiales resistentes a momento (a) resistentes a fuerzas inducidas por sismo, y (b) dimensionados principalmente para resistir flexión. Estos elementos de marco también deben satisfacer las condiciones de las secciones 21.3.1.1 a la 21.3.1.4.

21.3.1.1- La fuerza mayorada de compresión axial en el elemento no debe exceder de $(A_g f'_c / 10)$.

$$P_u \leq \frac{A_g * f'_c}{10}$$

21.3.1.2- La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.

$$L_n > 4 * d$$

21.3.1.3- La razón ancho-altura no debe ser menor que 0.3.

$$\frac{b}{h} > 0.30$$

21.3.1.4- El ancho no debe ser (a) menor que 250 mm ni (b) mayor que el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que no exceda tres cuartas partes de la altura del elemento en flexión.

a) $b > 250 \text{ mm}$

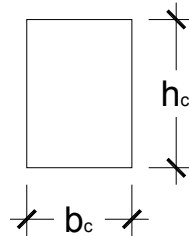
b) $b_{\text{viga}} \leq b_{\text{columna}}$ y

$$b_{\text{viga}} \leq b_{\text{columna}} + 1.50 * h_{\text{viga}}$$

Otra condición que tenemos que ver es el de las columnas según el ACI 318-99 sub-capítulo 21.4 elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a momento.

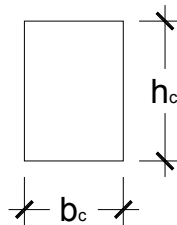
21.4.1- Alcance: Las disposiciones de esta sección se aplican a elementos pertenecientes a marcos especiales resistentes a momento (a) que resisten fuerzas inducidas por sismos, y (b) que tienen una fuerza axial mayorada que excede de $(A_g f_c / 10)$. Estos elementos de marco también deben satisfacer las secciones 21.4.1.1 y 21.4.1.2.

21.4.1.1- La dimensión menor de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm.



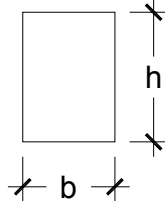
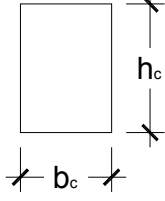
$$b_c \geq 300 \text{ mm}$$

21.4.1.2- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.40.



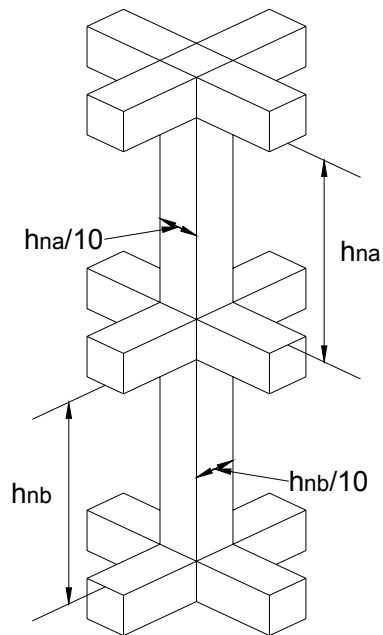
$$\frac{b_c}{h_c} \geq 0.40 \text{ o } \frac{h_c}{b_c} \leq 2.5$$

Las secciones propuestas para el edificio y que cumple con los requisitos del ACI 318-99 son:

VIGA	COLUMNA
$b = 30 \text{ cm}$	$b_c = 35 \text{ cm}$
$h = 60 \text{ cm}$	$h_c = 35 \text{ cm}$
	

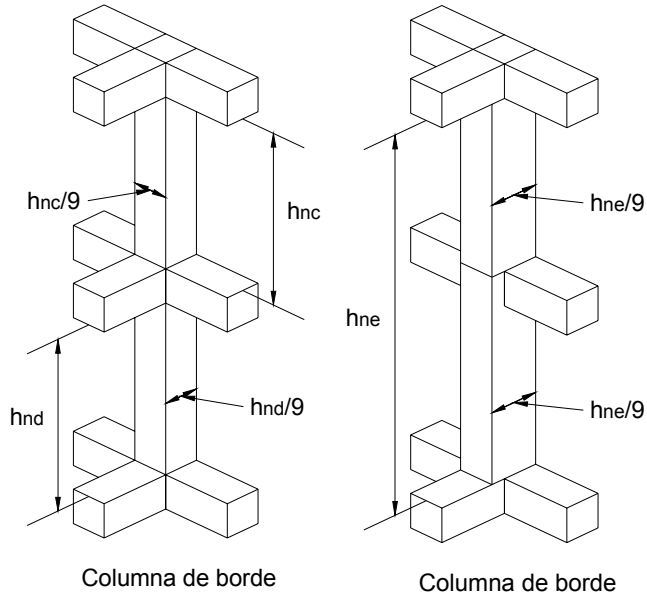
Otra consideración que se puede tomar en cuenta para dimensionar las columnas es la distancia entre apoyos laterales. Se debe considerar que el sistema de piso provee apoyo lateral en las dos direcciones en todos los niveles que soporta la columna:

- Columnas centrales: En columnas centrales la dimensión de la sección de columna paralela a la dirección del apoyo no debe ser menor de $1/10$ de la distancia libre entre apoyos laterales, h_n :

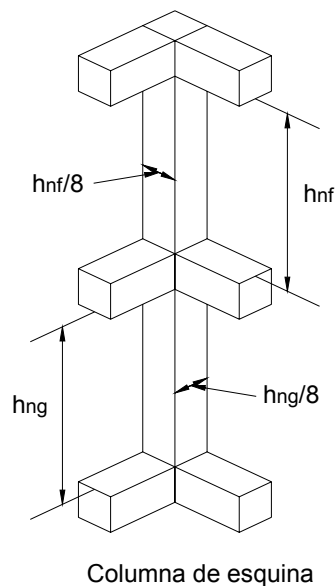


Columna Central

- Columnas de borde: En columnas de borde la dimensión de la sección de columna perpendicular al borde no debe ser menor de $1/9$ de la distancia libre entre apoyos laterales, h_n :



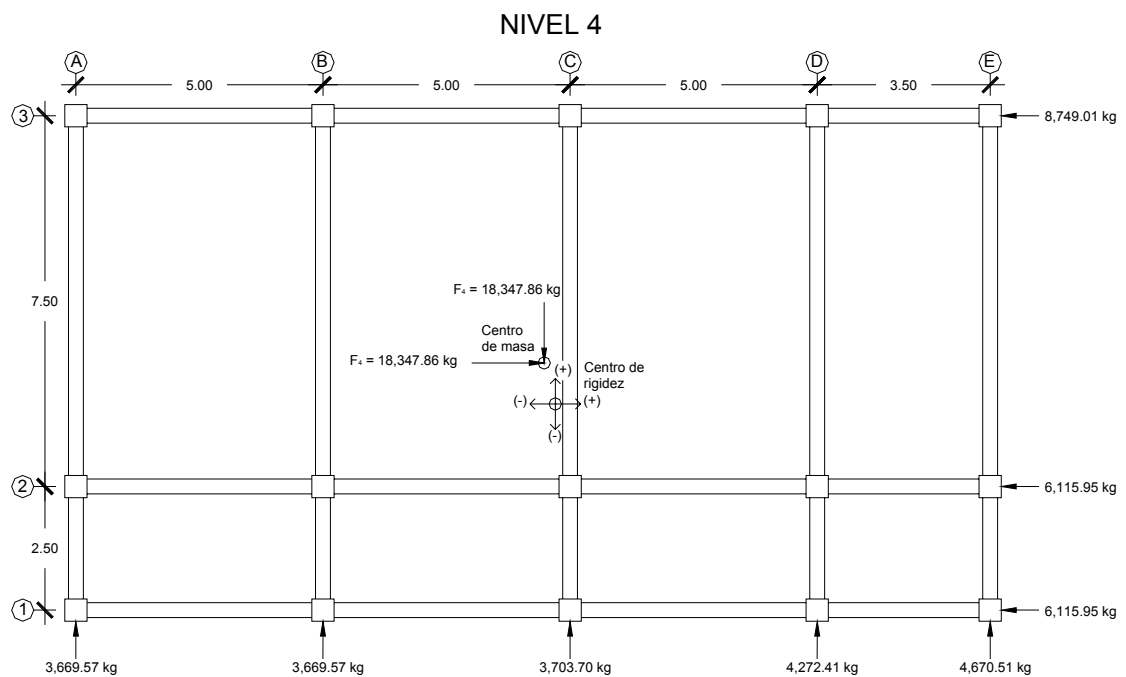
- Columnas de esquina: En columnas de esquina la dimensión mínima del la sección transversal debe ser mayor o igual a $1/8$ de la distancia libre entre apoyos laterales, h_n :



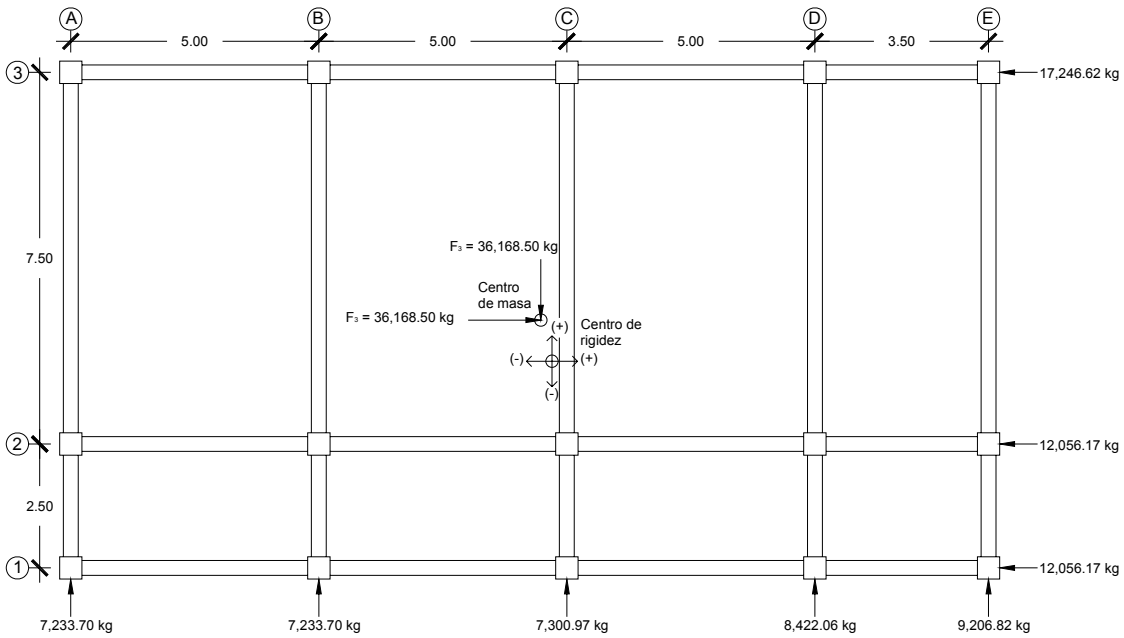
Ya definida las nuevas secciones esto altera en si el peso del edificio y por consiguiente el corte de basal, la fuerza de sismo por nivel y la fuerza horizontal por marco. Para calcular estas se sigue el mismo procedimiento que se calculó cuando las vigas eran de 20 cm x 40 cm y las columnas de 20 cm x 20 cm. Aquí solo se presentaran los nuevos valores encontrados.

Peso por nivel:

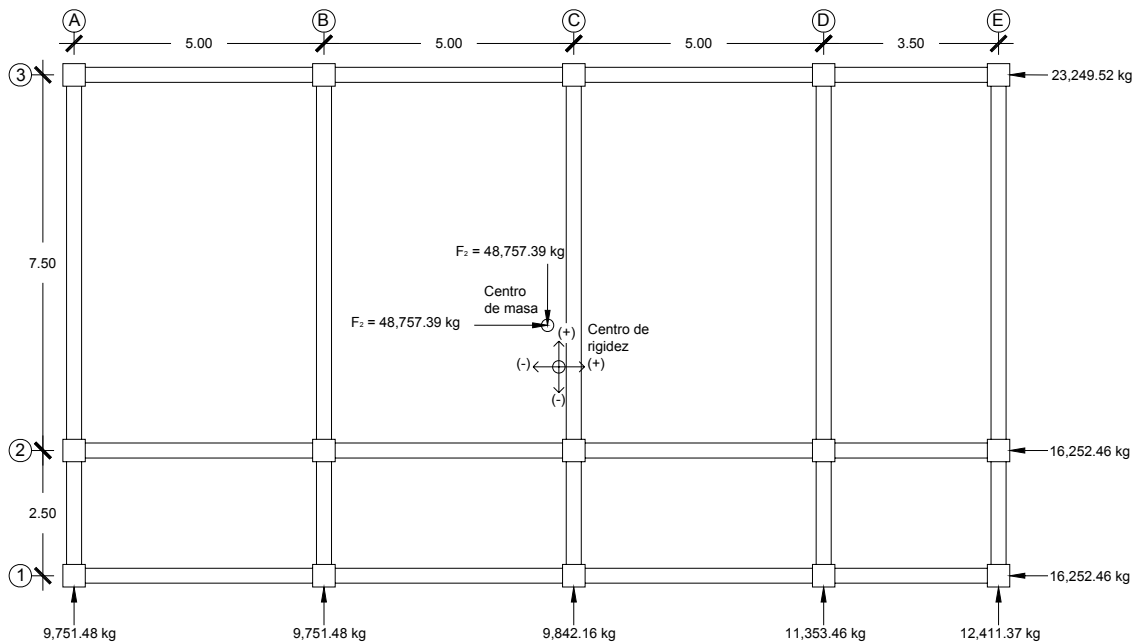
Resumen de pesos	
W_i	Peso (kg)
W_4	126,977.60
W_3	159,535.60
W_2	159,535.60
W_1	172,765.60
W_{total}	618,814.40

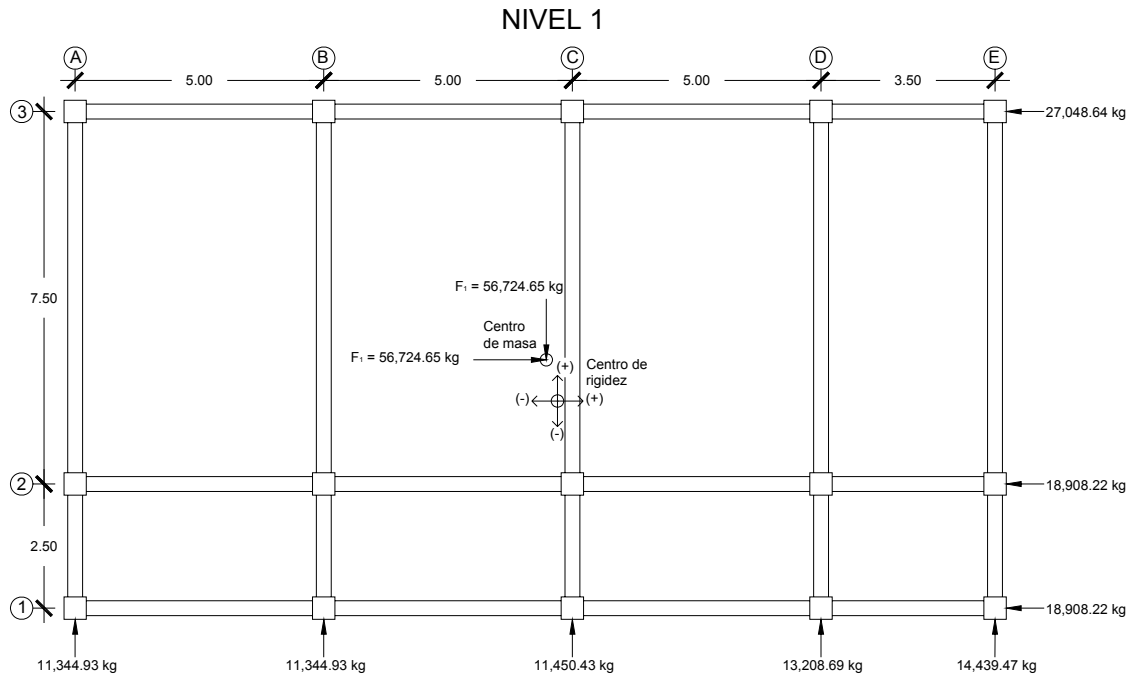


NIVEL 3




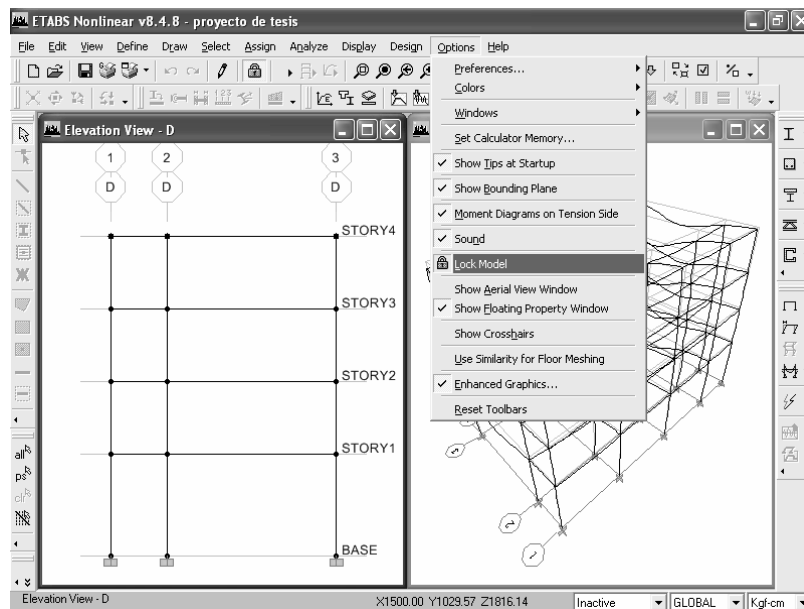
NIVEL 2



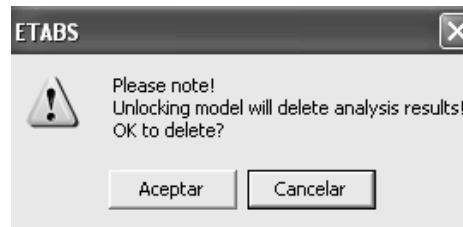


Para hacer los cambios de secciones y de fuerzas en los nodos el primer paso corresponde quitar el candado del programa. Esto lo logramos haciendo lo siguiente puede ser por medio de *Menú < Options < Lock Model*, o haciendo clic

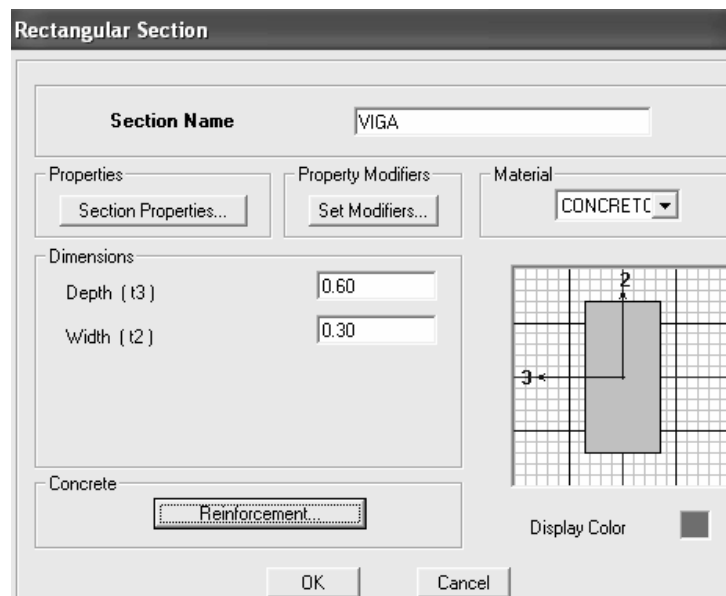
en el icono 



Con esto se presentara un formulario donde el programa hace la advertencia que los resultados se borrarán. Haces clic en *aceptar*.

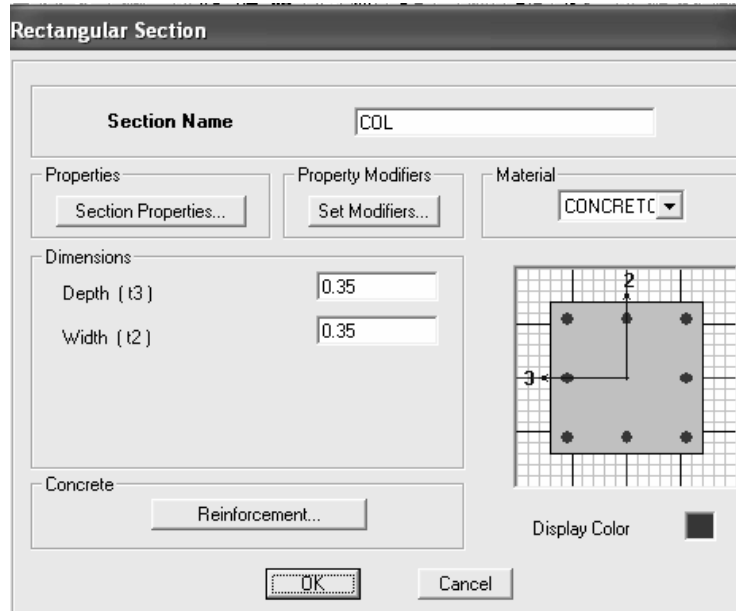


Para modificar la sección de la viga debemos hacer lo siguiente *Menú < Define < Frame Sections...*, en el área *Properties* seleccionamos el nombre que le pusimos a la viga que es VIGA, después nos ubicamos en el área *Click to:* y apachamos el botón *Modify/Show Property...*, y hacemos los cambios correspondientes:



Para modificar la sección de la columna hacemos lo siguiente *Menú < Define < Frame Sections...*, en el área *Properties* seleccionamos el nombre que le pusimos a la columna que fue COL, después nos ubicamos en el área *Click*

to: y hacemos clic en botón *Modify/Show Property...*, y hacemos los cambios correspondientes:

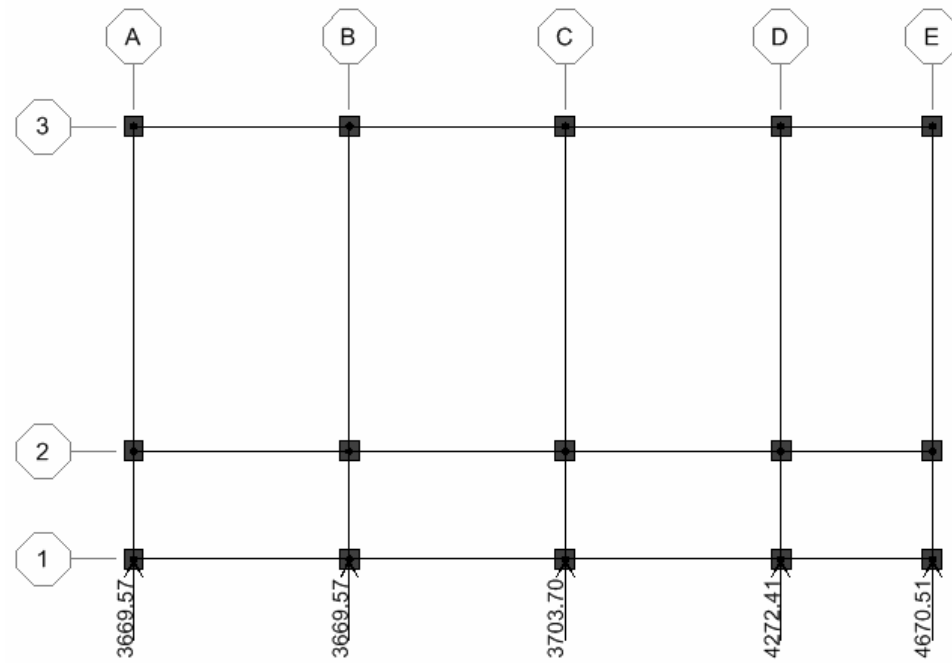


Para colocar las fuerzas de sismo en cada marco en los cuatro niveles se sigue el mismo procedimiento que cuando se colocaron las fuerzas de sismo con las primeras secciones propuestas. Observe en los cambios que se hicieron para colocar las fuerzas horizontales del marco 1 y 2. La fuerza en la dirección X es de 6,115.95 kg.

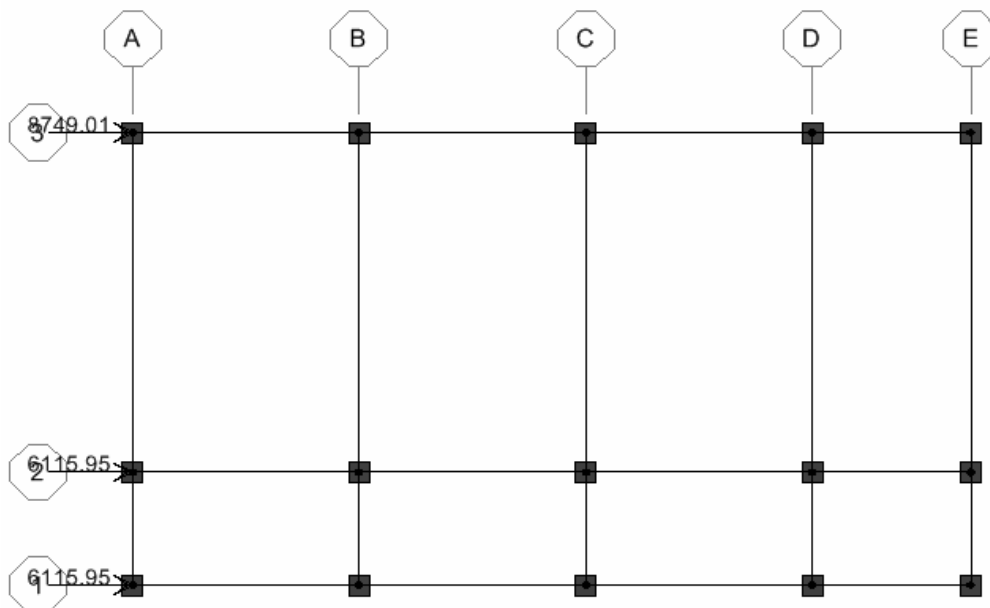


A continuación se presentan las fuerzas por marco de los cuatro niveles.

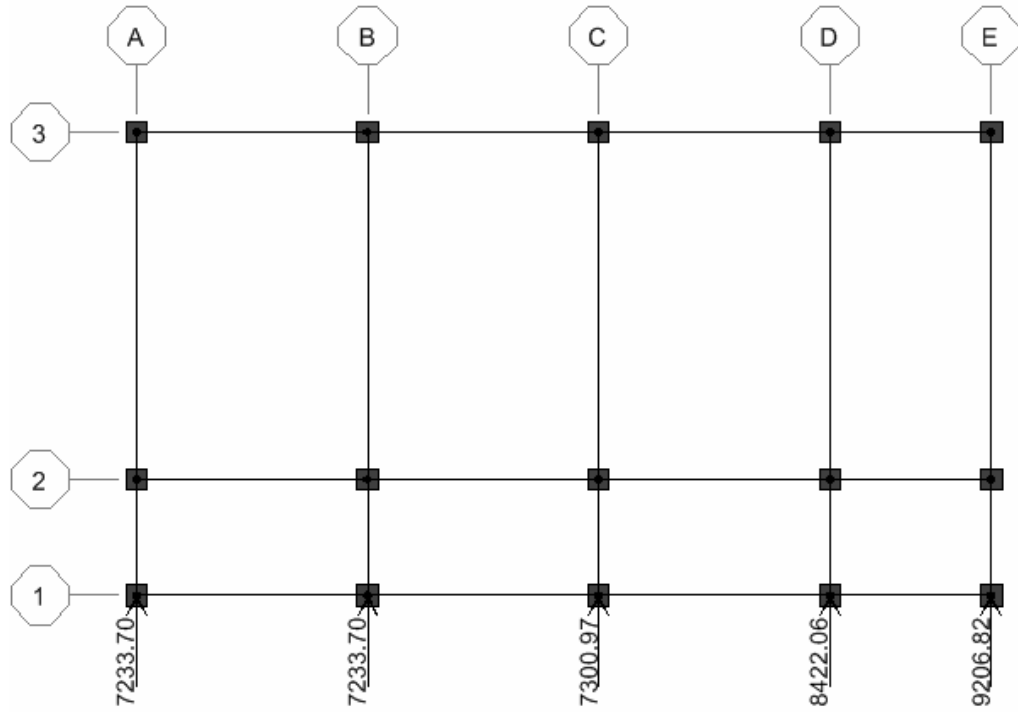
Fuerza de sismo en la dirección Y del cuarto nivel:



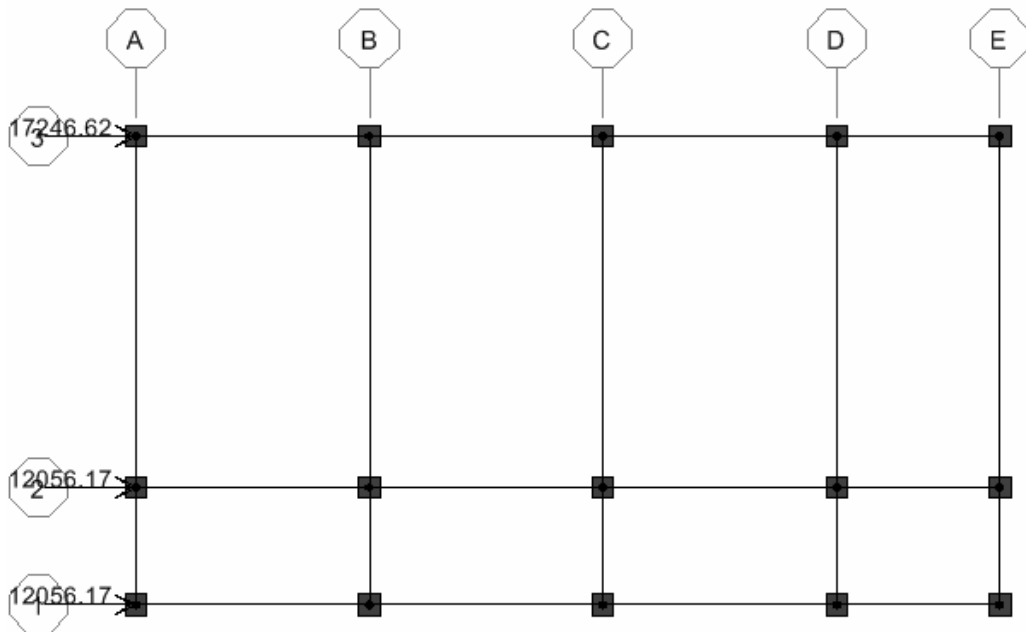
Fuerza de sismo en la dirección X del cuarto nivel:



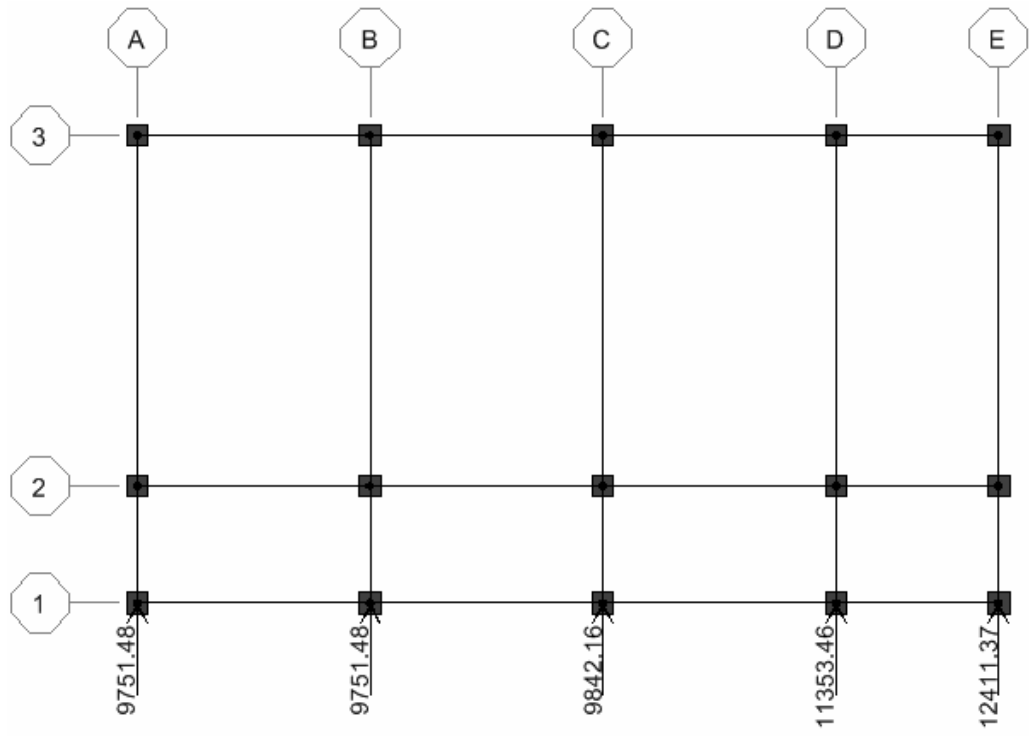
Fuerza de sismo en la dirección Y del tercer nivel:



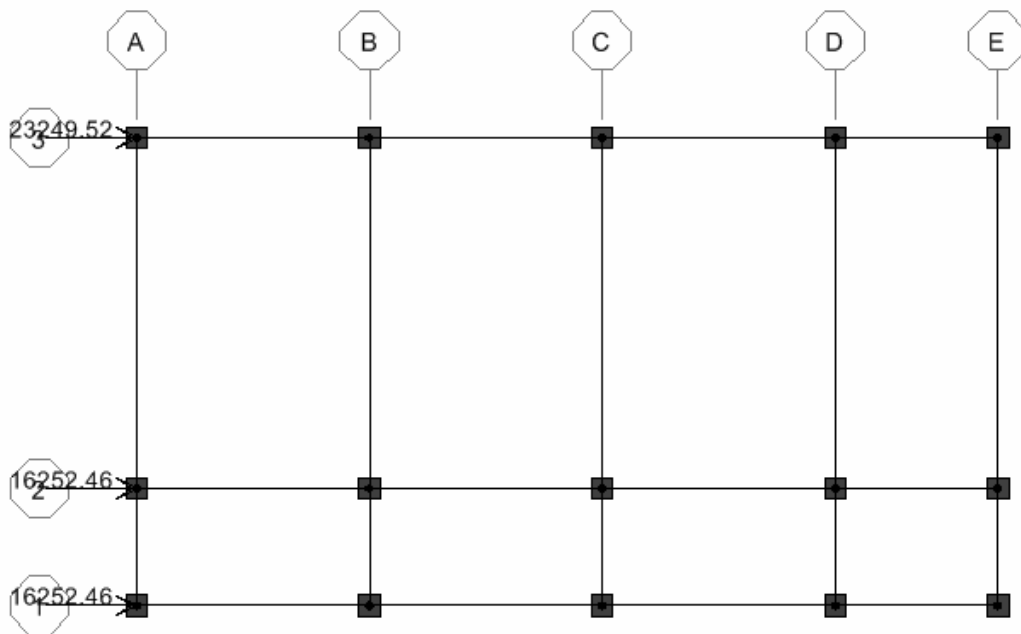
Fuerza de sismo en la dirección X del tercer nivel:



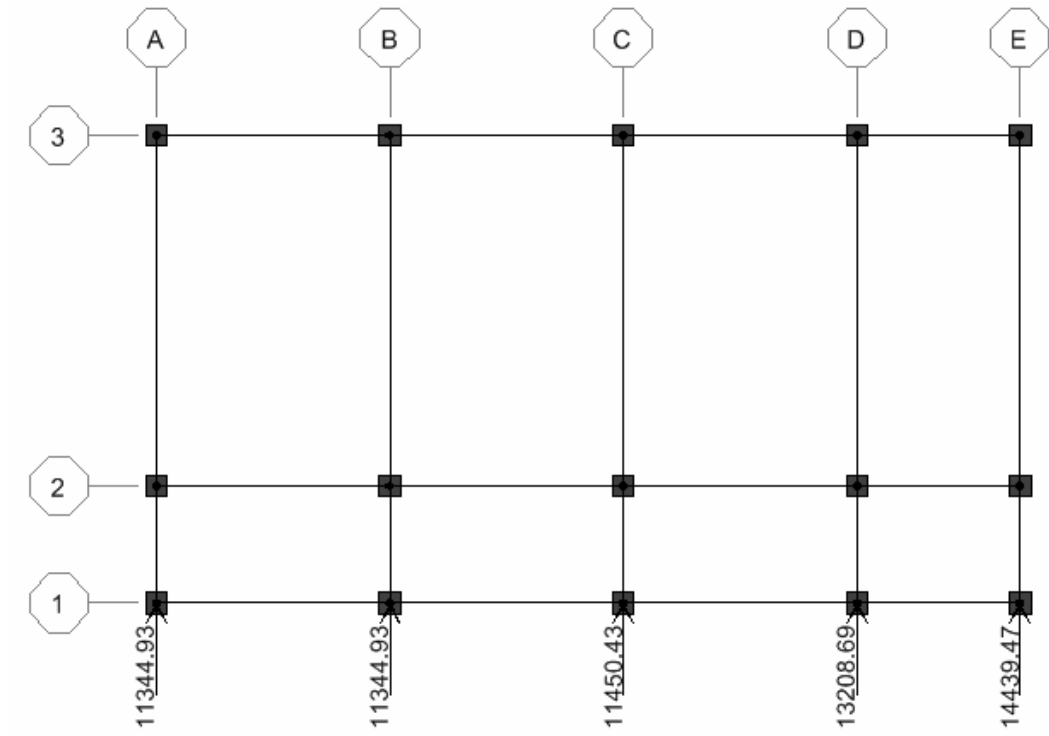
Fuerza de sismo en la dirección Y del segundo nivel:



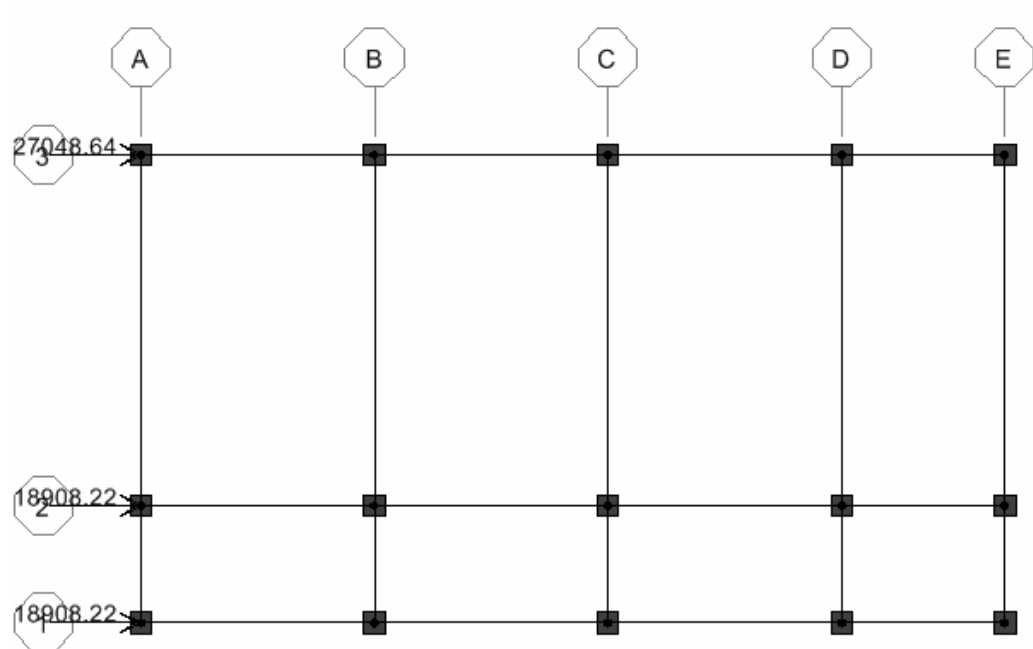
Fuerza de sismo en la dirección X del segundo nivel:



Fuerza de sismo en la dirección Y del primer nivel:

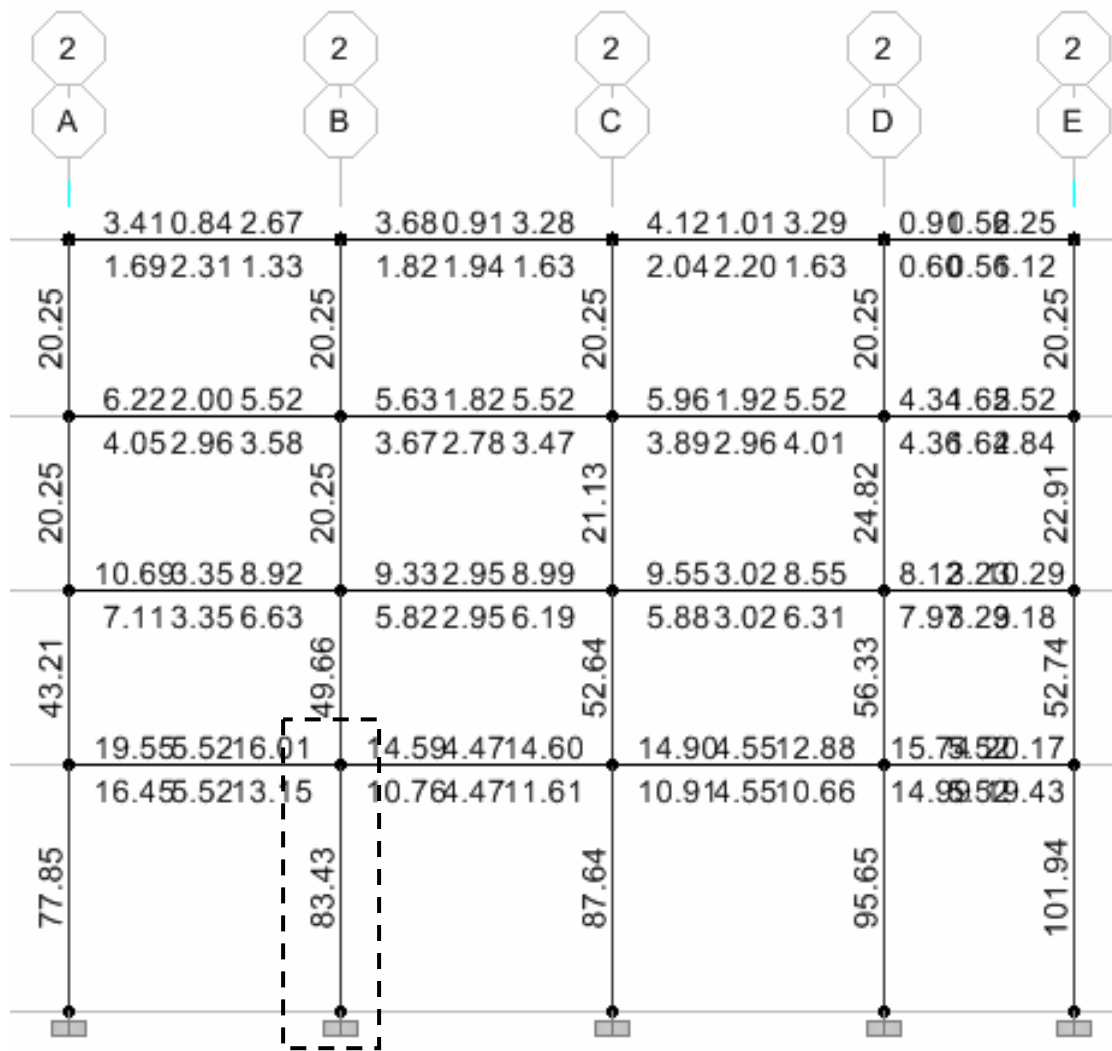


Fuerza de sismo en la dirección X del primer nivel:



Ahora corremos el programa *Menú < Analyze < Run Analysis*. Ya corrido el programa procedemos averiguar el área de acero para las vigas y las columnas, *Menú < Design < Concrete Frame Design < Stara Design/Check of Structure*.

Área de acero del marco 2:



En la figura anterior se puede ver que una columna tiene un área de acero total igual 83.43 cm², y que no aparece O/S esto nos da un indicativo que las columnas y las vigas trabajan correctamente.

Para lograr ver el diagrama de momento en el marco 2 de las cargas de sismo, muerta y viva. *Menú < Show Member Forces/Stress Diagram < Frame/Pier/Spandrel Forces...*

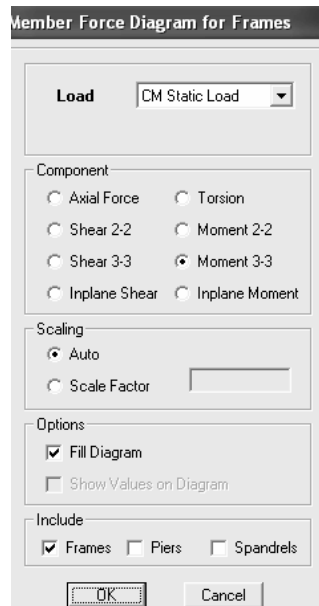
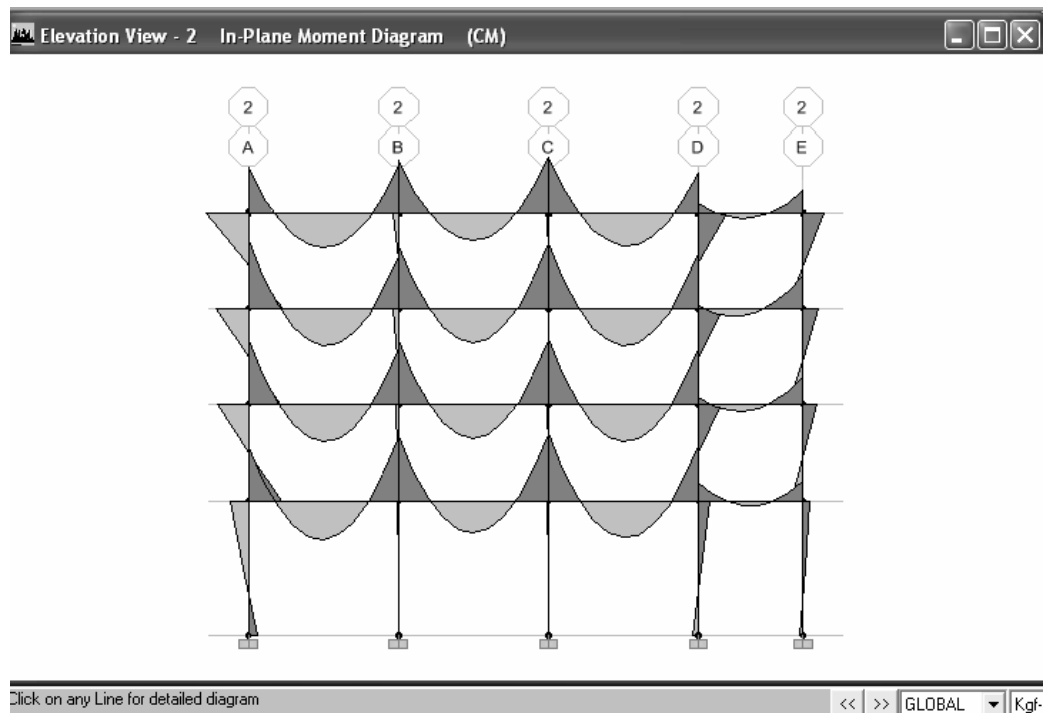


Diagrama de momento de carga muerta:



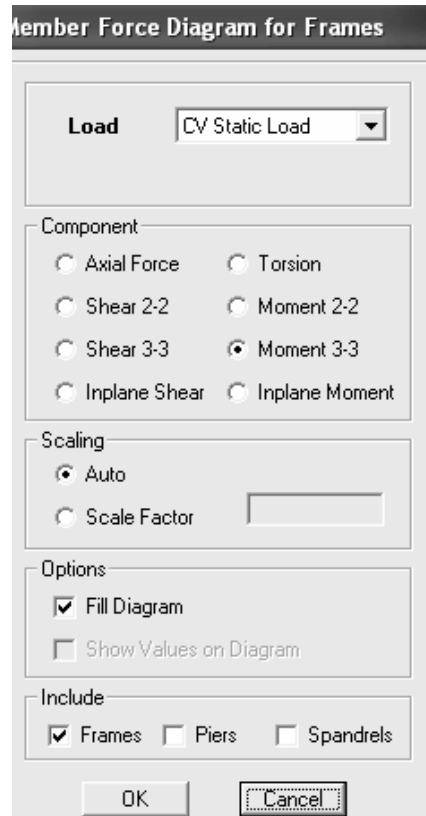
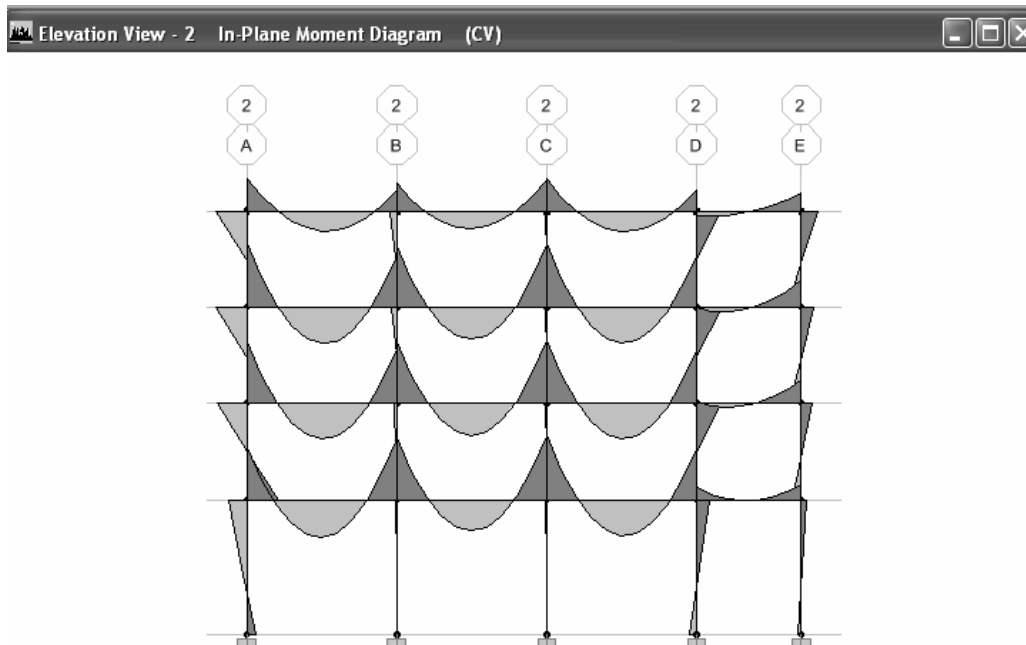


Diagrama de momento de carga viva:



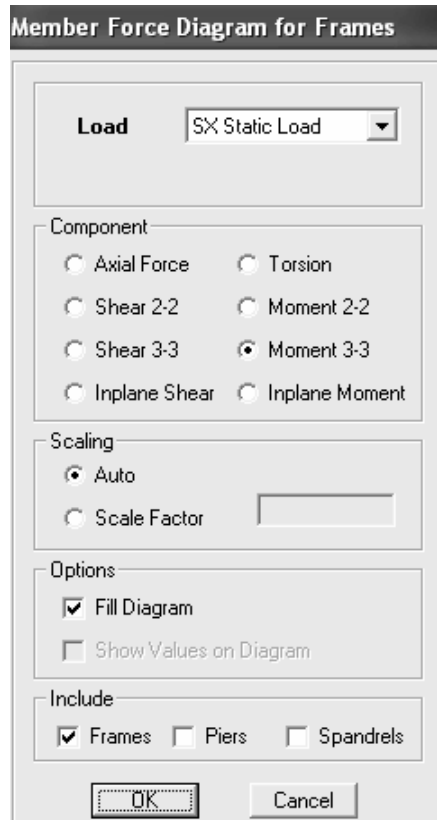
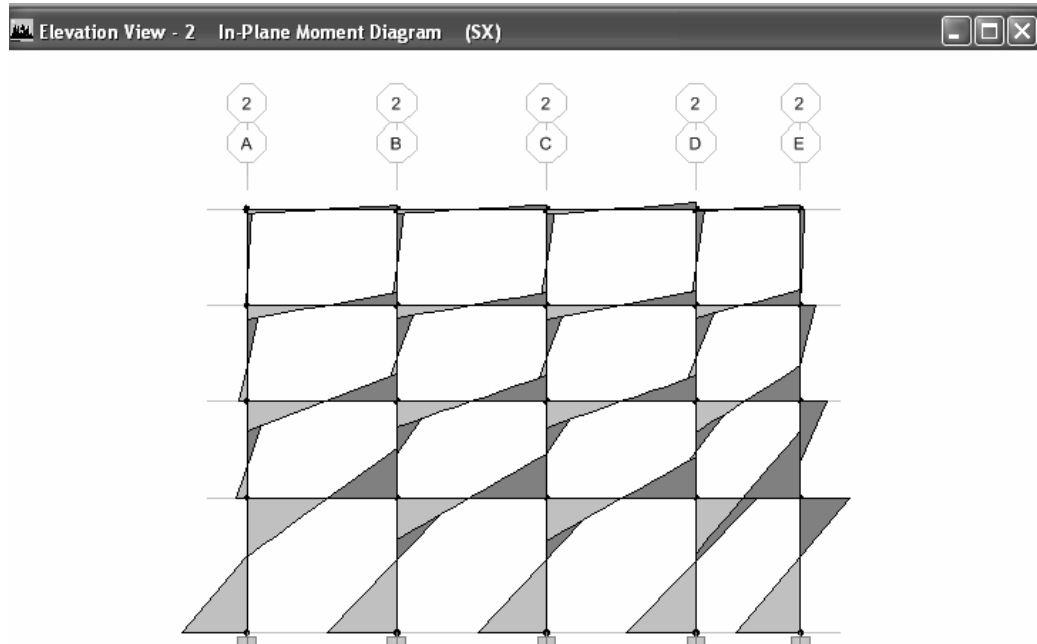
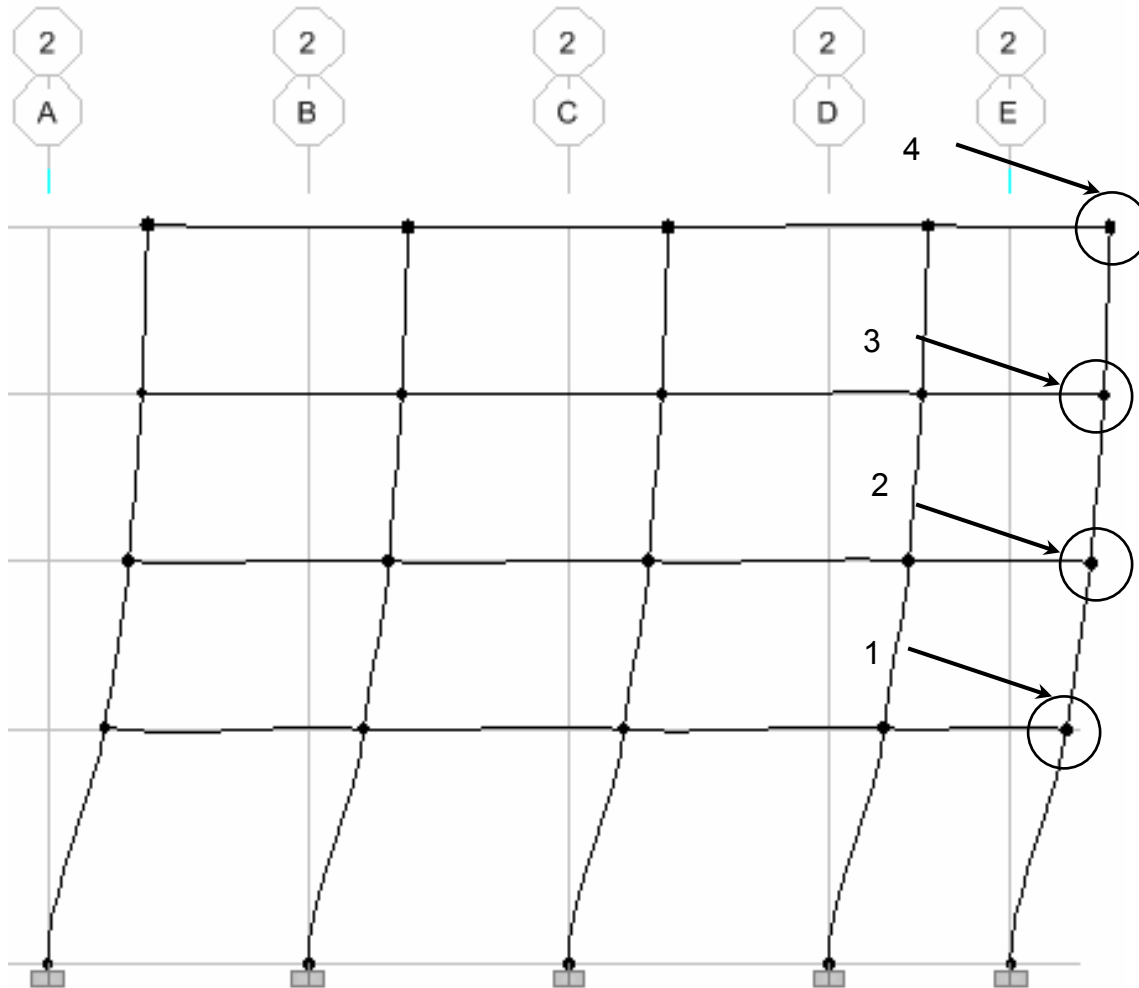


Diagrama de momento de carga de sismo en dirección X:



Ahora veremos la traslación del marco 2. *Menú < Display < Show Deformed Shape...*, escogemos en el formulario SX, y de *OK*.



Nodo	Traslación (cm)
4	2.718182
3	2.556703
2	2.186436
1	1.512754

CONCLUSIONES

1. Los conceptos en el campo estructural son de valiosa ayuda para el estudiante de ingeniería civil, ya que, con ésto tendrá que tomar los criterios necesarios para brindar un buen diseño estructural, tanto económico como seguro.
2. El programa brinda varios códigos de construcción, entre ellos se encuentre el ACI-99 para concreto reforzado y para acero estructural AISC – LRFD 93.
3. Con el programa se puede observar cómo una estructura se puede comportar a la acción de una fuerza de sismo.
4. Una estructura se verá afectada cuando se cambia una sección de algún elemento estructural, debido a que este variaría el peso de la estructura y, por consecuencia, la fuerza de cortante.

RECOMENDACIONES

1. La persona que desea manejar dicho programa tiene que ser consciente que no solamente, consiste en ingresar datos al *software*, sino que una mayor parte esta en los conceptos y en la experiencia.
2. El estudiante debe aprender en el salón de clase y entender claramente las suposiciones y simplificaciones que se hacen al crear un modelo, o en el método de cálculo.
3. La persona debe conocer la metodología y ser capaz de calcular las cargas, sismo, viento, vivas y muertas, para el análisis de la estructura. Debe conocer las diferencias entre los distintos sistemas estructurales y cómo éstos trabajan.
4. Brindarle a los estudiantes de ingeniería civil cursos sobre el manejo del programa de estructuras, por personas capacitadas en dicho tema y con una experiencia en el campo de la ingeniería estructural.

BIBLIOGRAFÍA

1. Ambrose, James y Vergun, Dimitry. **Diseño simplificado de edificios para cargas de viento y sismo**. Segunda edición. México.
2. American, Concrete, Institute. **Código de diseño de hormigón armado y comentarios (ACI 318-99)**. Chile.
3. Hibbeler, Russell. **Análisis estructural**. Tercera edición. México: Editorial Prentice Hall.
4. Hibbeler, Russell. **Mecánica de Materiales**. Tercera edición. México: Editorial Prentice Hall.
5. McCormac, Jack. **Diseño de concreto reforzado**. Cuarta edición. México: Editorial Alfaomega.
6. Nilson Arthur. **Diseño de estructuras de concreto**. Duodécima edición. Colombia: Editorial McGraw Hill.
7. Paredes, Paola. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. Tesis Ingeniería civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería.
8. Sic, Ángel. Guía teórica y práctica del curso concreto armado II. Tesis Ingeniería civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería.

9. Uniform building code. **Administrative, fire and life safety, and field inspection provisions (UBC 1994)**. Octava edición (volumen 1). Estados Unidos.

10. Uniform building code. **Structural engineering design provisions (UBC 1994)**. Octava edición (volumen 2). Estados Unidos.

ANEXO 1

TABLA NÚMERO DE VARILLAS, CARACTERÍSTICAS NOMINALES PARA BARRAS DE REFUERZO

Tabla XVIII. Número de varillas

Varilla #	Área (cm ²) Número de varillas												
	#/8	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20	3.52	3.84	3.84
3	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10	7.81	8.52	8.52
4	1.27	2.54	3.81	5.08	6.35	7.62	8.89	10.16	11.43	12.70	13.97	15.24	15.24
5	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.84	17.82	19.80	21.78	23.76	23.76
6	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	31.35	34.20	34.20
7	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.28	27.16	31.04	34.92	38.80	42.68	46.56	46.56
8	5.07	10.14	15.21	20.28	25.35	30.42	35.49	40.56	45.63	50.70	55.77	60.84	60.84
9	6.45	12.90	19.35	25.80	32.25	38.70	45.15	51.60	58.05	64.50	70.95	77.40	77.40
10	8.17	16.34	24.51	32.68	40.85	49.02	57.19	65.36	73.53	81.70	89.87	98.04	98.04
11	10.07	20.14	30.21	40.28	50.35	60.42	70.49	80.56	90.63	100.70	110.77	120.84	120.84

Tablas XIX. Características nominales para barras de refuerzo

Nombre Barra	Diámetro de referencia en pulgadas	Dimensiones nomiles			Peso kg/m
		Diámetro mm	Área cm ²	Perimetro cm	
2	1/4	6.40	0.32	1.99	0.249
3	3/8	9.50	0.71	2.99	0.560
4	1/2	12.70	1.27	3.99	0.994
5	5/8	15.90	1.98	4.99	1.552
6	3/4	19.10	2.85	5.98	2.235
7	7/8	22.20	3.88	6.98	3.042
8	1	25.40	5.07	7.98	3.973
9	1-1/8	28.70	6.45	9.00	5.060
10	1-1/4	32.30	8.17	10.13	6.404
11	1-3/8	35.80	10.07	11.25	7.907

Nombre Barra	Dimensiones nomiles			
	Diámetro mm	Área mm ²	Perimetro mm	Peso kg/m
6M	6.00	28.30	18.85	0.222
8M	8.00	50.30	25.14	0.394
10M	10.00	78.50	31.42	0.616
12M	12.00	113.10	37.70	0.887
16M	16.00	201.10	50.27	1.577
18M	18.00	254.50	56.55	1.996
20M	20.00	314.20	62.83	2.465
22M	22.00	380.10	69.12	2.982
25M	25.00	490.90	78.54	3.851
32M	32.00	804.20	100.53	6.309
45M	45.00	1590.40	141.37	12.477
55M	55.00	2375.80	172.79	18.638

ANEXO 2

PROPORCIONES PARA MEZCLA DE CONCRETO

Tabla XX. Proporción para mezcla de concreto

TIPO	PROPORCIÓN VOLUMETRICA	BOLSAS CEMENTO	ARENA m ³	GRAVA m ³	AGUA Litros	RESISTENCIA kg/cm ²
1	1 : 1.5 : 1.5	12.60	0.53	0.55	226	303
2	1 : 1.5 : 2	11.30	0.48	0.64	221	270
3	1 : 1.5 : 2.5	10.10	0.43	0.71	216	245
4	1 : 1.5 : 3	9.30	0.37	0.79	207	230
5	1 : 2 : 2	9.80	0.55	0.55	227	217
6	1 : 2 : 2.5	9.10	0.51	0.64	226	195
7	1 : 2 : 3	8.40	0.47	0.71	216	165
8	1 : 2 : 3.5	7.80	0.44	0.76	212	164
9	1 : 2 : 4	7.30	0.41	0.82	211	140
10	1 : 2.5 : 2.5	8.30	0.58	0.58	232	156
11	1 : 2.5 : 3	7.60	0.54	0.65	222	147
12	1 : 2.5 : 3.5	7.20	0.51	0.71	220	132
13	1 : 2.5 : 4	6.70	0.48	0.77	218	118
14	1 : 3 : 4	6.30	0.53	0.71	224	94
15	1 : 3 : 4.5	5.90	0.50	0.75	217	89
16	1 : 3 : 5	5.60	0.47	0.79	215	80
17	1 : 3 : 6	5.50	0.47	0.94	180	75

Concretos de alta resistencia: 200 a 300 kg/cm²

Concretos de resistencia media: 140 a 200 kg/cm²

Concretos de baja resistencia: 75 a 140 kg/cm²

Nota:

1 Bolsa de cemento = 42.7 kg = 94.15 libras

1 Bolsa de cemento = 1 Pie³ = 28.4 litros

ANEXO 3
TABLA DE CONVERSIÓN

Tabla XXI. Factores de conversión

Multiplíquense	Por	Para obtener
Metros	3.28083	Pies
Metros	39.37	Pulgadas
Metros	1.09361	Yardas
Metros	1.19048	Varas
Metros cuadrados	10.7639	Pies cuadrados
Metros cuadrados	1.19599	Yardas cuadradas
Metros cúbicos	35.3145	Pies cúbicos
Metros cúbicos	1.30794	Yardas cúbicas
Milímetros	3.28083×10^{-3}	Pies
Milímetros	3.937×10^{-2}	Pulgadas
Milímetros cuadrados	1.550×10^{-3}	Pulgadas cuadradas
Millas terrestres	1.60935	Kilómetros
Millas terrestres	0.8684	Millas náuticas
Millas cuadradas	259	Hectáreas
Millas Cuadradas	2.59	Kilómetros cuadrados
Millas náuticas	6080.204	Pies
Millas náuticas	1.85325	Kilómetros
Millas náuticas	1.1516	Millas terrestres
Pies	30.4801	Centímetros
Pies	0.304801	Metros
Pies	304.801	Milímetros
Pies	1.64468×10^{-4}	Millas náuticas
Pies cuadrados	9.29034×10^{-4}	Áreas
Pies cuadrados	9.29034×10^{-6}	Hectáreas
Pies cuadrados	0.0929034	Metros cuadrados
Pies cúbicos	2.8317×10^4	Centímetros cúbicos
Pies cúbicos	2.8317×10^{-2}	Metros cúbicos
Pies cúbicos	6.22905	Galones imperiales ingleses
Pies cúbicos	28.317	Litros
Pulgadas	2.54	Centímetros
Pulgadas	2.54×10^{-2}	Metros
Pulgadas	25.4	Milímetros
Pulgadas cuadradas	6.45163	Centímetros cuadrados
Pulgadas cuadradas	645.163	Milímetros cuadrados
Pulgadas cúbicas	16.38716	Centímetros cúbicos
Radianes	57.29578	Grados angulares

Continúa

Multiplíquense	Por	Para obtener
Saco de cemento	42.7	Kilogramos
Saco de cemento	94	Libras
Yardas	0.914402	Metros
Yardas cuadradas	0.83613	Metros cuadrados
yardas cúbicas	0.764559	Metros cúbicos
Varas	0.84	Metros
Acres	0.404687	Hectáreas
Acres	4.04687×10^3	Kilómetros cuadrados
Áreas	1076.39	Pies cuadrados
Centígrados C	$1.8 + 32^\circ$	Grados Fahrenheit
Centímetros	3.28083×10^{-2}	Pies
Centímetros	0.3937	Pulgadas
Centímetros cuadrados	0.155	Pulgadas cuadradas
Centímetros cúbicos	3.53145×10^{-5}	Pies cúbicos
Centímetros cúbicos	6.102×10^{-2}	Pulgadas cúbicas
Galones E. U.	3.78543	Litros
Grados angulares	0.0174533	Radianes
Grados Fahrenheit	$0.556 \times (^\circ\text{F}-32^\circ)$	Centígrados C
Hectáreas	2.47104	Acres
Hectáreas	1.076387×10^5	Pies cuadrados
Hectáreas	3.86101×10^{-3}	Millas cuadradas
Kilogramos	2.20462	Libras
kilogramos - metros	7.233	Libras - pies
Kilogramos - centímetros	0.86796	Libras - yarda
Kilogramos por metro	0.671972	Libras por pie
Kilogramos por metro	2.015913	Libras por yarda
Kilogramos por cm^2	14.2234	Libras por in^2
Kilogramos por m^2	0.204817	Libras por ft^2
Kilogramos por m^3	6.24283×10^{-2}	Libras por ft^3
Kilómetros	0.62137	Millas terrestres
Kilómetros	0.53959	Millas náuticas
Kilómetros cuadrados	247.104	Acres
Kilómetros cuadrados	0.3861	Millas cuadradas
Libras - pie	0.13826	kilogramos - metros
Libras - pulgada	1.152127	Kilogramos - centímetros
Libras por pie	1.48816	Kilogramos por metro

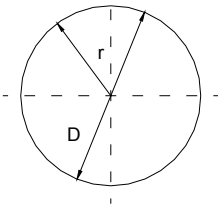
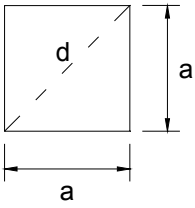
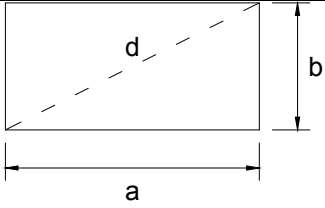
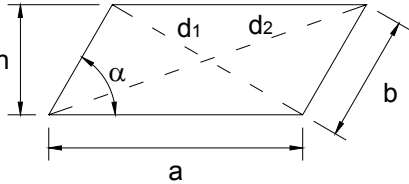
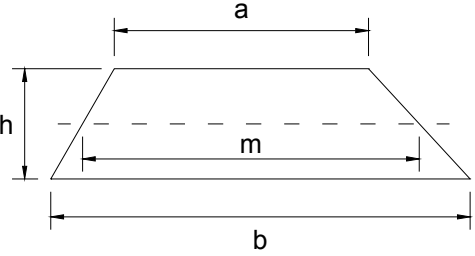
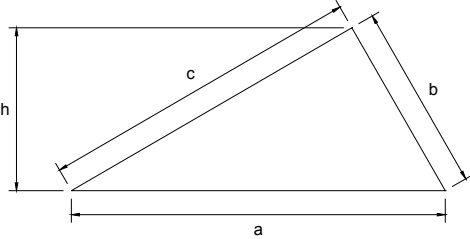
Continúa

Multiplíquense	Por	Para obtener
Libras por ft ²	4.88241	Kilogramos por m ²
Libras por ft ³	16.0184	Kilogramos por m ³
Libras por in ²	7.031 x 10 ⁻²	Kilogramos por cm ²
Litros	0.26417	Galones E. U.
Litros	3.53145 x 10 ⁻²	Pies cúbicos
Kilogramo	9.807	Newton
Kip	4.44747	Kilo Newton
Kg/cm ²	98.07	KN/m ² (KPa)
Kip/in ²	6894.28	KN/m ² (KPa)
Lb/in ²	0.07031	Kg/cm ²
Libras por yarda	0.49605	Kilogramos por metro

ANEXO 4

PROPIEDADES DE SECCIONES GEOMÉTRICAS, FÓRMULAS TRIGONOMÉTRICAS

Tabla XXII. Propiedades de secciones geométricas

NOMBRE	FIGURA	FÓRMULAS
Círculo		$A = \frac{D^2 \cdot \pi}{4} = r^2 \cdot \pi$ $P = 2 \cdot r \cdot \pi = d \cdot \pi$
Cuadrado		$A = a \cdot a = a^2$ $a = \sqrt{A}$ $d = a \cdot \sqrt{2}$ $P = 4 \cdot a$
Rectángulo		$A = a \cdot b$ $d = \sqrt{a^2 + b^2}$ $P = 2 \cdot (a + b)$
Paralelogramo		$A = a \cdot h = a \cdot b \cdot \sin \alpha$ $d_1 = \sqrt{(a + h \cdot \cot \alpha)^2 + h^2}$ $d_2 = \sqrt{(a - h \cdot \cot \alpha)^2 + h^2}$
Trapezio		$A = \left(\frac{a+b}{2} \right) \cdot h = m \cdot h$ $m = \frac{a+b}{2}$
Triángulo escaleno		$A = \frac{a \cdot h}{2}$ $A = \sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)}$ $s = \frac{a+b+c}{2}$

Continúa

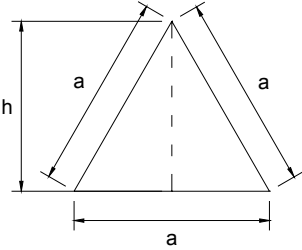
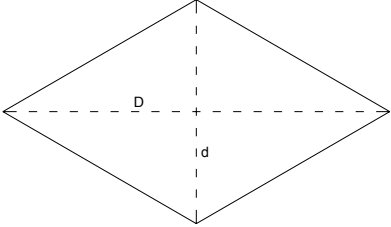
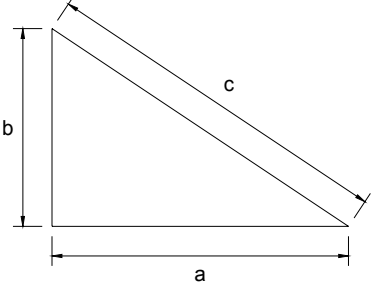
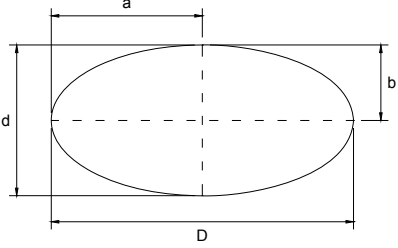
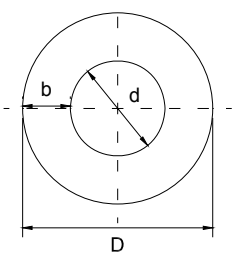
NOMBRE	FIGURA	FÓRMULAS
Triangulo equilátero		$A = \frac{a^2}{4} * \sqrt{3}$ $h = \frac{a}{2} * \sqrt{3}$
Rombo		$A = \frac{D * d}{2}$
Triangulo rectángulo		$A = \frac{a * b}{2}$ $c = \sqrt{a^2 + b^2}$
Elipse		$A = \frac{D * d * \pi}{4} = a * b$ $P = \left(\frac{D + d}{2} \right) * \pi$
Anillo		$A = \frac{\pi}{4} * (D^2 - d^2)$ $A = (d + b) * b * \pi$ $b = \frac{D * d}{2}$

Tabla XXIII. Fórmulas trigonométricas

FIGURA	FÓRMULA
<p>Triángulo Rectángulo ABC</p> <p>Radio = AD = AB = AH = 1</p> $c^2 = a^2 + b^2$ $a^2 = c^2 - b^2$ $b^2 = c^2 - a^2$	$\text{sen } \alpha = \frac{\text{cateto opuesto}}{\text{hipotenusa}} = \frac{BC}{AB} = \frac{DF}{AF} = \frac{a}{c}$ $\text{Cos } \alpha = \frac{\text{cateto adyacente}}{\text{hipotenusa}} = \frac{AC}{AB} = \frac{AD}{AF} = \frac{b}{c}$ $\text{tg } \alpha = \frac{\text{cateto opuesto}}{\text{cateto adyacente}} = \frac{BC}{AC} = \frac{DF}{AD} = \frac{a}{b}$ $\text{cosec } \alpha = \frac{1}{\text{sen } \alpha} = \frac{AB}{BC} = \frac{AF}{DF} = \frac{c}{a}$ $\text{sec } \alpha = \frac{1}{\text{cos } \alpha} = \frac{AB}{AC} = \frac{AF}{AD} = \frac{c}{b}$ $\text{ctg } \alpha = \frac{1}{\text{tg } \alpha} = \frac{AC}{BC} = \frac{AD}{DF} = \frac{b}{a}$ $\text{sen}^2 \alpha + \text{cos}^2 \alpha = 1$ $\text{sec}^2 \alpha - \text{tg}^2 \alpha = 1$ $\text{cosec}^2 \alpha - \text{ctg}^2 \alpha = 1$

Datos	Se obtiene					
	α	β	a	b	c	Área
a, b	$\text{tg } \alpha = \frac{a}{b}$	$\text{tg } \beta = \frac{b}{a}$			$\sqrt{a^2 + b^2}$	$\frac{a \cdot b}{2}$
a, c	$\text{cos } \alpha = \frac{a}{c}$	$\text{cos } \beta = \frac{c}{a}$		$\sqrt{c^2 - a^2}$		$\frac{a \sqrt{c^2 - a^2}}{2}$
α , a		90°		$a \cdot \text{ctg } \alpha$	$\frac{a}{\text{sen } \alpha}$	$\frac{a^2 \cdot \text{ctg } \alpha}{2}$
α , b		$90^\circ - \alpha$	$b \cdot \text{tg } \alpha$		$\frac{b}{\text{cos } \alpha}$	$\frac{b^2 \cdot \text{tg } \alpha}{2}$
α , c		$90^\circ - \alpha$	$c \cdot \text{sen } \alpha$	$b \cdot \text{cos } \alpha$		$\frac{c^2 \cdot \text{sen } 2\alpha}{4}$

