



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

**DETALLADO DE DISEÑO SÍSMICO DE HORMIGÓN ARMADO CON
BASE AL ACI 2005**

Axel Roely Sical Raxcaco

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, noviembre de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DETALLADO DE DISEÑO SÍSMICO DE HORMIGÓN ARMADO CON
BASE AL ACI 2005**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

AXEL ROELY SICAL RAXCACO

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO AVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2008

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	Inga. Alba Maritza Guerrero Spinola de Lòpez
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Milton De Leon Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultan Mejia
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivònne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

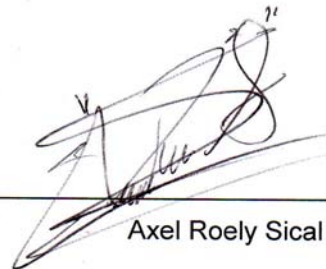
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila
EXAMINADOR	Inga. Dilma Mexicanos Jol
EXAMINADOR	Ing. Jeovany Rudaman Miranda Castañon
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivònne Véliz Vargas

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:

**DETALLADO DE DISEÑO SÍSMICO DE HORMIGÓN ARMADO CON
BASE AL ACI 2005,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 11 de septiembre de 2007.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Axel Roely Sical Raxcaco', is written over a horizontal line. The signature is stylized and somewhat illegible due to its cursive nature.

Axel Roely Sical Raxcaco

Guatemala, 17 de octubre de 2008


Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente:

Estimado Ingeniero:

Cumpliendo con lo resuelto por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a la asesoría y revisión del trabajo de graduación, titulado: **DETALLADO DE DISEÑO SÍSMICO DE HORMIGON ARMADO EN BASE AL ACI 2005**, presentado por el estudiante Axel Roely Sical Raxcaco.

Considerando que el trabajo de graduación se ha desarrollado satisfactoriamente y cumple con los objetivos que motivaron la selección de dicho tema; por lo que hago de su conocimiento que apruebo el trabajo realizado.

Sin otro particular, atentamente:


Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila
Asesor de Trabajo de Graduación

Mario Rodolfo Corzo
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2058

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
28 de octubre de 2008

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DETALLADO DE DISEÑO SÍSMICO DE HORMIGÓN ARMADO EN BASE AL ACI 2005**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Axel Roely Sical Raxcaco, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco, al trabajo de graduación del estudiante Axel Roely Sical Raxcaco, titulado DETALLADO DE DISEÑO SÍSMICO DE HORMIGÓN ARMADO EN BASE AL ACI 2005, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Sydney Alexander Samúels Milson



Guatemala, noviembre 2008.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
De Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.422.08

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: **DETALLADO DE DISEÑO SÍSMICO DE HORMIGÓN ARMADO CON BASE AL ACI 2005**, presentado por el estudiante universitario **Axel Roely Sical Raxcaco**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. ~~Murphy~~ Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, noviembre de 2008

/cc
cc. archivo

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS

Por haberme dado la vida y la oportunidad de estudiar

MI PADRE

Agustin Sical Tecu

MI MADRE

Angelina Raxcaco Camo de Sical

MIS HERMANAS

Irma Sical Raxcaco y Mageyda Sical Raxcaco

A MIS AMIGOS

Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila
Luís Armando Monterroso Hernández
Sindi Viviana Rodriguez Moran
Edi Quino Gonzáles

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XIX
RESUMEN	XXIII
OBJETIVOS	XXV
INTRODUCCIÓN	XXVII
1. MATERIALES	1
1.1 Qué es el acero de refuerzo	1
1.1.1 Desventajas del acero como material estructural	1
1.1.1.1 Costo de mantenimiento	1
1.1.1.2 Costo de la protección contra el fuego	1
1.1.1.3 Susceptibilidad al pandeo	2
1.1.1.4 Fatiga	2
1.1.2 Tipos o clases de acero	2
1.1.3 Propósito del refuerzo	3
1.1.4 Componentes del acero	3
1.1.5 Forma de clasificar al acero	6
1.1.6 Ensayos que se le hacen al acero	6
1.1.7 Propiedades	8
1.1.7.1 Físicas	8
1.1.7.2 Mecánicas	9
1.1.7.3 Químicas	11
1.2 Hormigón	12
1.2.1 Qué es el hormigón	12

1.2.2 Componentes del hormigón	12
1.2.3 Ensayos que se le hacen al hormigón fresco y solidó	15
1.2.4 Propiedades	17
1.2.4.1 Físicas	17
1.2.4.2 Mecánicas	19
1.2.4.3 Químicas	20
1.3 Definición de hormigón armado y su uso	21
2. DETALLADO SÍSMICO EN ZONAS DE ALTO RIESGO	23
2.1 Qué es un sismo	23
2.2 Qué es un detallado	26
2.3 Para que sirve un detallado de diseño sísmico	27
3. DEFINICIÓN DE MIEMBROS ESTRUCTURALES	29
3.1 Losas de piso	29
3.2 Vigas	30
3.3 Columnas	31
3.4 Muros	31
3.5 Cimentaciones	31
4. DETALLADO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES	33
4.1 Losas	33
4.2 Vigas elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos	35
4.3 Columnas elementos sometidos a flexión y cara axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos	41
4.4 Zapata	49
5. EJEMPLO DE DISEÑO DE MARCOS DE EDIFICO	51

5.1 Predimensionamiento de miembros estructurales	57
5.1.1 Vigas	57
5.1.2 Columnas	57
5.1.3 Losas	58
5.1.4 Vigas secundarias	62
5.2 Calculo de corte basal	63
5.3 Repartición de fuerza por nivel	67
5.4 Integración de cargas gravitacionales	69
5.5 Determinación de centro de rigidez	81
5.6 Determinación de centro de masa	87
5.7 Torsión	88
5.8 Distribución de corte traslacional y sismo	89
5.9 Análisis estructural	100
5.9.1 Análisis de cargas gravitacionales	101
5.9.2 Análisis de cargas de sismo	109
5.10 Diseño de miembros estructurales y sus detalles	113
5.10.1 Losas de primer nivel	113
5.10.2 Viga 1-2 primer nivel marco A	121
5.10.3 Columna A-2	132
5.10.4 Zapata A-2	156
CONCLUSIONES	165
RECOMENDACIONES	167
BIBLIOGRAFÍA	169
ANEXOS	171

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Diagrama de esfuerzo-deformación	7
2	Tipos de barras corrugadas	8
3	Curvas esfuerzo- deformación para hormigón de densidad normal 2300 kg/m ³	17
4	Natchez Trace Parkway, Tennessee, una estructura de dos luces en arcos de hormigón, que se levanta 155 pies por encima del nivel del terreno	21
5	Sistema de entrepiso de viguetas en 2 direcciones apoyado sobre vigas monolíticas de hormigón y riostra transversal en la esquina	23
6	Placas tectónicas de la tierra	24
7	Placas tectónicas de Guatemala	25
8	Diagrama de detallado sísmico	27
9	Losa de piso sobre vigas	29
10	Losa apoyada directamente sobre columnas	29
11	Sistema típico de sistema marco estructural	30
12	Zapatas combinadas	32
13	Detalles de losas	34
14	Detalle dimensiones de vigas	35
15	Detalles de refuerzo longitudinal de vigas	36
16	Detalle de refuerzo transversal de vigas	37
17	Detalle de espaciamiento de estribos de confinamiento de vigas	39
18	Detalle de estribos de confinamiento de vigas	40
19	Detalles de dimensiones de columnas	41
20	Detalles de refuerzo longitudinal para columnas	43

21	Detalle de refuerzo transversal de columnas	47
22	Detalles de espiral para columnas	48
23	Detalles de refuerzo para columnas	48
24	Detalles de zapatas aisladas	49
25	Planta de edificio	51
26	Elevación de edificio eje X	52
27	Elevación de edificio eje Y	52
28	Marco sin voladizo y momentos grandes	53
29	Marco con voladizo y momentos reducidos	54
30	Planta con voladizo y distribución de columnas	55
31	Elevación con voladizo en el sentido X	56
32	Elevación con voladizo en el sentido Y	56
33	Sección de viga	57
34	Sección de columna	58
35	Planta y posición de vigas secundarias	60
36	Corte inducido por cargas gravitacionales sobre viga	61
37	Espesor de losa nivel 1, 2 y 3	61
38	Sección de viga T	63
39	Sección de viga L	63
40	Área de trapecio y triángulo	70
41	Áreas tributarias de marco A	70
42	Áreas tributarias para marco 2	71
43	Carga puntual sobre viga principal	75
44	Cargas muerta de marco A	78
45	Carga viva de marco A	79
46	Carga muerta del marco 2	80
47	Carga viva de marco 2	81
48	Posición de centro de masa	87
49	Posición centro de masa y rigidez	89

50	Distancias de marcos con respecto al centro de rigidez	91
51	Dimensiones de columna	96
52	Carga lateral del marco A	98
53	Fuerza lateral de marco 2	98
54	Diagrama de corte por carga muerta marco A en kg	101
55	Diagrama de momentos por carga muerta marco A kg-m	102
56	Diagrama de corte por carga viva marco A en kg	103
57	Diagrama de momento por carga viva marco A en kg-m	104
58	Diagrama de corte por carga muerta marco 2 en kg	105
59	Diagrama de momentos por carga muerta marco 2 en kg-m	106
60	Diagrama de corte por carga viva marco 2 en kg	107
61	Diagrama de momento por carga viva marco 2 kg-m	108
62	Diagrama de corte por carga de sismo marco A en kg	109
63	Diagrama de momento por carga de sismo marco A en kg-m	110
64	Diagrama de corte por carga de sismo marco 2 en kg	111
65	Diagrama de momentos por carga de sismo marco 2 en kg-m	112
66	Losas de primer nivel	113
67	Área tributarias contribuyentes al corte de losa 1	115
68	Momentos de losas en kg-m	116
69	Momentos de losas 1 y 5	116
70	Momentos balanceados	117
71	Detalle de losas de primer nivel	120
72	Viga de primer nivel marco A	121
73	Diagrama de momento de carga muerta a rostros interior	121
74	Diagrama de momento de carga viva a rostro interior	122
75	Diagrama de momento por sismo a rostro interior	122
76	Envolvente de momentos	123
77	Sección de viga de diseño	123
78	Armado longitudinal de viga 1-2	126

79	Carga distribuida y factorizada	126
80	Sección de viga reforzada	127
81	Fuerzas cortantes en viga	130
82	Espaciamiento de estribos de confinamiento	131
83	Columna A-2 sentido X	132
84	Diagrama de momentos de columna sentido X	134
85	Cargas de columnas de marco A	135
86	Columna flectada con curvatura doble sentido X	135
87	Columna A-2 sentido Y	141
88	Diagrama de momentos de columna A-2 sentido Y	143
89	Cargas de columnas de marco 2	143
90	Columna flectada con curvatura doble sentido Y	144
91	Propuesta de armado longitudinal	149
92	Diagrama de interacción sentido X y Y	151
93	Confinamiento de columna	155
94	Diagrama de momentos de zapata sentido X	156
95	Diagrama de momentos de zapata sentido Y	157
96	Desplante de zapata	158
97	Área crítica para corte simple	161
98	Área crítica por punzonamiento	162
99	Flexión sentido X y Y	163
100	Refuerzo de zapata A-2	164
101	Diagrama de interacción para columna rectangular con barras en las cuatro caras y con $\gamma = 0.45$	174
102	Diagrama de interacción para columna rectangular con barras en las cuatro caras y con $\gamma = 0.60$	175
103	Diagrama de interacción para columna rectangular con barras en las cuatro caras y con $\gamma = 0.75$	176

104	Diagrama de interacción para columna rectangular con barras en las cuatro caras y con $\gamma = 0.90$	177
-----	---	-----

TABLAS

I	Barras de refuerzo estándar de la ASTM	6
II	Requisitos mínimos de resistencia de la ASTM	6
III	Tipos de cemento	14
IV	Asentamientos usuales para varios tipos de construcción	16
V	Resistencias de diseño de hormigón	17
VI	Requerimientos del código ACI para losas	33
VII	Detalles de dimensiones de vigas	35
VIII	Detalles de refuerzo de vigas	36
IX	Detalle de refuerzo transversal de vigas	37
X	Espaciamientos de refuerzo transversal para vigas	38
XI	Detalle de dimensiones para columnas	41
XII	Requerimientos del Código ACI 318-05 para columnas	42
XIII	Detalles de refuerzo longitudinal de columnas	43
XIV	Detalles de refuerzo transversal de columnas	44
XV	Requerimientos para el refuerzo de zapatas aisladas	49
XVI	Peso de cuarto nivel	64
XVII	Peso de tercer y segundo nivel	64
XVIII	Peso de nivel 1	64
XIX	Peso total de edificio	65
XX	Repartición de fuerzas por nivel	68
XXI	Integración de cargas para vigas de nivel 4	73
XXII	integración de cargas para vigas de 1, 2 y 3 nivel	74
XXIII	Reacciones de vigas secundarias del cuarto nivel	76
XXIV	Carga puntual de vigas principales de nivel cuatro	76

XXV	Reacciones de vigas secundarias de 1, 2 y 3 nivel	77
XXVI	Carga puntual sobre vigas principales de 1, 2 y 3 nivel	77
XXVII	Centro de rigidez en eje Y nivel 4	82
XXVIII	Centro de rigidez en eje X nivel 4	82
XXIX	Centro de rigidez eje Y nivel 3	83
XXX	Centro de rigidez en eje X nivel 3	84
XXXI	Centro de rigidez eje Y nivel 2	84
XXXII	Centro de rigidez eje X nivel 2	85
XXXIII	Centro de rigidez eje Y nivel 1	86
XXXIV	Centro de rigidez eje X nivel 1	86
XXXV	Resumen centro rigidez nivel 1, 2, 3 y 4	86
XXXVI	Excentricidad mínima nivel 4	89
XXXVII	Fuerza de marcos literales Nivel 4	90
XXXVIII	Fuerza de marcos numéricos de nivel 4	90
XXXIX	Excentricidad mínima nivel 3	92
XL	Fuerzas por marcos literales nivel 3	92
XLI	Fuerzas de marcos numéricos nivel 3	92
XLII	Excentricidad mínima nivel 2	93
XLIII	Fuerzas de marcos literales nivel 2	93
XLIV	Fuerzas de marcos numéricos nivel 2	93
XLV	Excentricidad minia de nivel 1	94
XLVI	Fuerza de marcos literales nivel 1	94
XLVII	Fuerza de marcos numéricos nivel 1	94
XLVIII	Fuerza para marcos A y 2	95
XLIX	Desplazamiento máximo por nivel marco A	97
L	Desplazamiento por nivel marco 2	97
LI	Índice de estabilidad de marco A	98
LII	Índice de estabilidad de marco 2	98
LIII	Área de acero requerido para momentos de viga 1-2	125

LIV	Resumen de cargas y momentos de diseño de columna eje X	140
LV	Resumen de cargas y momentos de diseño para columna sentido Y	148
LVI	Cargas P_u y momentos, para el refuerzo propuesto	150
LVII	Carga y momentos de diseño de zapata A-2 sentido X	157
LVIII	Carga y momentos de diseño de zapata A-2 sentido Y	158
LIX	Factores de conversión	172
LX	Coeficientes para momentos negativos en losas	180
LXI	Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas	181
LXII	Coeficientes para momentos positivos debido a carga viva en losas	182
LXIII	Relación de carga W que se transmiten en las direcciones l_a y l_b para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos	183

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Lado corto de losa
Ach	Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal
Ag	Área bruta de la sección
As	Área de refuerzo a tracción o compresión
Ash	Área total de refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocado dentro del espaciamiento s
Asmax	Área de acero máximo
Asmin	Área mínima de refuerzo de flexión
b	Lado largo de losa
Bd	Relación de carga permanente mayorada por la carga total mayorada
bw	Ancho del alma o diámetro de la sección circular
C1,2	Sección de columna
Ca,v	Coefficiente sísmico
Cm	Factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme
CM	Carga muerta
CMx,y	Coordenadas o posición de centro de masa
CRx,y	Coordenadas o posición de centro de rigidez
ct	Factor que se utiliza para determinar T
CV	Cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes
d	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
db	Diámetro de la varilla de refuerzo
di	Distancia medida desde el centro de rigidez al marco en consideración
Ec	Módulo de elasticidad del concreto

EI	Rigidez a la flexión de un elemento en compresión
Es	Módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural,
ex,y	Excentricidad
F	Fuerza
f	Coeficiente de momento negativo
F`	Fuerza o corte trasnacional
F``	Fuerza o corte inducido por sismo
f1	Coeficiente de momento positivo por carga muerta
f2	Coeficiente de momento positivo por carga viva
f`c	Resistencia especificada a la compresión del hormigón
Fcu	Factor de carga ultima utilizado para obtener carga de servicio
Fm	Fuerza en el nivel de un marco
Ft	Parte del esfuerzo de corte vasal, que se considera concentrada en la parte superior de la estructura
Fx	Fuerza sísmica de diseño aplicada al nivel
fy	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
G	Modulo de cortante
h	Altura del elemento
hn	Altura en del edificio
hx	Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna
I	Factor de importancia
Ig	Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo
k	Factor de longitud efectiva para elementos en compresión
kc	Rigidez de columna
Km	Rigidez de de piso
L	Longitud, de columna medida entre los ejes del pórtico

Lo	Longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial
M2	El mayor momento mayorado de uno de los extremos de un elemento en compresión
M2min	Valor mínimo de M2
Mc	Momento mayorado amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión,
Mn	Momento nominal
Mnb	Momento nominal a flexión de viga
Mnc	Momento nominal a flexión de columna
Mpr	Resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25f_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1.0
Mx,y	Momento de servicio
Na,v	Factor de cercanía ala fuente utilizado para determinar C_v y C_a
P	Carga de axial de servicio
Pc	Carga crítica a pandeo
Pn	Resistencia axial nominal de la sección transversal
Pu	Fuerza axial mayorada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción
q	Presión que genera la estructura sobre el suelo
Q	Índice de estabilidad del piso en consideración
r	radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión
R	Coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales

rec	Recubrimiento mínimo de refuerzo
S	Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal
SC	Sobre carga
T	Periodo de vibración elástico fundamental, en la dirección en consideración
t	Espesor de losa
U	Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas
V	Fuerza lateral o esfuerzo cortante total de diseño en la base
Vs	Esfuerzo de valor soporte de suelo
Vu	Fuerza cortante mayorada en la sección
W	Peso muerto de la estructura
Wx	La parte de W ubicada o asignada al nivel
Z	Factor de zona sísmica
γ_c	Pesor específico de hormigón
Δ_{max}	Desplazamiento de respuesta inelástica máxima
δ_{ns}	Factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión
Δ_o	Desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debida a las fuerzas laterales
δ_s	Factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja el desplazamiento lateral causado por las cargas gravitacionales y laterales
Δ_s	Desplazamiento de respuesta del nivel de diseño, que es el desplazamiento total o desplazamiento total del piso que ocurre cuando la estructura esta sujeta a las fuerzas sísmicas de diseño

μ	Relación de poisson
ρ_b	Cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área $b d$ que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria
ρ_{max}	Cuantilla de refuerzo máximo
ρ_{min}	Cuantilla de refuerzo mínimo
ρ_s	Relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral (medido hasta el diámetro exterior de la espiral)
Φ	Factor de reducción de resistencia
$\Psi_{A,B}$	Factor usado para determinar el factor de longitud efectiva

GLOSARIO

ACI	<i>American Concrete Institute</i> (Instituto Americano de Concreto)
Análisis estructural	Estudio que abarca calculo para determinar el comportamiento de una estructura a través de los diagrama de: momentos, corte y deflexión
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i> (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales)
Carga axial	Fuerza que es aplicada en el centro geométrico de la sección transversal de un miembro
Carga 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 cargas.
Carga gravitacional	Cargas que actúan hacia abajo y que son causadas por la aceleración de la gravedad actuando sobre la masa de los elementos generando las cargas muertas y vivas
Carga mayorada	Carga que es multiplicada por un factor dando siempre un incremento a la carga original

Cargas	Fuerzas y otras acciones resultantes del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, movimiento diferenciales y restricciones a la deformación
Centro de masa	Punto en el cual se concentra la masa de un piso
Centro de rigidez	Punto en el cual se concentra la rigidez de un piso
Corte traslacional	Fuerza que tiene por efecto desplazar a una estructura de su posición original
Diagrama de momentos	Dibujo por el cual se representan los efectos de las cargas
Diseño	Planificación sobre algo
Estribo	Pieza de acero de forma rectangular
Estructura	Distribución y orden de las partes importantes de una edificación
Factor de carga ultima	Factor que determina las cargas de servicio
Factor de reducción	Coeficiente menor que la unidad empleado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño

Flexión	Encorvamiento transitorio que experimenta un elemento por una fuerza que lo deforma elásticamente
IBC	Código Internacional de la Edificación
Incombustible	Que no se puede quemar
Interfaz	Conexión física y funcional entres dos aparatos o sistemas independientes
Licuefacción	Acción de hacer liquida una cosa sólida o gaseosa
Magma	Masa ígnea en fusión existente en el interior de la tierra, que se consolida por enfriamiento
Masa	Magnitud física que expresa la cantidad de materia que contiene un cuerpo
Momento	Magnitud que resulta de la multiplicación de una fuerza por una distancia a un punto referente
Pórtico	Parte de una estructura compuesto por columnas y vigas
Predimensionar	Efecto de colocarle dimensiones a los miembros estructurales de forma parcial
Recubrimiento mínimo	Espesor de hormigón medido entre la parte externa del refuerzo hasta la cara exterior cercana del elemento

Resistencia	Propiedad que tiene un elemento para aguantar una carga o fuerza
Rigidez	Propiedad de un elemento que no permite que se doble
Sillar	Construcción de bloques o piedra, usualmente de forma paralelepípedo rectangular
Tamiz	Cedazo muy tupido
UBC	<i>Uniform Building Code</i> (Código Uniforme de la Edificación)

RESUMEN

La presente investigación consta de cinco capítulos, los primeros cuatro capítulos tratan de algunas definiciones de materiales, miembros estructurales y detalles sísmicos, el capítulo cinco desarrolla un ejemplo que inicia desde el predimensionamiento, integración de cargas gravitacionales, determinación de cargas sísmicas o laterales, análisis estructural y finalmente diseño de miembros estructurales con sus respectivos detalles.

De esta forma el estudiante de Ingeniería Civil tendrá un material de apoyo que le servirá como guía para el cálculo de diseño de estructuras de hormigón armado y todo lo que ello implique.

OBJETIVOS

General

- Proporcionar un documento base para el estudiante de Ingeniería Civil y al lector en general, por medio del cual suministre información acerca de diseño de miembros estructurales de hormigón armado.

Específicos:

1. Determinar cargas de diseño provocadas por la presencia de sismos basados en el código UBC de 1997 (*Uniform Building Code*).
2. Determinar correctamente las cargas gravitacionales que actúan en una estructura.
3. Diseñar miembros de hormigón armado tales como losa, viga, columna y zapata, basados en el código ACI 318-05 (*American Concrete Institute*) y la interpretación adecuada de dicho código.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad el hormigón armado es un material fundamental en la construcción, los ingenieros y los constructores le han hallado diversas aplicaciones como por ejemplo construcciones de puentes, edificios, etc., en la actualidad este material esta regido por códigos uno de ellos es el código ACI 318-05 (*American Concrete Institute*), este tiene la finalidad de dar ciertos parámetros para que este material se emplee con eficiencia y optimización, por consiguiente haciendo mas seguras las estructuras hechas de hormigón armado.

El presente trabajo de graduación estudia lo que es la determinación de cargas gravitacionales, cargas producidas por sismo, análisis estructural, y el diseño de miembros estructuras de hormigón armado.

1. MATERIALES

1.1 Qué es el acero de refuerzo

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente menos de 1%. También contiene pequeños porcentajes de algunos otros elementos. Como bien dice su nombre es un material que está destinado para refuerzo del Hormigón, consiste en barras o varillas, alambre o mallas soldadas, todos los cuales se fabrican de acuerdo con las especificaciones de la ASTM (*American Society for Testing and Materials*). Su función es resistir esfuerzos de tensión y a veces de compresión, en la actualidad el acero es un material para la construcción de diversas obras civiles.

1.1.1 Desventajas del acero como material estructural

En general, el acero tiene las siguientes desventajas:

1.1.1.1 Costo de mantenimiento

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. El uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.

1.1.1.2 Costo de la protección contra el fuego

Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios en edificios vacíos en los que el único material combustible era el mismo edificio. El acero es un excelente conductor de calor, de manera que los

miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de un edificio debe protegerse con materiales con ciertas características aislantes o el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos del código de construcción de la localidad en que se halle.

1.1.1.3 Susceptibilidad al pandeo

Entre más largos y esbelto sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. El acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

1.1.1.4 Fatiga

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del signo del esfuerzo, o bien, aun gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión.

1.1.2 Tipos o clases de acero

Dentro de los tipos de acero para refuerzo podemos mencionar los siguientes:

- a) Barras de refuerzo**
- b) Parillas de barras corrugadas**
- c) Barras recubiertas con zinc**
- d) Barras recubierta con epóxico**
- e) Malla electrosoldada**

f) Tendones de preesfuerzo

El tipo más común de acero de refuerzo (distinguiéndolo de los aceros de preesfuerzo) vienen en forma de barras circulares llamadas por lo general varillas y disponibles en un amplio intervalo de diámetros 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 hormigón. Los requisitos mínimos para resaltes superficiales (espaciamiento, proyección, etc.), se han determinado mediante investigación experimental. Diferentes fabricantes de barras utilizan diversos patrones todos los cuales satisfacen estos requisitos. La figura 2 muestra diferentes tipos de barras corrugadas.

1.1.3 Propósito de refuerzo

El propósito de refuerzo es el de resistir los esfuerzos de tensión provocados por las cargas actuantes, y a veces resistir esfuerzos de compresión.

1.1.4 Componentes del acero

Aunque la composición química de cada fabricante de aceros es casi secreta, certificando a sus clientes solo la resistencia y dureza de los aceros que producen, sí se conocen los compuestos agregados y sus porcentajes admisibles.

Los componentes del acero lo constituyen el carbono, el silicio, el manganeso, el fósforo, el azufre y el hierro base para fabricarlo.

La influencia del carbono es determinante en la resistencia del acero, pues a mayor cantidad de carbono, mayor resistencia se logra (el aumento de

un 0.01% de carbono aumenta en 70.3 kg/cm^2 (1000psi) la resistencia, en grados medios o altos). También al aumentar el contenido de carbono disminuye la maleabilidad y la ductilidad del metal y reduce la permeabilidad a fuerzas magnéticas.

La resistencia de varillas enfriadas lentamente es mas baja para determinado porcentaje de carbono.

El límite proporcional y el punto de fluencia del acero en tensión también aumentan con el contenido de carbono, pero a un ritmo menos pronunciado.

El modulo de elasticidad del acero es el mismo para tensión, que para compresión y prácticamente independiente del contenido del carbono. Aumenta ligeramente cuando se repite el experimento, con un promedio experimental de $20 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($29.5 \cdot 10^6 \text{ Psi}$). El modulo de elasticidad en corte (modulo de rigidez) obtenido de experimentos de torsión da un promedio de uso igual a $8.44 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($12 \cdot 10^6 \text{ Psi}$).

La ductilidad y plasticidad se miden analizando el porcentaje de alargamiento y el porcentaje de reducción del área, factores que decrecen a medida que aumenta el contenido de carbono, el modulo de resiliencia en la zona plástica del metal aumenta con el contenido de carbono pero el trabajo total o energía total que absorbe el acero a lo largo de la prueba es mayor mientras menor sea el contenido de carbono, esto si nos da un a idea de cómo una acero dúctil se comporta mejor absorbiendo energía que no queremos que se manifieste en rupturas frágiles en el hormigo y/o acero.

La influencia del sílice, es notoria, pues le agrega al metal para remover oxígeno y hacer desaparecer cavidades gaseosas dentro de la fundición, su exceso produce sedimentación de partículas y se vuelve poroso. Hasta un 1.7% se aumenta la resistencia ultima y el modulo de elasticidad sin

disminución de ductilidad, aumenta la dureza del acero y es una tercera parte de lo efectivo que es el carbono para lograrlo.

El efecto del fósforo es notorio a grandes cantidades porque producen cristalización y vuelve frágil el producto. Aunque la ductilidad del acero de bajo carbono puede disminuir por la presencia de un 0.3 a 0.5% de fósforo, el límite de fluencia, resistencia última y dureza se aumenta, la resistencia a choque se reduce. Los límites aceptables de este elemento son en grados estructurales bajos del acero, de 0.1%, grados más alto, de 0.05%.

El efecto de azufre, al combinarse con el hierro para formar sulfuro ferrosos, el cual tiende a segregarse y crear zonas frágiles en las fronteras de los granos. Debido a su bajo punto de fusión el sulfuro ferroso da lugar a que haya cohesión entre granos adyacentes, esto se logra eliminar agregando manganeso.

El manganeso es uno de los principales recarburizantes usados en la fabricación del acero, debido a su alta afinidad con el oxígeno y el azufre, el manganeso actúa como un eliminador de impurezas, en el acero el contenido de este elemento es menor del 1.0%, ordinariamente entre 0.3 y 0.6%, el aumento de 0.1% de manganeso aumenta la dureza del acero en 4.0 en la escala de dureza Brinell.

También existen otras impurezas, como pequeñas cantidades de oxígeno, hidrógeno y nitrógeno; ocasionalmente hay pequeñas cantidades de cobre, níquel, cromo, vanadio, molibdeno, estaño y arsénico.

1.1.5 Forma de clasificar el acero

Existen dos formas de clasificar el acero de refuerzo hablando exclusivamente de barras se pueden clasificar 1) por el grado o tipo de resistencia a la tensión que tiene y 2) por el tamaño del diámetro de la varilla.

Tabla I Barras de refuerzo estándar de la ASTM

Barra No. *	Diámetro nominal, mm	Area nominal, mm ²	Masa nominal, kg/m
10	9.5	71	0.560
13	12.7	129	0.994
16	15.9	199	1.552
19	19.1	284	2.235
22	22.2	387	3.042
25	25.4	510	3.973
29	28.7	645	5.060
32	32.3	819	6.404
36	35.8	1006	7.907
43	43.0	1452	11.38
57	57.3	2581	20.24

*Los números de designación de las barras aproximan el número de milímetros del diámetro nominal de la barra.

Fuente: Código ACI 318-05 apéndice E, Pág. 433

Tabla II Requisitos mínimos de resistencia de la ASTM

Producto	Especificación ASMT	Grado o tipo	Resistencia mínima a la fluencia		Resistencia máxima a la tensión	
			Klb/pulg ²	Mpa	Klb/pulg ²	Mpa
Barras de refuerzo	A615	Grado 40	40,000	(275)	70,000	(480)
		Grado 60	60,000	(415)	90,000	(620)
		Grado 75	75,000	(515)	100,000	(690)
	A616	Grado 50	50,000	(345)	80,000	(550)
		Grado 60	60,000	(415)	90,000	(620)
	A617	Grado 40	40,000	(275)	70,000	(480)
		Grado 60	60,000	(415)	90,000	(620)
	A706	Grado 60	60,000	(414)	80,000	(550)*
			[78,000	(535)		
			máximo]			
Parrilla de barras wrugadas	A184		Igual que para barras de refuerzo			
Barras recubiertas con zinc	A767		Igual que para barras de refuerzo			
Barras recubiertas con epóxico	A775		Igual que para barras de refuerzo			

Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 53

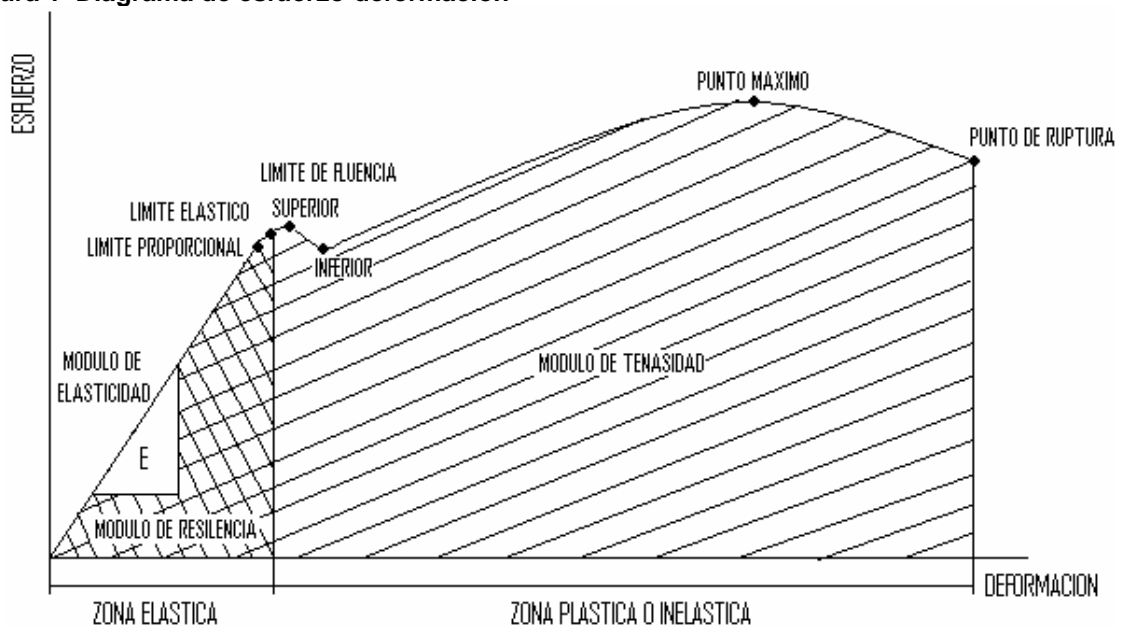
1.1.6 Ensayos que se le hacen al acero

En general, estos son los ensayos que se le hacen al acero de refuerzo

a) Ensayo a tensión

Este consiste en tomar una muestra de una barra de acero y ensayarla a tensión, dicho ensayo tiene la finalidad de certificar el grado de acero o la resistencia a tensión que tiene, dicho ensayo genera una grafica típica de esfuerzo –deformación ver figura 1.

Figura 1 Diagrama de esfuerzo-deformación



Fuente: Carlos E. Zeceña, Laboratorio resistencia de materiales 1, Pág. 5

b) Ensayo de doblado

Las barras de refuerzos para hormigón deberán pasar la prueba de doblado a 180 grados; es decir, no deberán mostrar fractura en el lado exterior del doblado.

Además de los ensayos anteriores podemos mencionar los siguientes ensayos a compresión, a torsión y otros.

1.1.7 Propiedades

Las propiedades son aquellos atributos que poseen los materiales que generalmente tiene que ver con el comportamiento cuando los mismos están sometidos bajo fuerzas aplicadas. Las propiedades del acero pueden clasificarse como físicas, mecánicas y química.

1.1.7.1 Físicas

Las propiedades físicas de barras de acero son las siguientes:

a) Sección transversal

La sección transversal de barras de acero son de forma circular, los diámetros convencionales de uso corriente son los que se indican en la tabla I.

b) Longitud de barras

Las barras de acero para hormigón armado se suministran comercialmente por los fabricantes en longitudes de 6, 9 y 12 metros.

c) Corrugaciones

Las corrugaciones son muy importantes pues son ellas las que mejoran la adherencia entre el hormigón y el acero. Dichas corrugas deben de espaciarse a distancias uniformes y son similares en forma y tamaño.

Figura 2 Tipos de barras corrugadas



Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 52

1.1.7.2 Mecánicas

Entre las propiedades mecánicas fundamentales tenemos:

a) Resistencia a la tensión

La resistencia a la tensión se define como el cociente de la carga axial máxima aplicada sobre la muestra, dividida entre el área de la sección transversal original. En algunos casos este es un valor arbitrario, útil para propósitos de referencia, porque la resistencia real a la tensión debe basarse en la curva real de esfuerzo deformación.

b) Punto de fluencia

Se define el punto de fluencia como el esfuerzo en el material para el cual la deformación presenta un gran incremento sin que haya un aumento correspondiente en el esfuerzo. Esto queda indicado por la porción plana del diagrama esfuerzo- deformación ver figura 1, denominada rango plástico o inelástico. Algunos aceros presentan inicialmente un punto superior de fluencia pero el esfuerzo se reduce después hasta llegar a un punto plano, la cual se denomina esfuerzo inferior de fluencia.

c) Limite de proporcionalidad

El límite de proporcionalidad es el esfuerzo máximo para el cual los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones ver figura 1.

d) Modulo de elasticidad

Se define como modulo de elasticidad a la relación de esfuerzo a la deformación en la región elástica de la curva esfuerzo- deformación ver figura 1. Se determina este valor por medio de la pendiente de dicha porción del diagrama, el modulo de elasticidad es 29000000 Psi (2040000 kg/m²).

e) Módulo de elasticidad tangente

La pendiente de la tangente a la curva esfuerzo – deformación, trazada en cualquier punto situado arriba del límite de proporcionalidad, se define como módulo de elasticidad tangente.

f) Módulo de endurecimiento por deformación

La pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el rango de endurecimiento por deformación se denomina módulo de endurecimiento por deformación. Tiene su valor máximo en la iniciación del rango de endurecimiento por deformación.

g) Relación de Poisson

Se denomina relación de Poisson a la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal, bajo una carga axial dada. Este valor varía, para el acero, de 0.25 a 0.33, dentro del rango estático.

a) Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante

La relación del esfuerzo cortante a la deformación unitaria por cortante, dentro del rango elástico, se denomina módulo de elasticidad al esfuerzo cortante G y puede determinarse mediante la expresión:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

Donde:

G = módulo de elasticidad al esfuerzo cortante

E = módulo de elasticidad

μ = relación de poisson

b) Resistencia a la fatiga

Se llama resistencia a la fatiga al esfuerzo al cual el acero falla bajo aplicaciones repetidas de carga; se denomina también límite de aguante.

c) Resistencia al impacto

Es una medida de la capacidad del material para absorber energía bajo aplicaciones rápidas de carga. La tenacidad es la medida comparativa de las resistencias al impacto de varios aceros.

d) Modulo de resiliencia

Resiliencia es un término que se usa para indicar la cantidad de energía absorbida al esforzar una material hasta el límite elástico, o la cantidad de energía que puede recobrase cuando el esfuerzo se libera del límite elástico, La energía almacenada por unidad de volumen en el limite elástico se conoce como el modulo de resiliencia que representa una medida de la resistencia a la energía elástica de del material. Este valor se determina como el área bajo el diagrama de esfuerzo- deformación en la zona o rango elástico ver figura 1.

e) Modulo de tenacidad

Es un valor, que determina la cantidad de energía que, se necesita para romper un material se le puede medir por la cantidad de trabajo por volumen unitario requerida para llevar la material a la falla bajo carga estática. Se determina como el área bajo el diagrama de esfuerzo-deformación completo ver figura 1.

1.1.7.3 Químicas

Por lo común, los aceros son tratados térmicamente para alcanzar la estructura y las propiedades adecuadas. Las estructuras pueden variar desde la perlita gruesa o fina hasta la bainita o la martensita revenida. Todos los

tratamientos térmicos del acero están orientados a la producción de una mezcla de ferrita y cementita (Fe_3C) que da las adecuadas combinaciones de propiedades.

1.3 hormigón

1.2.1 Qué es el hormigón

El hormigón es un material semejante a la piedra con alta resistencia a la compresión que se obtiene mediante la mezcla cuidadosa de cemento, arena y grava u otro agregado y agua; después esta mezcla se endure en formaletas con la forma y dimensiones deseadas. El cuerpo del material consiste en agregado fino y grueso. El cemento y el agua interactúan químicamente para unir las partículas de agregado y conformar una masa sólida. Es necesario agregar agua, además de aquella que se requiere para la reacción química, con el fin de darle a la mezcla trabajabilidad adecuada que permite llenar cualquier forma que tenga la formaleta, antes de que inicie el endurecimiento. Se puede obtener hormigón en un amplio rango de propiedades ajustando apropiadamente las proporciones de los materiales constitutivos. Un rango aun más amplio de propiedades puede obtenerse mediante la utilización de cementos especiales. Si bien es cierto es un buen material pero también tiene desventaja una de ellas es la de tener pobre capacidad para resistir esfuerzos de tensión.

1.2.2 Componentes del hormigón

Los componentes del hormigón son los siguientes:

a) Cemento

Es el material que tiene la propiedades de adhesión y cohesión necesarias para unir agregados inertes y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuadas, esta categoría tecnológicamente

importante de materiales incluye no solo el cemento sino también limos, asfaltos y alquitranes, tal como se usan en la construcción de carretera y otros. Para la fabricación de hormigón estructural se utiliza exclusivamente los llamados cementos hidráulicos. Para completar el proceso químico (hidratación) mediante el cual el polvo de cemento fragua y endurece para convertirse en una masa sólida se requiere la adición de agua. De los diferentes cementos hidráulicos desarrollados, el cemento Pórtland, patentado por primera vez en Inglaterra en 1824, es el más común de todos.

El Cemento Pórtland es un material grisáceo finalmente pulverizado, conformado fundamentalmente por silicatos de calcio y aluminio. Las materias primas usuales a partir de las cuales se fabrica son calizas que proporcionan el CaO y arcillas y esquistos que proveen el SiO₂ y el Al₂O₃. Estos materiales se muelen, se mezclan, se funden en hornos hasta obtener el llamado clinker, y se enfrían y se muelen de nuevo para lograr la finura requerida. El material es despachado a granel o en bultos que contienen 94 libras de cemento.

A lo largo del tiempo se han desarrollado cinco tipos de Cemento Pórtland. El cemento Pórtland corriente, el tipo I, se ha utilizado en más del 90 % de las construcciones. Los concretos hechos a base de cemento Pórtland tipo I requieren generalmente dos semanas para alcanzar la resistencia suficiente para poder retirar la formaleta de vigas y losas y aplicar cargas razonables; estos elementos alcanzan su resistencia de diseño después de 28 días y continúan ganando resistencia de ahí en adelante a un tasa descendente.

Para los casos en que se requiere acelerar la construcción se han desarrollado cementos de alta resistencia inicial, tales como el tipo III, estos son más costosos que el cemento Pórtland ordinario, pero alcanzan entre los siete y los catorce días la resistencia que el cemento Pórtland tipo I al cabo de 28 días.

El Cemento Pórtland tipo III tiene la misma composición básica de los cementos Pórtland de tipo I, pero ha sido mezclado en forma más cuidadosa y molido hasta obtenerse partículas más finas.

Tabla III Tipos de cemento

I	Uso general
II	Moderada resistencia a sulfatos y moderado calor
III	Alta resistencia inicial
IV	Bajo calor hidratación
V	Alta resistencia a sulfatos
VI	Bajo contenido de álcalis

b) Agregados

Para hormigón estructural comunes, los agregados ocupan aproximadamente entre el 70 y el 75% del volumen de la masa endurecida. El resto está conformado por la pasta de cemento endurecida, una combinación (es decir, agua no utilizada en la hidratación del cemento) y vacíos de aire.

Evidentemente, los últimos dos no contribuyen a la resistencia del hormigón. En general mientras más densamente pueda empaquetarse el agregado, mejor será el refuerzo, la resistencia a la intemperie y la economía del hormigón. Por esta razón resulta fundamental importancia la gradación del tamaño de las partículas en los agregados, con el fin de producir este empaquetamiento compacto. También es importante que el agregado tenga buena resistencia, durabilidad y resistencia a la intemperie; que su superficie esté libre de impureza como arcillas, limos o materias orgánicas las cuales pueden delimitar la unión con la pasta de cemento; y que no se produzca una reacción química desfavorable entre este y el cemento.

Los agregados naturales se clasifican generalmente en finos y gruesos. Un agregado fino o arena es cualquier material que pasa el tamiz No. 4, es decir, un tamiz con cuatro aberturas por pulgada lineal. El material más grueso que

este se clasifica como grueso o grava. Cuando se desea una gradación óptima, los agregados se separan mediante tamizado, en dos o tres grupos de diferente tamaño para las gravas y en varios grupos de diferentes tamaños para las gravas. Con posterioridad esto puede combinarse de acuerdo con tablas de gradación que permiten obtener un agregado densamente empaquetado. El tamaño máximo de agregado grueso para hormigón reforzado está controlado por la facilidad con que este debe entrar en las formaletas y en la separación entre barras de refuerzo.

c) Agua

Este componente lo único que hace es darle una reacción química al cemento para que este se vuelva una pasta pegante. El agua para hormigón debe de estar limpia de impurezas tales como materias orgánicas las cuales evitan una mejor eficiencia del cemento.

d) Aditivos

Además de los principales componentes del hormigón, usualmente se utilizan aditivos para mejorar el comportamiento del mismo. Existen aditivos para acelerar o retardar el fraguado y el endurecimiento, para mejorar la manejabilidad, para aumentar la resistencia, para mejorar la durabilidad, para disminuir la permeabilidad y para proporcionar o afectar otras propiedades.

1.2.3 Ensayos que se le hacen al hormigón fresco y sólido

Dentro de los ensayos o pruebas que se le hacen al hormigón están:

a) Prueba de asentamiento

Este se le hace al hormigón cuando todavía no haya fraguado, este consiste en medir el asentamiento o trabajabilidad que tiene el hormigón para adaptarse a cualquier formaleta o molde, no es lo mismo tratar de colar hormigón en una losa que en una columna, obviamente es más fácil colar

hormigón en la losa que en una columna para una columna el hormigón debe de ser mas fluido y por lo tanto en una losa puede ser menos fluido.

Tabla IV Asentamientos usuales para varios tipos de construcción

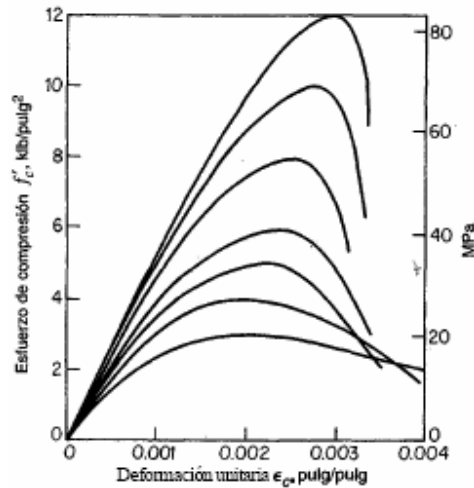
Tipos de construcción	Revenimiento (cm)	
	Máximo	Mínimo
Muros y zapatas de cimentación reforzados	12,50	5,00
zapatas simples y muros para subestructura	10,00	2,50
Losas, vigas y muros reforzados	15,00	7,50
Columnas para edificios	15,00	7,50
Pavimentos	7,50	5,00
Construcciones masivas	7,50	2,50

Fuente: Manual de laboratorio del curso de materiales de construcción

b) Ensayo de resistencia de concreto

Este consiste en tomar muestras o testigos del hormigón fundido en alguna obra, su finalidad es la de evaluar la calidad del mismo en pocas palabras su resistencia a la compresión, como se menciona anteriormente se toman muestras en forma de cilindros (estos tiene que tener la altura igual a dos veces el diámetro del cilindro) luego se deja que el hormigón fragüe y cure completamente después se procede a ensayar en laboratorios y se verifica su resistencia a la compresión, este en realidad es el ensayo o prueba principal pues por medio de el se verifica la calidad del hormigón. En la actualidad pueden obtenerse varias resistencias estas varían según la proporción de los elementos del hormigón, para el diseño estructural usualmente se trabaja con resistencias de 3000, 4000 y 5000 lb/pul² según sea el uso, de dichos ensayos se obtienen la curvas esfuerzos-deformaciones ver figura 3.

Figura 3 Curvas esfuerzo- deformación para hormigón de densidad normal 2300 kg/m³



Fuente:, Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 38

Tabla V Resistencias de diseño de hormigón

Lib/pul ²	Kg/cm ²
3000	210
4000	280
5000	352

1.2.4 Propiedades

Las propiedades del hormigón se pueden clasificar como físicas, mecánicas y químicas.

1.2.4.1 Físicas

a) Trabajabilidad

Esta es una propiedad excepcional que tiene el hormigón pues cuando esta de forma fresca el tiene la propiedad de adaptarse a cual quiere forma que se le puede dar a las cimbras (formaletas).

b) Fraguado

Esta es otra de la propiedad del hormigón pues luego de poder darle cual forma este fragua y endurece, después de alguno días este toma la forma deseada adquiere un estado físico o apariencia de ser como una roca o piedra.

c) Densidad específica o peso específico

Esta es la propiedad que se refiere a cuanto pesa por unidad de volumen. El peso específico es muy importante pues es por medio de el que se tiene una idea de cuanto pesa una estructura que este hecho de hormigón.

d) Contracción

Existen dos tipos básicos de contracción, contracción plástica y por desecación la contracción plástica ocurre durante las primeras horas después de colocar el concreto fresco en los moldes. Las superficies expuestas tales como losas de piso son las más afectadas por la exposición al aire seco debido a su gran superficie de contacto. En tales casos, la humedad de la superficie de hormigón se evapora mas rápidamente antes de ser reemplazada por el agua exudada de las capas mas bajas de los elementos del hormigón, la contracción por desecación ocurre después de que el hormigón ha alcanzado su fraguado final y se ha completado una buena parte del proceso químico en el gel cemento.

e) Flujo plástico

El flujo plástico o fluencia del material es el incremento en la deformación respecto al tiempo debido a una carga sostenida. La deformación inicial debida a la carga es la deformación elástica, mientras que la deformación adicional debida a la misma carga sostenida es la deformación por flujo plástico, esta

suposición práctica es aceptable ya que la deformación inicial registrada incluye pocos efectos dependientes del tiempo.

1.2.4.2 Mecánicas

En general el hormigón tiene las siguientes propiedades:

a) Resistencia a la compresión

Esta es la mejor propiedad mecánica que posee el hormigón pues tiene la capacidad de resistir esfuerzo de compresión altos comparados con el acero, esta se define como fuerza por unidad de área.

b) Módulo de elasticidad

De una manera general en la práctica se emplea el módulo de elasticidad y se le denomina simplemente con el símbolo E_c , se han propuesto numerosas ecuaciones todas ellas experimentales, para obtener su valor. Una de las ecuaciones empíricas más reciente ha sido presentada por Pauw y adoptada por el comité del código ACI, después de alguna modificación, la ecuación de Pauw se obtuvo de las estadísticas de números ensayos. El código ACI 318-05 en la sección 8.5 establece que el módulo de elasticidad del hormigón puede tomarse como:

$$E_c = W^{1,5} \cdot 0.14 \sqrt{f'_c}$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad en kg/cm^2

W = densidad específica del hormigón comprendido de 1500-2500 kg/m^3

f'_c = resistencia a la compresión en kg/cm^2

Sin embargo puede tomarse como $E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$ para concretos con densidad normal.

c) Resistencia a corte

Esta es la propiedad que tiene el hormigón para resistir esfuerzo de corte, además de las propiedades anteriores también se puede mencionar las siguientes resistencia a tensión, resistencia a torsión, modulo de tenacidad y otras.

1.2.4.3 Químicas

El hormigón es un compuesto de agregado, cemento y agua como ya se describió anteriormente, el agregado, compuesto de grava y arena, esta unido por un reacción de cementación entre los minerales en el cemento Pórtland y el agua. Muchos factores determinan las propiedades y comportamiento del hormigón.

El agregado debe estar limpio, ser fuerte y durable, tener el tamaño adecuado y estar distribuido apropiadamente, y producir también un alto factor de empaquetamiento. La distribución de tamaños es critica en la minimización de la cantidad de porosidad abierta en el hormigón final un empaquetamiento pobre permite que el agua penetre en el hormigón, cuando el agua se congela la expansión resultante puede causar que se desintegre el hormigón. Un agregado anguloso en lugar de un redondeado proporciona mejor resistencia debido al acomodamiento mecánico y la mayor área superficial para la unión.

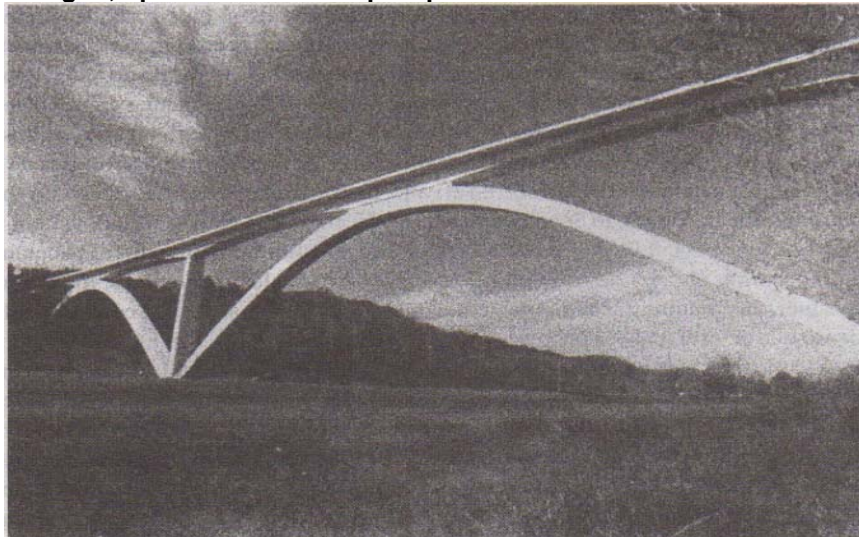
El aglutinante, que normalmente es Cemento Pórtland muy fino, esta compuesto de varias proporciones de $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$, $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ y $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$. Cuando se añade agua al cemento ocurre una reacción de hidratación, en la cual el agua esta íntimamente asociada con los minerales para producir un gel solidó. El libera calor durante esta reacción. Cada uno de los minerales se comporta de modo diferente durante la hidratación $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ y $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ solidifica rápidamente pero produce resistencias bajas. El $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$

reacciona mas lentamente pero produce resistencias mayores, controlando las cantidades relativas de minerales en el hormigón, tanto la velocidad de secado como la resistencia final pueden ser controladas.

1.3 Definición de hormigón armado y su uso

El hormigón armado no es más que la unión del acero y el hormigón estos dos materiales se emplean mejor en combinación si el concreto se utiliza para resistir esfuerzo de compresión y el acero los esfuerzos de tensión. De esta manera puede ser usado para la creación de diferentes obras civiles tales como edificios, puentes, pavimentos, etc. Ver figuras 4 y 5. Dichas obras requieren de miembros estructurales dentro de ellos podemos mencionar vigas, losas, columnas, muros, cimientos, etc.

Figura 4 Natchez Trace Parkway, Tennessee, una estructura de dos luces en arcos de hormigón, que se levanta 155 pies por encima del nivel del terreno



Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 8

Figura 5 Sistema de entepiso de viguetas en 2 direcciones apoyado sobre vigas monolíticas de hormigón y riostra transversal en la esquina



Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 3

2. DETALLADO SÍSMICO EN ZONAS DE ALTO RIESGO

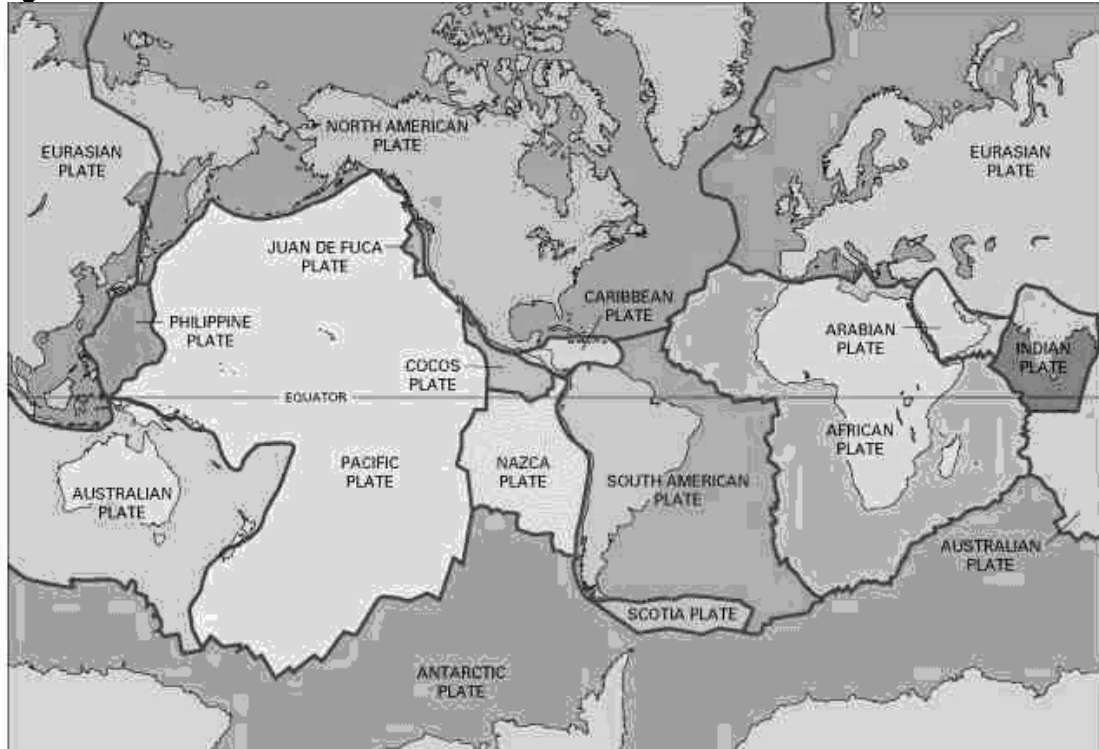
2.1 Qué es un sismo

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 solo unos cuantos son de magnitud suficiente para producir daños significativos en edificios. Los sismos fuertes ocurren, con mayor frecuencia, en regiones particulares de la superficie terrestre que se conocen como zonas de alto riesgo sísmico, estas zonas pueden afectar a todo un país o partes de el como por ejemplo Japón, Guatemala y otros países.

Entre lo 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 mas 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 ver figura 6.

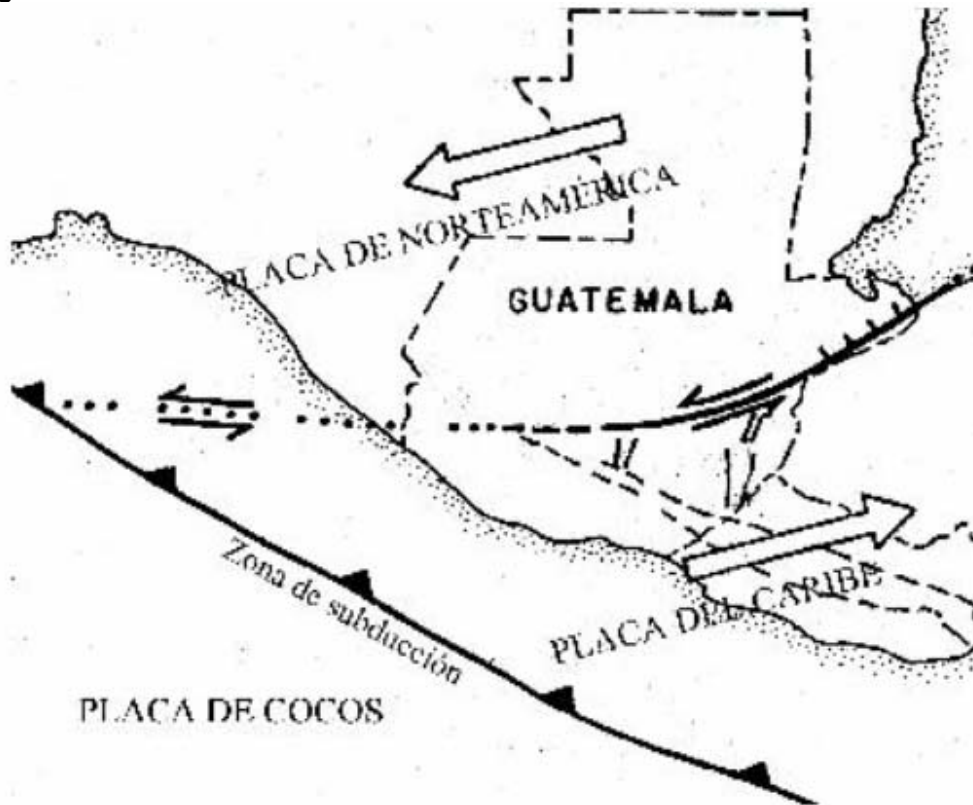
Figura 6 Placas tectónicas de la tierra



Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH)

Las placas tectónicas duras llamadas litosferas, se asientan en una relativamente suave llamada astenosfera, y se mueven como cuerpos rígidos. En los límites de las placas existen las cordilleras Mezoceánicas, 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. Como ya se mencionó anteriormente, Guatemala es un país altamente sísmico esto es porque en este país concurren tres placas las cuales son Norteamericana, Cocos y Caribe ver figura 7.

Figura 7 Placas tectónicas de Guatemala



Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH)

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.

Uno 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 también llamado 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 focal, mientras mayor es el sismo mas grande es la región focal, comúnmente se usan dos sistemas de medición de temblores, por varias

razones, ninguno es realmente satisfactorio desde el punto de vista de diseño estructural.

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 persona y 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 práctica usual es diseñar los edificios por cargas laterales adicionales que representan las estimaciones de las fuerzas sísmicas, que son iguales a cierto porcentaje 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 precedente de cualquier dirección horizontal. Actualmente existen códigos sísmicos entre ellos tenemos el UBC de 1997 (*Uniform Building Code*).

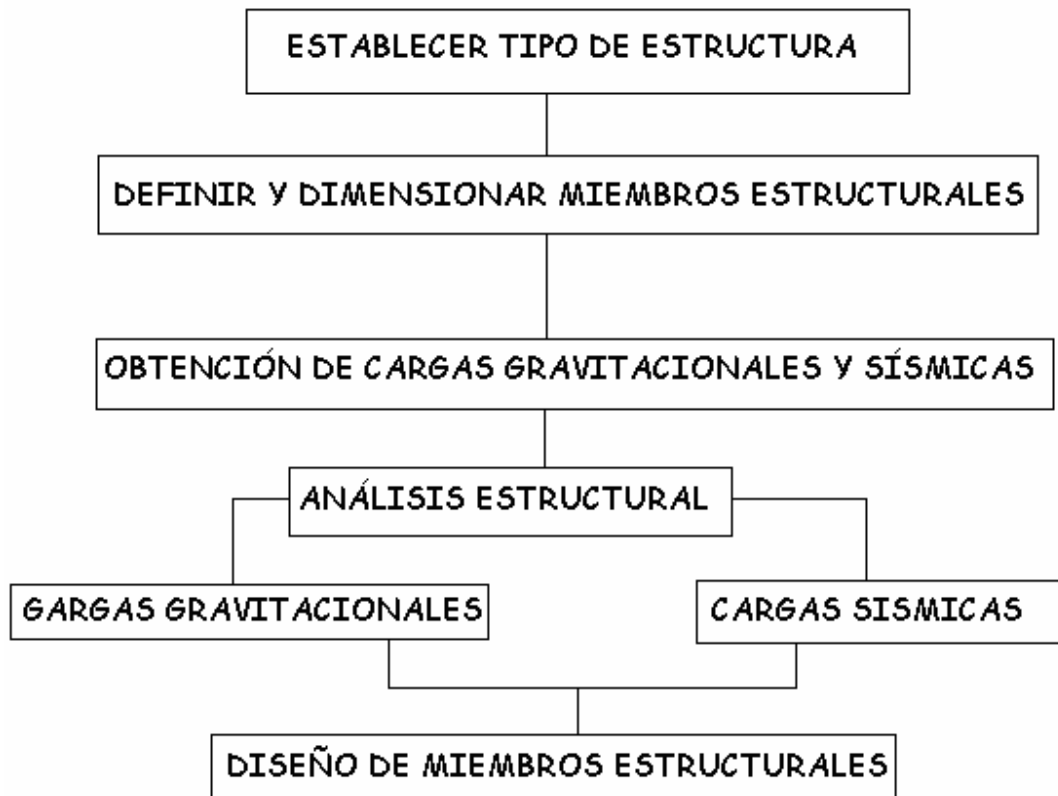
2.2 Qué es un detallado

Un detallado es la forma por el cual se demuestra algo paso a paso, de forma minuciosa y circunstanciadamente.

2.3 Para qué sirve un detallado de diseño sísmico

Un detallado de diseño sísmico sirve para demostrar como, se diseñan estructuras en presencia de sismo y todo lo que ello implica, para tener una mejor idea de lo que se habla se puede ver figura 8.

Figura 8 Diagrama de detallado sísmico

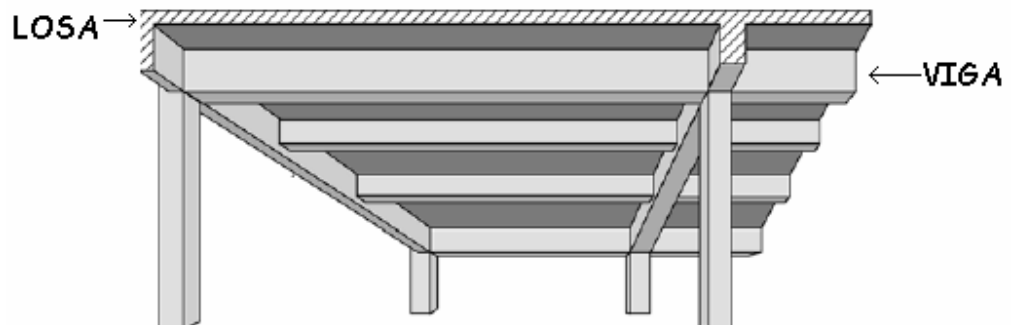


3. DEFINICIÓN DE MIEMBROS ESTRUCTURALES

3.1 Losas de piso

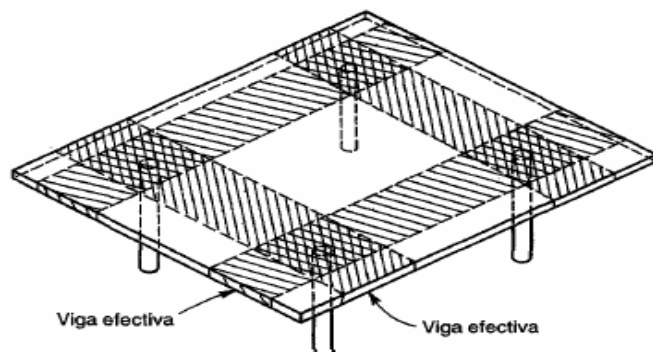
Las losas de piso son los principales elementos horizontales que transmiten las cargas vivas de movimiento, así como las cargas muertas estacionarias a los apoyos verticales de los marcos de una estructura, pueden ser losa sobre viga o losas encasetonadas ver figura 9, losas sin vigas (placas planas) apoyadas directamente sobre las columnas ver figura 10, o losas compuestas sobre viguetas, pueden dimensionarse de forma que actúen en una dirección (losa en un sentido) o que actúen en dos direcciones perpendiculares (losa en dos direcciones).

Figura 9 Losa de piso sobre vigas



Fuente: Código ACI 318-05, Pág. 176

Figura 10 Losa apoyada directamente sobre columnas

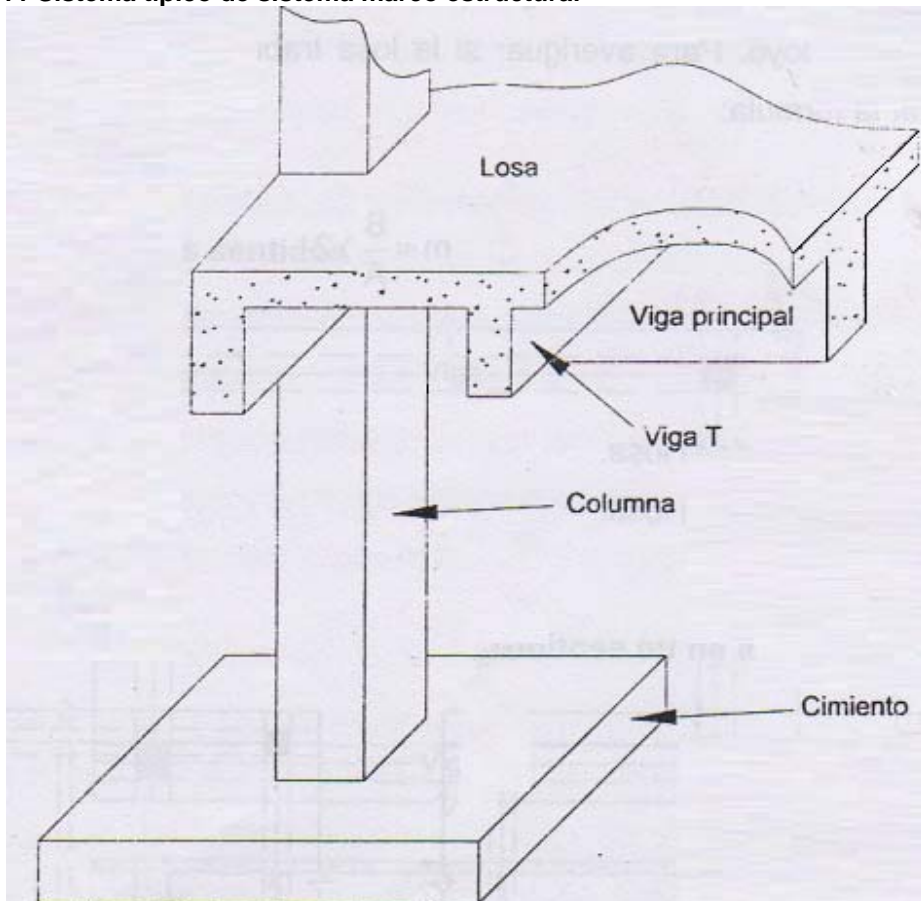


Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto, Pág. 393

3.2 Vigas

Son los elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas de piso a las columnas verticales normalmente se vuelan de manera monolítica con las losas y están reforzadas estructuralmente en una cara, la parte mas baja de tensión, o ambas caras superior e inferior. Como son coladas en forma monolíticas con la losa, forma una viga T para las vigas interior o una viga L en el extremo del edificio ver figura 11.

Figura 11 Sistema típico de sistema marco estructural



Fuente: Rolando A. Tampan, Guía Teórica y Práctica para uso de Software de Etabs para Diseño de Estructura de Concreto, Pág. 5.

3.3 Columnas

Son los elementos verticales que soportan el sistema de piso estructura como se ve en la figura 11, son miembros en compresión sujetos en la mayoría de los casos a carga axial y flexión y son de mayor importancia en las consideraciones de seguridad de cualquier estructura, si un sistema estructural esta compuesto de miembros horizontales en compresión tales miembro se consideran viga-columna.

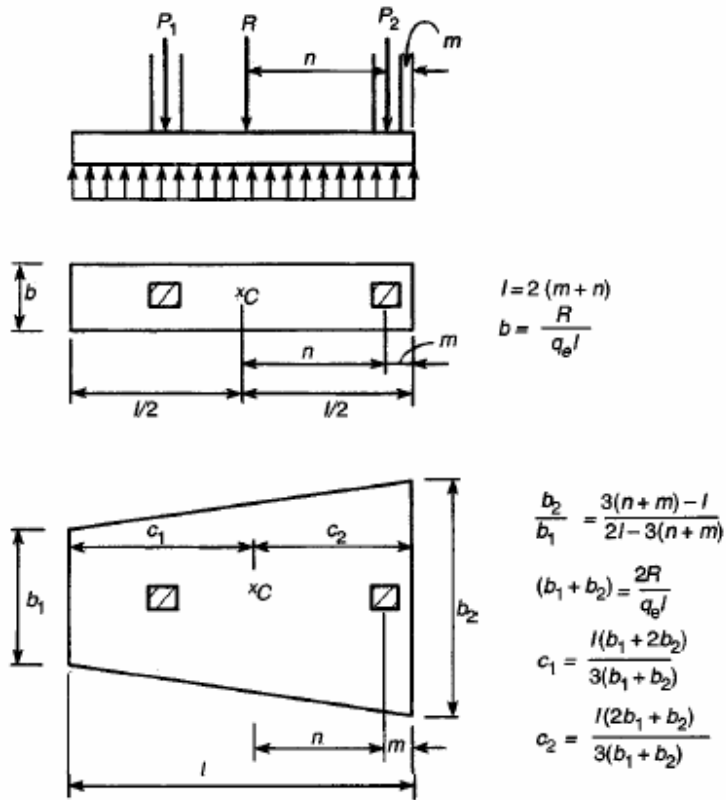
3.4 Muros

Son los cerramientos verticales para los marcos de los edificios no son, en general o necesariamente, hechos de hormigón sino de cualquier material que llena estéticamente la forma y necesita funcionales del sistema estructural además, los muros estructurales de hormigón son a menudo necesarios como muros de cimentación, muros de escaleras y muros de cortante que resiste cargas horizontales de viento y sismo.

3.5 Cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos estructurales de hormigón que transmiten peso de la superestructura al suelo pueden ser de muchas formas, el mas simple es una zapata aislada que se muestra en la figura 11, puede ser vista como una losa invertida que transmite una carga distribuida del suelo a la columna, otras formas de cimentación son pilotes hincados en roca, zapatas combinas que soportan mas de una columna como se muestra en la figura 12, losa y contratrabes de cimentación, las cuales son básicamente construcciones invertidas de losa y viga.

Figura 12 Zapatas combinadas



Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 515

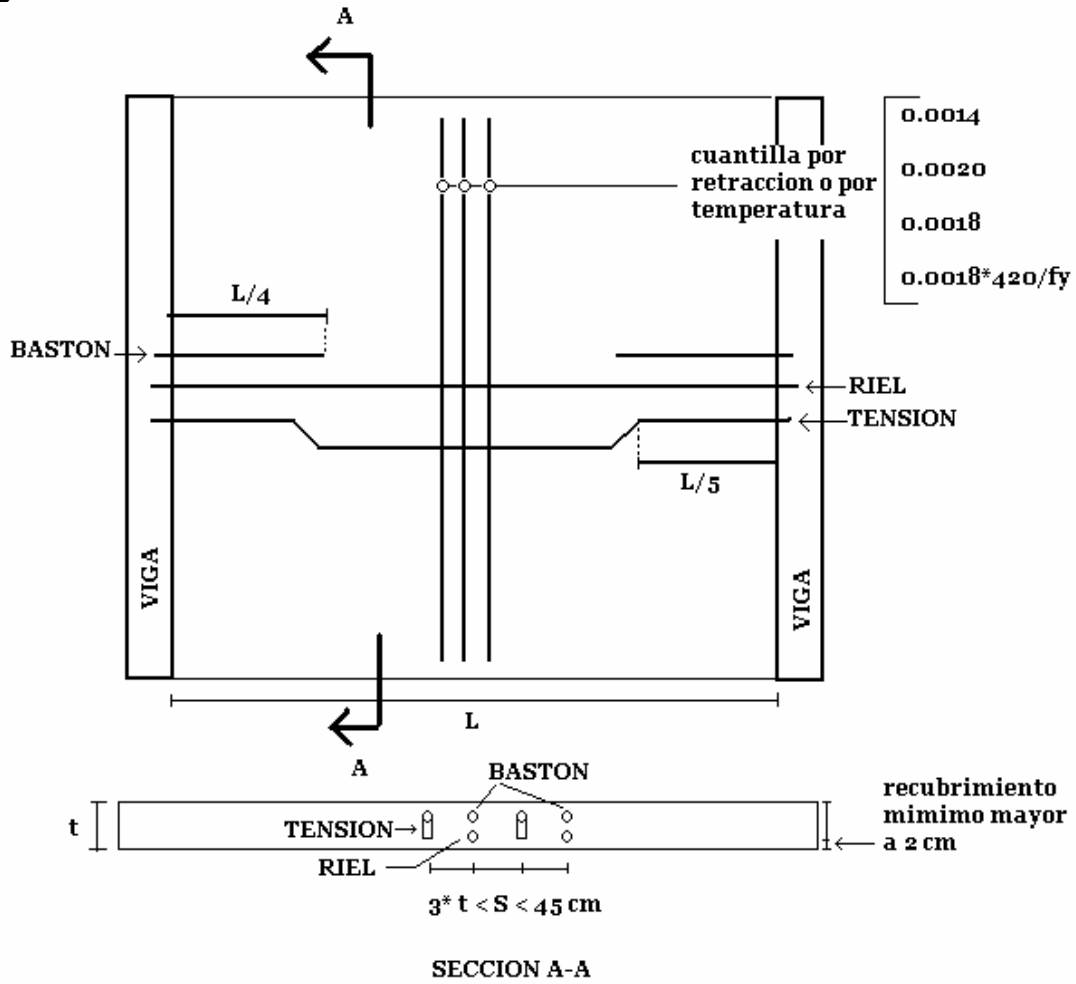
4. DETALLADO DE ARMADO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES

4.1 Losas

Tabla VI Requerimientos del código ACI para losas

	Sección	Figura
<p>El área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida en 7.12</p> <p>La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014</p> <p>a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 300 o 350 ,,,,,,,0,0020</p> <p>(b) En losas donde se empleen barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre Grado 420 0.0018</p> <p>(c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35% 0,018*420/fy</p>	13,3,1	13
<p>En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 mm.</p>	7,6,5	
<p>Debe de proporcionarle un recubrimiento mínimo de 20 mm a losa no expuesta contra el suelo</p>	7,7,1 c)	

Figura 13 Detalles de losas



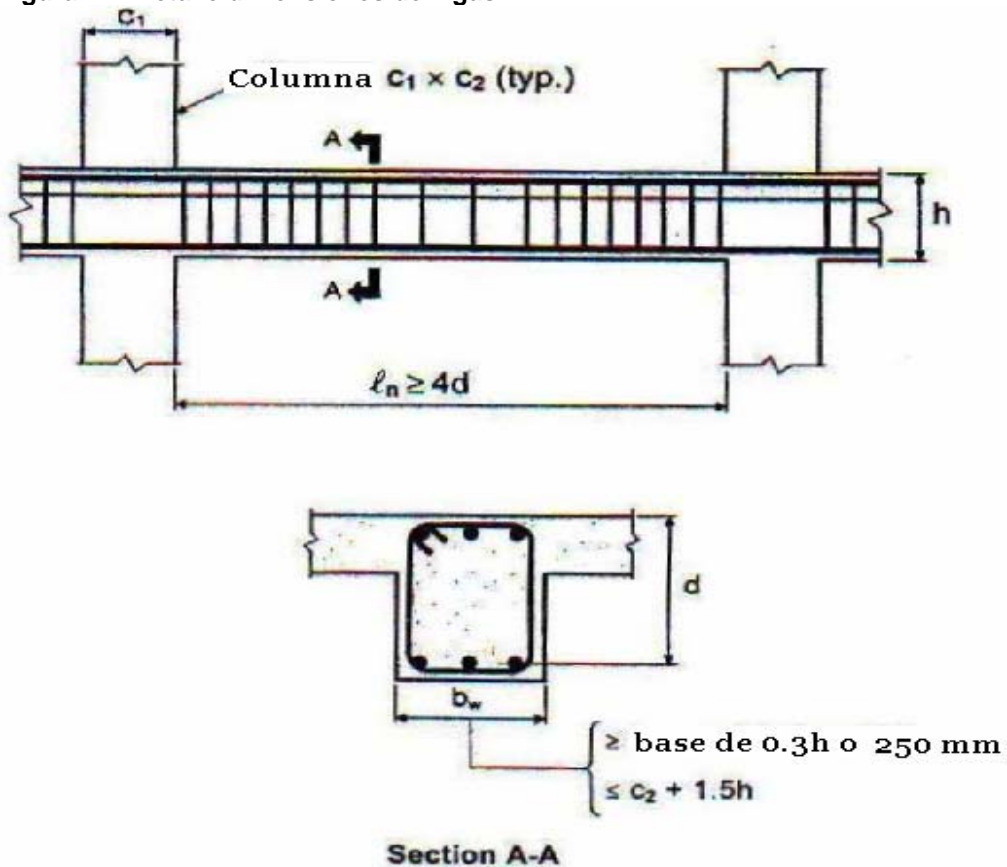
4.2 Vigas elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos

Tabla VII Detalles de dimensiones de vigas

	Sección	Figura
fuerza axial a compresión $< Agf_c/10$	21,3,1,1	-
Luz libre del elemento $< 4h$	21,3,1,2	14
El ancho del elemento no $< 0,3h$ y 250mm	21,3,1,3	
El ancho del elemento, b_w , no debe exceder 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.	21.3.1.4	

Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 6

Figura 14 Detalle dimensiones de vigas



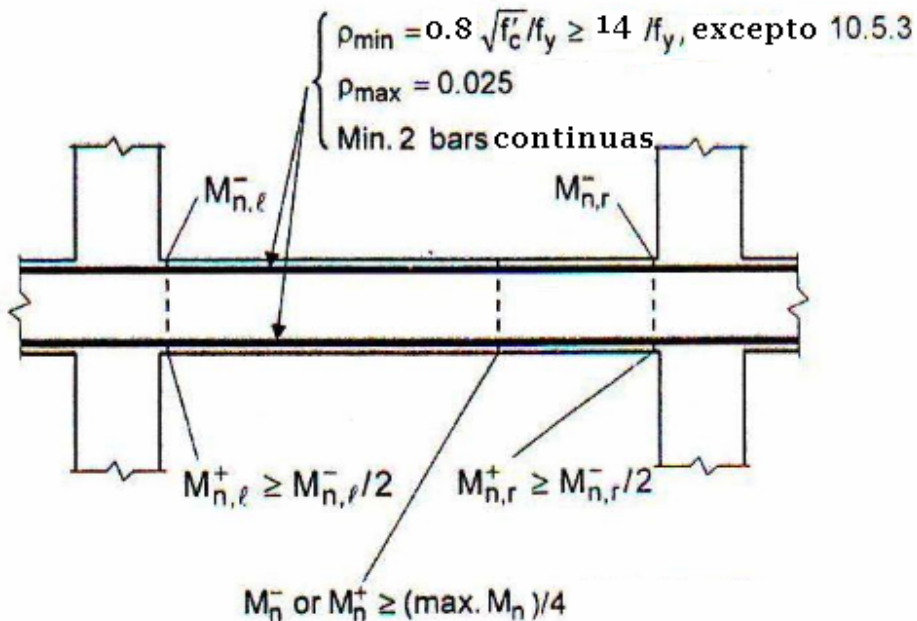
Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 6

Tabla VIII Detalles de refuerzo longitudinal de vigas

	Sección	Figura
refuerzo mínimo por flexión $0,8\sqrt{f_c} \cdot b \cdot w \cdot d / f_y$ ni menor que $1.4b \cdot w \cdot d / f_y$ excepto por lo dispuesto en 10.5.3	21,3,2,1	15
La cuantilla de refuerzo no debe de exceder 0,025		
2 barras deben disponerse en forma continua tanto en la parta superior e inferior		
La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.	21,3,2,2	
La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.		

Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 7

Figura 15 Detalles de refuerzo longitudinal de vigas



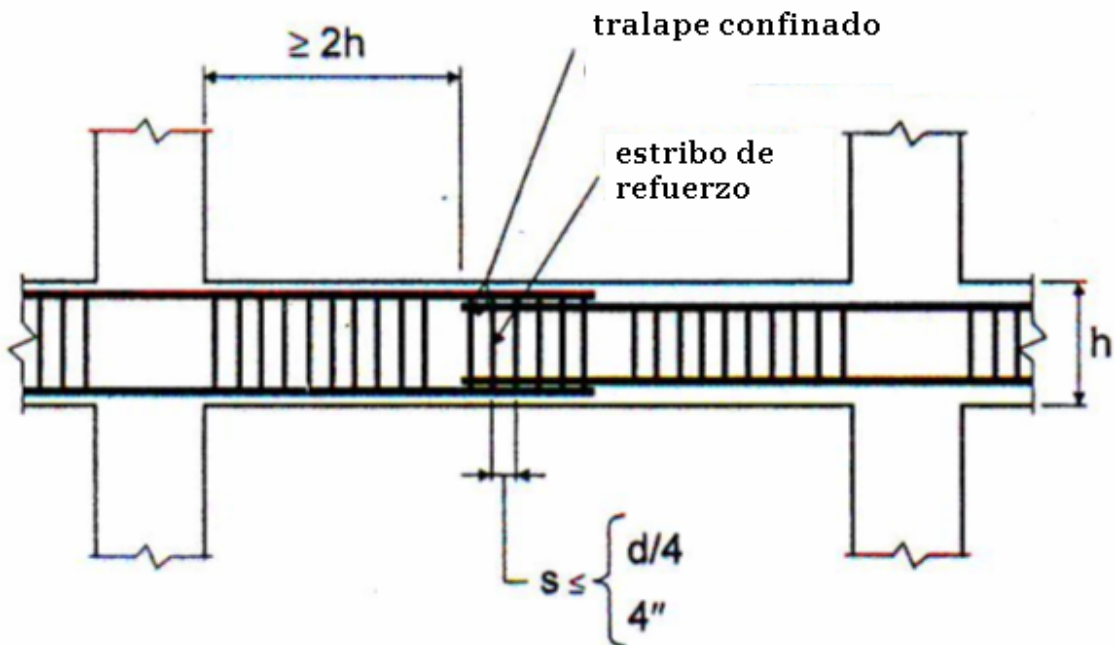
Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 7

Tabla IX Detalle de refuerzo transversal de vigas

	Sección	Figura
Sólo se permiten empalmes por traslape de refuerzo de flexión cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslape. El espaciamiento del refuerzo transversal que envuelve las barras traslapadas no debe Exceder el menor de $d/4$ ó 100 mm.	21,3,2,3	16
No deben emplearse empalmes por traslape: (a) dentro de los nudos, (b) en una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo, (c) donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.		
Los empalmes mecánicos deben cumplir con 21.2.6 y los empalmes soldados deben cumplir con 21.2.7.	21,3,2,4	-

Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 8

Figura 16 Detalle de refuerzo transversal de vigas



Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 8

Tabla X Espaciamientos de refuerzo transversal para vigas

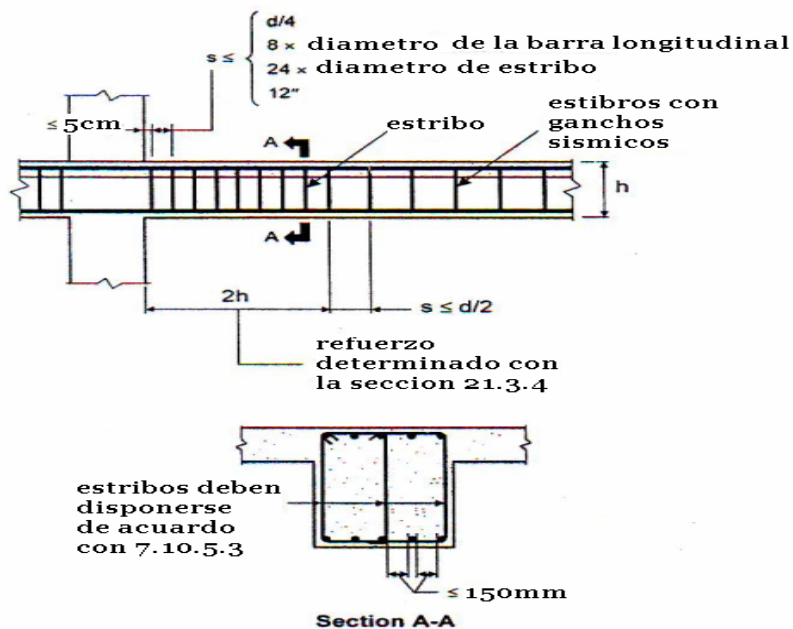
	Sección	Figura
<p>Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:</p> <p>(a) En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión;</p> <p>(b) En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.</p>	21,3,3,1	17
<p>El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:</p> <p>(a), (b), (c) y (d):</p> <p>(a) $d/4$;</p> <p>(b) ocho veces el diámetro de las barras Longitudinales más pequeñas;</p> <p>(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, y</p> <p>(d) 300 mm.</p>	21,3,3,2	17
<p>Cuando se requieran estribos cerrados de Confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral conforme a 7.10.5.3.</p>	21,3,3,3	17
<p>Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento</p>	21,3,3,4	17
<p>Los estribos que se requieran para resistir cortante deben ser estribos cerrados de confinamiento colocados en lugares dentro de los elementos de acuerdo con 21.3.3, 21.4.4 y 21.5.2.</p>	21,3,3,5	17

continua en la siguiente pagina

	Sección	Figura
<p>Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en elementos en flexión sean hechos hasta</p> <p>Con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos</p> <p>Que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus</p> <p>ganchos de 90° en lados opuestos del elemento en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinal aseguradas</p> <p>por los ganchos suplementarios están confinadas por una</p> <p>losa en un solo lado del elemento en flexión, los</p> <p>ganchos</p> <p>de 90° de los ganchos suplementarios deben ser colocados en dicho lado.</p>	21,3,3,6	18
<p>el refuerzo transversal debe diseñarse para resistir las fuerzas de corte</p>	21,3,4	17

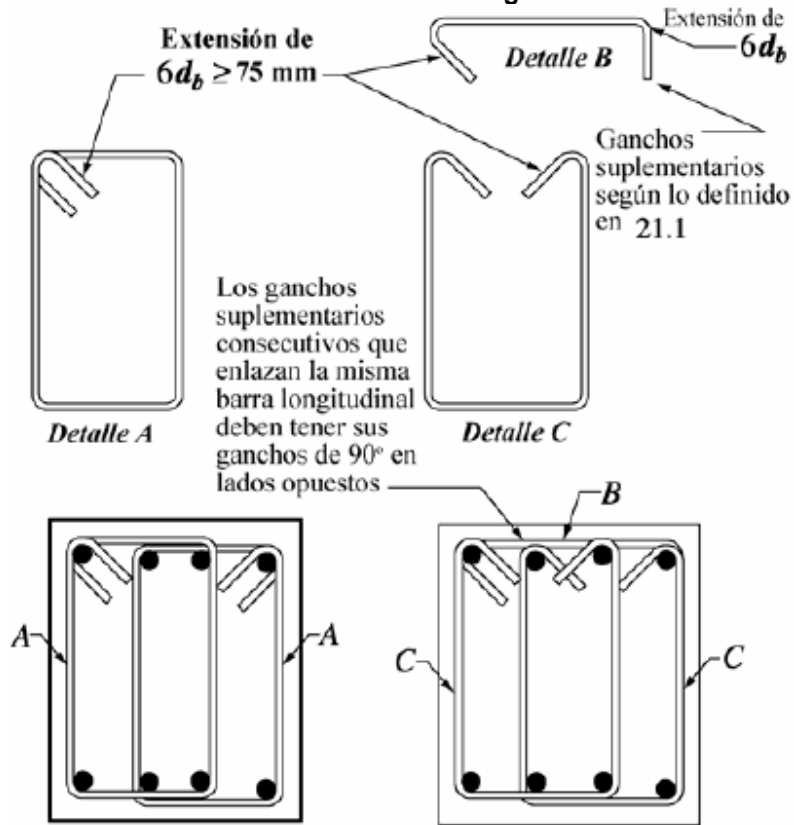
Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 9

Figura 17 Detalle de espaciamiento de estribos de confinamiento de vigas



Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 10

Figura 18 Detalle de estribos de confinamiento de vigas



Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 10

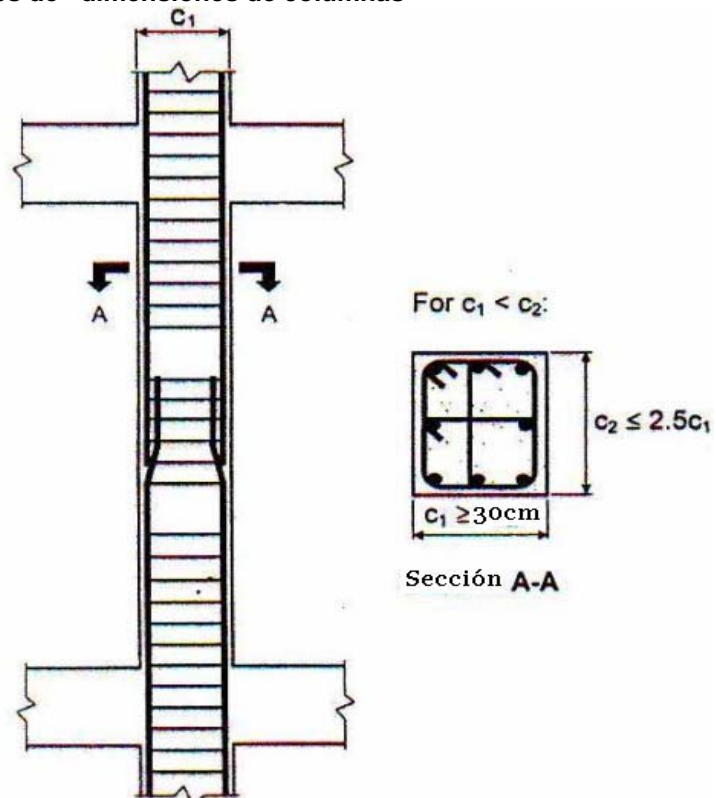
4.3 Columnas elementos sometidos a flexión y cara axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos

Tabla XI Detalle de dimensiones para columnas

	Sección	Figura
Elementos pertenecientes a pórticos especiales resistentes a Momento (a) que resisten fuerzas inducidas por sismos, y (b) que tienen una fuerza axial mayorada de compresión P_u que excede $A_g f_c' / 10$	21,4,1	–
La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm.	21,4,1,1	19
La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4	21,4,1,2	19

Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 12

Figura 19 Detalles de dimensiones de columnas



Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 12

Tabla XII Requerimientos del Código ACI 318-05 para columnas

	Sección	Figura
<p>Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (21-1).</p> $\sum M_{nc} \geq 6/5 \sum M_{nb}$ <p>$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.</p> <p>$\sum M_{nb}$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida a momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido en 8.10 debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.</p>	21,4,2,2	–
<p>Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación (21-1) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.</p>	21,3,3,3	–
<p>Cuando 21.4.2.2 no se satisface en un nudo, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben reforzarse transversalmente como se especifica en 21.4.4.1 a 21.4.4.3, en toda su longitud.</p>	21,4,2,3	–

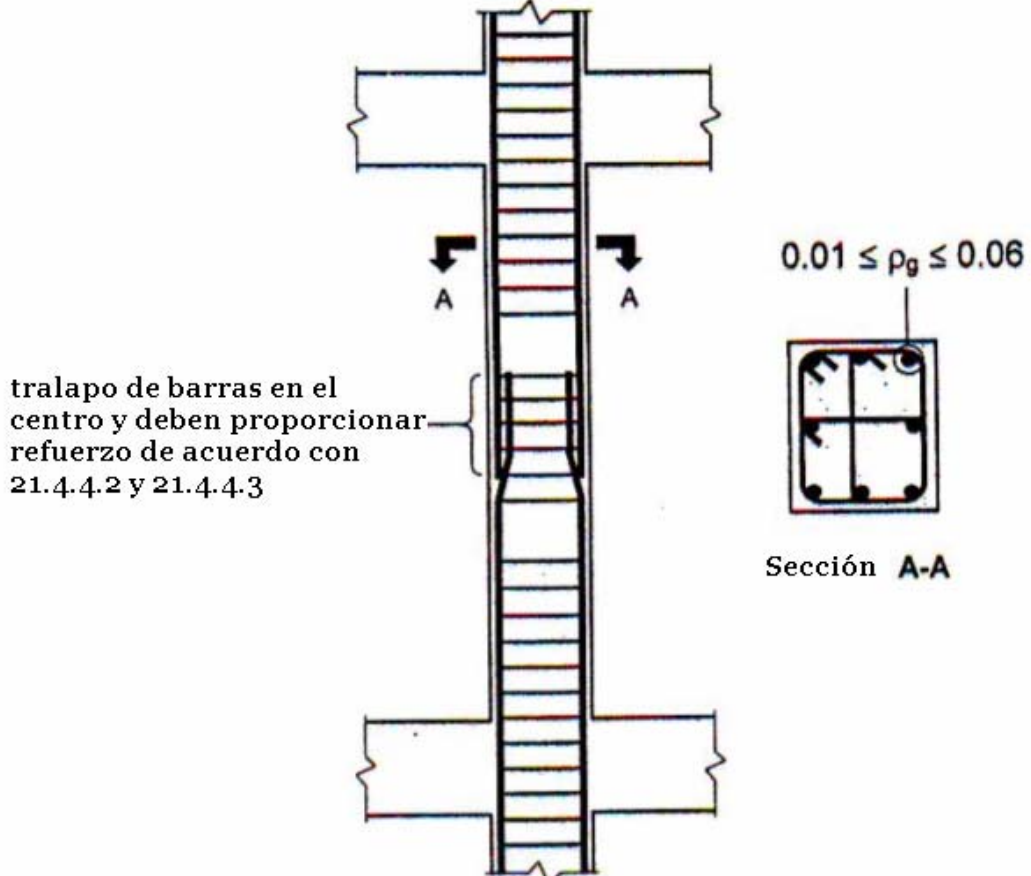
Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 13

Tabla XIII Detalles de refuerzo longitudinal de columnas

	Sección	Figura
El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$	21,4,3,1	
Los empalmes mecánicos deben cumplir 21.2.6. y los empalmes soldados deben cumplir 21.2.7. Los empalmes por traslape se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del elemento, deben diseñarse como empalmes por traslape de tracción y deben estar rodeados por refuerzo transversal que cumpla 21.4.4.2 y 21.4.4.3.	21,4,3,2	20

Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 14

Figura 20 Detalles de refuerzo longitudinal para columnas



Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 14

Tabla XIV Detalles de refuerzo transversal de columnas

	Sección	Figura
<p>El refuerzo transversal como se especifica en 21.4.4.1 a 21.4.4.3, debe suministrarse en una longitud L_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud L_o no debe ser menor que la mayor de (a), (b) y (c):</p> <p>(a) la altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión,</p> <p>(b) un sexto de la luz libre del elemento, y</p> <p>(c) 450 mm.</p>	21,4,4,4	21
<p>La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s, no debe ser menor que la requerida por la ecuación $\rho_s = 0,12 \cdot f_c / f_y t$ (21-2) y no debe ser menor que la requerida por la ecuación $\rho_s = 0,45(A_g/A_c - 1) f_c / f_y t$ (10-5)</p>	21,4,4,1 (a)	22
<p>El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh}, no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (21-3) y (21-4).</p> <p>$A_{sh} = 0,3(shc f_c / f_y t)[(A_g/A_{ch}) - 1]$ (21-3)</p> <p>$A_{sh} = 0,09shc f_c / f_y h$ (21-4)</p>	21,4,4,1 (b)	21
<p>El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento sencillos o múltiples. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal.</p>	21,4,4,1 (c)	21

Continúa en la siguiente página

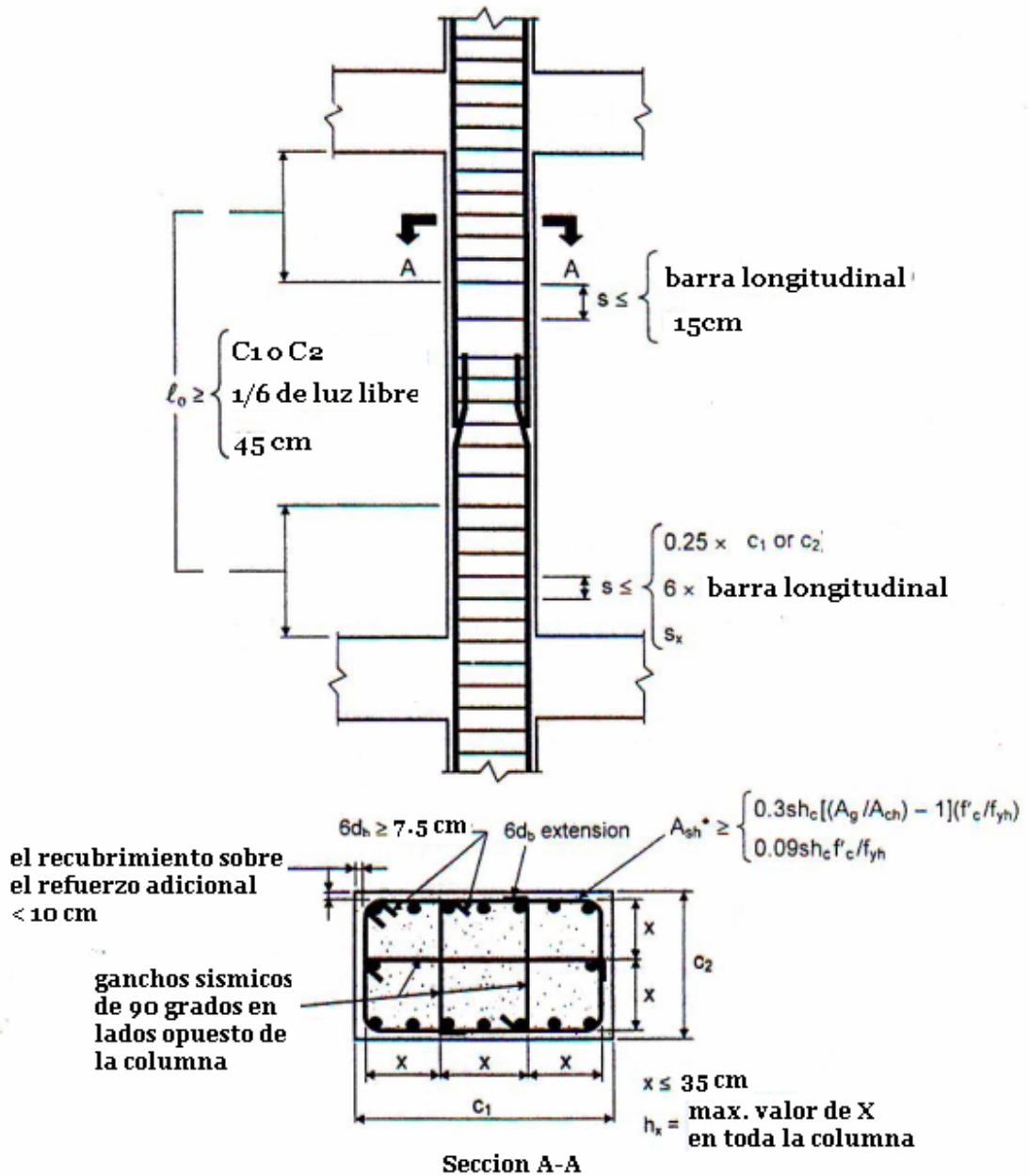
	Sección	Figura
<p>La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a), (b), y (c)</p> <p>(a) la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,</p> <p>(b) seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, y</p> <p>(c) s_o, según lo definido en la ecuación (21-5).</p> <p>$S_o = 100 + (350 - h_x) / 3$ (21-5)</p> <p>100 mm < S_o < 150 mm</p>	21,4,4,2	21
<p>El espaciamiento horizontal de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados de confinamiento múltiples, h_x, no debe exceder 350 mm medido centro a centro.</p> <p>Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135°, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm</p> <p>libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.</p>	21,4,4,4,3	
<p>libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.</p>	7,10,5,3	
<p>Cuando no se proporciona refuerzo transversal como se especifica en 21.4.4.1 a 21.4.4.3, a lo largo de toda la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento, s, medido de centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm.</p>	21,4,4,6	
<p>el refuerzo transversal debe ser proporcionado para que resistir la fuerza de corte</p>	21,4,5	

Continúa en la siguiente página

	Sección	Figura
<p>Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben estar Provistas de refuerzo transversal como se especifica en 21.4.4.1 a 21.4.4.3, en su altura total debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión axial en estos elementos, relacionada con el efecto sísmico, excede $A_g f_c' / 10$. El refuerzo transversal, tal como se especifica en 21.4.4.1 a 21.4.4.3 debe extenderse por lo menos la longitud de desarrollo en tracción, L_d , dentro del elemento discontinuo, donde L_d se determina de acuerdo con 21.5.4 utilizando el refuerzo longitudinal de mayor diámetro de la columna,. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, el refuerzo transversal, tal como se especifica en 21.4.4.1 a 21.4.4.3 debe extenderse dentro del muro por lo menos L_d de la mayor barra longitudinal de la columna en el punto en que termina. Si la columna termina en una zapata o una losa de cimentación, el refuerzo transversal, tal como se especifica en 21.4.4.1 a 21.4.4.3, debe extenderse por lo menos 300 mm en la zapata o losa de cimentación.</p>	21,4,4,5	23

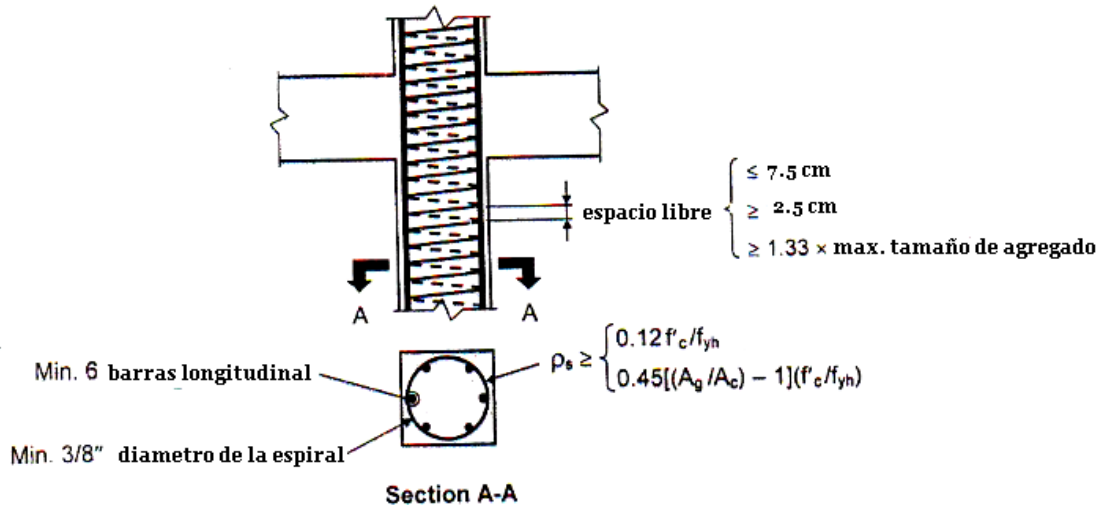
Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 16

Figura 21 Detalle de refuerzo transversal de columnas



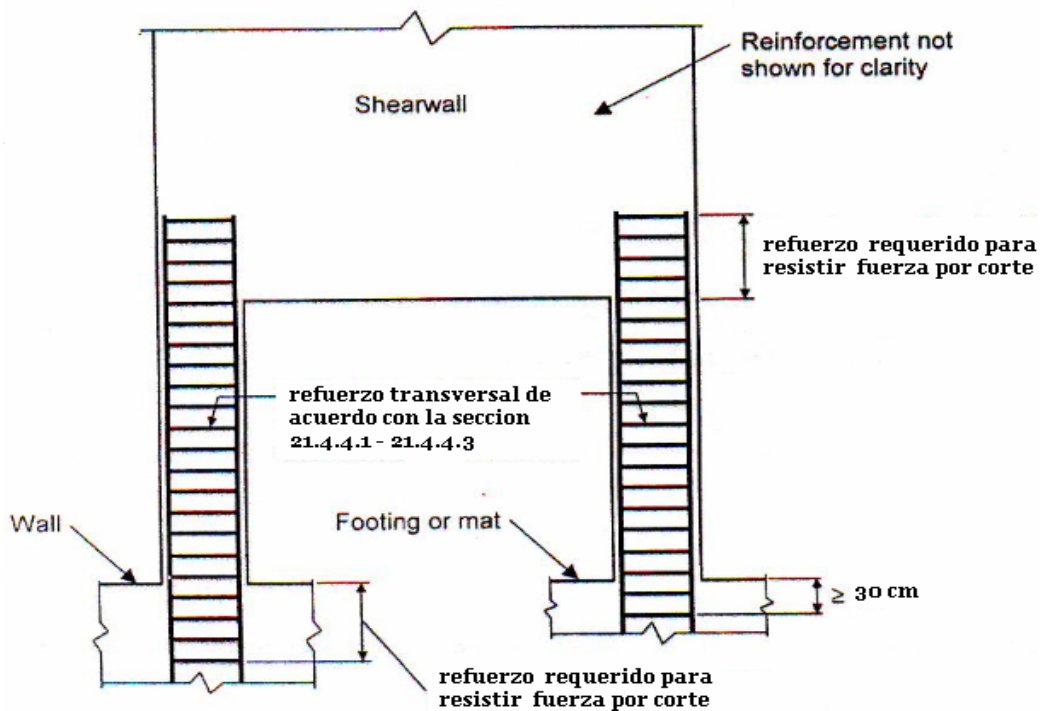
Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 17

Figura 22 Detalles de espiral para columnas



Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 18

Figura 23 Detalles de refuerzo para columnas



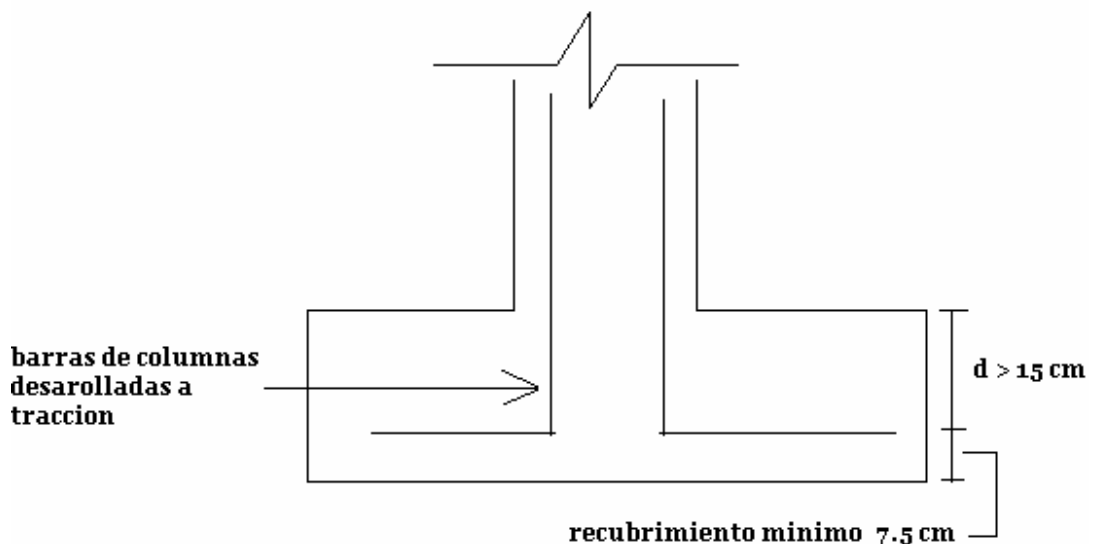
Fuente: David A. Fanella, *Seismic detailing of concrete buildings*, Pág. 18

4.4 Zapata

Tabla XV Requerimientos para el refuerzo de zapatas aisladas

	Sección	Figura
El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes.	15,2,2	–
En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.	15,4,3	–
La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el Suelo.	15,7	24
Se debe de proporcionar recubrimiento mínimo igual 7,5 cm cuando el hormigón este expuesto al suelo	7,7,1 a)	
El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resisten las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar totalmente desarrollado por tracción en la interfaz	21,10,2,1	

Figura 24 Detalles de zapatas aisladas



5. EJEMPLO DE DISEÑO DE MARCOS DE UN EDIFICIO

USO

Nivel 1 oficinas

Nivel 2 oficinas

Nivel 3 oficinas

Nivel 4 sin acceso

Ubicado en una zona de alto riesgo sísmico

Figura 25 Planta de edificio

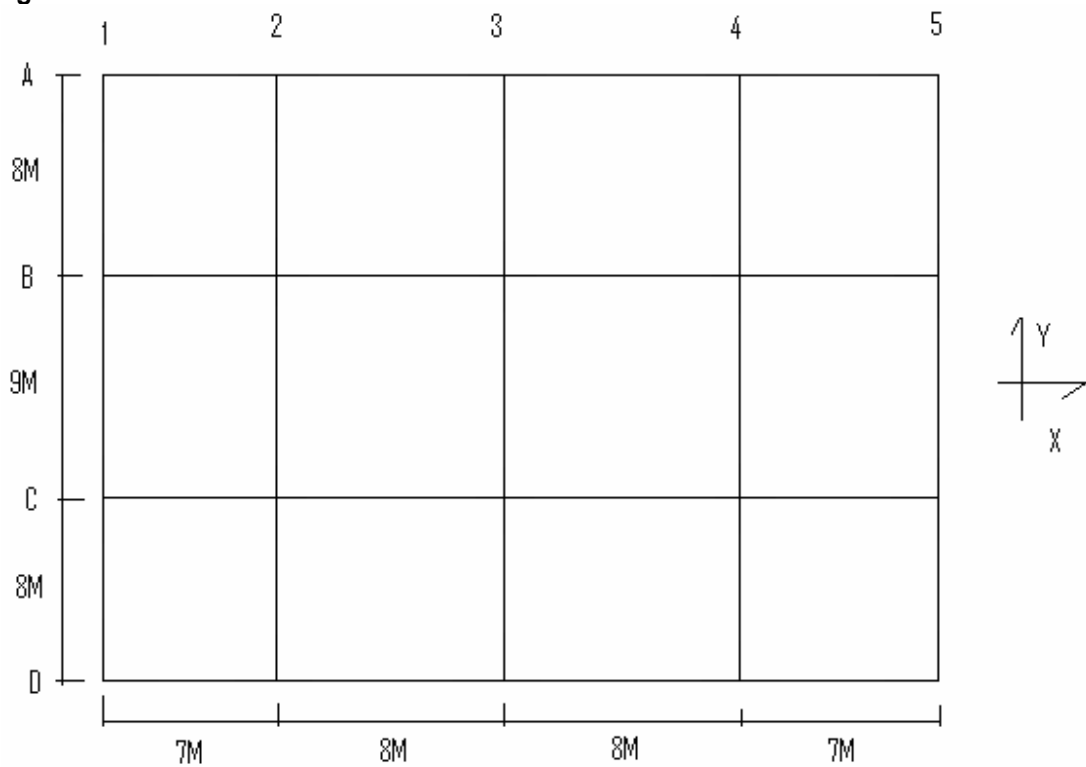


Figura 26 Elevación de edificio eje X

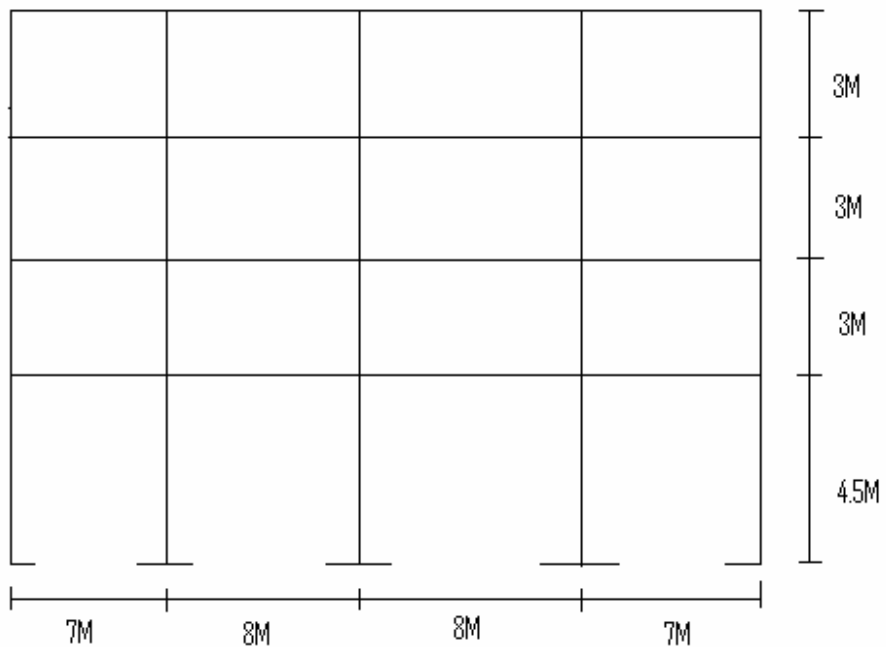
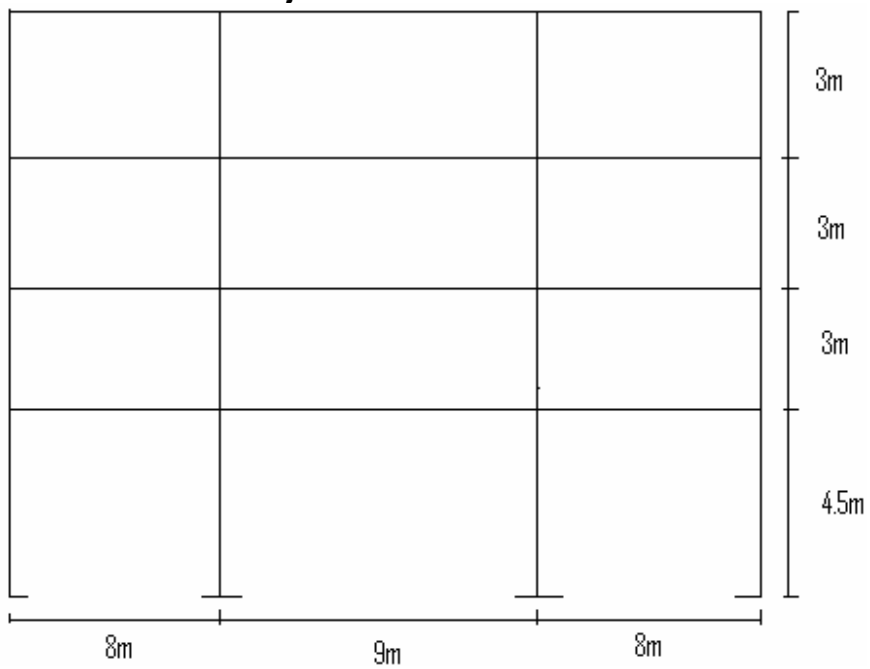


Figura 27 Elevación de edificio eje Y



Como los momentos máximos se presentan generalmente en las columnas externas y columnas de esquinas; esto se debe a que las columnas externas de una marco absorben momentos iguales a los que llegan al nudo y las columnas internas absorben momentos mas pequeños debido a la continuidad de vigas donde la diferencia de los momentos que llegan al nudo la absorbe la columna, como se puede ver en la figura 28 los momentos de las columnas 1 y 3 son mayores a las que absorben la columna 2. Ahora bien observe la figura 29 si colocamos un pequeño voladizo para el mismo marco este voladizo provoca un momento significativo y esto hace que el momento que le llega a la columna 1 y 3 sean menores.

Figura 28 Marco sin voladizo y momentos grandes

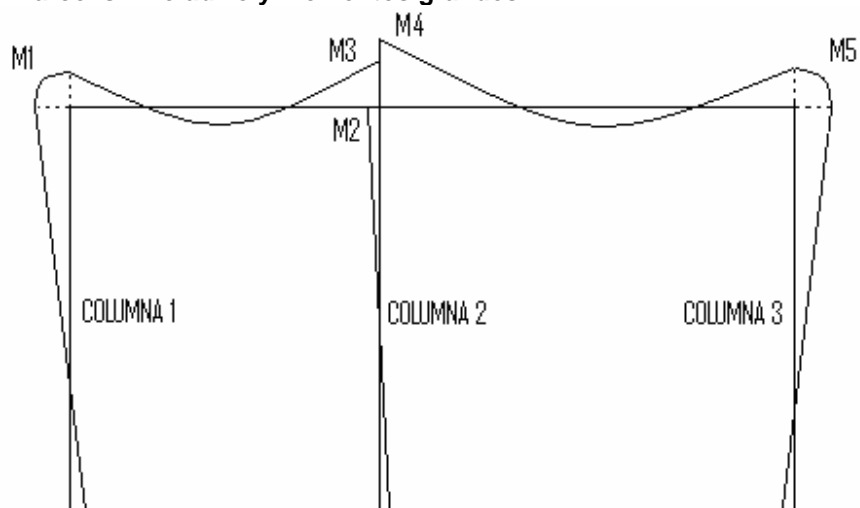
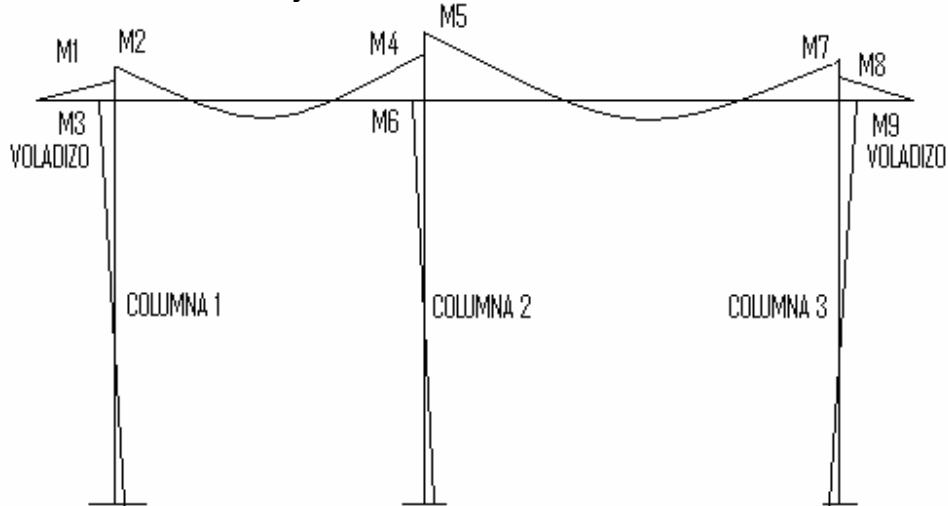


Figura 29 Marco con voladizo y momentos reducidos



El diseñador deberá tener presente que el criterio de diseño se fundamenta en una obra segura, confiable y económica por lo que si se presentan momentos grandes en columnas externas vamos a tener secciones grandes en dichas columnas y si al contrario colocamos secciones pequeñas estas requerirán cuantillas de acero muy grandes y por consiguiente las columnas serán poco económicas, lo que se pretende es llegar a reducir momentos, cuantillas costos. En el ejemplo anterior se aprecia que al colocar un voladizo reducimos momentos, por lo tanto la sección será menor y no requerirá cuantilla grande. Basados en esto a nuestra planta le colocaremos un voladizo para todos los niveles, el código ACI 318-05 en la sección 13.6.1.3 requiere que las longitudes de las luces contiguas medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir de la luz mayor en más de un tercio.

Como vemos en nuestra planta ver figura 25 tenemos longitudes de vanos en el eje Y de 8m en el eje X 7m, tomaremos la longitud de 7 metros y calcularemos nuestra longitud de voladizo máximo.

$$L = 7 \text{ m} / 3 = 2.33 \text{ m}$$

Así que tomaremos un voladizo de 1.5 m

Por lo tanto, nuestra planta y elevaciones cambian quedando de la siguiente forma

Figura 30 Planta con voladizo y distribución de columnas

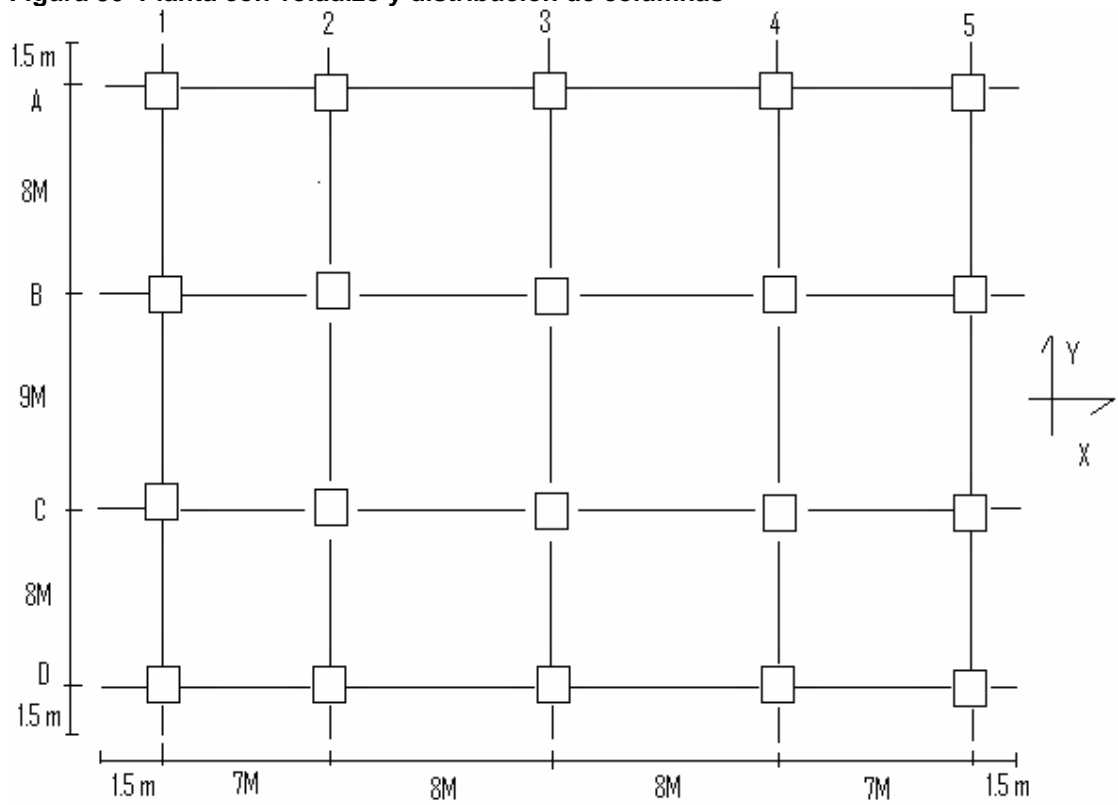


Figura 31 Elevación con voladizo en el sentido X

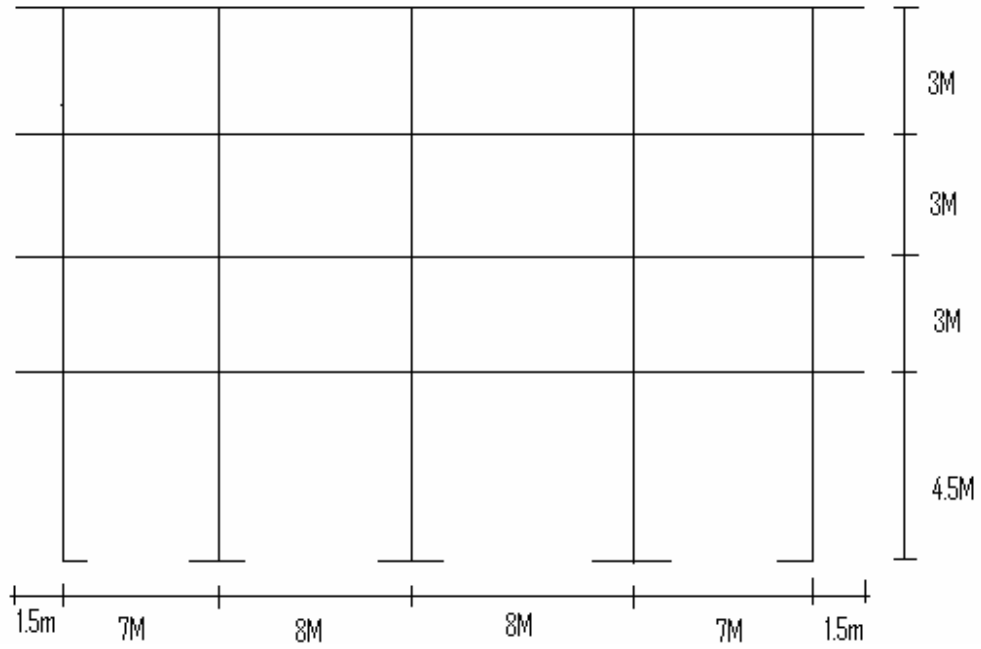
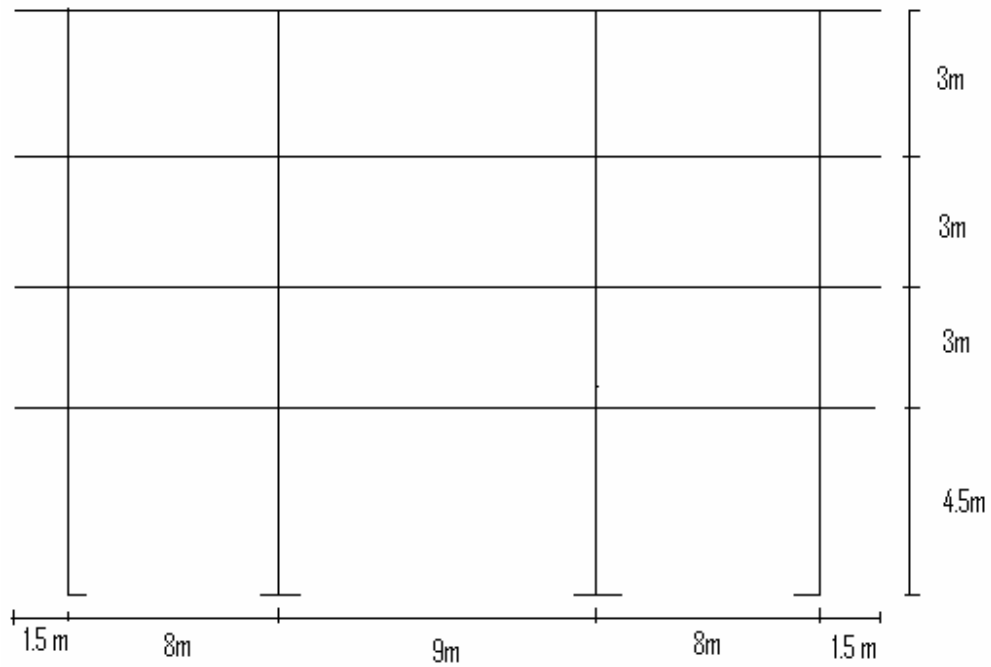


Figura 32 Elevación con voladizo en el sentido Y



5.1 Predimensionamiento

5.1.1 Vigas

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.1.3 requiere que la dimensión mínima para elementos controlados por flexión no debe de ser menor que a) 25cm y b) $0.3 \cdot h$ tomamos las longitudes de los vanos que tiene nuestro edificio y con el criterio de $8\%L$ por metro lineal calculamos nuestro peralte de nuestras vigas, las longitudes de los vanos las podemos ver en la figura 30.

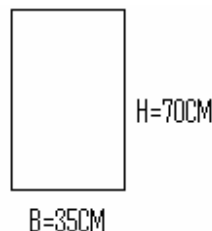
18 vigas de 8 m peralte $H = 8 \cdot 8\% = 64$ cm

8 vigas de 7 m peralte $H = 7 \cdot 8\% = 56$ cm

5 vigas de 9 m peralte $H = 9 \cdot 8\% = 72$ cm

En este caso vemos que tenemos mas vigas de 8 m, tomaremos un peralte de $H = 70$ cm. y una base igual a $B = H/2 = 70/2 = 35$ cm finalmente la sección de nuestras vigas quedan con las siguiente dimensiones:

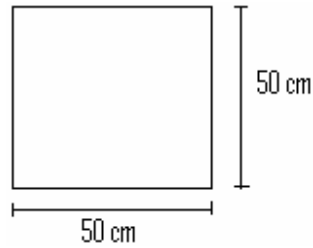
Figura 33 Sección de viga



5.1.2 Columnas

El código ACI 318-05 en la sección 21.4.1.1 requiere que la dimensión mínima que se debe tomar para una columna es 30cm, en la sección 21.4.1.2 requiere que la relación base altura no debe de ser menor de 0.4, basados con lo anterior proponemos columnas cuadradas con las siguientes dimensiones:

Figura 34 Sección de columna



5.1.3 Losas

Calculamos el espesor de la losa que tengan las dimensiones más grandes en este caso es de 8x9 m como se puede apreciar en la figura 30, primero debemos saber si trabaja en un sentido o en dos sentidos con la siguiente expresión:

a/b

donde:

a = es la dimensión corta de la losa

b = es la dimensión máxima de la losa

$$8/9=0.88$$

Si la relación a/b es menor que 0.5 se dice que trabaja en un sentido si es mayor que 0.5 trabaja en dos sentidos, en nuestro caso trabaja en dos sentidos y la forma usual de determinar el espesor es mediante la siguiente expresión:

$$t= P/180$$

Donde:

t = espesor de losa

p =perímetro de losa

$$t=2(9+8)/180= 0.19 \text{ m}= 19 \text{ cm}$$

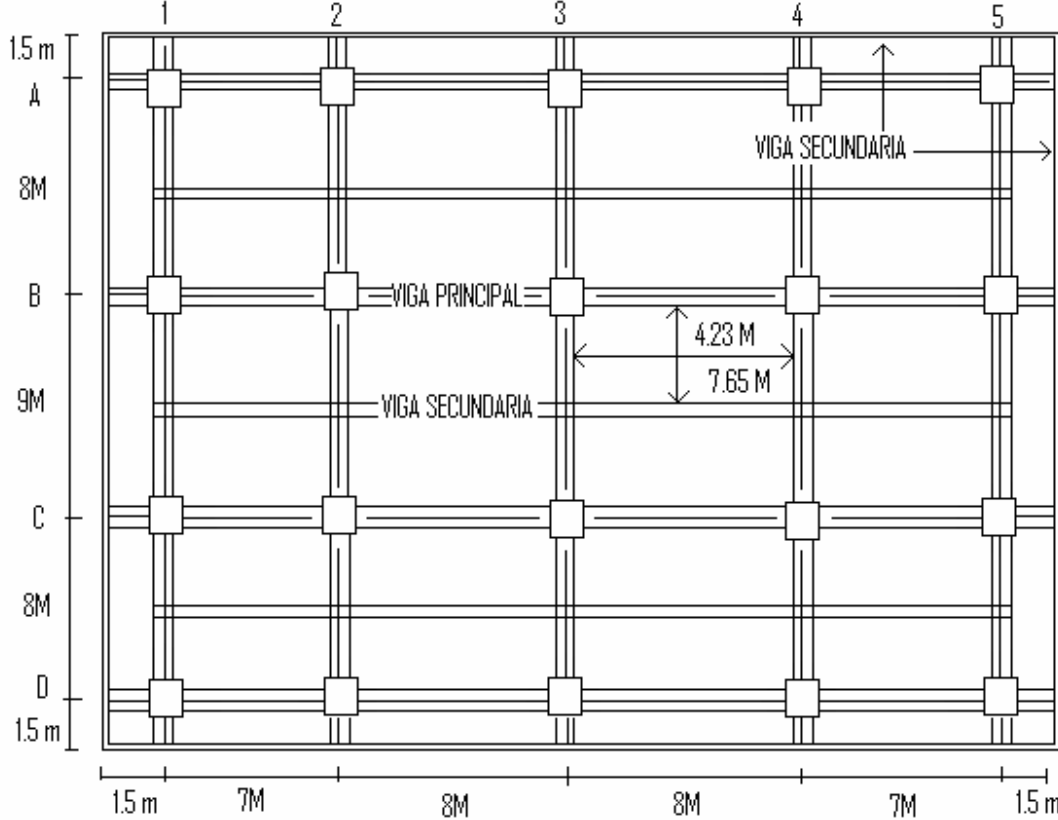
Vemos que nuestro espesor es muy grande por lo que en vez de losa maciza podríamos proponer losa nervurada, pero también podemos colocar vigas secundarias lo que se pretende al hacer uso de vigas secundarias es bajar espesor de losa, volumen de losa, por lo tanto se reduce nuestro corte basal para un estudio más detallado acerca de vigas secundarias ver tesis OPTIMIZACIÓN DE LOSAS MACIZAS MEDIANTE LA INCORPORACIÓN DE VIGAS T, Autor Luís Enrique León Avalos año 2005.

Las vigas secundarias se colocan en el sentido corto del área a cubrir como se puede ver en la figura 35, con esto tenemos losas con dimensiones más pequeñas. Siempre tomamos la losa con dimensiones más grandes en este caso tenemos 4.25 m x 7.7m primero chequeamos como trabaja $4.23/7.65 = 0.55$ trabaja en dos sentidos.

Espesor

$$t = 2(4.23 + 7.65) / 180 = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

Figura 35 Planta y posición de vigas secundarias

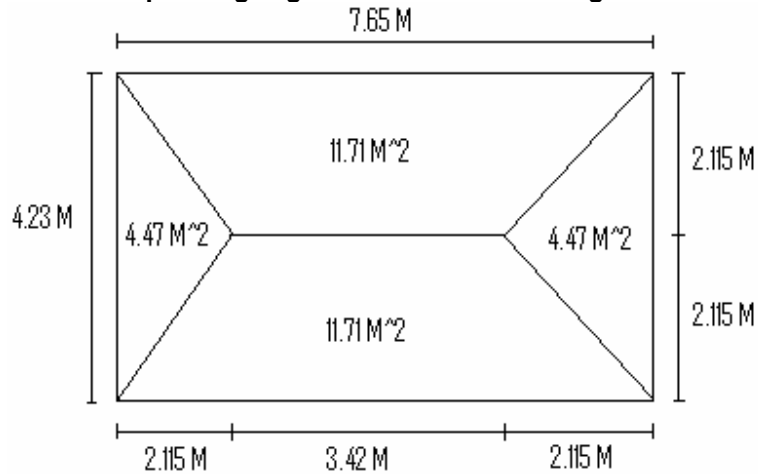


Con lo calculado anteriormente tenemos un espesor menor, en nuestra planta de nuestro edificio podemos ver que tenemos losas de diferentes espesores, tenemos de 13 cm, 12 cm y 11 cm; aquí proponemos una losa de 10 cm para los niveles 1, 2 y 3 al elegir este espesor lo único crítico es el corte que sufre en su extremos debido a la cargas gravitacionales. Para ello procedemos a chequear el corte de la siguiente manera recordemos que nuestro edificio será diseñado para oficinas por lo cual tenemos una carga viva de 250 kg/m², una sobrecarga de 40 kg/m².

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.4 * (2400 \text{ kg/m}^3 * 0.10 \text{ m} + 40 \text{ kg/m}^2) + 1.7 * (250 \text{ kg/m}^2) = 817 \text{ kg/m}^2$$

Figura 36 Corte inducido por cargas gravitacionales sobre viga



Cálculo de corte actuante en el sentido corto

$$V_{actuante} = 4.72 \text{ m}^2 \cdot 817 \text{ kg/m}^2 / 4.23 \text{ m} = 911.64 \text{ kg/m}$$

Cálculo de corte actuante en el sentido largo

$$V_{actuante} = 11.71 \text{ m}^2 \cdot 817 \text{ kg/m}^2 / 7.65 \text{ m} = 1250.60 \text{ kg/m}$$

$$V = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 280 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 7.5 \text{ cm} = 5,653.73 \text{ kg/m}$$

De esta forma se muestra que el corte que resiste la losa está muy por encima que el corte actuante. Para el cuarto nivel proponemos una losa de 9 cm puesto que es sin acceso y lo que se chequea es el corte como en el ejemplo anterior.

Figura 37 Espesor de losa nivel 1, 2 y 3



5.1.4 Vigas secundarias

En vigas secundarias proponemos vigas de sección T, estas tienen que cumplir con algunos requisitos que nos dice el ACI 318-05 la forma de predimensionar es la siguiente:

Para el peralte de la viga secundaria tomamos el criterio de de 6% de la luz a cubrir, en nuestro caso tomamos la luz mas grande que debe cubrir una viga secundaria.

$\text{Peralte} = 6\% * L = 6\% (8\text{m}) = 0.48\text{m} = 48\text{ cm}$ tomamos un peralte de 45cm

El código ACI 318-05 en la sección 8.11.2 requiere que la altura del nervio no debe exceder 3.5 veces la base del nervio por lo cual la base $b = h/3.5 = 45\text{ cm}/3.5 = 12.86$ tomaremos 20 cm.

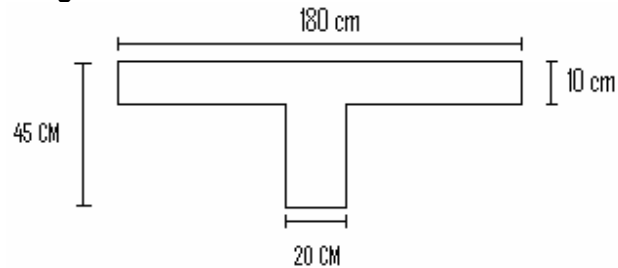
El código ACI 318-05 en la sección 8.10.2 requiere que el ancho del patín debe de cumplir con las siguientes condiciones; a) el ala de la viga no debe exceder $\frac{1}{4}$ de la luz y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder b) 8 veces el espesor de la losa y c) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

- a) $B \leq l/4 = 2\text{m}$
- b) $B = (2 * 8 * 10) + 20 = 180\text{ cm}$
- c) $B = l/2$ no aplica para este caso

Tomamos la menor dimensión de $B = 1.80\text{m} = 180\text{cm}$

El ancho sobre saliente de nuestra viga propuesta es 80 cm estamos dentro de la limitación.

Figura 38 Sección de viga T

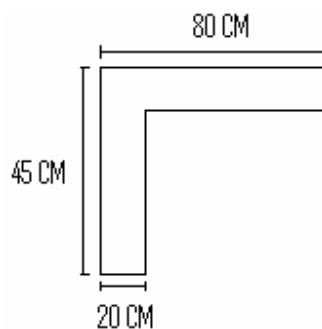


Como se ve en la figura 35 colocaremos una viga o nervio en todo el perímetro de la planta, esta la predimensionamos como la viga anterior el código ACI 318-05 en la sección 8.10.3 requiere que para vigas que tengan losa en un solo lado el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder a) $1/12$ de la luz de la viga, b) 6 veces el espesor de la losa y c) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

- a) $1/12 * 8m = 0.6667 m = 66.67 cm$
- b) $6 * 0.1 = 0.6 m = 60 cm$
- c) no aplica para este caso

Tomamos la más pequeña de 60 cm las dimensiones de nuestra viga

Figura 39 Sección de viga L



5.2 Cálculo de corte basal

Determinación de peso por nivel

Tabla XVI Peso de cuarto nivel

PESO NIVEL 4		kg
Losa	$0,09m^2 \cdot 2400kg/m^3 \cdot 33m \cdot 28m$	199584,00
Columna Cuadrada	$0,5m^2 \cdot 2400kg/m^3 \cdot 1,15m \cdot 20columnas$	13800,00
Viga principal	$0,61m \cdot 0,35m \cdot 2400kg/m^3 \cdot (4 \cdot 33m + 5 \cdot 28m)$	139373,00
Viga secundaria	$0,36m \cdot 0,2m \cdot 2400kg/m^3 \cdot (3 \cdot 30m + 28m \cdot 2 + 33m \cdot 2)$	36633,60
Sobre carga	$40kg/m^2 \cdot 28m \cdot 33m$	36960,00
W4		426350,60

Tabla XVII Peso de tercer y segundo nivel

PESO NIVEL 3 Y 2		kg
Losa	$0,1m^2 \cdot 2400kg/m^3 \cdot 33m \cdot 28m$	221760
Columna cuadrada	$0,5m^2 \cdot 2400kg/m^3 \cdot 2,30m \cdot 20columnas$	27600
Viga principal	$0,6m \cdot 0,35m \cdot 2400kg/m^3 \cdot (4 \cdot 33m + 5 \cdot 28m)$	137088
Viga secundaria	$0,35m \cdot 0,2m \cdot 2400kg/m^3 \cdot (3 \cdot 30m + 2 \cdot 33m + 2 \cdot 28m)$	25536
Sobre carga	$40kg/m^2 \cdot 28m \cdot 33m$	36960
Sillar	$1m^3 \cdot 160kg/m^2 \cdot 2 \cdot (25m + 30m)$	17600
Vidrio	$1,3m^3 \cdot 5kg/m^2 \cdot 2 \cdot (25m + 30m)$	715
W3 Y W2		467259

Tabla XVIII peso de nivel 1

PESO NIVEL 1		kg
Losa	$0,1m^2 \cdot 2400kg/m^3 \cdot 33m \cdot 28m$	221760
Columna cuadrada	$0,5m^2 \cdot 2400kg/m^3 \cdot 5,30m \cdot 20columnas$	63600
Viga principal	$0,6m \cdot 0,35m \cdot 2400kg/m^3 \cdot (4 \cdot 33m + 5 \cdot 28m)$	137088
Viga secundaria	$0,35m \cdot 0,2m \cdot 2400kg/m^3 \cdot (3 \cdot 30m + 2 \cdot 33m + 2 \cdot 28m)$	25536
Sobre carga	$40kg/m^2 \cdot 28m \cdot 33m$	36960
Sillar	$1m^3 \cdot 160kg/m^2 \cdot 2 \cdot (25m + 30m)$	17600
Vidrio	$1,3m^3 \cdot 5kg/m^2 \cdot 2 \cdot (25m + 30m)$	715
W1		503259

Tabla XIX Peso total de edificio

PESO DE EDIFICIO						
Descripción	4	3	2	1	WT	%
Losa	199584,00	221760,00	221760,00	221760,00	864864,00	46,40%
Col cuadrada	13800,00	27600,00	27600,00	63600,00	132600,00	7,11%
Viga principal	139373,00	137088,00	137088,00	137088,00	550637,00	29,54%
Viga secundaria	36633,60	25536,00	25536,00	25536,00	113241,60	6,07%
Sobre carga	36960,00	36960,00	36960,00	36960,00	147840,00	7,93%
Sillar	0,00	17600,00	17600,00	17600,00	52800,00	2,83%
Vidrio	0,00	715,00	715,00	715,00	2145,00	0,12%
WT	426350,60	467259,00	467259,00	503259,00	1864127,60	100,00%

El código UBC 1997 en la sección 1630.2.1 requiere que el esfuerzo de corte basal total diseño en una dirección determinada debe determinarse en base a la siguiente formula:

$$V = \frac{C_v W}{RT} \quad \text{CASO 1}$$

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe exceder lo siguiente:

$$V = \frac{2.5C_a I W}{R} \quad \text{CASO 2}$$

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe ser menor de lo siguiente:

$$V = 0.11C_a I W \quad \text{CASO 3}$$

Además para la zona sísmica 4, el esfuerzo de corte basal total también debe no ser menor de lo siguiente:

$$V = \frac{0.8Z N_v I W}{R} \quad \text{CASO 4}$$

Donde:

C_v = Coeficiente sísmico, como se establece en la tabla 16-R del UBC, usar $0.64N_v$

I = Factor de importancia que proporciona la tabla 16-K del UBC, usar 1.

R = coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales como se establecen en las tablas 16-N o 16- P, para esto caso usar 8.5.

T = Periodo de vibración elástico fundamental, en segundos, de la estructura en la dirección bajo consideración.

C_a = coeficiente sísmico, como se establece en la tabla 16-Q del UBC, usar $0.44N_a$.

Z = Factor de zona sísmica que proporciona la tabla 16-I del UBC, usar un factor de 0.4.

N_v = Factor de cercanía a la fuente, utilizado en la determinación de C_v en la zona sísmica 4 relativo a la proximidad de la edificación o estructura a fallas conocidas con magnitudes y tasa de deslizamiento como se establece en las tablas 16-T y 16-U del UBC, tomar un factor 1.

N_a = Factor de cercanía a la fuente de origen utilizado al determinar C_a en la zona sísmica 4 relativo a la proximidad de la edificación o estructura a fallas conocidas con magnitudes y relaciones de deslizamiento como se establecen en las tablas 16-S y 16-U, tomar un factor igual a 1.

W = carga muerta sísmica total de la estructura

V = esfuerzo de corte basal

El periodo de la estructura lo encontramos con la siguiente formula:

$$T = Ct(Hn)^{(3/4)}$$

Donde:

T= periodo en segundos

Ct =coeficiente numérico para cálculo de periodo, para pórticos de hormigón armado usar 0.0731

Hn = altura en metros del edificio

$$T=0.0731(13.5m)^{(3/4)}= 0.51\text{segundos}$$

Cálculo de corte basal todos los casos

$$V = \frac{0.64*1.00}{8.5*0.51} * 1864127.60 = 275,211.46 \text{ kg} \quad \text{CASO 1}$$

$$V = \frac{2.5*0.44*1}{8.5} * 1864127.60 = 241,240.04 \text{ kg} \quad \text{CASO 2}$$

$$V = 0.11*0.44*1 * 1864127.60 = 90,223.76 \text{ kg} \quad \text{CASO 3}$$

$$V = \frac{0.8*1*1*1}{8.5} * 1864127.60 = 175,447.30 \text{ kg} \quad \text{CASO 4}$$

Recuerde que el caso 1 no debe de exceder el casos 2 y no debe ser menor que el caso 3 además no debe de ser menor que el caso 4. Finalmente nuestro esfuerzo Basal es 241240.04 kg.

5.3 Repartición de fuerzas por niveles

La repartición de fuerzas en los niveles se hace con la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{(F_t - V)W_x H_x}{\sum W_i H_i}$$

Donde:

F_t = fuerza concentrada en la cúspide

F_x = fuerza por nivel

V = corte basal

W_x = peso por nivel

H_x = altura de nivel

El código UBC en la sección 1630.5 establece que F_t debe calcularse con la fórmula siguiente:

$$F_t = 0.07TV$$

F_t no debe exceder el 25% de el esfuerzo basal total y se puede despreciarse cuando el periodo de vibración elástico es menor que 0.7 segundos.

La repartición de fuerza por nivel para el eje X y Y son las mismas ya que los dos tienen la misma magnitud de corte basal.

Tabla XX Repartición de fuerzas por nivel

NIVEL	W_x (kg)	H_x (m)	$W_x H_x$ (kg-m)	F_x (kg)
4	426350,60	13,50	5755733,10	84505,40
3	467259,00	10,50	4906219,50	72032,88
2	467259,00	7,50	3504442,50	51452,06
1	503259,00	4,50	2264665,50	33249,71
	1864127,60		16431060,60	241240,05

5.4 Integración de cargas gravitacionales

Nótese que solo se hará la integración de cargas para los marcos A y 2 ya que solo esos serán analizados.

Nivel 4

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 0.09 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 216 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{sobre carga}} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{cm}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{sobre carga}} = 256 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{vigas}} = 0.61 \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 512.40 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{vigas secundarias}} = 0.36 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 172.80 \text{ kg/m}$$

Carga viva:

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

Nivel 3, 2, 1

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 0.10 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{sobre carga}} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{sillar}} = 160 \text{ kg/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 160 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{vidrio}} = 5 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.3 \text{ m} = 6.5 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{cm}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{sobre carga}} = 280 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{vigas}} = 0.60 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 504.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{vigas secundarias}} = 0.35 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 168.00 \text{ kg/m}$$

Carga viva:

$$W_{\text{cv}} = 250 \text{ kg/m}^2$$

Las áreas tributarias del marco A son trapecios y las áreas tributarias del marco 2 son triángulos como se ve en la figura 41 y 42, tendremos que trabajar algunas vigas secundarias por que estas tienen un efecto sobre las vigas principales del marco 2, las vigas secundarias están apoyadas sobre las vigas del marco 2 estas generan cargas puntuales sobre dichos miembros, para determinar las áreas utilizaremos las siguiente expresiones:

Figura 40 Área de trapecio y triángulo

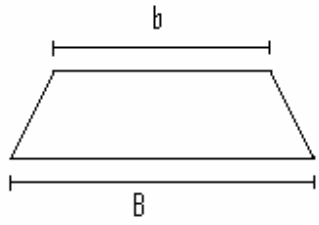
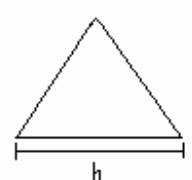
TRAPECIO		TRIANGULO	
	B=base mayor		b=base
	b=base menor		h=altura
	h=altura		A = área
	A=área		
$A = \frac{(B+b) \cdot h}{2}$		$A = \frac{b \cdot h}{2}$	

Figura 41 Áreas tributarias de marco A

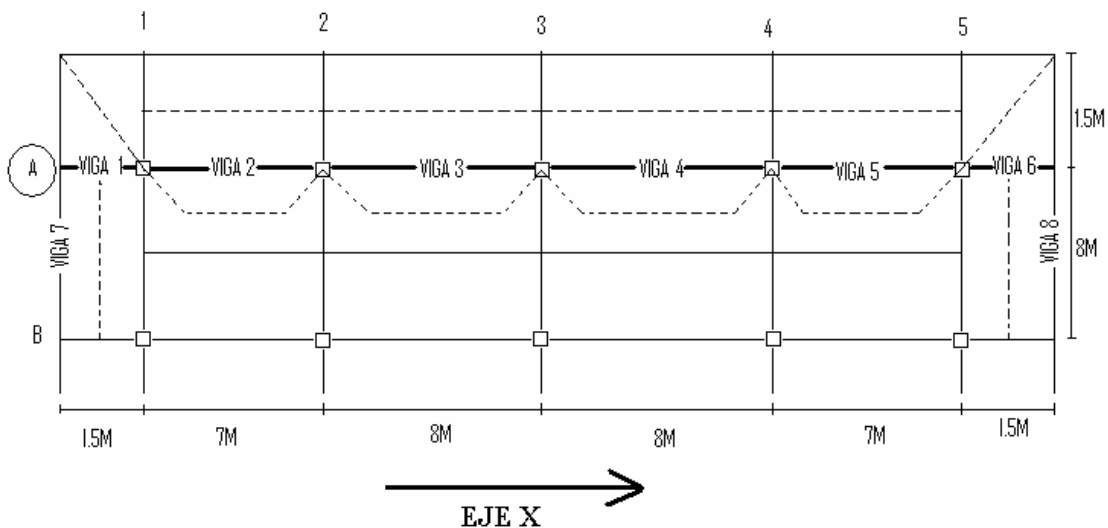
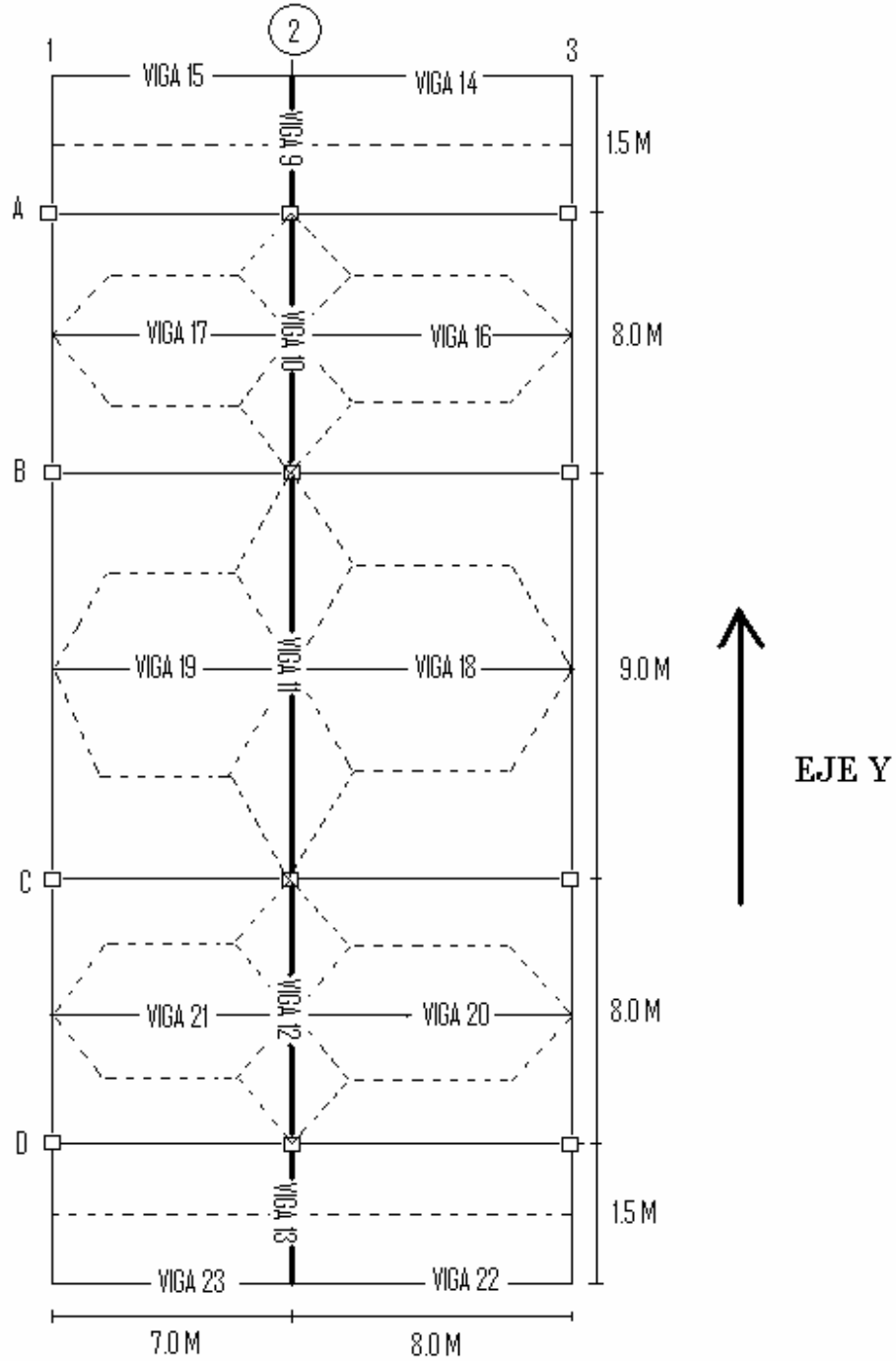


Figura 42 Áreas tributarias para marco 2



Obteniendo las cargas superficialmente distribuidas y las áreas, podemos proceder a determinar las cargas lineales para cada viga. Para convertir una carga superficial distribuida a una carga lineal tenemos que utilizar la siguiente expresión:

$$W_{cm} = \frac{W_{cm} * A}{L}$$

Donde:

W_{cm} = carga superficialmente distribuida en kg/m^2

A = área tributaria en m^2

L = longitud en m

Tabla XXI Integración de cargas para vigas de nivel 4

NIVEL 4										
ELEMENTO	AREA	Wviga	Wsillar	Wvidrio	Wcm	Wcv	longitud	Wcm	Wcm	Wcv
	m ²	kg/m	kg/m	kg/m	Kg/m ²	kg/m ²	m	kg/m	total	kg/m
V1	2,12	512,4	0	0	256	100	1,50	361,81	874,21	141,33
V2	15,25	512,4	0	0	256	100	7,00	557,71	1070,11	217,86
V3	18,00	512,4	0	0	256	100	8,00	576,00	1088,40	225,00
V4	18,00	512,4	0	0	256	100	8,00	576,00	1088,40	225,00
V5	15,25	512,4	0	0	256	100	7,00	557,71	1070,11	217,86
V6	2,12	512,4	0	0	256	100	1,50	361,81	874,21	141,33
V7	6,00	172,8	0	0	256	100	8,00	192,00	364,80	75,00
V8	6,00	172,8	0	0	256	100	8,00	192,00	364,80	75,00
V9	0,00	512,4	0	0	256	100	1,50	0,00	512,40	0,00
V10	16,00	512,4	0	0	256	100	8,00	512,00	1024,40	200,00
V11	20,24	512,4	0	0	256	100	9,00	575,72	1088,12	224,89
V12	16,00	512,4	0	0	256	100	8,00	512,00	1024,40	200,00
V13	0,00	512,4	0	0	256	100	1,50	0,00	512,40	0,00
V14	6,00	172,8	0	0	256	100	8,00	192,00	364,80	75,00
V15	5,25	172,8	0	0	256	100	7,00	192,00	364,80	75,00
V16	24,00	172,8	0	0	256	100	8,00	768,00	940,80	300,00
V17	20,00	172,8	0	0	256	100	7,00	731,43	904,23	285,71
V18	25,88	172,8	0	0	256	100	8,00	828,16	1000,96	323,50
V19	21,38	172,8	0	0	256	100	7,00	781,90	954,70	305,43
V20	24,00	172,8	0	0	256	100	8,00	768,00	940,80	300,00
V21	20,00	172,8	0	0	256	100	7,00	731,43	904,23	285,71
V22	6,00	172,8	0	0	256	100	8,00	192,00	364,80	75,00
V23	5,25	172,8	0	0	256	100	7,00	192,00	364,80	75,00

Tabla XXII Integración de cargas para vigas de 1, 2 y 3 nivel

NIVEL 3, 2, 1										
ELEMENTO	AREA m ²	Wviga kg/m	Wsillar kg/m	Wvidrio kg/m	Wcm kg/m ²	Wcv kg/m ²	longitud m	Wcm kg/m	Wcm total	Wcv kg/m
V1	2,12	504	0	0	280	250	1,50	395,73	899,73	353,33
V2	15,25	504	160	6,5	280	250	7,00	776,50	1280,50	544,64
V3	18,00	504	160	6,5	280	250	8,00	796,50	1300,50	562,50
V4	18,00	504	160	6,5	280	250	8,00	796,50	1300,50	562,50
V5	15,25	504	160	6,5	280	250	7,00	776,50	1280,50	544,64
V6	2,12	504	0	0	280	250	1,50	395,73	899,73	353,33
V7	6,00	168	0	0	280	250	8,00	210,00	378,00	187,50
V8	6,00	168	0	0	280	250	8,00	210,00	378,00	187,50
V9	0,00	504	0	0	280	250	1,50	0,00	504,00	0,00
V10	16,00	504	0	0	280	250	8,00	560,00	1064,00	500,00
V11	20,24	504	0	0	280	250	9,00	629,69	1133,69	562,22
V12	16,00	504	0	0	280	250	8,00	560,00	1064,00	500,00
V13	0,00	504	0	0	280	250	1,50	0,00	504,00	0,00
V14	6,00	168	0	0	280	250	8,00	210,00	378,00	187,50
V15	5,25	168	0	0	280	250	7,00	210,00	378,00	187,50
V16	24,00	168	0	0	280	250	8,00	840,00	1008,00	750,00
V17	20,00	168	0	0	280	250	7,00	800,00	968,00	714,29
V18	25,88	168	0	0	280	250	8,00	905,80	1073,80	808,75
V19	21,38	168	0	0	280	250	7,00	855,20	1023,20	763,57
V20	24,00	168	0	0	280	250	8,00	840,00	1008,00	750,00
V21	20,00	168	0	0	280	250	7,00	800,00	968,00	714,29
V22	6,00	168	0	0	280	250	8,00	210,00	378,00	187,50
V23	5,25	168	0	0	280	250	7,00	210,00	378,00	187,50

Donde:

Pcm1 y Pcm2 = reacción de viga

Pcm = carga puntual que llega a columna

W1 y W2 = carga distribuida linealmente

L = longitud de viga

Tabla XXIII Reacciones de vigas secundarias del cuarto nivel

NIVEL 4					
ELEMENTO	Wcmt (kg/m)	Wcv (kg/m)	Longitud (m)	Pcm (kg)	Pcv (kg)
V7	364,80	75,00	8	1459,20	300,00
V8	364,80	75,00	8	1459,20	300,00
V14	364,80	75,00	8	1459,20	300,00
V15	364,80	75,00	7	1276,80	262,50
V16	940,80	300,00	8	3763,20	1200,00
V17	904,23	285,71	7	3164,81	999,99
V18	1000,96	323,50	8	4003,84	1294,00
V19	954,70	305,43	7	3341,45	1069,01
V20	940,80	300,00	8	3763,20	1200,00
V21	904,23	285,71	7	3164,81	999,99
V22	364,80	75,00	8	1459,20	300,00
V23	364,80	75,00	7	1276,80	262,50

Tabla XXIV Carga puntual de vigas principales de nivel cuatro

NIVEL 4		
ELEMENTO	Pcm (kg)	Pcv (kg)
V1	1459,20	300,00
V6	1459,20	300,00
V9	2736,00	562,50
V10	6928,01	2199,99
V11	7345,29	2363,01
V12	6928,01	2199,99
V13	2736,00	562,50

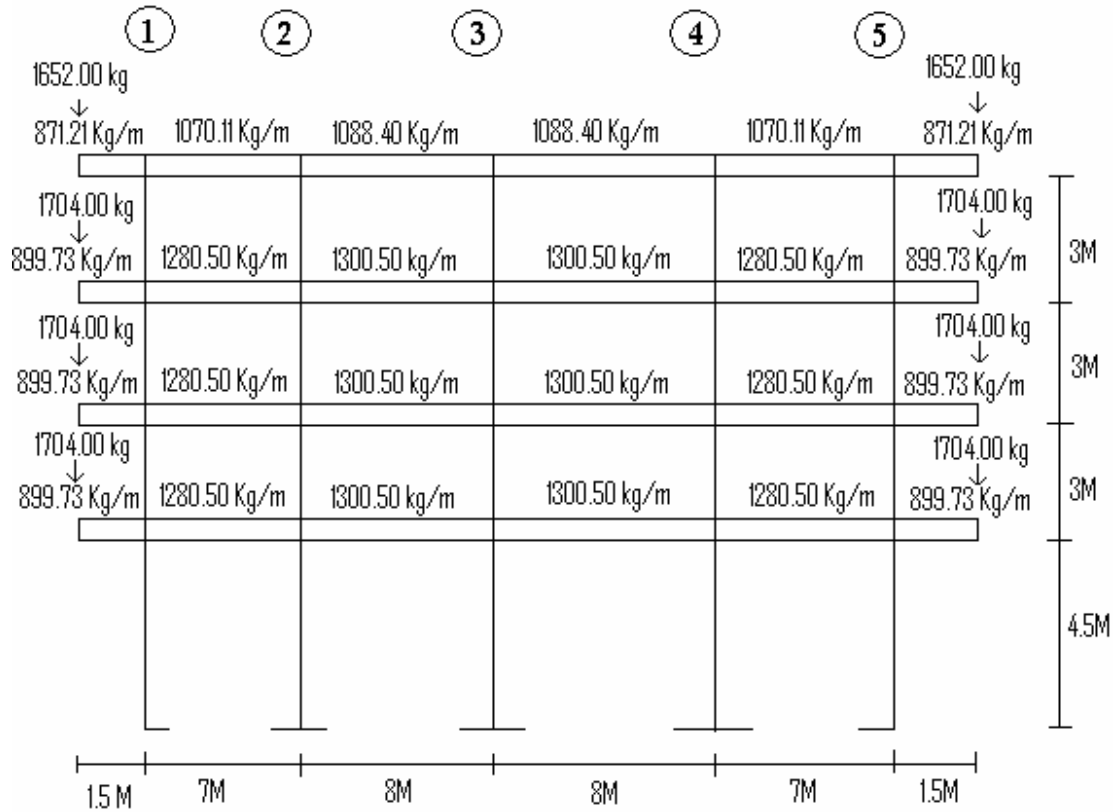
Tabla XXV Reacciones de vigas secundarias de 1, 2 y 3 nivel

NIVEL 3, 2, 1					
ELEMENTO	Wcmt (kg/m)	Wcv (kg/m)	Longitud (m)	Pcm (kg)	Pcv (kg)
V7	378,00	187,50	8	1512,00	750,00
V8	378,00	187,50	8	1512,00	750,00
V14	378,00	187,50	8	1512,00	750,00
V15	378,00	187,50	7	1323,00	656,25
V16	1008,00	750,00	8	4032,00	3000,00
V17	968,00	714,29	7	3388,00	2500,02
V18	1073,80	808,75	8	4295,20	3235,00
V19	1023,20	763,57	7	3581,20	2672,50
V20	1008,00	750,00	8	4032,00	3000,00
V21	968,00	714,29	7	3388,00	2500,02
V22	378,00	187,50	8	1512,00	750,00
V23	378,00	187,50	7	1323,00	656,25

Tabla XXVI Carga puntual sobre vigas principales de 1, 2 y 3 nivel

NIVEL 3, 2, 1		
ELEMENTO	Pcm (kg)	Pcv (kg)
V1	1512,00	750,00
V6	1512,00	750,00
V9	2835,00	1406,25
V10	7420,00	5500,02
V11	7876,40	5907,50
V12	7420,00	5500,02
V13	2835,00	1406,25

Figura 44 Cargas muerta de marco A



Nótese que en las figuras 44 y 46 se incluyó el total de carga muerta aunque el análisis estructural se hará con un programa de computación SAP2000 el peso propio de las vigas deberá restárselas porque dicho programa suma el peso propio automáticamente.

Figura 45 Carga viva de marco A

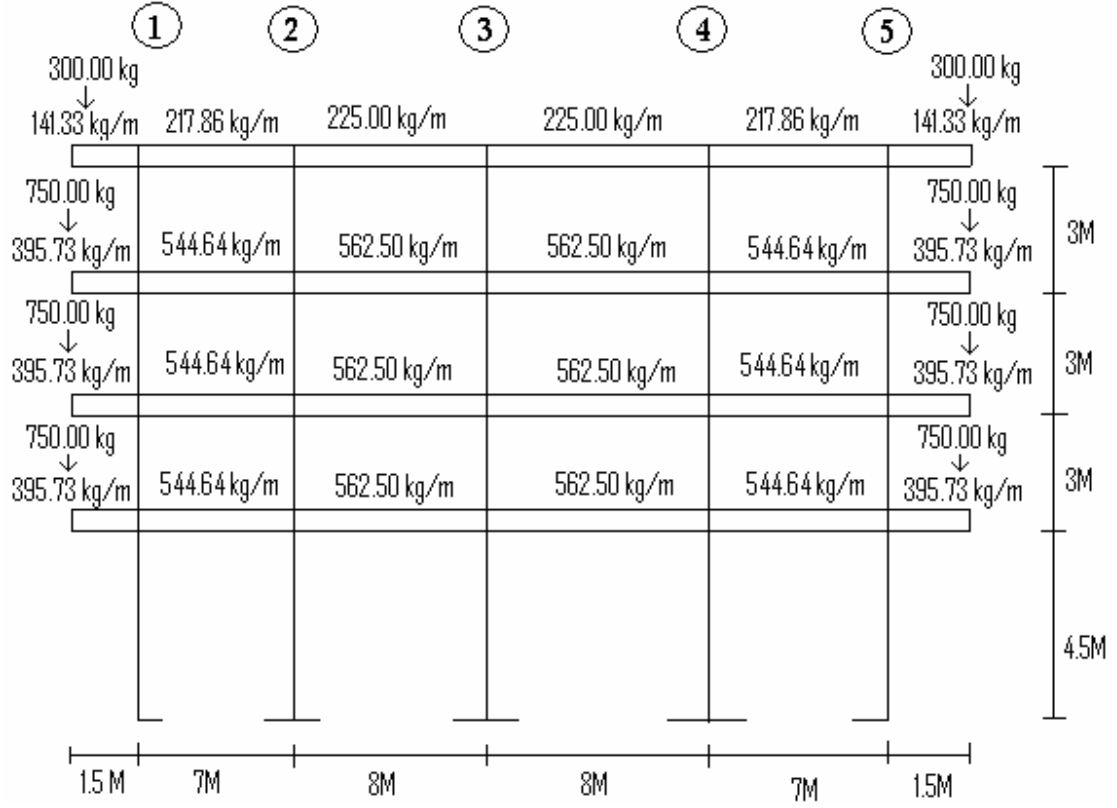


Figura 46 Carga muerta del marco 2

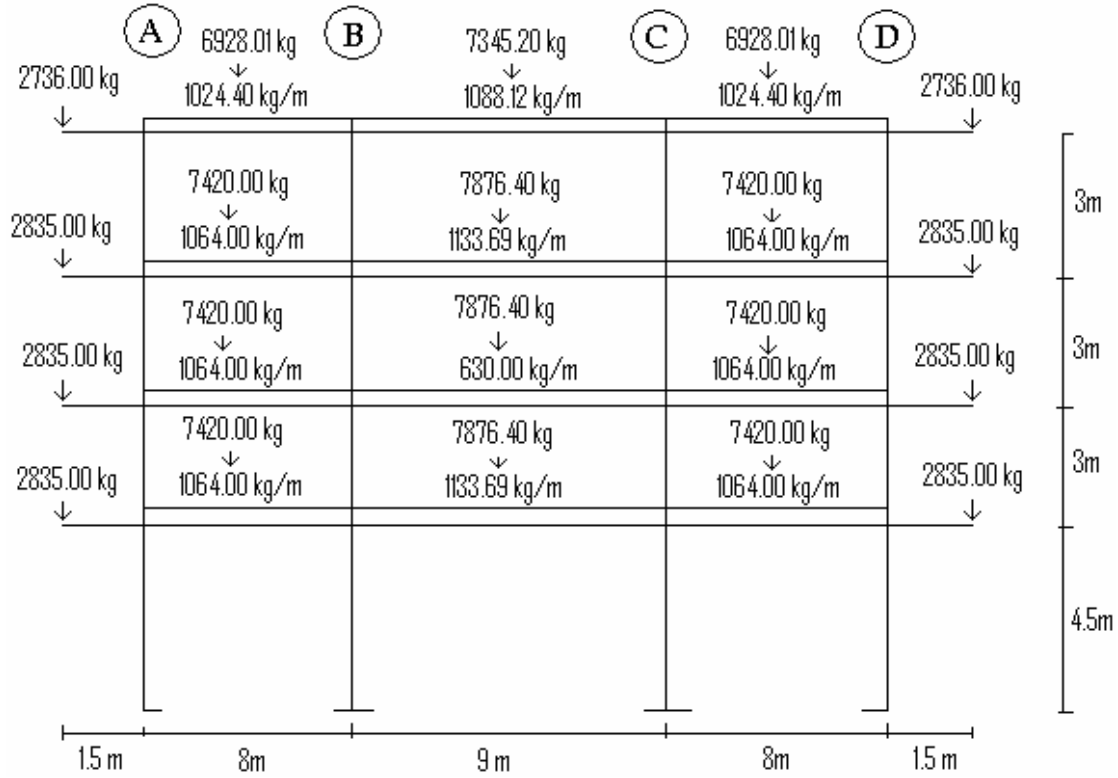
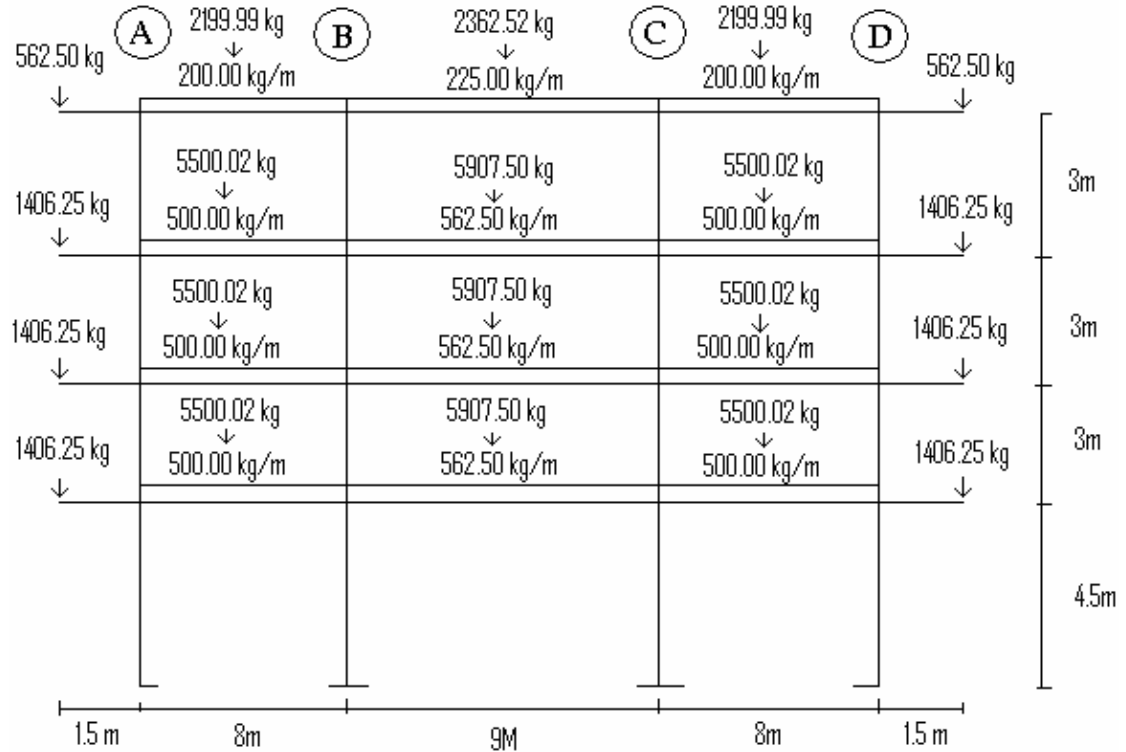


Figura 47 Carga viva de marco 2



6.4 Determinación de centro de rigidez

Nivel 4

El nivel cuatro lo suponemos en voladizo por lo tanto utilizaremos la siguiente expresión para determinar la rigidez de las columnas.

Rigidez para columna cuadrada

$$K_c = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{3 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}}$$

Donde:

K_c =rigidez

F=fuerza de nivel

H=altura de la columna

I = inercia de la sección

G=módulo de cortante donde $G=0.4*Ec$

Ec =módulo de elasticidad de concreto. Donde $Ec=15100*\sqrt{f'c}$

A= área de la sección

$$Kc = \frac{1}{\frac{84505,40*240^3}{3*15100*\sqrt{280}*1/12*50*50^3} + \frac{1.2*84505,40*240}{50*50*0.4*15100*\sqrt{280}}}$$

$$Kc = 0.3273 \text{ cm}^{-1}$$

Km =columnas cuadradas* Kc

Tabla XXVII centro de rigidez en eje Y, nivel 4

CENTRO DE RIGIDEZ EN Y					
MARCO	COLUMNA	Kc (cm^{-1})	Km (cm^{-1})	L (m)	$Km*L$
	CUADRADA				
A	5	0,3273	1,6365	0	0,0000
B	5	0,3273	1,6365	8	13,0900
C	5	0,3273	1,6365	17	27,8200
D	5	0,3273	1,6365	25	40,9100
			6,5460		81,8200

$$Cry = \frac{\sum(Km*L)}{Km} = \frac{81.8200}{6.5460} = 12.50 \text{ m}$$

Tabla XXVIII Centro de rigidez en eje X, nivel 4

CENTRO DE RIGIDEZ EN X					
MARCO	COLUMNA	Kc	Km	L (m)	$Km*L$
	CUADRADA				
1	4	0,3273	1,3092	0	0,0000
2	4	0,3273	1,3092	7	9,1644
3	4	0,3273	1,3092	15	19,6380
4	4	0,3273	1,3092	23	30,1116
5	4	0,3273	1,3092	30	39,2760
			6,5460		98,1900

$$C_{rx} = \frac{\sum(Km \cdot L)}{K_m} = \frac{98.1900}{6.5460} = 15.00m$$

Nivel 3

El nivel tres lo suponemos como doble empotrado, por lo tanto utilizaremos la siguiente expresión para determinar la rigidez de las columnas.

Rigidez para columna cuadrada

$$K_c = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{12 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}}$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{72032,88 \cdot 240^3}{12 \cdot 15100 \cdot \sqrt{280} \cdot 1/12 \cdot 30 \cdot 50^3} + \frac{1.2 \cdot 72032,88 \cdot 240}{30 \cdot 50 \cdot 0.4 \cdot 15100 \cdot \sqrt{280}}}$$

$$K_c = 1.4032 \text{ cm}^{-1}$$

Tabla XXIX Centro de rigidez eje Y, nivel 3

CENTRO DE RIGIDEZ EN Y					
MARCO	COLUMNA	Kc (cm ⁻¹)	Km (cm ⁻¹)	L (m)	Km*L
	CUADRADA				
A	5	1,4032	7,0159	0	0,0000
B	5	1,4032	7,0159	8	56,1300
C	5	1,4032	7,0159	17	119,2700
D	5	1,4032	7,0159	25	175,4000
			28,0636		350,8000

$$C_{ry} = \frac{\sum(Km \cdot L)}{K_m} = \frac{350.8000}{28.0636} = 12.50 \text{ m}$$

Tabla XXX Centro de rigidez en eje X, nivel 3

CENTRO DE RIGIDEZ EN X					
MARCO	COLUMNA	Kc	Km	L (m)	Km*L
	CUADRADA				
1	4	1,4032	5,6127	0	0,0000
2	4	1,4032	5,6127	7	39,2889
3	4	1,4032	5,6127	15	84,1905
4	4	1,4032	5,6127	23	129,0921
5	4	1,4032	5,6127	30	168,3810
			28,0635		420,9525

$$C_{rx} = \frac{\sum(Km \cdot L)}{K_m} = \frac{420.9525}{28.0635} = 15.00 \text{ m}$$

Nivel 2

El nivel dos lo suponemos como doble empotrado, por lo tanto utilizaremos la siguiente expresión para determinar la rigidez de las columnas.

Rigidez para columna cuadrada

$$K_c = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{12 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}}$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{51452.06 \cdot 240^3}{12 \cdot 15100 \cdot \sqrt{280} \cdot 1 / 12 \cdot 30 \cdot 50^3} + \frac{1.2 \cdot 51452.06 \cdot 240}{30 \cdot 50 \cdot 0.4 \cdot 15100 \cdot \sqrt{280}}}$$

$$K_c = 1.9645 \text{ cm}^{-1}$$

Tabla XXXI centro de rigidez eje Y, nivel 2

CENTRO DE RIGIDEZ EN Y					
MARCO	COLUMNA	Kc (cm ⁻¹)	Km (cm ⁻¹)	L (m)	Km*L
	CUADRADA				
A	5	1,9645	9,8223	0	0,0000
B	5	1,9645	9,8223	8	78,5800
C	5	1,9645	9,8223	17	166,9800
D	5	1,9645	9,8223	25	245,5600
			39,2892		491,1200

$$C_{ry} = \frac{\sum(Km \cdot L)}{K_m} = \frac{491.1200}{39.2892} = 12.50 \text{ m}$$

Tabla XXXII centro de rigidez eje X nivel 2

CENTRO DE RIGIDEZ EN X					
MARCO	COLUMNA	Kc	Km	L (m)	Km*L
	CUADRADA				
1	4	1,9645	7,8578	0	0,0000
2	4	1,9645	7,8578	7	55,0046
3	4	1,9645	7,8578	15	117,8670
4	4	1,9645	7,8578	23	180,7294
5	4	1,9645	7,8578	30	235,7340
			39,2890		589,3350

$$C_{rx} = \frac{\sum(Km \cdot L)}{K_m} = \frac{589.3350}{39.2890} = 15.00 \text{ m}$$

Nivel 1

El nivel uno lo suponemos como doble empotrado, por lo tanto utilizaremos la siguiente expresión para determinar la rigidez de las columnas.

Rigidez para columnas cuadradas

$$K_c = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{12 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}}$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{241240,05 \cdot 420^3}{12 \cdot 15100 \cdot \sqrt{280} \cdot 1/12 \cdot 30 \cdot 50^3} + \frac{1.2 \cdot 241240,05 \cdot 420}{30 \cdot 50 \cdot 0.4 \cdot 15100 \cdot \sqrt{280}}}$$

$$K_c = 0.6149 \text{ cm}^{-1}$$

Tabla XXXIII Centro de rigidez eje Y, nivel 1

CENTRO DE RIGIDEZ EN Y					
MARCO	COLUMNA	Kc (cm ⁻¹)	Km (cm ⁻¹)	L (m)	Km*L
	CUADRADA				
A	5	0,6149	3,0746	0	0,0000
B	5	0,6149	3,0746	8	24,5968
C	5	0,6149	3,0746	17	52,2682
D	5	0,6149	3,0746	25	76,8650
			12,2984		153,7300

$$Cry = \frac{\sum(Km*L)}{Km} = \frac{153.7300}{12.2984} = 12.50 \text{ m}$$

Tabla XXXIV Centro de rigidez eje X, nivel 1

CENTRO DE RIGIDEZ EN X					
MARCO	COLUMNA	Kc	Km	L (m)	Km*L
	CUADRADA				
1	4	0,6149	2,4597	0	0,0000
2	4	0,6149	2,4597	7	17,2200
3	4	0,6149	2,4597	15	36,9000
4	4	0,6149	2,4597	23	56,5700
5	4	0,6149	2,4597	30	73,7900
			12,2985		184,4800

$$Crx = \frac{\sum(Km*L)}{Km} = \frac{184.4800}{12.2985} = 15 \text{ m}$$

Tabla XXXV Resumen centro rigidez nivel 1, 2, 3 y 4

TABLA RESUMEN		
CENTRO DE RIGIDEZ POR NIVEL		
NIVEL	Y (m)	X (m)
4	12.50	15.00
3	12.50	15.00
2	12.50	15.00
1	12.50	15.00

5.6 Determinación de centro de masa

Como se puede apreciar en la figura 48, para los niveles 4, 3, 2 y 1 la planta es la misma y además es simétrica por lo tanto obtenemos nuestras coordenadas de centro de masa con las siguientes expresiones:

$$C_{mx} = \frac{\text{largo}}{2}$$

$$C_{my} = \frac{\text{ancho}}{2}$$

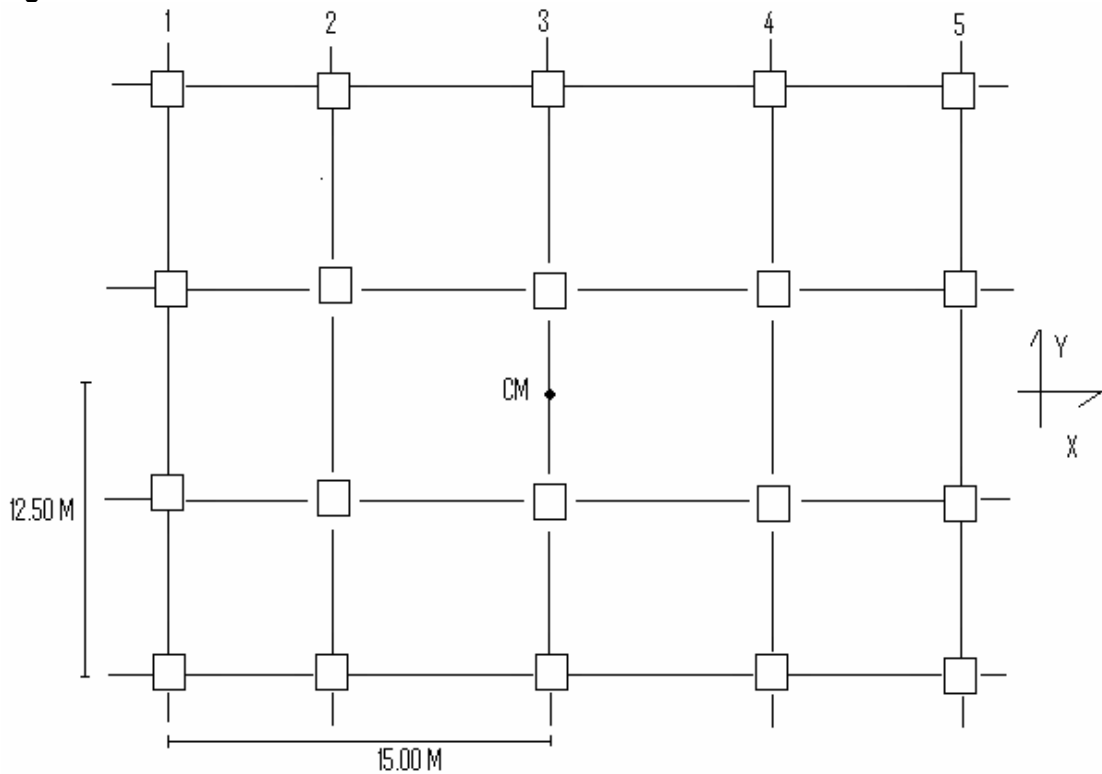
Donde:

C_{mx} y C_{my} = coordenadas de centro de masa en X y Y

$$C_{mx} = \frac{30}{2} = 15.00 \text{ m}$$

$$C_{my} = \frac{25}{2} = 12.50 \text{ m}$$

Figura 48 Posición de centro de masa



5.7 Torsión

Como se vio en la sección 5.5 y 5.6, el centro de masa y centro de rigidez coinciden esto es debido a la simetría que existe, por lo tanto tenemos una excentricidad igual a cero esto no genera torsión, en este caso considerar excentricidad mínima igual a 5% con respecto a cada eje.

Excentricidad directa

$$e_{1\ x, y} = |C_{m\ x, y} - C_{r\ x, y}|$$

Excentricidad de diseño

$$e_{1\ x, y} = |C_{m\ x, y} - C_{r\ x, y}| + 0.05 \cdot b$$

$$e_{2\ x, y} = |C_{m\ x, y} - C_{r\ x, y}| - 0.05 \cdot b$$

Donde:

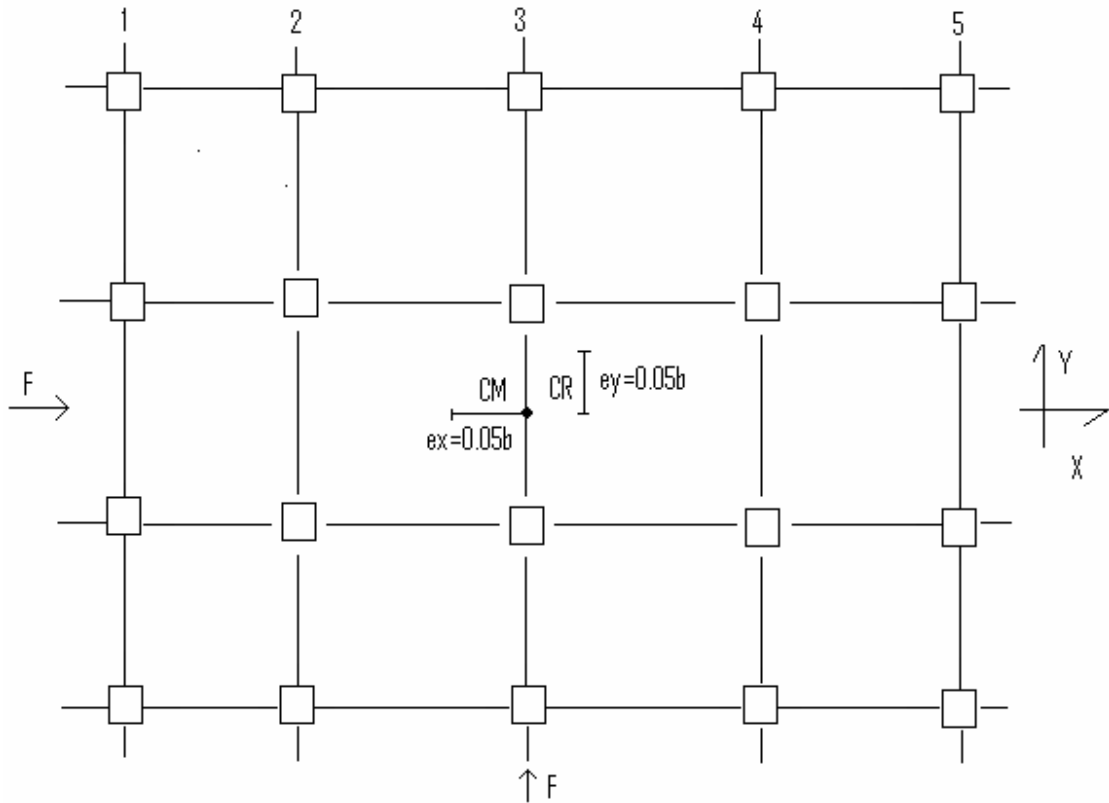
e_1 Y e_2 = excentricidad

$C_{m\ x, y}$ = centro de masa en X y Y

$C_{r\ x, y}$ = centro de rigidez en X y Y

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

Figura 49 Posición centro de masa y rigidez



6.7 Distribución de corte traslacional y sismo

Nivel 4

Tabla XXXVI Excentricidad mínima nivel 4

excentricidad		
ex	0.00	excentricidad directa
ey	0.00	
ex1	1.50	excentricidad de diseño 1
ey1	1.25	
ex2	-1.50	excentricidad de diseño 2
ey2	-1.25	

Tabla XXXVII Fuerza de marcos literales Nivel 4

F	84505.40 kg	e	1.25 m					
marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	1,6365	12,5	20,46	255,70	28,24	21126,35	3740,50	24866,85
B	1,6365	4,5	7,36	33,14	78,44	21126,35	1346,58	22472,93
C	1,6365	-4,5	-7,36	33,14	-78,44	21126,35	-1346,58	22472,93
D	1,6365	-12,5	-20,46	255,70	-28,24	21126,35	-3740,50	24866,85
	6,5460			577,68				

Tabla XXXVIII Fuerza de marcos numéricos de nivel 4

F	84505.40 kg	e	1.5 m					
marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	1,3092	-15	-19,64	294,57	-38,53	16901,08	-3289,57	20190,65
2	1,3092	-8	-10,47	83,79	-72,25	16901,08	-1754,44	18655,52
3	1,3092	0	0,00	0,00	0,00	16901,08	0,00	16901,08
4	1,3092	8	10,47	83,79	72,25	16901,08	1754,44	18655,52
5	1,3092	15	19,64	294,57	38,53	16901,08	3289,57	20190,65
	6,5460			756,72				

Si el valor de $F_m < F_i'$, se debe de tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m > F_i'$, F_m será el valor del marco analizado. Esto es si existe una excentricidad directa distinta de 0, **en nuestro caso tenemos una excentricidad directa igual a cero, entonces solo tomaremos la excentricidad mínima y además F_m será la sumatoria de los valores absolutos de $F_i' + F_i''$.**

Las ecuaciones utilizadas para calcular las fuerzas por marcos fueron:

$$E_i = \frac{\sum(Km \cdot di^2)}{Km \cdot di}$$

$$F_i' = \frac{Km \cdot F}{\sum Km}$$

$$F_i'' = \frac{e \cdot F}{E_i}$$

$$F_m = F_i' + |F_i''|$$

Donde:

F = fuerza por nivel

K_m = rigidez del marco o nivel que se esta analizando

$\sum K_m$ = rigidez total del nivel

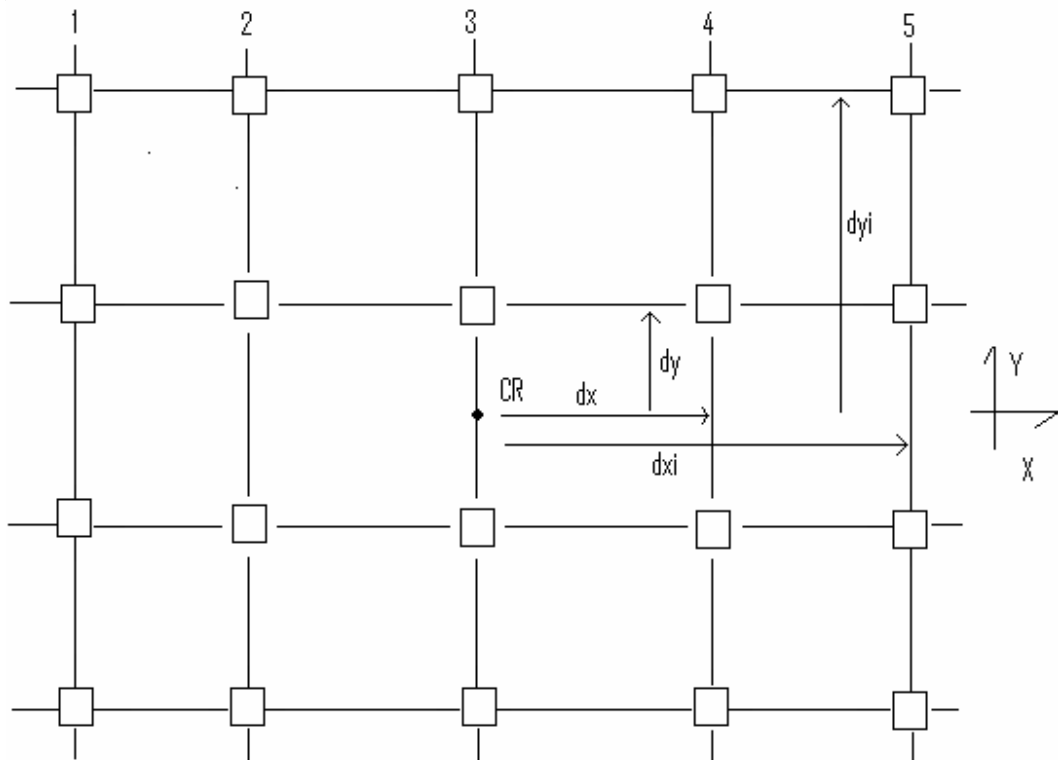
E = excentricidad

E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco

F_i' = fuerza o corte traslacional

F_i'' = fuerza o corte inducido por sismo

Figura 50 Distancias de marcos con respecto al centro de rigidez



dy = marco A y D = $\pm 12.5m$

dy = marco B y C = $\pm 4.5m$

dx = marco 1 y 5 = $\pm 15m$

dx = marco 2 y 4 = $\pm 8m$

dx = marco 3 = 0

Nivel 3

Tabla XXXIX Excentricidad mínima nivel 3

Excentricidad		
ex	0.00	Excentricidad directa
ey	0.00	
ex1	1.50	excentricidad de diseño 1
ey1	1.25	
ex2	-1.50	excentricidad de diseño 2
ey2	-1.25	

Tabla XL Fuerzas por marcos literales nivel 3

F	72032.88 kg	e	1.25 m					
marco	Km	di	Km*di	Km*di^2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	7,0159	12,5	87,70	1096,23	28,24	18008,22	3188,42	21196,64
B	7,0159	4,5	31,57	142,07	78,44	18008,22	1147,83	19156,05
C	7,0159	-4,5	-31,57	142,07	-78,44	18008,22	-1147,83	19156,05
D	7,0159	-12,5	-87,70	1096,23	-28,24	18008,22	-3188,42	21196,64
	28,0636			2476,61				

Tabla XLI Fuerzas de marcos numéricos nivel 3

F	72032.88 kg	e	1.5 m					
marco	Km	di	Km*di	Km*di^2	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	5,6127	-15	-84,19	1262,86	-38,53	14406,58	-2804,05	17210,62
2	5,6127	-8	-44,90	359,21	-72,25	14406,58	-1495,49	15902,07
3	5,6127	0	0,00	0,00	0,00	14406,58	0,00	14406,58
4	5,6127	8	44,90	359,21	72,25	14406,58	1495,49	15902,07
5	5,6127	15	84,19	1262,86	38,53	14406,58	2804,05	17210,62
	28,0635			3244,14				

Si el valor de $F_m < F_i'$, se debe de tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m > F_i'$, F_m será el valor del marco analizado. Esto es si existe una excentricidad directa distinta de 0, **en nuestro caso tenemos una excentricidad directa igual a cero, entonces solo tomaremos la**

excentricidad mínima y además F_m será la sumatoria de los valores absolutos de $F_i' + F_i''$.

Nivel 2

Tabla XLII Excentricidad mínima nivel 2

excentricidad		
ex	0.00	excentricidad directa
ey	0.00	
ex1	1.50	excentricidad de diseño 1
ey1	1.25	
ex2	-1.50	excentricidad de diseño 2
ey2	-1.25	

Tabla XLIII Fuerzas de marcos literales nivel 2

F	51452.06 kg	e	1.25 m					
marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	9,8223	12,5	122,78	1534,73	28,24	12863,02	2277,45	15140,46
B	9,8223	4,5	44,20	198,90	78,44	12863,02	819,88	13682,90
C	9,8223	-4,5	-44,20	198,90	-78,44	12863,02	-819,88	13682,90
D	9,8223	-12,5	-122,78	1534,73	-28,24	12863,02	-2277,45	15140,46
	39,2892			3467,27				

Tabla XLIV Fuerzas de marcos numéricos nivel 2

F	51452.06 kg	e	1.5 m					
marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	7,8578	-15	-117,87	1768,01	-38,53	10290,41	-2002,89	12293,30
2	7,8578	-8	-62,86	502,90	-72,25	10290,41	-1068,21	11358,62
3	7,8578	0	0,00	0,00	0,00	10290,41	0,00	10290,41
4	7,8578	8	62,86	502,90	72,25	10290,41	1068,21	11358,62
5	7,8578	15	117,87	1768,01	38,53	10290,41	2002,89	12293,30
	39,2890			4541,81				

Si el valor de $F_m < F_i'$, se debe de tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m > F_i'$, F_m será el valor del marco analizado. Esto es si existe una excentricidad directa distinta de 0, **en nuestro caso tenemos una**

excentricidad directa igual a cero, entonces solo tomaremos la excentricidad mínima y además F_m será la sumatoria de los valores absolutos de $F_i' + F_i''$.

Nivel 1

Tabla XLV Excentricidad minia de nivel 1

Excentricidad		
ex	0.00	Excentricidad directa
ey	0.00	
ex1	1.50	excentricidad de diseño 1
ey1	1.25	
ex2	-1.50	excentricidad de diseño 2
ey2	-1.25	

Tabla XLVI Fuerza de marcos literales nivel 1

F	33249.71 kg	e	1.25 m					
marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	3,0746	12,5	38,43	480,41	28,24	8312,43	1471,75	9784,17
B	3,0746	4,5	13,84	62,26	78,44	8312,43	529,83	8842,26
C	3,0746	-4,5	-13,84	62,26	-78,44	8312,43	-529,83	8842,26
D	3,0746	-12,5	-38,43	480,41	-28,24	8312,43	-1471,75	9784,17
	12,2984			1085,33				

Tabla XLVII Fuerza de marcos numéricos nivel 1

F	33249.71 kg	e	1.25 m					
marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	2,4597	-15	-36,90	553,43	-38,53	6649,94	-1294,32	7944,26
2	2,4597	-8	-19,68	157,42	-72,25	6649,94	-690,31	7340,25
3	2,4597	0	0,00	0,00	0,00	6649,94	0,00	6649,94
4	2,4597	8	19,68	157,42	72,25	6649,94	690,31	7340,25
5	2,4597	15	36,90	553,43	38,53	6649,94	1294,32	7944,26
	12,2985			1421,71				

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

una excentricidad directa distinta de 0, **en nuestro caso tenemos una excentricidad directa igual a cero, entonces solo tomaremos la excentricidad mínima y además Fm será la sumatoria de los valores absolutos de Fi'+Fi''.**

A continuación se presentan las fuerzas por nivel para los dos marcos que serán analizados

Tabla XLVIII fuerza para marcos A y 2

NIVEL	MARCO A	MARCO 2
	FM (kg)	FM (kg)
4	24866,85	18655,52
3	21196,64	15902,07
2	15140,46	11358,62
1	9784,17	7340,25

Ahora calcularemos la deriva para cada nivel

$$\Delta s = \frac{((H/d)^3 + 3*N*H/d) * F_m}{t*E_c}$$

Donde:

Δs = deriva por flexión y corte

H = altura del piso o columna medida a ejes

d = peralte efectivo

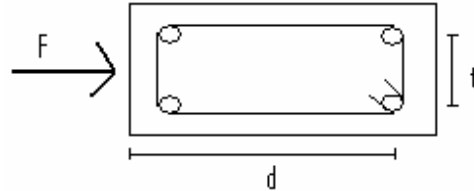
t = base de columna

E_c = modulo de elasticidad de concreto

N = numero de columnas en el nivel

F_m = fuerza en el nivel

Figura 51 Dimensiones de columna



El código UBC de 1997 en la sección 1630.10.1 requiere que los desplazamientos relativos de los pisos deben calcularse utilizando el desplazamiento de respuesta inelástica máxima y el mismo debe calcularse como sigue:

$$\Delta_m = 0.7R\Delta_s$$

Donde:

R = coeficiente numérico representativo de la sobrerresistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales como se establece en las tablas 16-N o 16-P del UBC, en este caso utilizar 8.5.

Δ_s = deriva provocado por flexión y corte.

El código UBC de 1997 en la sección 1630.10.2 requiere que el desplazamiento relativo del piso calculado utilizando Δ_m no debe exceder 0.025 veces la altura del piso para estructuras que tengan un periodo fundamental menor de 0.7 segundos. Para estructuras que tengan un periodo fundamental de 0.7 segundos o mayor, el desplazamiento relativo calculado del piso no debe exceder de 0.020 veces la altura del piso.

Para el cálculo de la deriva provocada por flexión y corte, recuerde que las secciones de las columnas de 50*50cm por lo que se debe calcular d y t correctamente.

Tabla XLIX Desplazamiento máximo por nivel marco A

NIVEL	d (cm)	t (cm)	H (cm)	Ec (kg/cm ²)	F (kg)	N	Δs (cm)	Δm (cm)	0,025H (cm)
4	43,78	37,56	300	252671,33	24866,85	5	1,11	6,60	7,5
3	43,78	37,56	300	252671,33	21196,64	5	0,95	5,65	7,5
2	43,78	37,56	300	252671,33	15140,46	5	0,68	4,05	7,5
1	43,78	37,56	450	252671,33	9784,17	5	1,28	7,62	11,25

Tabla L Desplazamiento por nivel marco 2

NIVEL	d (cm)	t (cm)	H (cm)	Ec (kg/cm ²)	F (kg)	N	Δs (cm)	Δm (cm)	0,025H (cm)
4	43,78	37,56	300	252671,33	18655,52	4	0,79	4,70	7,5
3	43,78	37,56	300	252671,33	15902,07	4	0,68	4,05	7,5
2	43,78	37,56	300	252671,33	11358,62	4	0,48	2,86	7,5
1	43,78	37,56	450	252671,33	7340,25	4	0,94	5,59	11,25

Como se puede apreciar en las tablas anteriores para cada marco la deriva máxima es menor que 0,025 veces la altura del piso por lo que las secciones de las columnas están bien. Con la deriva podemos decidir si nuestras secciones de columna son las correctas o si es necesario cambios, si aumentamos las secciones tendremos una deriva mas pequeña y nuestras columnas serán robustas y probablemente para el cálculo se tomaran como cortas, pero si al contrario disminuimos las secciones tendremos columnas esbeltas y la deriva será mayor, estas variaciones pueden darse siempre que no se exceda la deriva máxima, en nuestro caso damos por aceptado la secciones de las columnas.

El código ACI 318-05 en la sección 10.11.4.2 permite suponer que un piso sea arriostrado (sin desplazamiento lateral) si se cumple con la siguiente ecuación de lo contrario se supone no arriostrado (con desplazamiento).

$$Q = \frac{\sum Pu \Delta_o}{VuL} \leq 0.05$$

Donde:

Q = índice de estabilidad

ΣPu = carga vertical total mayorada en el piso correspondiente

Vu = corte total mayorado en el piso correspondiente

Δo = desplazamiento relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_u

L = longitud de columna, medida entre los ejes de los nudos del pórtico.

Tabla LI Índice de estabilidad de marco A

MARCO A						
NIVEL	Pu (kg)	Vu (kg)	Δo (cm)	L (cm)	Q	PISO
4	165746,96	24866,85	6,6	300	0,15	NO ARRIOSTRADO
3	391635,86	46063,49	5,65	300	0,16	NO ARRIOSTRADO
2	617524,76	61203,95	4,05	300	0,14	NO ARRIOSTRADO
1	843413,66	70988,12	7,62	450	0,20	NO ARRIOSTRADO

Tabla LII Índice de estabilidad de marco 2

NIVEL	Pu (kg)	Vu (kg)	Δo (cm)	H (cm)	Q	PISO
4	194342,40	18655,52	4,7	300	0,16	NO ARRIOSTRADO
3	451476,90	34557,59	4,05	300	0,18	NO ARRIOSTRADO
2	708611,40	45916,21	2,86	300	0,15	NO ARRIOSTRADO
1	965745,90	53256,46	5,59	450	0,23	NO ARRIOSTRADO

Los pesos por nivel fueron calculados por integración de cargas correspondientes por cada piso y el corte total mayorado fueron tomados de la tabla XLVIII nótese que el corte es el acumulado de las fuerzas por marco.

Figura 52 Carga lateral del marco A

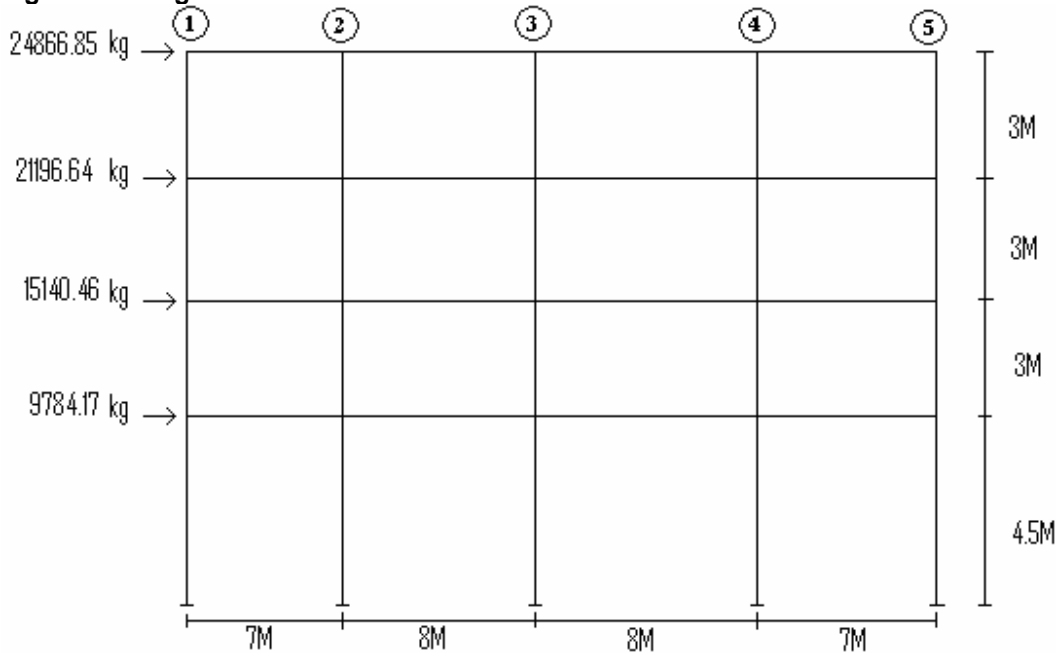
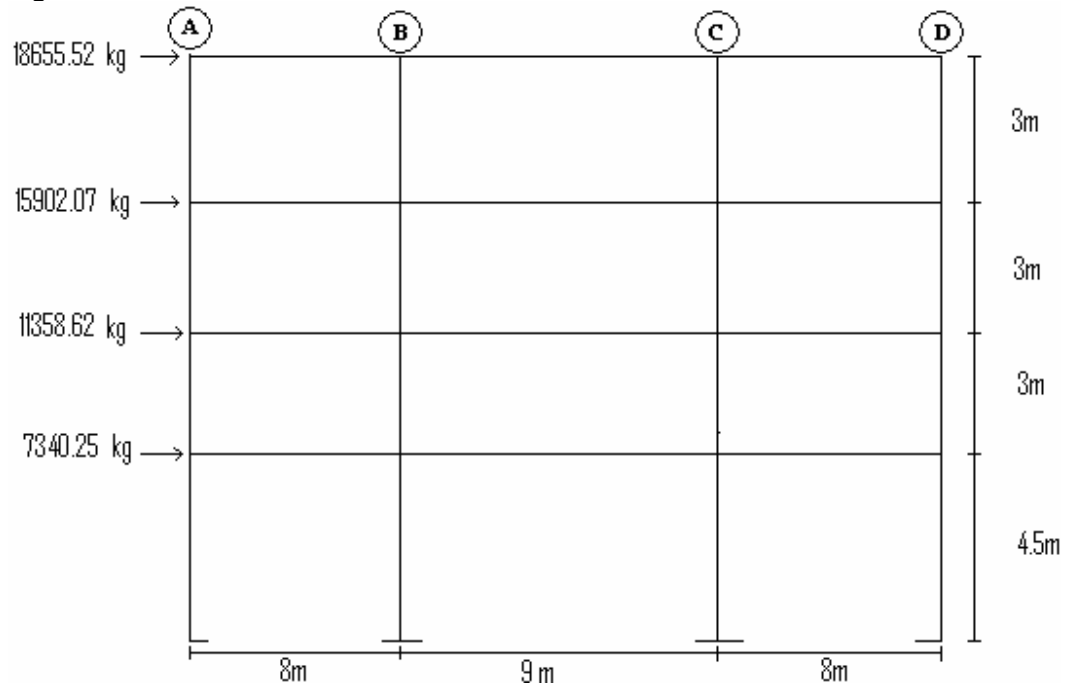


Figura 53 Fuerza lateral de marco 2



5.9 Análisis estructural

Para el análisis de cargas gravitacionales y laterales utilizaremos el programa SAP2000 pues es un programa que da resultados muy exactos y fácil de usar, dicho programa lo único que requiere son las dimensiones de los miembros y las propiedades de los materiales como por ejemplo la resistencia a compresión del hormigón, la resistencia a tensión del refuerzo, el modulo de elasticidad del hormigón, el peso específico de hormigón, etc. Para poder manipular este Software consultar la tesis GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA PARA USO DE SOFTWARE DE ETABS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, Autor Rolando A. Tampan Coronado año 2006, dicha tesis es específica para la manipulación de Software Etabs pero los conceptos de el software SAP2000 son los mismos. A continuación se presentan los diagramas de corte y momentos resultados del análisis estructural:

5.9.1 Análisis de cargas gravitacionales

Figura 54 Diagrama de corte por carga muerta marco A en kg

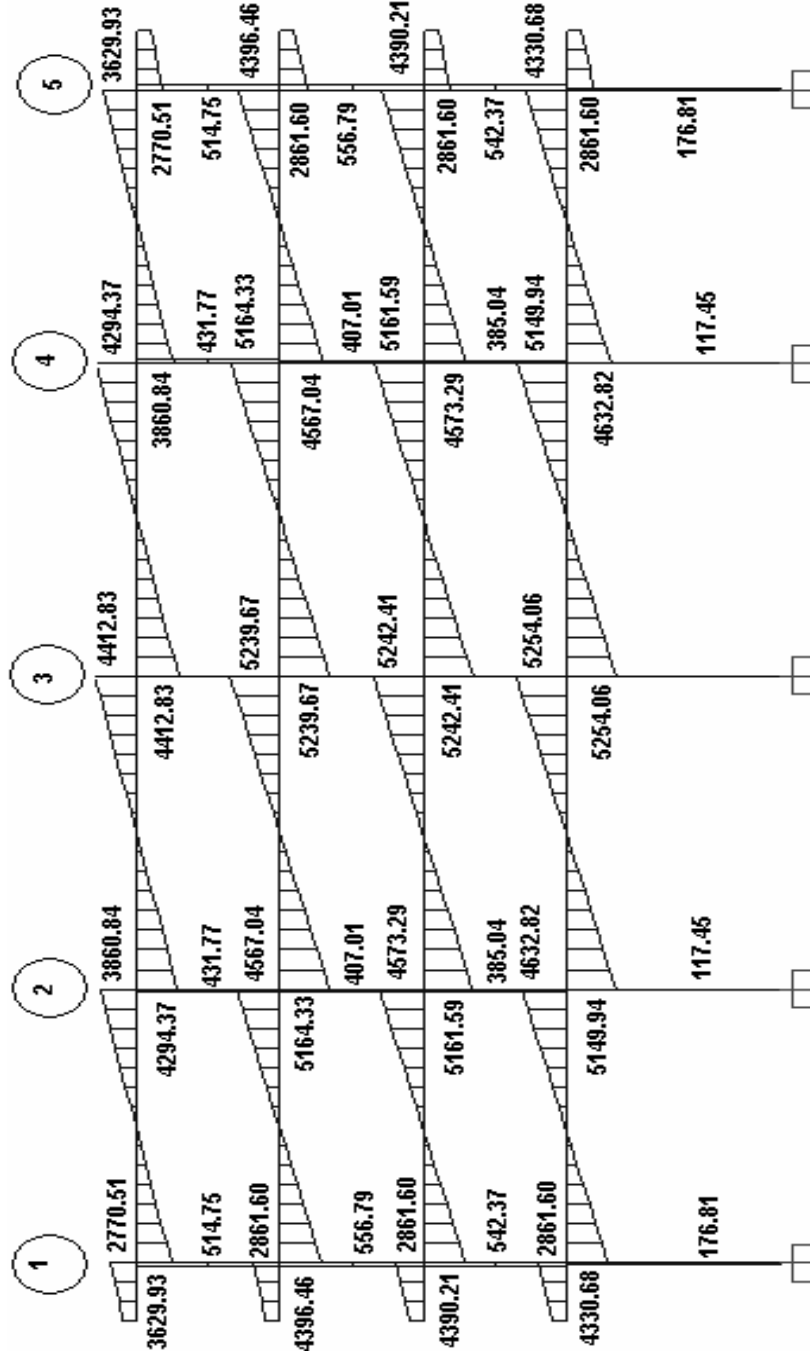


Figura 55 Diagrama de momentos por carga muerta marco A kg-m

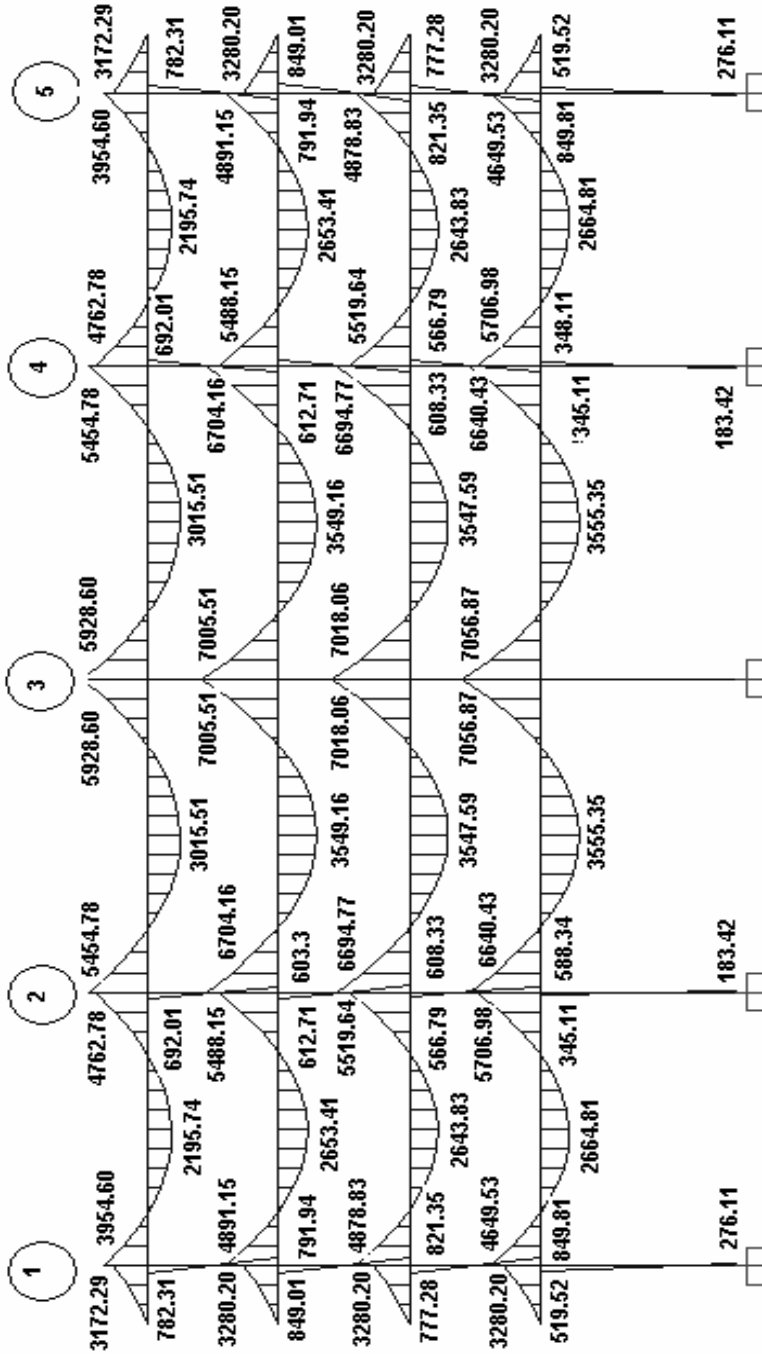


Figura 56 Diagrama de corte por carga viva marco A en kg

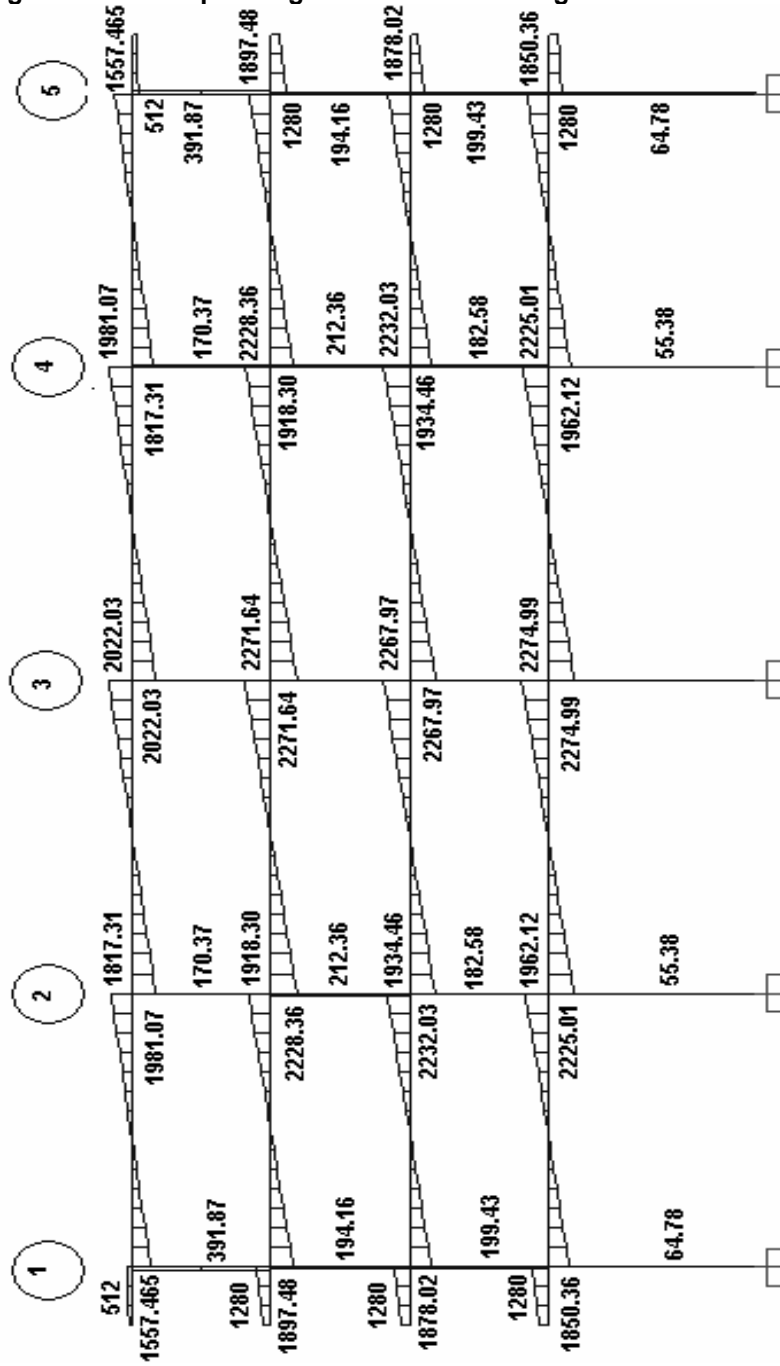


Figura 57 Diagrama de momento por carga viva marco A en kg-m

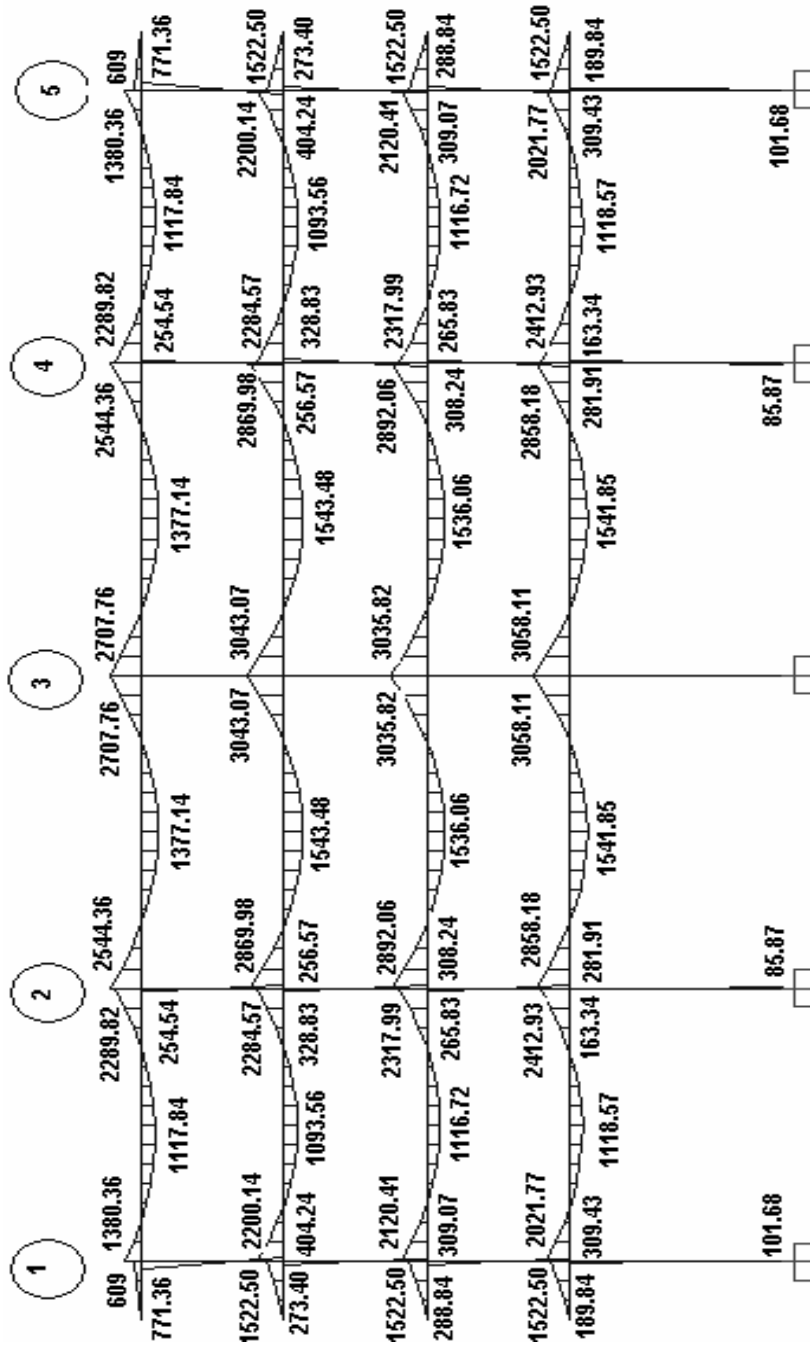


Figura 58 Diagrama de corte por carga muerta marco 2 en kg

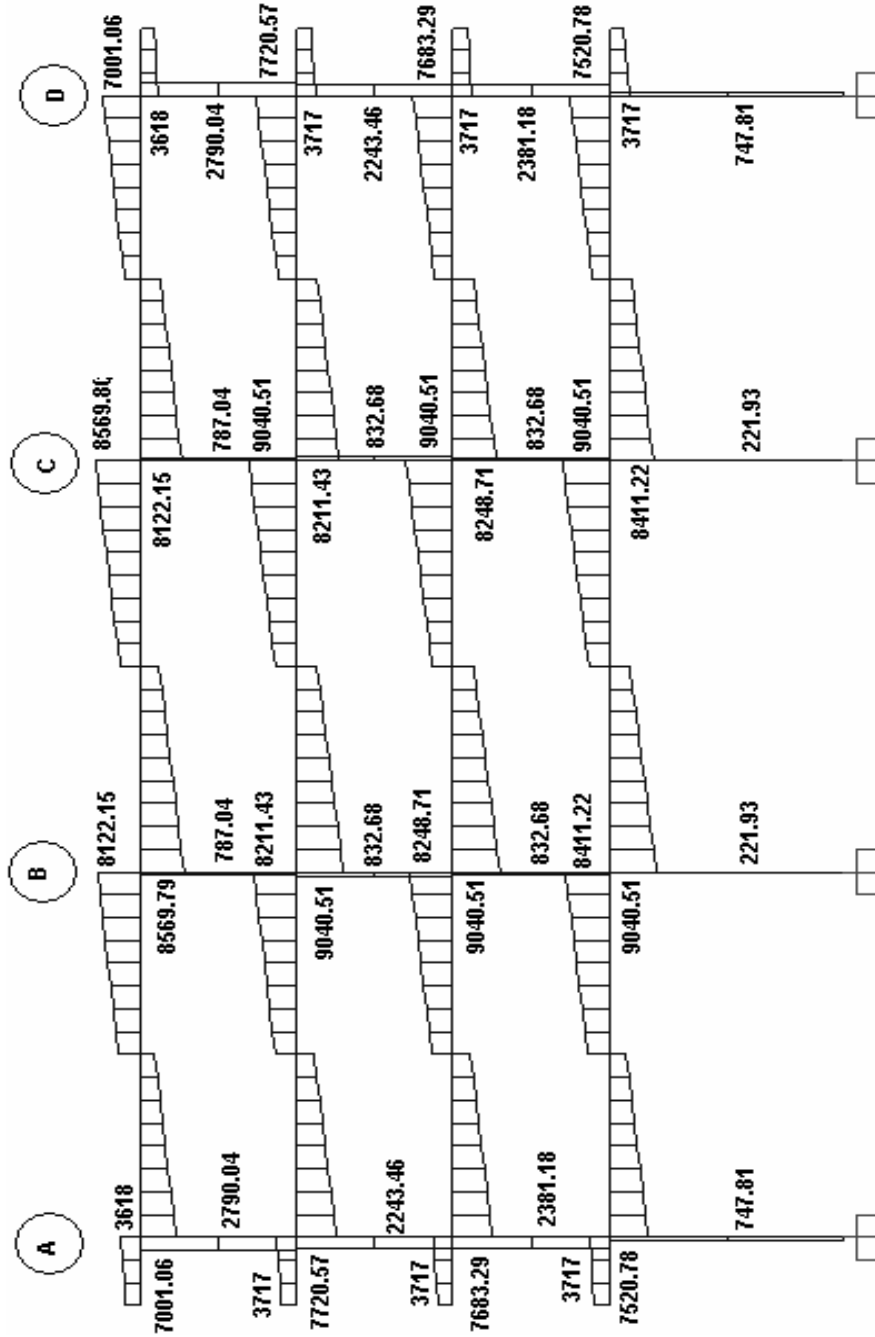


Figura 59 Diagrama de momentos por carga muerta marco 2 en kg-m

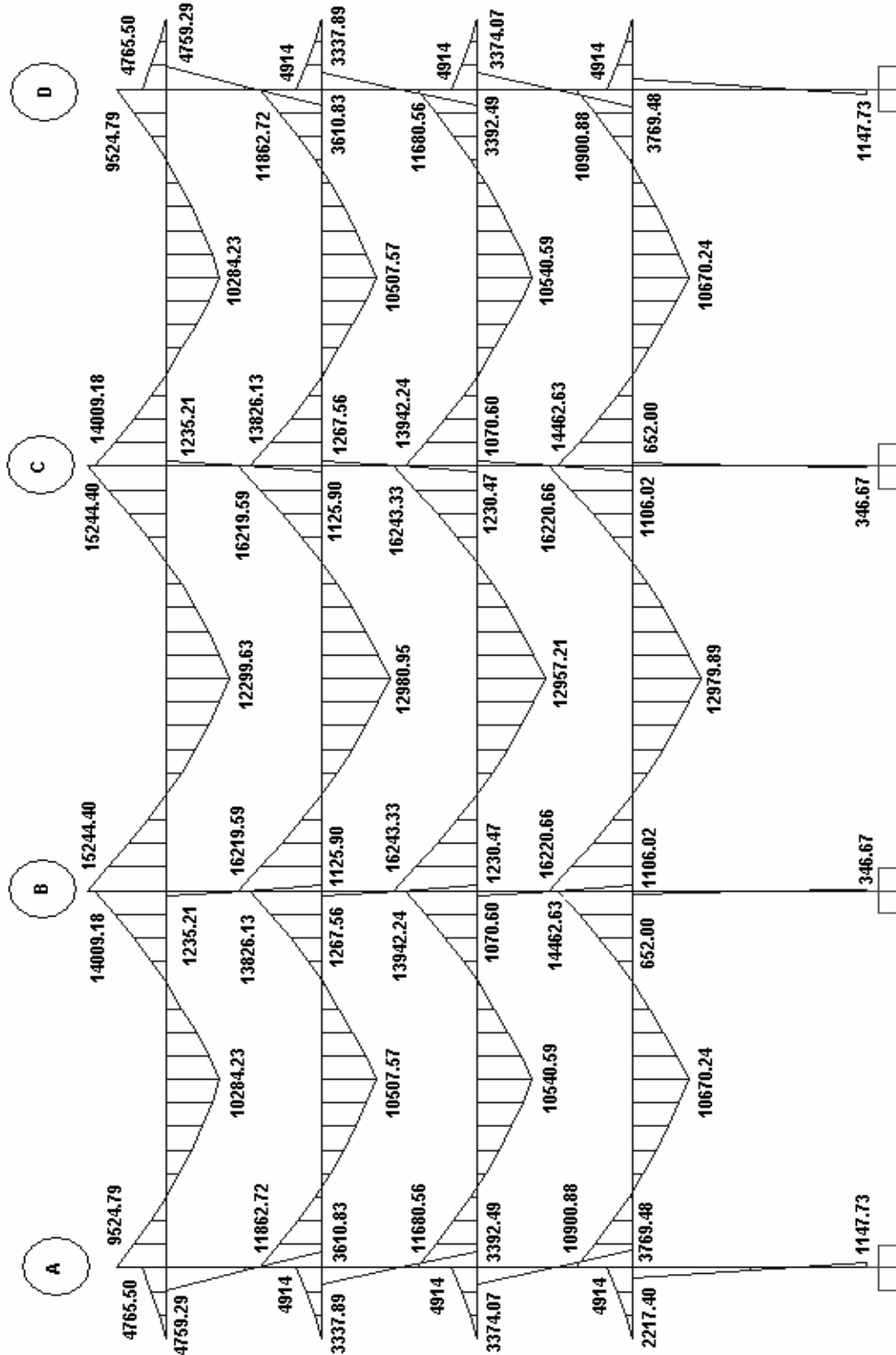


Figura 60 Diagrama de corte por carga viva marco 2 en kg

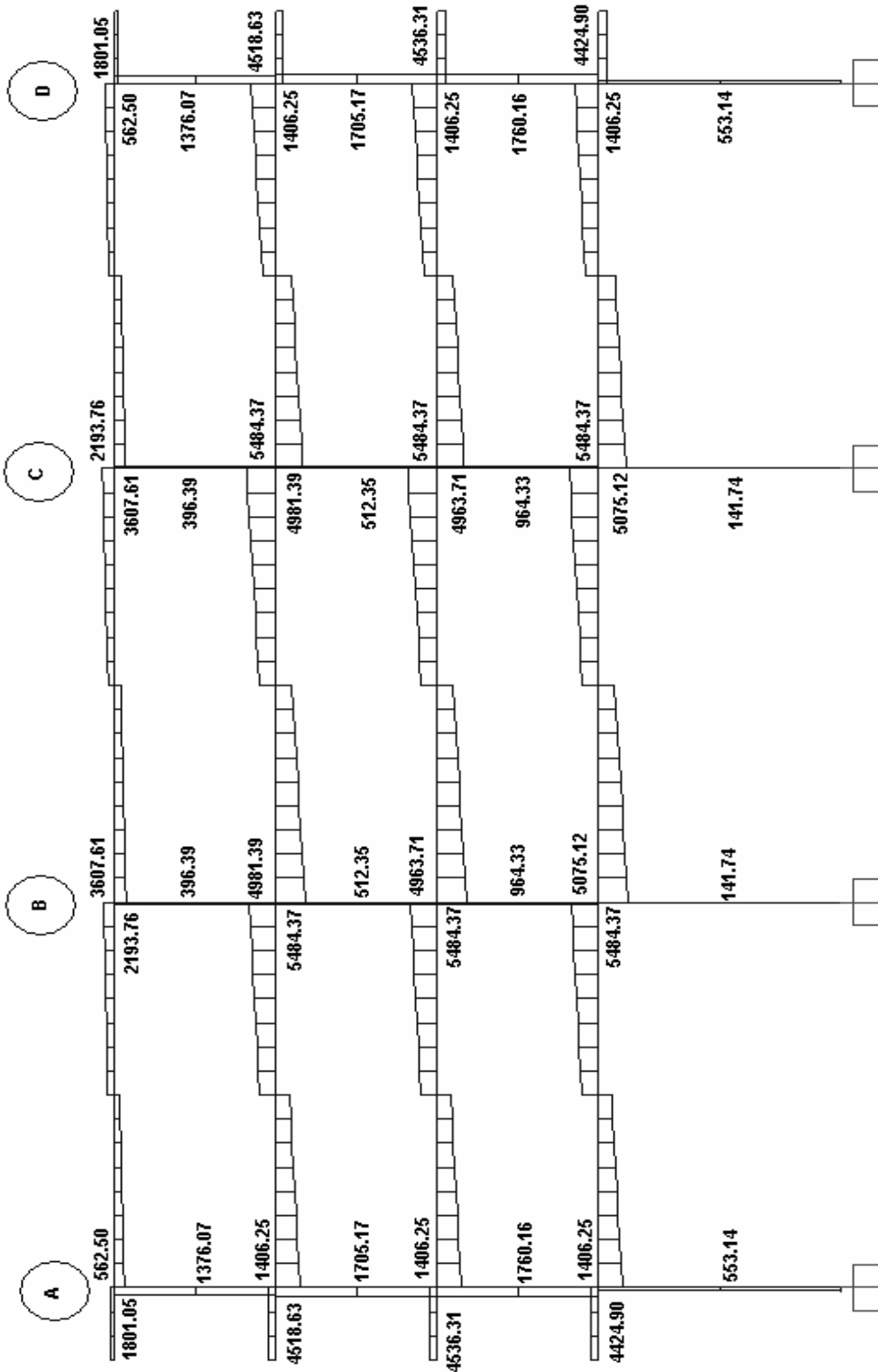
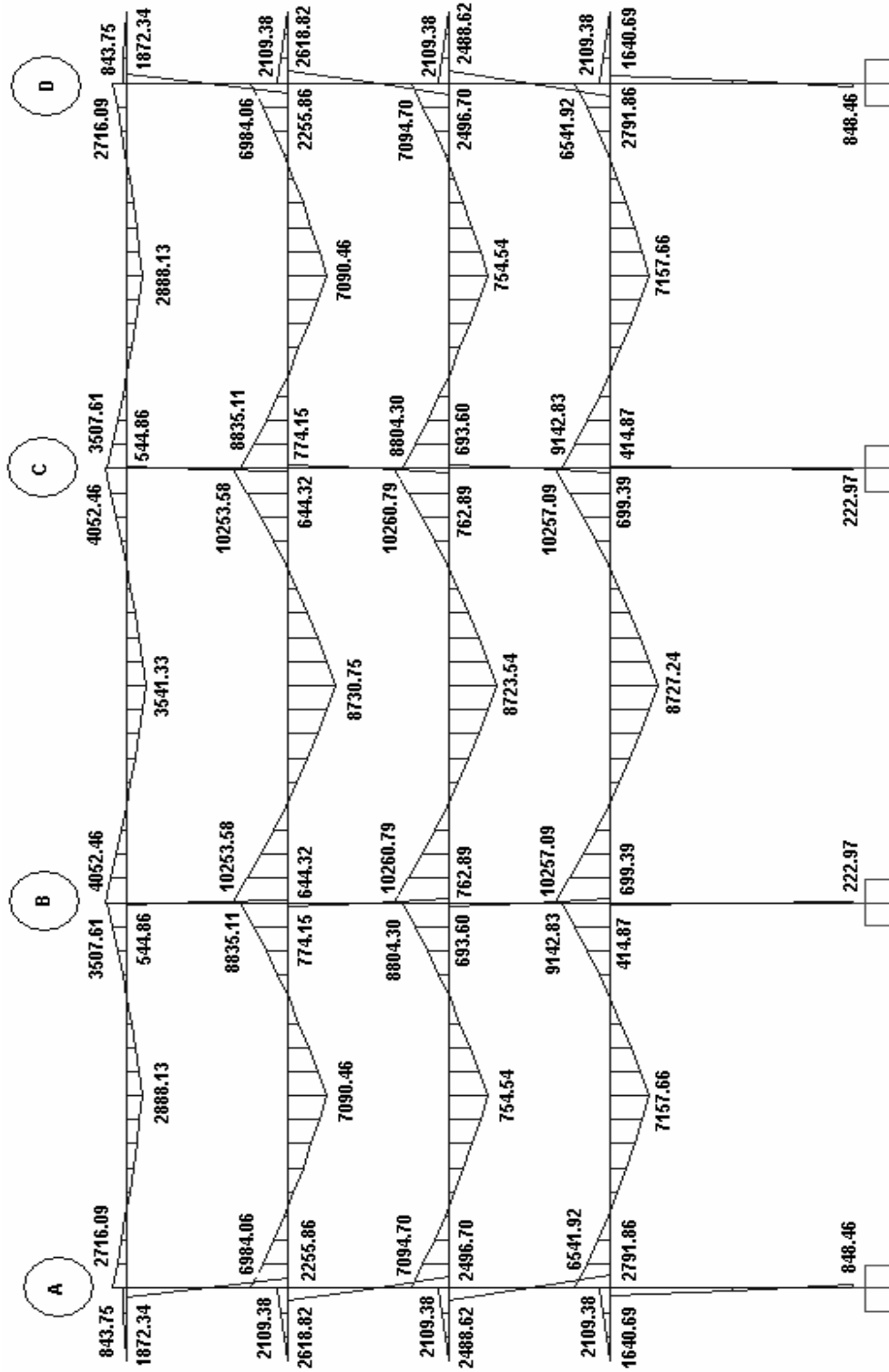


Figura 61 Diagrama de momento por carga viva marco 2 kg-m



5.9.2 Análisis de cargas de sismo

Figura 62 Diagrama de corte por carga de sismo marco A en kg

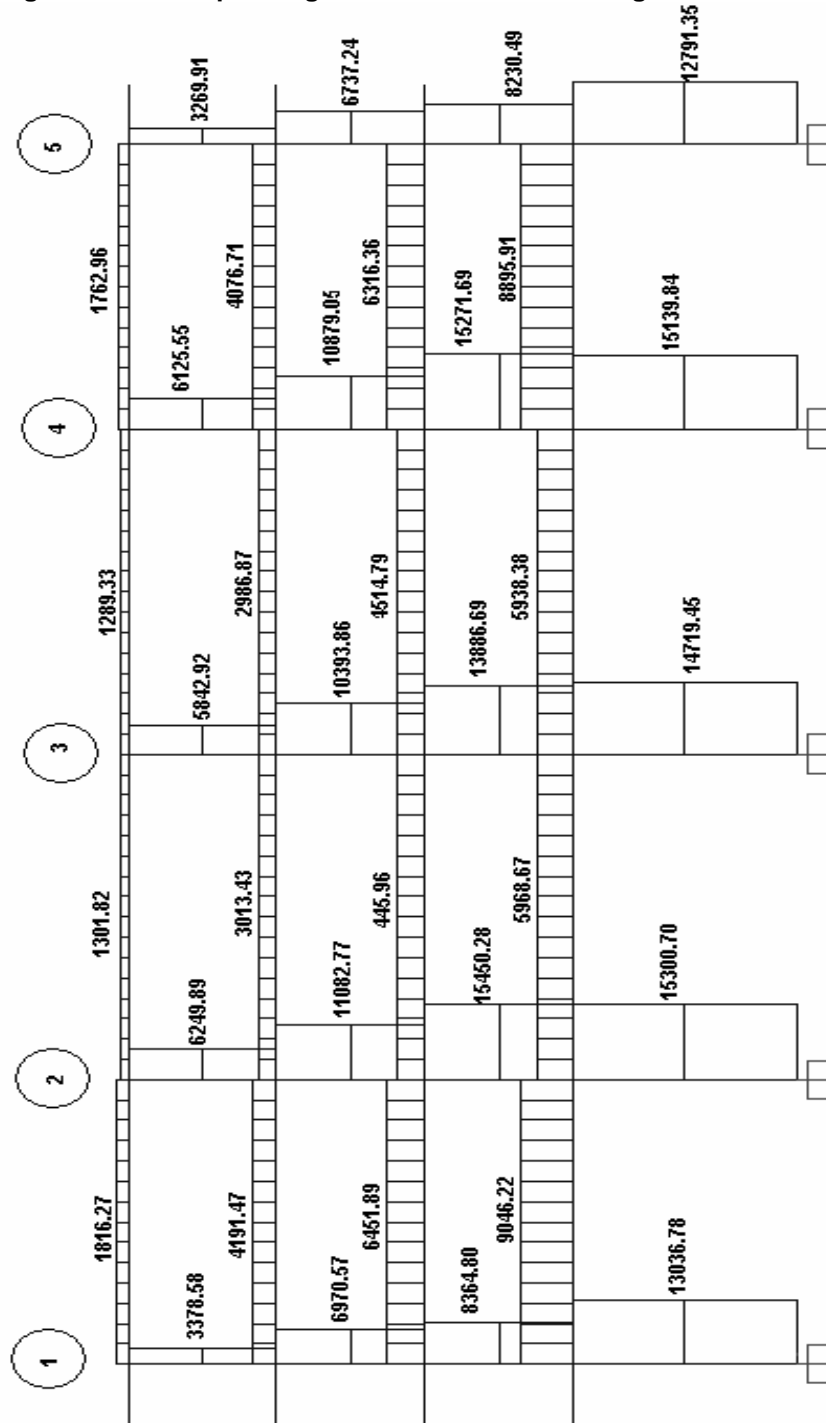


Figura 63 Diagrama de momento por carga de sismo marco A en kg-m

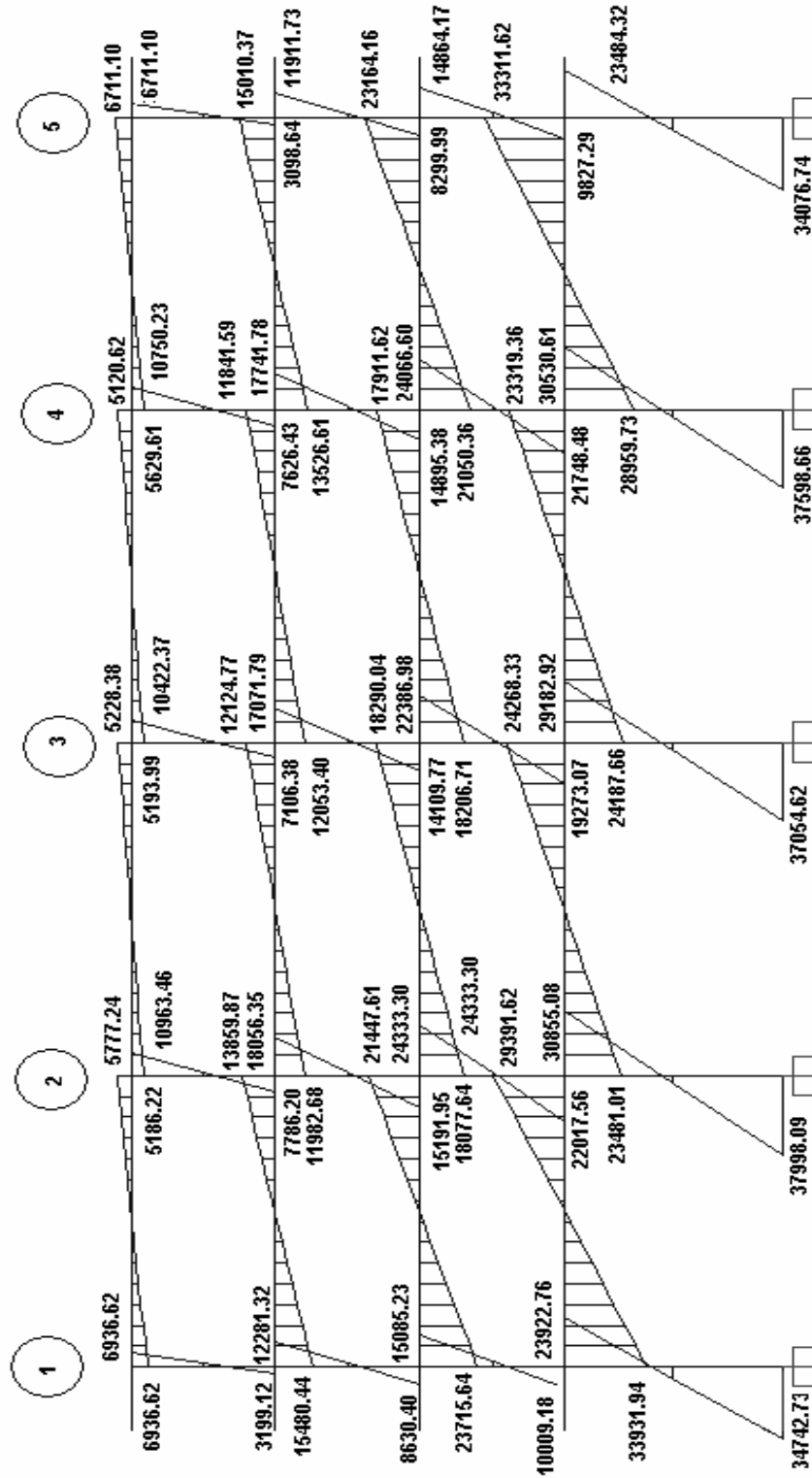


Figura 64 Diagrama de corte por carga de sismo marco 2 en kg

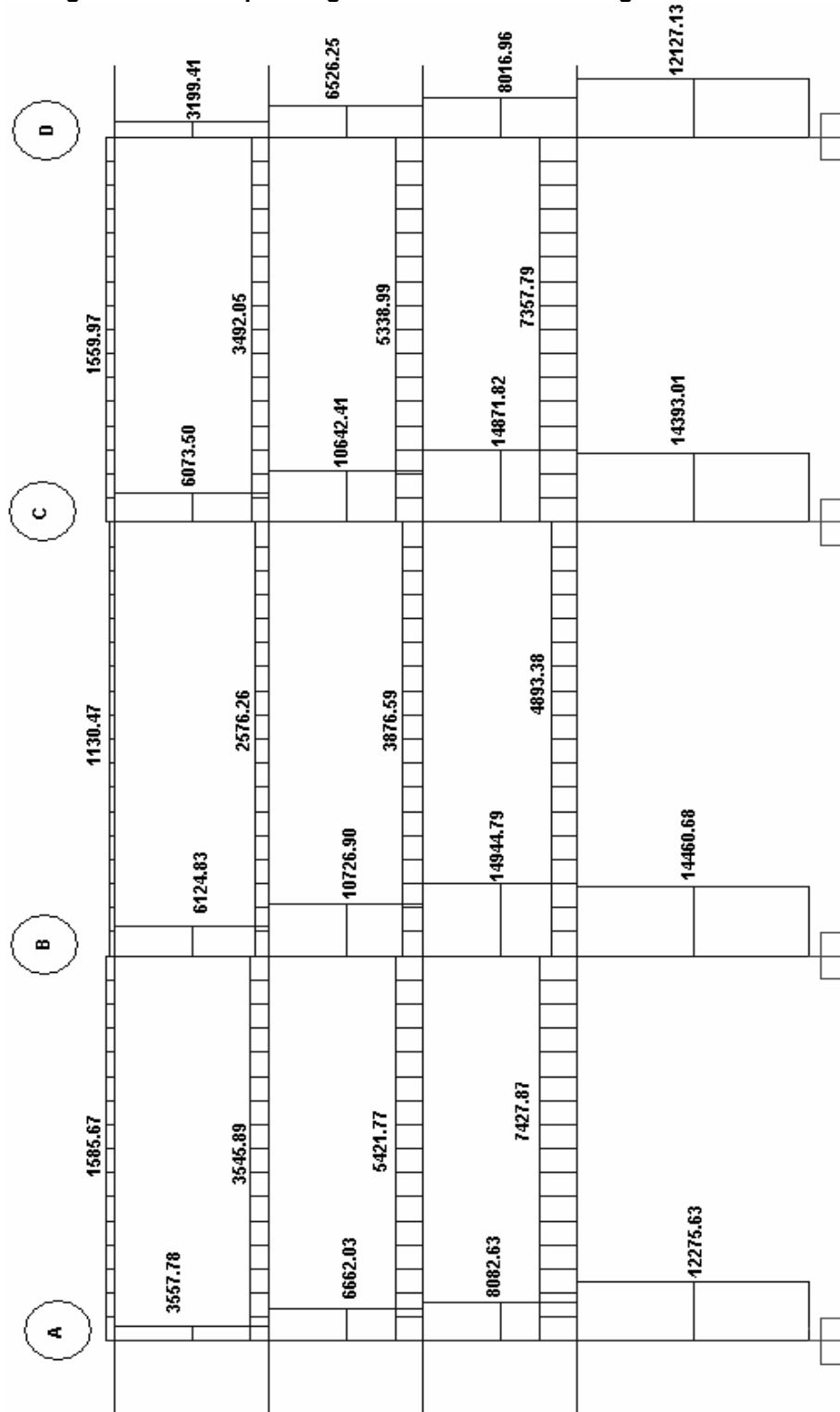
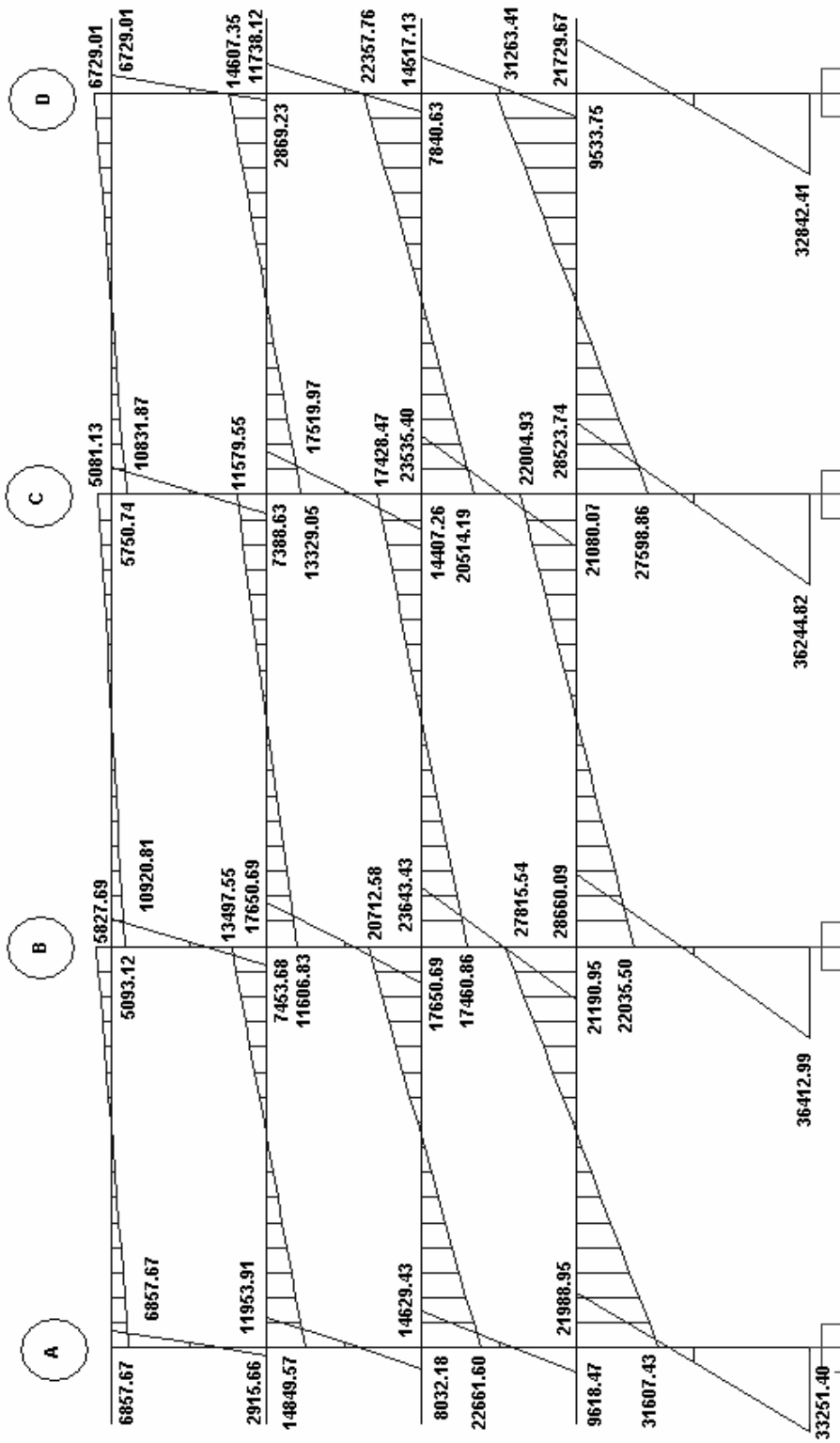


Figura 65 Diagrama de momentos por carga de sismo marco 2 en kg-m

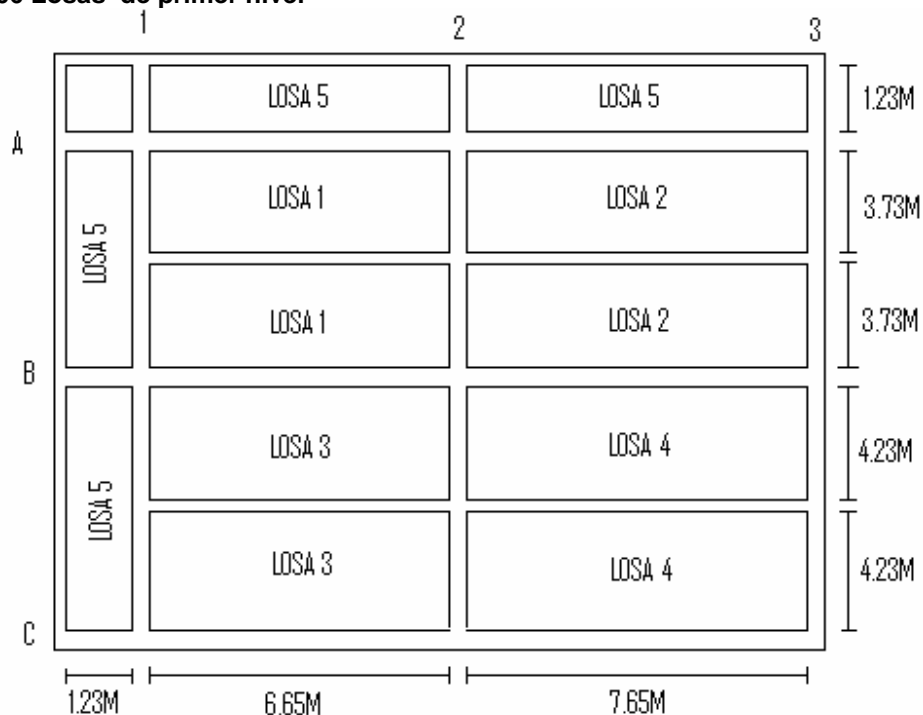


5.10 Diseño de miembros estructurales y sus detalles

5.10.1 Losas de primer nivel

Como se ve en la figura 35 todo el primer nivel es simétrico así que solo tomaremos una sección de la planta.

Figura 66 Losas de primer nivel



Diseño de losa 1

Dimensión corta $a=3.73\text{m}$, dimensión larga $b= 6.65\text{m}$, $m= 3.73/6.65=0.56$
losa considerada en dos sentidos

Espesor de losa $t= \text{perímetro}/180 = 2*(6.65+3.73)/180=0.12\text{ m}$, recuerde que el Predimensionamiento se tomo 10 cm siendo lo crítico el corte, basados en esto se acepta dicho espesor.

$$C_v=250.00\text{ kg/m}^2$$

$$S_c= 40.00\text{ kg/m}^2$$

Carga de losa = $0.1\text{m} \cdot 2400\text{kg/m}^3 = 240.00 \text{ kg/m}^2$

$CM = 40.00 + 240.00 = 280.00 \text{ kg/m}^2$

Cargas mayoradas

$1.4CM = 1.4 \cdot 280.00 = 392.00 \text{ kg/m}^2$

$1.7CV = 1.7 \cdot 250.00 = 425.00 \text{ kg/m}^2$

Carga ultima = $392.00 + 425.00 = 817.00 \text{ kg/m}^2$

Cálculo de momentos positivos y negativos mediante las siguientes ecuaciones:

$M^- = f \cdot W_u \cdot L^2$

$M^+ = f_1 \cdot C_m \cdot L^2 + f_2 \cdot C_v \cdot L^2$

Donde :

f = coeficiente de momento negativo obtenido de tabla LX del anexo 3

f_1 = coeficiente de momento positivo por carga muerta ver tabla LXI del anexo 3

f_2 = coeficiente de momento positivo por carga viva ver tabla LXII del anexo 3

L = longitud libre del miembro en el lado analizado

M^- = momento negativo

M^+ = momento positivo

Momentos en el lado cortó

$M_{a-} = 0.084 \cdot 817.00 \cdot 3.73^2 = 954.81 \text{ kg-m}$

$M_{a+} = 0.035 \cdot 392.00 \cdot 3.73^2 + 0.062 \cdot 425.00 \cdot 3.73^2 = 557.49 \text{ kg-m}$

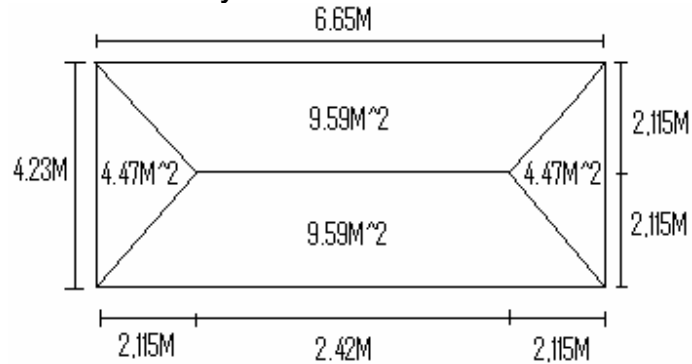
Momentos en el lado largo

$M_{b-} = 0.007 \cdot 817.00 \cdot 6.65^2 = 252.91 \text{ kg-m}$

$M_{b+} = 0.003 \cdot 392.00 \cdot 6.65^2 + 0.006 \cdot 425.00 \cdot 6.65^2 = 164.77 \text{ kg-m}$

Chequeo a corte

Figura 67 Área tributarias contribuyentes al corte de losa 1



Corte actuante en el lado corto

$$V_{actuante} = \frac{CU \cdot AREA}{L} = \frac{817 \text{ kg/m}^2 \cdot 4.47 \text{ m}^2}{4.23 \text{ m}} = 863.35 \text{ kg/m}$$

Corte actuante en lado largo

$$V_{actuante} = \frac{CU \cdot AREA}{L} = \frac{817 \text{ kg/m}^2 \cdot 9.59 \text{ m}^2}{6.65 \text{ m}} = 1178.2 \text{ kg/m}$$

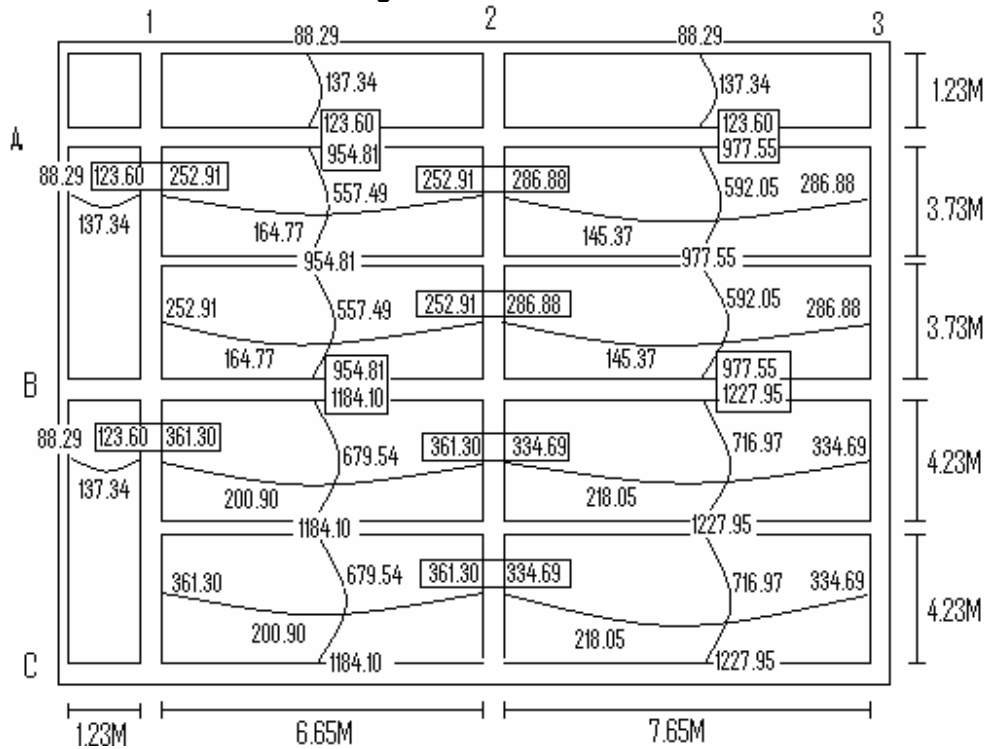
Corte resistente

$$V = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 7.02 = 5291.89 \text{ kg/m}$$

Como se ve el corte resistente está muy por encima del corte actuante es por eso que se da por aceptado dicho espesor.

De esta misma forma se diseñan las demás losas y se llega a determinar que el espesor de 10 cm chequea por corte y por lo tanto es aceptado dicho espesor.

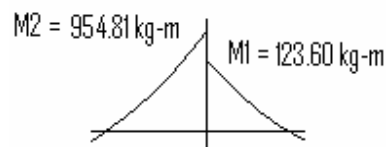
Figura 68 Momentos de losas en kg-m



Balanceo de momentos de la figura 68 se puede apreciar cuales son los momentos a balancear

Balanceo de momento de losa 1 y 5

Figura 69 Momentos de losas 1 y 5



Si el $M_1 > 0.8M_2$, se puede hacer el balance de momento con el promedio de ambos si es menor se procede hacer por rigidez.

$$123.60 \text{ kg-m} > 0.8 \cdot 954.81 \text{ kg-m}$$

$123.60 \text{ kg-m} < 763.85 \text{ kg-m}$ por lo tanto balancear por rigidez

Rigidez de losa 1 = $1/L = 1/3.73 = 0.27$

Rigidez de losa 5 = $1/L = 1/1.23 = 0.81$

Σ rigidez = $0.27+0.81 = 1.08$

$D2 = \frac{0.27}{1.08} = 0.25$

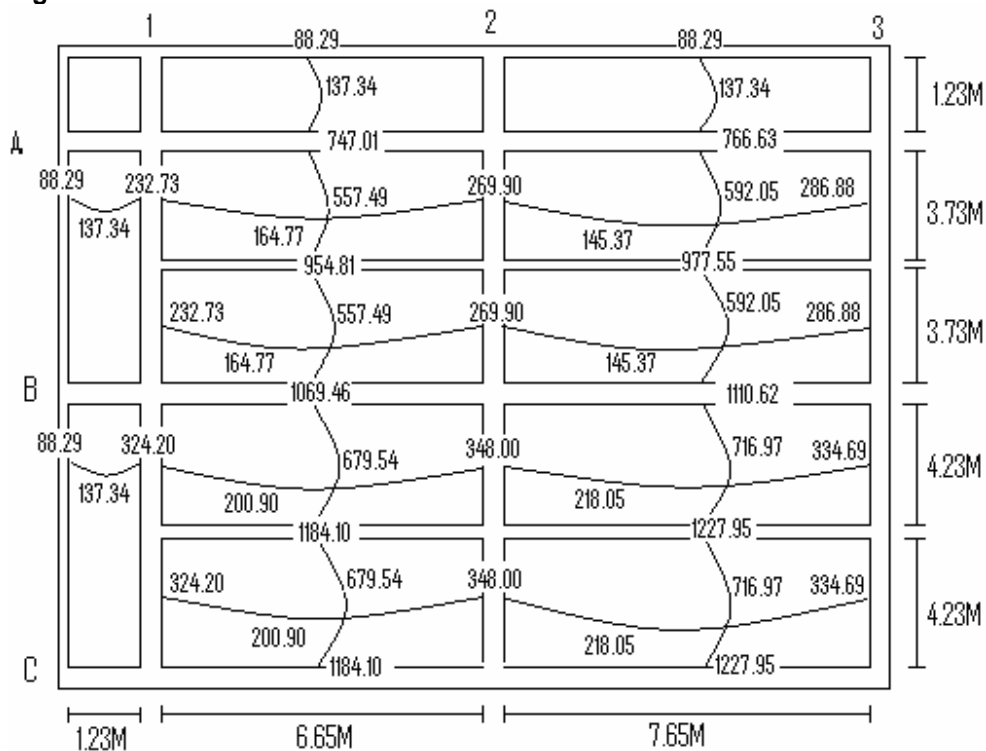
$D1 = \frac{0.81}{1.08} = 0.75$

$M_{balanceado} = M1 + D1(M2 - M1) = 123.60 + 0.75 * (954.81 - 123.60) = 747.01 \text{ kg-m}$

$M_{balanceado} = M2 - D2(M2 - M1) = 954.81 - 0.25 * (954.81 - 123.60) = 747.01 \text{ kg-m}$

De la misma forma se balancean todos los momentos que hagan falta.

Figura 70 Momentos balanceados



El código ACI 318-05 en la sección 7.12.1 requiere que en losas estructurales el refuerzo a flexión en una sola dirección, debe de colocar refuerzo normal al refuerzo por flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura, para ello en la sección 7.12.2.1 requiere que el refuerzo por retracción y temperatura debe de ser igual a los valores dados a continuación, pero no menor que 0.0014 además en ninguna caso debe colocarse el refuerzo por temperatura a mas de 5 veces el espesor de la losa ni 45 cm.

- a) Losas donde se utilicen barra corrugada grado 40 o 50, cuantilla igual a 0.0020
- b) Losas donde se utilicen barras corrugadas grado 60 o mallas electrosoldadas de almbro (liso o corrugado), cuantilla igual a 0.0018
- c) Losas donde se utilice refuerzo con resistencia a la fluencia por encima de 60000lb/pul² medida a una deformación de fluencia de 0.35%, cuantilla igual a $0.0018 \cdot 60000 / f_y$

En nuestro caso la cuantilla mínima debe de ser igual a 0.0018 por lo tanto el área de acero mínimo es:

$$A_{smin} = \text{cuantilla} \cdot b \cdot d$$

$$d = \text{espesor de losa} - \text{recubrimiento} - \text{diámetro propuesto} / 2$$

El código ACI 318-05 en la sección 7.7.1 requiere que el recubrimiento mínimo para losas debe de ser igual a 2cm, además proponemos refuerzo numero 3 diámetro igual a 0.9525 cm.

$$d = 10 - 2.5 - 0.9525 / 2 = 7.02 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 7.02 = 1.26 \text{ cm}^2$$

El código ACI 318-05 en la sección 13.3.1 requiere que el área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas de dos direcciones deben determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, de la figura 70 se puede observar que hay diversidad de momentos así que tomaremos los mayores o críticos en cada sentido y calcularemos el área requerido por cada uno

Mu = 1184.10 kg-m	As= 5.17 cm ²
Mu = 1227.95 kg-m	As= 5.38 cm ²
Mu = 286.88 kg-m	As= 1.19 cm ² colocar área de acero mínimo
Mu = 348.00 kg-m	As= 1.45 cm ²

El código ACI 318-05 en la sección 7.6.5 requiere que en muro o en losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe de ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de losa, ni de 45 cm.

Espaciamiento para área de acero requerido

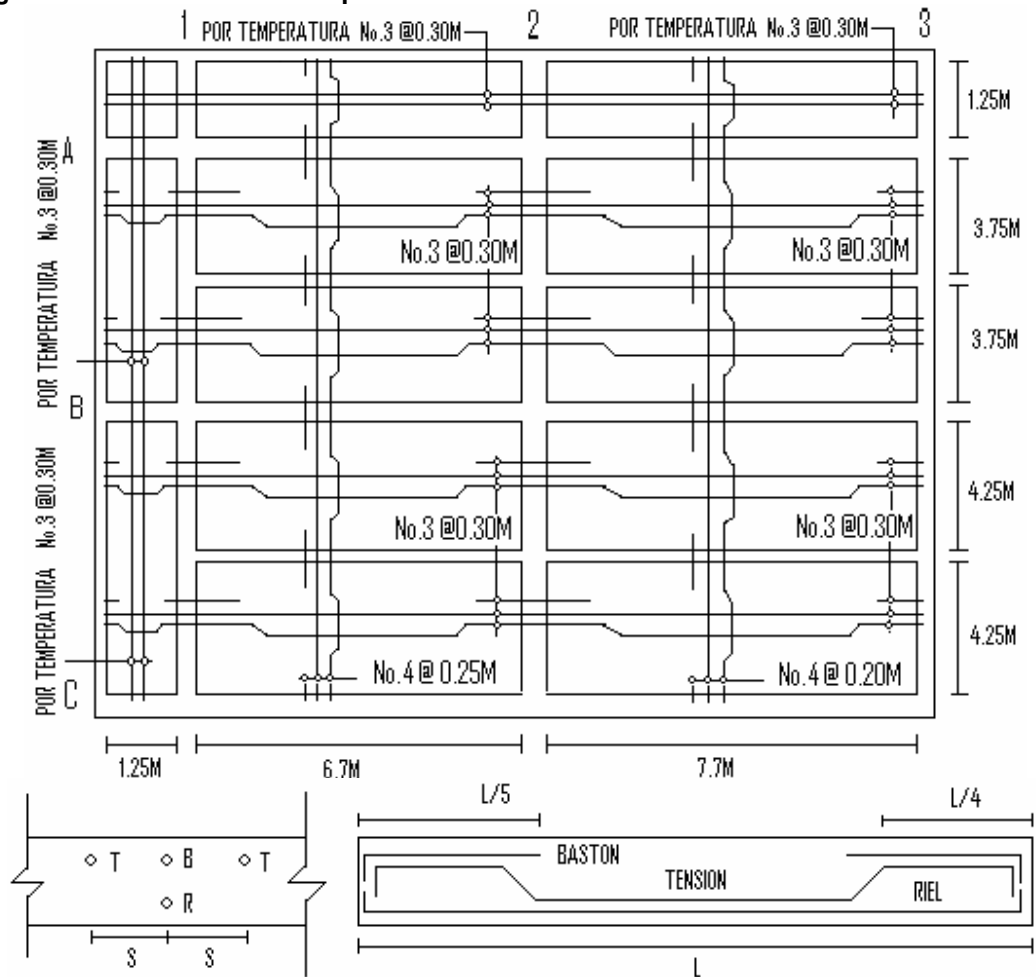
$$\frac{S}{0.71 \text{ cm}^2 (\text{No.3})} = \frac{1\text{m}}{1.26 \text{ cm}^2} \quad S = 0.56 \text{ m}$$

Espaciamiento máximo = 3*espesor de losa = 3*0.10m = 0.30 m

As= 5.17 cm ²	S = 0.25m refuerzo No.4
As= 5.38 cm ²	S = 0.20m refuerzo No.4
As= 1.26 cm ²	S = 0.56m colocar espaciamento de 0.30 m refuerzo No.3
As= 1.45 cm ²	S = 0.38m colocar espaciamento de 0.30 m refuerzo No.3

Observe que para los momentos críticos se tomo la decisión de proponer refuerzo No. 4 ya que si se propone No. 3 requerirá espaciamentos de 0.13m esto en la practica o en la ejecución no es factible, recuerde al proponer refuerzo No. 4 el peralte efectivo de la losa cambia.

Figura 71 Detalle de losas de primer nivel



5.10.2 Viga 1-2 de primer nivel marco A

Figura 72 Viga de primer nivel marco A

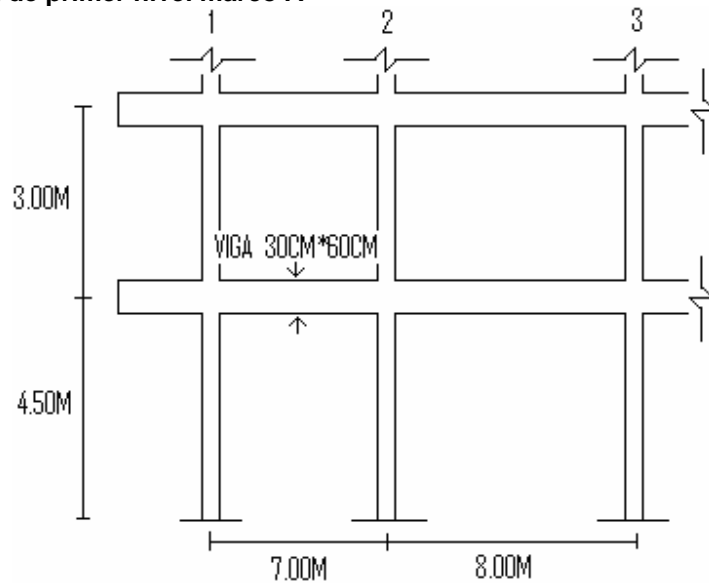


Figura 73 Diagrama de momento de carga muerta a rostros interior

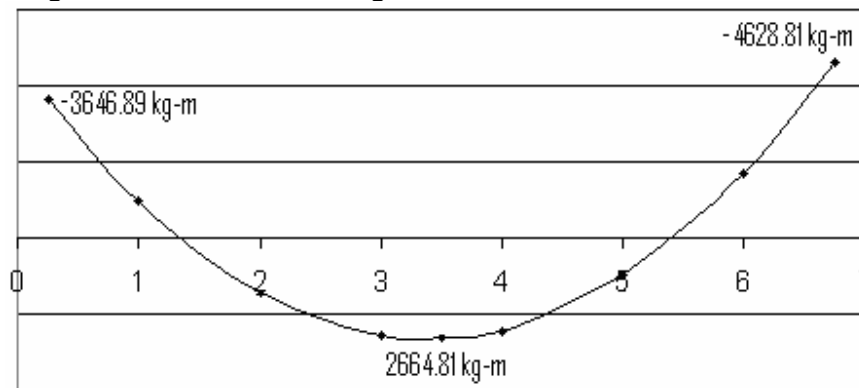


Figura 74 Diagrama de momento de carga viva a rostro interior

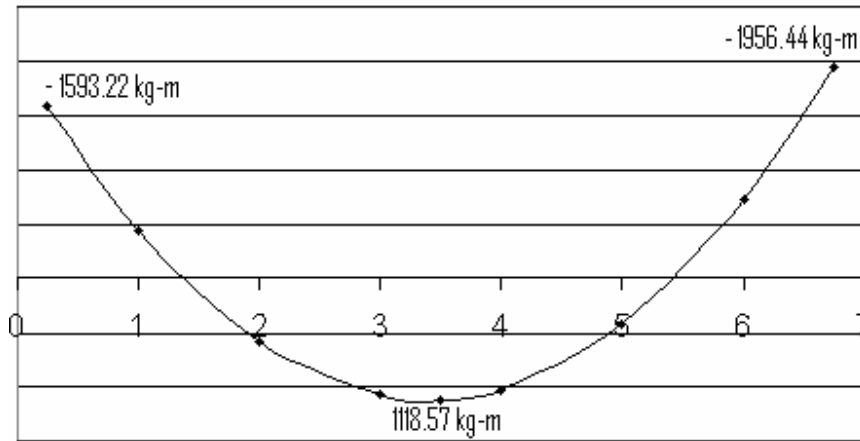
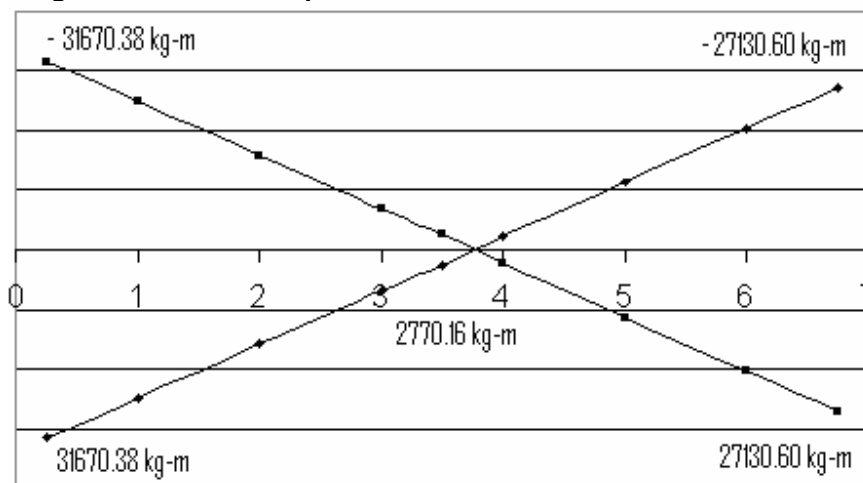


Figura 75 Diagrama de momento por sismo a rostro interior



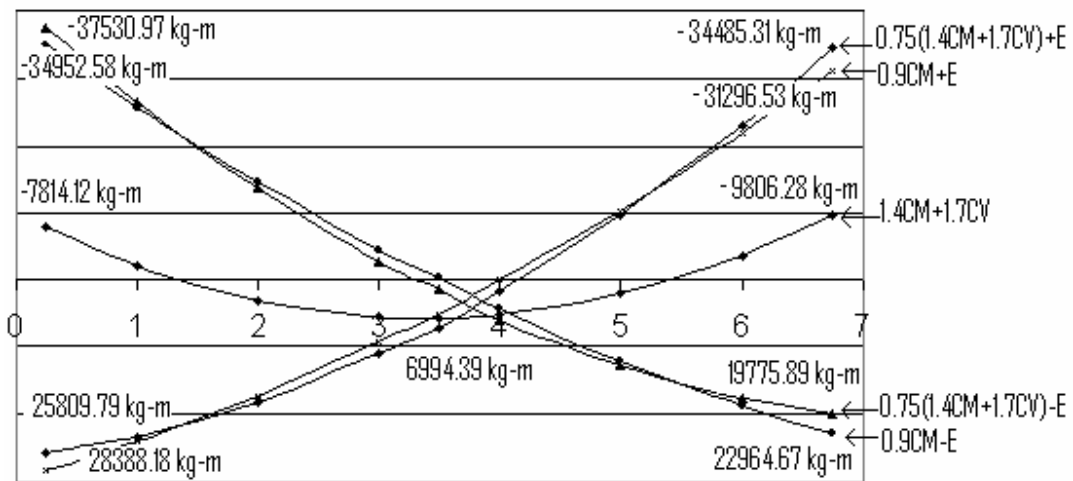
Los diagramas anteriores fueron tomados del análisis estructural del marco A ver la sección 5.9, el lector debe darse cuenta que los diagramas están a rostros interiores, con estos mismos elaboramos la envolvente de momentos que es el diagrama que representa los máximos momentos a los cuales va estar sujetos el miembro estructural, para ello el código ACI 318-05 APÉNDICE C.2.1 da las siguientes combinaciones:

1. $U=1.4CM+1.7CV$
2. $U=0.75*(1.4CM+1.7CV) +E$

3. $U=0.9CM+E$

A continuación se presenta la envolvente de momentos generados por los diagramas anteriores, el lector puede hacer sus combinaciones y llegara a determinar los mismos resultados, a lado derecho encontrara la combinación utilizada.

Figura 76 Envolvente de momentos



Datos de diseño

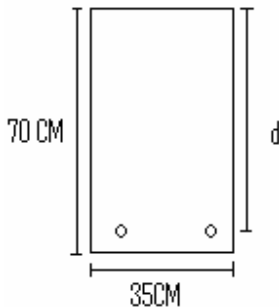
$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

Figura 77 Sección de viga de diseño



Determinación de peralte efectivo

$d = h - \text{recubrimiento} - \text{diámetro de refuerzo transversal} - \text{diámetro de refuerzo longitudinal} / 2$

El código ACI 318-05 en la sección 7.7.1 establece que se debe proporcionar un recubrimiento mínimo al refuerzo para vigas igual a 4cm.

$$d = 70\text{cm} - 4\text{cm} - 0.9525 - 2.54\text{cm} / 2 = 63.78\text{cm}$$

Determinación de refuerzo mínimo

El código ACI 318-05 en la sección 10.5 establece que en toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo a tracción el A_s no debe de ser menor a:

$$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}bd}{f_y} \quad \text{pero no menor a} \quad A_{smin} = \frac{14bd}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{280} \cdot 35\text{cm} \cdot 63.78\text{cm}}{4200} = 7.11\text{cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14 \cdot 35\text{cm} \cdot 63.78\text{cm}}{4200} = 7.44\text{cm}^2$$

Determinación de área de acero máxima

$$A_{smax} = 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot B \cdot f'_c \cdot 6120}{f_y (6120 + f_y)} = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 6120}{4200 \cdot (6120 + 4200)} = 0.03509$$

$$A_{smax} = 0.5 \cdot 0.03509 \cdot 35 \cdot 63.78 = 39.17\text{cm}^2$$

El código ACI 318-05 APÉNDICE C.3.2.1 para secciones controladas por tracción se debe aplicar un factor de reducción Φ igual a 0.90

Determinación de área de acero requerida para los momentos

Para determinar el área de acero, utilizamos la siguiente ecuación, dicha ecuación ya incluye el factor de reducción:

$$A_s = (bd - \sqrt{(bd)^2 - \mu_b / 0.003825 f_c}) * 0.85 f_c / f_y$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2

μ_b = momento ultimo en Kg-m

b = base de la viga en cm

d = peralte efectivo

f_c = resistencia especifica a la compresión en kg/cm^2

f_y = resistencia especifica a la fluencia de refuerzo en kg/cm^2

Tabla LIII Área de acero requerido para momentos de viga 1-2

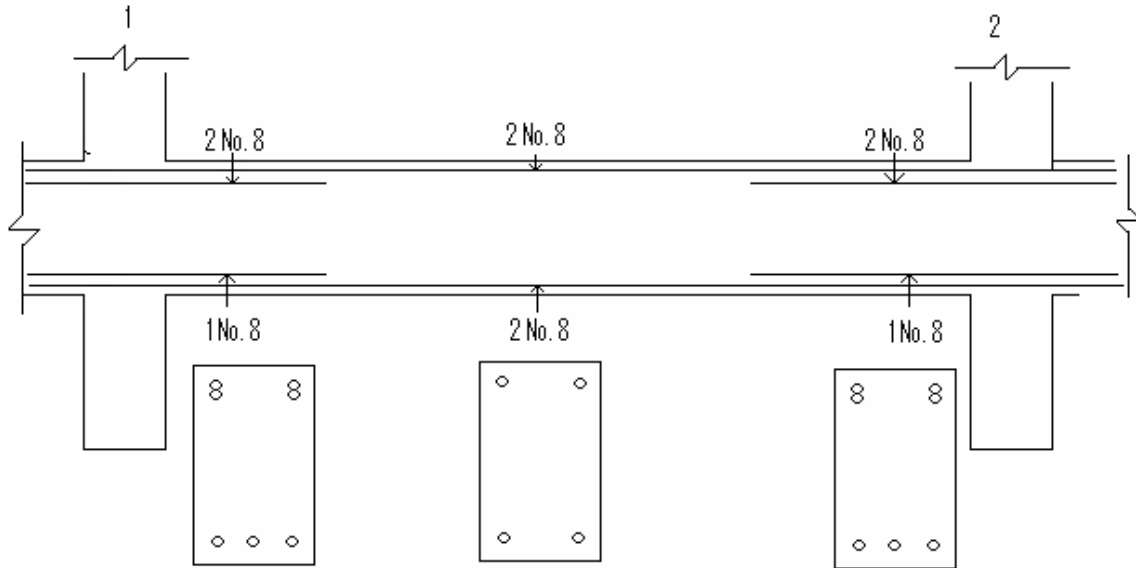
Mu kg-m	Asmin cm ²	Asrequerida cm ²	Asmax cm ²	SECCION
37530,90	7,44	18,18	39,17	flexión negativa
28388,18	7,44	13,49	39,17	flexión positiva
34485,31	7,44	16,60	39,17	flexión negativa
22964,67	7,44	10,79	39,17	flexión positiva
6994,39	7,44	3,19	39,17	flexión positiva

Como se ve en la tabla la viga en todas sus sección es simple mente reforzada, para el momento de 6994.39 kg-m el área de acero requerida es 3.19 cm^2 colocar área de acero mínimo.

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.2.1 requiere que en cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior debe colocarse Área de acero mínimo y la cuantilla de refuerzo no debe de exceder a 0.025. Al menos dos barras continuas deben disponerse tanto en la parte inferior y superior.

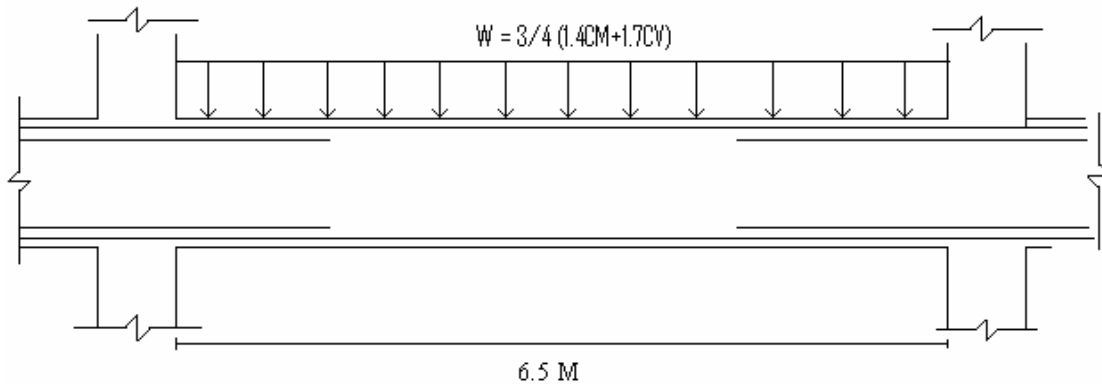
El código ACI 318-05 en la sección 21.3.2.2 requiere que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento positivo o negativo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en cualquiera de las caras del nudo.

Figura 78 Armado longitudinal de viga 1-2



Diseño de refuerzo transversal

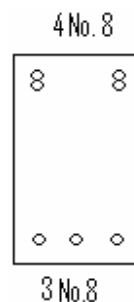
Figura 79 Carga distribuida y factorizada



El código ACI 318-05 en la sección 21.3.4.1 requiere que la fuerza cortante de diseño V se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en las partes comprendidas entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras del nudo localizados en los extremos del elemento, actúan momentos opuestos correspondientes a la resistencia probable M_{pr} y que el elemento está cargado además con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de toda la luz. La resistencia probable se basa en $1.25f_y$ con un factor de reducción de $\Phi=1$.

Cálculo de resistencia probable

Figura 80 Sección de viga reforzada



Área de acero para flexión negativa $A_s = 4 \cdot (5.07 \text{ cm}^2) = 20.28 \text{ cm}^2$ el espesor del bloque de esfuerzo es:

$$a = \frac{1.25 \cdot f_y \cdot A_s}{0.85 f'_c b} = \frac{1.25 \cdot 4200 \cdot 20.28}{0.85 \cdot 280 \cdot 35} = 12.78 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 1.25 f_y A_s (d - a/2) = 1.25 \cdot 4200 \cdot 20.28 \cdot (63.78 - 12.78/2) = 6110313.30 \text{ kg-cm}$$

$$M_{pr1} = 61103.13 \text{ kg-m}$$

Área de acero para la flexión positiva $A_s = 3 \cdot 5.07 = 15.21 \text{ cm}^2$ el espesor del bloque de esfuerzos es:

$$a = \frac{1.25 \cdot 4200 \cdot 15.21}{0.85 \cdot 280 \cdot 35} = 9.59 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 1.25 \cdot 4200 \cdot 15.21 \cdot (63.78 - 9.59/2) = 47100099.71 \text{ kg-cm}$$

$$M_{pr2} = 47101.00 \text{ kg-m}$$

Determinación de fuerza cortante

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{WL}{2}$$

$$W = 3/4 \cdot (1.4 \cdot 1280.50 + 1.7 \cdot 544.64) = 2038.94 \text{ kg}$$

La carga distribuida puede encontrarse en las figuras 44 y 45

$$V_{e1} = \frac{61103.13 + 47101.00}{6.50} + \frac{2038.94 \cdot 6.50}{2} = 16646.79 + 6626.55 = 23273.34 \text{ kg}$$

$$V_{e2} = \frac{61103.13 + 47101.00}{6.50} - \frac{2038.94 \cdot 6.50}{2} = 16646.79 - 6626.55 = 10020.24 \text{ kg}$$

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.4.2 requiere que se debe diseñar el cortante suponiendo la capacidad de corte del hormigón igual a cero si la fuerza cortante inducida por sismo representa la mitad o más de las resistencias de corte requerida en estas zonas.

Haciendo nuestra revisión el corte inducido por sismo es 16646.79 kg y el corte total 23273.34 kg, $16646.79/23273.34 = 0.72$ el corte inducido por sismo representa el 72% del corte total en esa zona por lo que no debe tomarse en cuenta el corte resistente de hormigón.

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.3 requiere que deben disponerse estribos de confinamiento en una longitud igual a 2 veces la altura del elemento, medida desde la cara de apoyo del elemento, hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión.

$$\text{Longitud de confinamiento} = 2 \cdot h = 2 \cdot 0.7 = 1.4 \text{ m}$$

El código ACI 318-05 en la sección 23.3.3.2 requiere que el primer estribo no debe de estar a más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos de confinamiento no deben de exceder el menor de: a) $d/4$, b) ocho veces el diámetro de la barras longitudinales mas pequeñas, c) 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento y d) 30 cm.

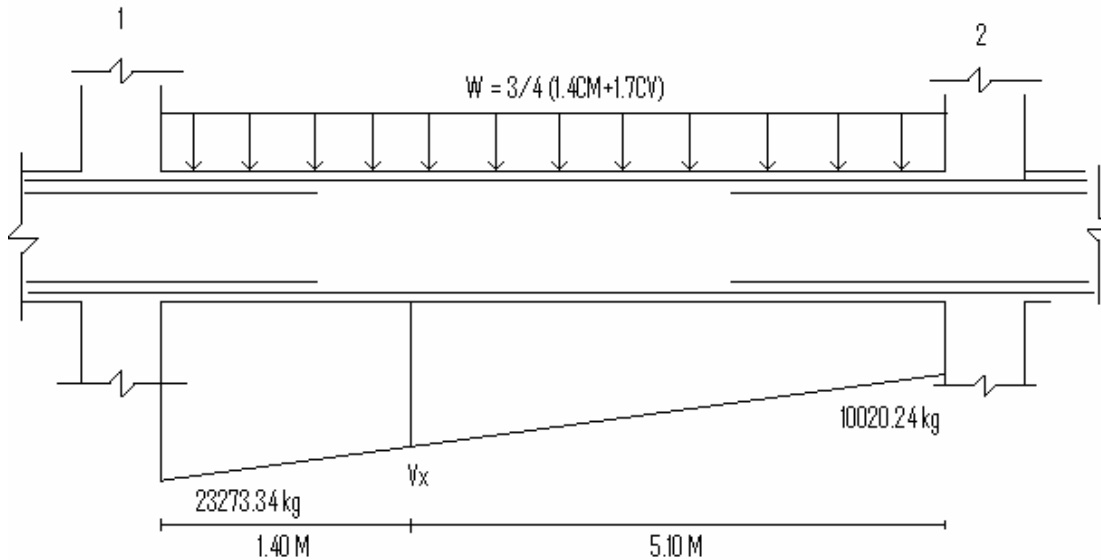
Haciendo nuestra revisión

- a) $63.78/4 = 15.95 \text{ cm} = 0.16 \text{ m}$
- b) $8 * 2.54 = 20.32 \text{ cm} = 0.20 \text{ m}$
- c) $24 * 0.9525 = 22.86 \text{ cm} = 0.23 \text{ m}$
- d) 0.30m

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.3.4 requiere que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos cerrados y ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no menos de $d/2$ en todo lo largo del elemento.

$$d/2 = 63.78/2 = 31.89 \text{ cm} = 0.32 \text{ m}$$

Figura 81 Fuerzas cortantes en viga



Cálculo de corte V_x a una distancia 1.40 m

$$\frac{V}{23273.34 - 10020.24} = \frac{5.10}{1.40 + 5.10}, \quad V_x = 10398.59 \text{ kg} + 10020.24 \text{ kg} = 20797.18 \text{ kg}$$

Cálculo de espaciamientos de estribos de confinamiento

$$S = \frac{\Phi A_s f_y d}{V_e}$$

El código ACI 318-05 APÉNDICE C.3.2.3 requiere que para elementos controlados por corte se debe aplicarle un factor de reducción $\Phi = 0.85$, proponiendo estribos No. 3 área de acero $2 \times 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$.

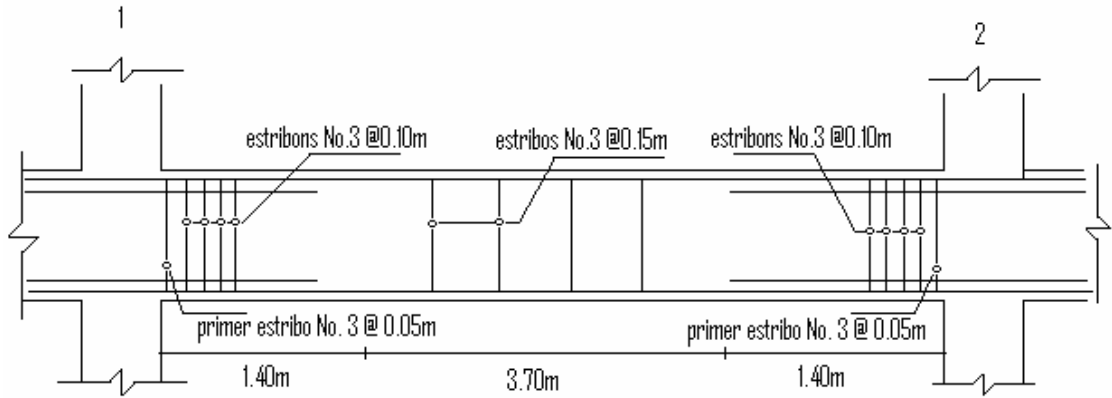
$$S = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4200 \times 63.78}{23273.34} = 13.89 \text{ cm} = 0.13 \text{ m}$$

$$S = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4200 \times 63.78}{20797.18} = 15.55 \text{ cm} = 0.15 \text{ m}$$

Basados en lo anterior el espaciamiento de los estribos quedaran así; el primer estribo a 0.05m y en una distancia igual a dos veces la altura del

elemento medido desde el extremo al centro del miembro estarán situados a 0.10m y el resto a 0.15m.

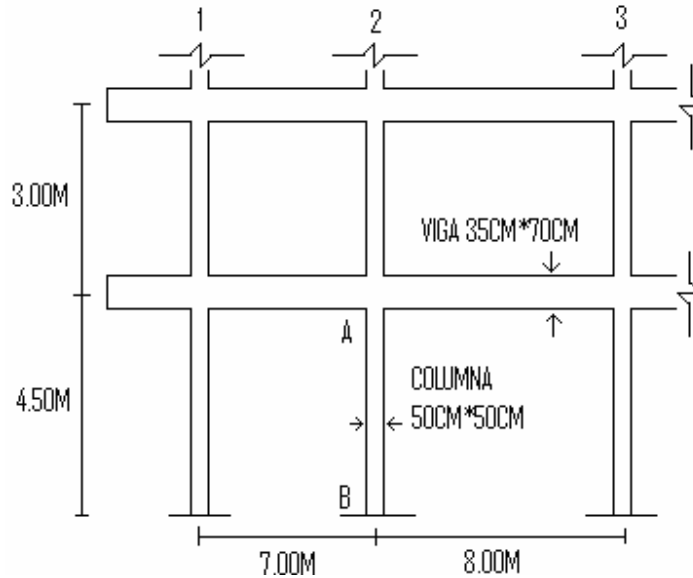
Figura 82 Espaciamiento de estribos de confinamiento



5.10.3 Columna A-2

Determinación de efecto de esbeltez en el sentido X

Figura 83 Columna A-2 sentido X



$$\Psi = \frac{\sum EI_{\text{columna}}/L}{\sum EI_{\text{viga}}/L}$$

El código ACI 318-05 en la sección 10.11.1 permite el uso de las siguientes propiedades para los miembros de la estructura, momentos de inercia para viga $0.35I_g$ y para columnas $0.7I_g$ estas propiedades pueden usarse para marcos arriostrados (sin desplazamiento) y marcos no arriostrados (con desplazamiento) basados en esto tenemos.

$$I_{\text{viga}} = 0.35 \cdot \frac{1}{12} \cdot 35 \cdot 70^3 = 350145.83 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{columna}} = 0.7 \cdot \frac{1}{12} \cdot 50 \cdot 50^3 = 364583.33 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{364583.33}{450} + \frac{364583.33}{300}}{\frac{350145.83}{700} + \frac{350145.83}{800}} = 2.16$$

$\Psi_B = 1$, si es empotramiento perfecto se debe de tomar 0 pero si se asemeja se supone 1.

Nótese que para el cálculo de Ψ_A no hubo la necesidad de calcular el modulo de elasticidad de hormigón puesto que todos los miembros son del mismo material.

Cálculo de factor de longitud efectiva K

Como ya se demostró que el piso del primer nivel del marco A sentido X se debe considerar como no arriostrado (con desplazamiento) ver tabla LI.

El código ACI 318-05 comentario en la sección R10.12.1 permite calcular el factor K, por medio de las siguientes ecuaciones, en donde Ψ_m es el promedio de Ψ_A y Ψ_B

Si $\Psi_m < 2$

$$K = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m}$$

Si $\Psi_m \geq 2$

$$K = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m}$$

$$\Psi_m = \frac{2.16 + 1}{2} = 1.58$$

$$K = \frac{20 - 1.58}{20} \sqrt{1 + 1.58} = 1.48$$

El código ACI 318-05 en la sección 10.1.3.2 permite ignorar los efectos de esbeltez en estructura no arriostradas si se cumple con lo siguiente:

$$\frac{Kl}{r} < 22$$

Donde:

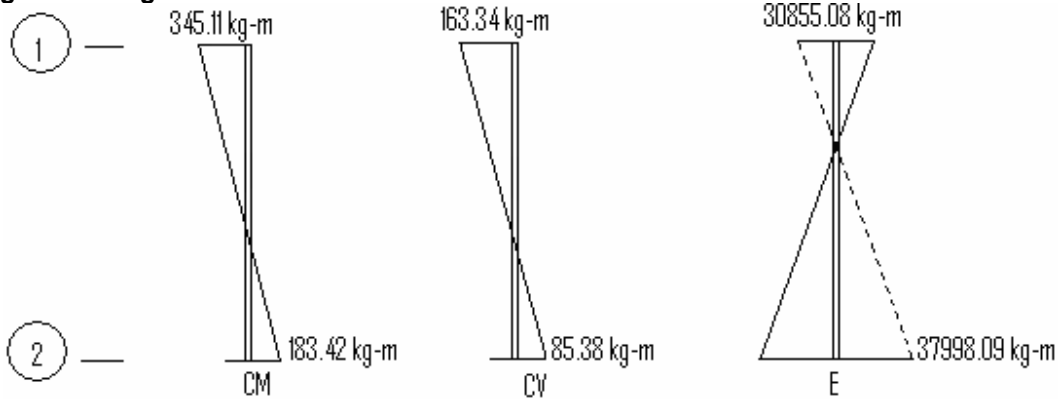
K= factor de longitud efectiva

L = longitud libre

r = radio de giro 0.3b

$\frac{1.48 \cdot 415}{0.3 \cdot 50} = 40.95$, se debe de tomar en cuenta los efectos de esbeltez

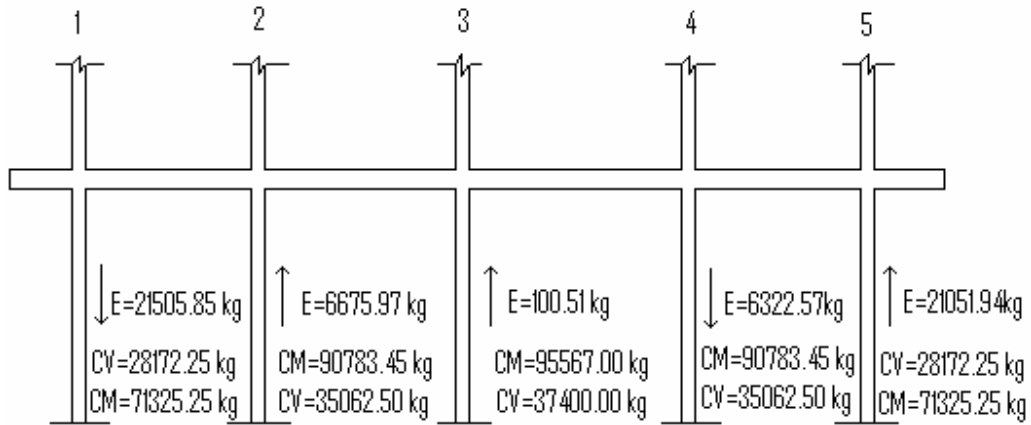
Figura 84 Diagrama de momentos de columna sentido X



Los diagramas de momentos fueron tomados del análisis estructural marco A ver la sección 5.9, para determinar el máximo momento a la cual va estar sometido la columna en el sentido X el código ACI 318-05 APÉNDICE C2.1 da las siguientes combinaciones, se debe de tomar la mayor.

1. $U=1.4CM+1.7CV$
2. $U=0.75 \cdot (1.4CM+1.7CV) + E$
3. $U=0.9CM+E$

Figura 85 Cargas de columnas de marco A



Considerar el caso: $U = 1.4CM + 1.7CV$

Determinación de carga

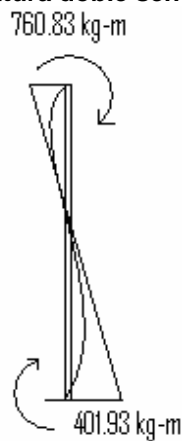
$$U = 1.4 * 90783.45 + 1.7 * 35062.50 = 186,703.08 \text{ kg}$$

Determinación de momento

$$M1 = 1.4 * 345.11 + 1.7 * 163.34 = 760.83 \text{ kg-m}$$

$$M2 = 1.4 * 183.42 + 1.7 * 85.38 = 401.93 \text{ kg-m}$$

Figura 86 Columna flectada con curvatura doble sentido X



El código ACI 318-05 en la sección 10.12.3.2 requiere que el momento de diseño no debe de ser menor al momento actuante mayor en la columna M_2 , donde $M_2 \geq M_{2min} = P(0.015 + 0.00003h)$

$$M_{2min} = 186703.08(0.015 + 0.00003 \cdot 450) = 5321.04 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 760.83 \text{ kg-m} < 5321.04 \text{ kg-m, usar } M_{2min}$$

$$M_2 = 401.93 \text{ kg-m} < 5321.04 \text{ kg-m, usar } M_{2min}$$

En la determinación de factor de amplificación no sismo δ_{ns} , recuerde que en este caso solo se toma la carga gravitacional.

El código ACI 318-05 en la sección 10.12.3 requiere que la columna debe diseñarse para la carga axial mayorada P_u y el momento magnificado por efectos de curvatura como sigue:

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

Donde:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2}$$

$$EI = \frac{0.4 I_g E_c}{(1 + B_d)}$$

El código ACI 318-05 en la sección 10.12.3.1 requiere que C_m para elementos sin cargas transversales debe de ser $C_m = 0.6 + 0.4M_1/M_2 \geq 0.4$ y para elementos con carga transversales debe C_m debe tomarse igual a 1, la relación M_1/M_2 debe de tomarse negativo si la columna esta flectada con curvatura doble y positiva si esta flectada con curvatura simple.

El código ACI 318-05 en la sección 10.13.6 requiere que B_d debe tomarse como la relación de la máxima carga axial mayorada que actúa de forma permanente y la máxima carga total mayorada.

$$B_d = \frac{1.4CM}{1.4CM+1.7CV}$$

$$B_d = \frac{1.4 \cdot 90783.45 \text{ kg}}{1.4 \cdot 90783.45 \text{ kg} + 1.7 \cdot 35062.50 \text{ kg}} = 0.68$$

$$P_u = 1.4 \cdot 90783.45 \text{ kg} + 1.7 \cdot 35062.50 \text{ kg} = 186703.08 \text{ kg}$$

$$EI = \frac{(0.4 \cdot 15100 \sqrt{280 \cdot 1/12 \cdot 50 \cdot 50^3})}{1+0.68} = 3.133 \cdot 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 3.133 \cdot 10^{10}}{(1 \cdot 415)^2} = 1795411.27 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \cdot -401.93/760.83 = 0.39, \text{ usar } 0.4$$

$$\delta_{ns} = \frac{0.4}{1 - \frac{186703.08}{0.75 \cdot 1795411.27}} = 0.46 < 1 \text{ usar } 1$$

Momento amplificado

$$M_{c1} = \delta_{ns} \cdot M_1 = 1 \cdot 5321.04 = 5321.04 \text{ kg-m}$$

$$M_{c2} = \delta_{ns} \cdot M_2 = 1 \cdot 5321.04 = 5321.04 \text{ kg-m}$$

Considerar el caso: $U = 0.75(1.4CM+1.7CV)+E$

Determinación de carga

$$U = 0.75(1.4 \cdot 90783.45 + 1.7 \cdot 35062.50) = 140027.31 \text{ kg}$$

Determinación de momento

$$M_1 = 0.75(1.4 \cdot 345.11 + 1.7 \cdot 163.34) = 570.62 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 0.75(1.4 \cdot 183.42 + 1.7 \cdot 85.38) = 301.45 \text{ kg-m}$$

Cálculo de momento mínimo

$$M_{2min} = 140027.31(0.015 + 0.00003 \cdot 450) = 3990.78 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 301.45 \text{ kg-m} < 3930.78 \text{ kg-m, usar } M_{2min}$$

$$M_2 = 570.60 \text{ kg-m} < 3930.78 \text{ kg-m, usar } M_{2min}$$

B_d , E_I y P_c son los mismos igual que el caso anterior

$$C_m = 0.6 + 0.4 \cdot \frac{301.45}{570.62} = 0.39, \text{ usar } 0.4$$

$$\delta_{ns} = \frac{0.4}{1 - \frac{140027.31}{0.75 \cdot 1795411.27}} = 0.45 < 1, \text{ usar } 1$$

Cálculo de factor de amplificación de sismo δ_s

El código ACI 318-05 en la sección 10.13.4.3 permite calcular el factor δ_s con la siguiente expresión:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \cdot \sum P_c}} > 1$$

Donde:

$\sum P_u$ = es la suma de todas las cargas verticales mayoradas de un piso

$\sum P_c$ = es la suma de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso

$B_d = 0$, ya que no hay carga muerta en este caso

$$E_I = \frac{(0.4 \cdot 15100 \sqrt{280} \cdot 1/12 \cdot 50 \cdot 50^3)}{1+0} = 5.264 \cdot 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 5.264 \cdot 10^9}{(1.48 \cdot 415)^2} = 1377196.79 \text{ kg}$$

$$\sum P_u = 2 \cdot 0.75 \cdot 1.4 \cdot 71325.25 + 2 \cdot 0.75 \cdot 1.4 \cdot 90783.45 + 0.75 \cdot 1.4 \cdot 95567.00 +$$

$$2*0.75*1.7*28172.25 + 2*0.75*1.7*35062.50 + 0.75*1.7*37400.00 - 110811.13 + 148030.35 - 21505.85 + 6675.97 + 100.51 - 6322.57 + 21051.94 = 649,707.23 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_c = 5 * 1377196.79 = 6885983.95 \text{ kg}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{649707.23}{0.75 * 6885983.95}} = 1.14$$

El código ACI 318-05 en la sección 10.3.6 inciso c) requiere que cuando el factor δ_s se calcula con ΣP y ΣP_c correspondiente a carga muerta y viva mayorada debe de ser positivo y no exceder a 2.5, esta restricción es para que el marco se mantenga estable.

Cálculo de momento amplificado

$$M_{c1} = \delta_{ns} * M_{1ns} + \delta_s * M_{1s} = 1 * 3990.78 + 1.14 * 30855.08 = 39165.57 \text{ kg-m}$$

$$M_{c2} = \delta_{ns} * M_{2ns} + \delta_s * M_{2s} = 1 * 3990.78 + 1.14 * 37998.09 = 47308.60 \text{ kg-m}$$

Caso 3 $U = 0.9CM + E$

Determinación de carga

$$U = 0.9 * 90783.45 = 81705.11 \text{ kg}$$

Determinación de momentos

$$M_1 = 0.9 * 345.11 = 310.60 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 0.9 * 183.42 = 165.08 \text{ kg-m}$$

Cálculo de momento mínimo

$$M_{2min} = 81705.11(0.015 + 0.00003 * 450) = 2328.60 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 310.60 \text{ kg-m} < 2328.60 \text{ kg-m, usar } M_{2min}$$

$$M_2 = 165.08 \text{ kg-m} < 2328.60 \text{ kg-m, usar } M_{2min}$$

$B_d = 1$, ya que solo actúa la carga muerta

$$EI = \frac{(0.4 \cdot 15100 \sqrt{280 \cdot 1/12 \cdot 50 \cdot 50^3})}{1+1} = 2.632 \cdot 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$Pc = \frac{\pi^2 \cdot 2.632 \cdot 10^{10}}{(1 \cdot 415)^2} = 1508305.92 \text{ kg}$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \cdot (-165.08/310.60) = 0.39, \text{ usar } 0.4$$

$$\delta_{ns} = \frac{0.4}{1 - \frac{81705.11}{0.75 \cdot 1508305.92}} = 0.43 < 1, \text{ usar } 1$$

Cálculo de factor de sismo δ_s

$B_d = 0$, ya que no existe carga muerta

$$EI = \frac{(0.4 \cdot 15100 \sqrt{280 \cdot 1/12 \cdot 50 \cdot 50^3})}{1+0} = 5.264 \cdot 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$Pc = \frac{\pi^2 \cdot 5.264 \cdot 10^{10}}{(1.48 \cdot 415)^2} = 1377196.79 \text{ kg}$$

$$\Sigma Pu = 2 \cdot 0.9 \cdot 71325.25 + 2 \cdot 0.9 \cdot 90783.45 + 0.9 \cdot 95567.00 - 21505.85 + 6675.97 + 100.51 - 6322.57 + 21051.94 = 377805.96 \text{ kg}$$

$$\Sigma Pc = 5 \cdot 1377196.79 = 6885983.95 \text{ kg}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{377805.96}{0.75 \cdot 6885983.95}} = 1.08 < 2.5, \text{ el factor es correcto y el piso es estable}$$

Momento amplificado

$$Mc1 = \delta_{ns} \cdot M1_{ns} + \delta_s \cdot M1_s = 1 \cdot 2328.60 + 1.08 \cdot 30855.08 = 35652.09 \text{ kg-m}$$

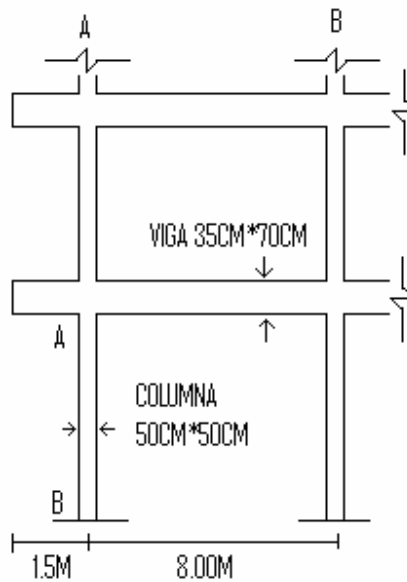
$$Mc2 = \delta_{ns} \cdot M2_{ns} + \delta_s \cdot M2_s = 1 \cdot 2328.60 + 1.08 \cdot 37998.09 = 43366.54 \text{ kg-m}$$

Tabla LIV Resumen de cargas y momentos de diseño

CASO	CM kg	CV kg	E kg	PU kg	Superior Mc1 (kg-m)	Inferior Mc2 (kg-m)
1	127096,83	59606,25	0,00	186703,08	5321,04	5321,04
2	95322,62	44704,69	6675,97	146703,28	39165,57	47308,60
3	81705,11	0,00	6675,97	88381,08	35652,09	43366,54

Determinación de efectos de esbeltez en el sentido Y

Figura 87 Columna A-2 sentido Y



$$\Psi = \frac{\sum EI_{\text{columna}}/L}{\sum EI_{\text{viga}}/L}$$

$$I_{\text{viga}} = 0.35 \cdot 1/12 \cdot 35 \cdot 70^3 = 350145.83 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{columna}} = 0.7 \cdot 1/12 \cdot 50 \cdot 50^3 = 364583.33 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{364583.33}{450} + \frac{364583.33}{300}}{\frac{350145.83}{800} + \frac{350145.83}{150}} = 0.73$$

$\Psi_B = 1$ si es empotramiento perfecto se debe de tomar 0 pero si se asemeja se supone 1.

Nótese que para el cálculo de Ψ_A no hubo la necesidad de calcular el modulo de elasticidad de hormigón puesto que todos los miembros son de mismo material.

Cálculo de factor de longitud efectiva K

Como ya se demostró que el primer piso del marco 2 se debe considerar no arriostrado (con desplazamiento) ver tabla LII.

El código ACI 318-05 comentario en la sección R10.12.1 permite calcular el factor K por medio de las siguientes ecuaciones, en donde Ψ_m es el promedio de Ψ_A y Ψ_B .

Si $\Psi_m < 2$

$$K = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m}$$

Si $\Psi_m \geq 2$

$$K = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m}$$

$$\Psi_m = \frac{0.73 + 1}{2} = 0.87$$

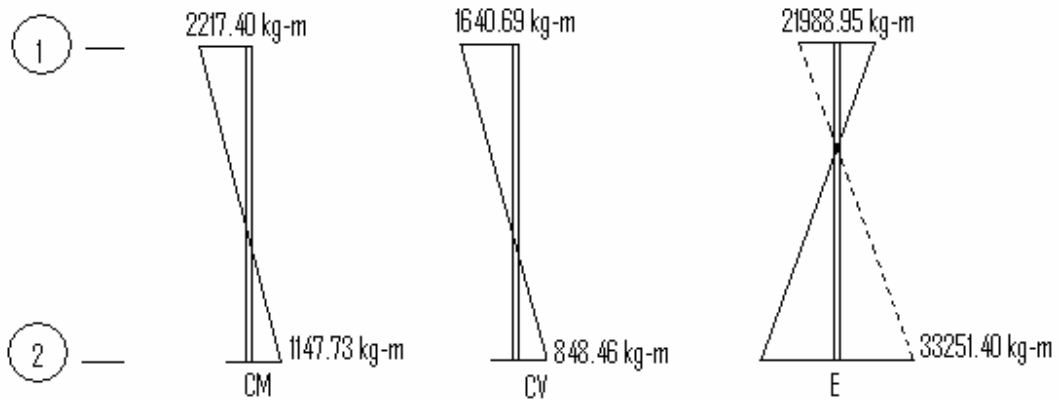
$$K = \frac{20 - 0.87}{20} \sqrt{1 + 0.87} = 1.31$$

El código ACI 318-05 en la sección 10.13.2 permite ignorar los efectos de esbeltez en estructura no arriostradas si se cumple con lo siguiente

$$\frac{Kl}{R} < 22$$

$$\frac{1.31 * 415}{0.3 * 50} = 36,24 > 22, \text{ por lo tanto considerar efecto de esbeltez}$$

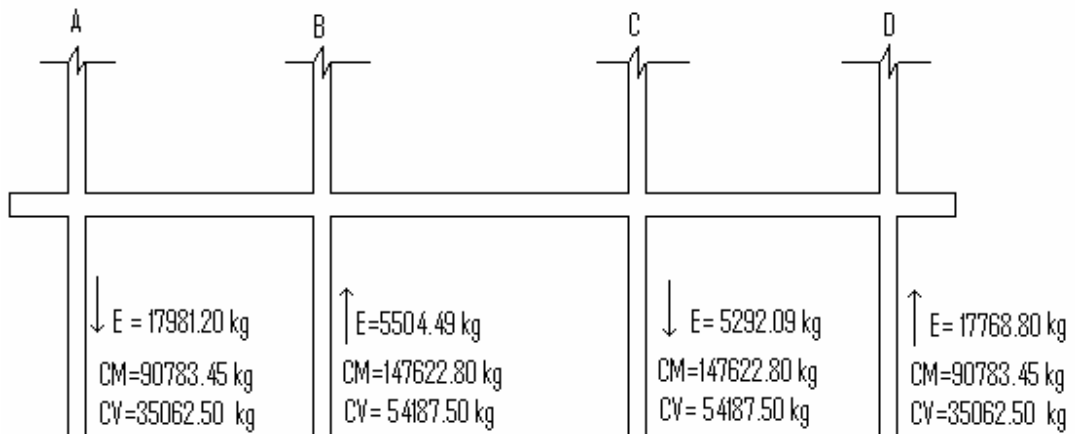
Figura 88 Diagrama de momentos de columna A-2 sentido Y



Los diagramas de momentos fueron tomados del análisis estructural marco A ver la sección 5.9, para determinar el máximo momento a la cual va estar sometido la columna en el sentido Y el código ACI 318-05 APÉNDICE C2.1 da las siguientes combinaciones, se debe de tomar la mayor.

1. $U=1.4CM+1.7CV$
2. $U=0.75*(1.4CM+1.7CV) +E$
3. $U=0.9CM+E$

Figura 89 Cargas de columnas de marco 2



Considerar el caso: $U = 1.4CM + 1.7CV$

Determinación de carga

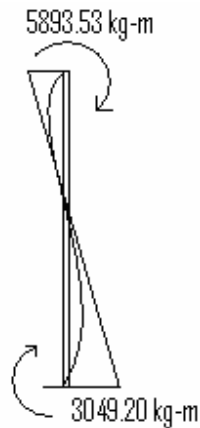
$$U = 1.4 * 90783.45 + 1.7 * 35062.50 = 186,703.08 \text{ kg}$$

Determinación de momento

$$M1 = 1.4 * 2217.40 + 1.7 * 1640.69 = 5893.53 \text{ kg-m}$$

$$M2 = 1.4 * 1147.73 + 1.7 * 848.46 = 3049.20 \text{ kg-m}$$

Figura 90 Columna flectada con curvatura doble sentido Y



El código ACI 318-05 en la sección 10.12.3.2 requiere que el momento de diseño no debe de ser menor al momento actuante mayor en la columna $M2$, donde $M2 \geq M2_{min} = P(0.015 + 0.00003h)$.

$$M2_{min} = 186703.08(0.015 + 0.00003 * 450) = 5321.04 \text{ kg-m}$$

$$M1 = 5893.53 \text{ kg-m} > 5321.04$$

$$M2 = 3049.20 \text{ kg-m} < 5321.04, \text{ usar momento mínimo}$$

Determinación de factor de amplificación no sismo ñns, recuerde que en este caso solo se toma la carga gravitacional.

$$Bd = \frac{1.4CM}{1.4CM + 1.7CV}$$

$$Bd = \frac{1.4 \cdot 90783.45 \text{ kg}}{1.4 \cdot 90783.45 \text{ kg} + 1.7 \cdot 35062.50 \text{ kg}} = 0.68$$

$$Pu = 1.4 \cdot 90783.45 \text{ kg} + 1.7 \cdot 35062.50 \text{ kg} = 186703.08 \text{ kg}$$

$$EI = \frac{(0.4 \cdot 15100 \sqrt{280 \cdot 1/12 \cdot 50 \cdot 50^3})}{1 + 0.68} = 3.133 \cdot 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$Pc = \frac{\pi^2 \cdot 3.133 \cdot 10^{10}}{(1 \cdot 415)^2} = 1795411.27 \text{ kg}$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \cdot 3049.20 / 5893.53 = 0.39, \text{ usar } 0.4$$

$$\delta ns = \frac{0.4}{1 - \frac{186703.08}{0.75 \cdot 1795411.27}} = 0.46 < 1 \text{ usar } 1$$

Momento amplificado

$$Mc1 = \delta ns \cdot M1 = 1 \cdot 5893.53 = 5893.53 \text{ kg-m}$$

$$Mc2 = \delta ns \cdot M2 = 1 \cdot 5321.04 = 5321.04 \text{ kg-m}$$

Considerar el caso: $U = 0.75(1.4CM + 1.7CV) + E$

Determinación de carga

$$U = 0.75(1.4 \cdot 90783.45 + 1.7 \cdot 35062.50) = 140027.31 \text{ kg}$$

Determinación de momento

$$M1 = 0.75(1.4 \cdot 2217.40 + 1.7 \cdot 1640.69) = 4420.15 \text{ kg-m}$$

$$M2 = 0.75(1.4 \cdot 1147.73 + 1.7 \cdot 848.46) = 2286.90 \text{ kg-m}$$

Cálculo de momento mínimo

$$M2min = 140027.31(0.015 + 0.00003 \cdot 450) = 3990.79 \text{ kg-m}$$

$$M1 = 4420.15 \text{ kg-m} > 3990.79 \text{ kg}$$

$$M2 = 2286.90 \text{ kg-m} < 3990.79 \text{ kg}, \text{ usar } M2min$$

Bd, EI y Pc son los mismos como en el caso anterior

$$C_m = 0.6 + 0.4 \cdot 301.45 / 570.62 = 0.39, \text{ usar } 0.4$$

$$\delta_{ns} = \frac{0.4}{1 - \frac{140027.31}{0.75 \cdot 1795411.27}} = 0.45 < 1, \text{ usar } 1$$

Cálculo de factor de amplificación de sismo δ_s

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \cdot \Sigma P_c}} > 1$$

$B_d = 0$, ya que no hay carga muerta en este caso

$$EI = \frac{(0.4 \cdot 15100 \sqrt{280 \cdot 1/12 \cdot 50 \cdot 50^3})}{1+0} = 5.264 \cdot 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 5.264 \cdot 10^9}{(1.31 \cdot 415)^2} = 1757829.88 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_u = 2 \cdot 0.75 \cdot 1.4 \cdot 90783.45 + 2 \cdot 0.75 \cdot 1.4 \cdot 147622.80 + 2 \cdot 0.75 \cdot 1.7 \cdot 35062.50 + 2 \cdot 0.75 \cdot 1.7 \cdot 54187.50 - 17981.20 + 5504.49 - 5292.09 + 17768.80 = 728240.63 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_c = 4 \cdot 1757829.88 = 7031319.52 \text{ kg}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{728240.63}{0.75 \cdot 7031319.52}} = 1.16 < 2.5, \text{ el factor es correcto y el piso es estable}$$

Cálculo de momento amplificado

$$M_{c1} = \delta_{ns} \cdot M_{1ns} + \delta_s \cdot M_{1s} = 1 \cdot 4420.15 + 1.16 \cdot 21988.95 = 29927.33 \text{ kg-m}$$

$$M_{c2} = \delta_{ns} \cdot M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s} = 1 \cdot 3990.79 + 1.16 \cdot 33251.40 = 42562.41 \text{ kg-m}$$

Caso 3 $U = 0.9CM + E$

Determinación de carga

$$U = 0.9 \cdot 90783.45 = 81705.11 \text{ kg}$$

Determinación de momentos

$$M1=0.9*2217.40=1995.66\text{kg-m}$$

$$M2=0.9*1147.73=1032.96\text{kg-m}$$

Cálculo de momento mínimo

$$M2_{\min} = 81705.11(0.015+0.00003*450)=2328.60 \text{ kg-m}$$

$$M1=1995.66 \text{ kg-m} < 2328.60 \text{ kg-m, usar } M2_{\min}$$

$$M2=1032.96 \text{ kg-m} < 2328.60 \text{ kg-m, usar } M2_{\min}$$

Bd=1, ya que solo actúa la carga muerta

$$EI = \frac{(0.4*15100\sqrt{280*1/12*50*50^3})}{1+1} = 2.632^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$Pc = \frac{\pi^2*2.632*10^{10}}{(1*415)^2} = 1508305.92 \text{ kg}$$

$$Cm=0.6+0.4*(-1032.96/1995.66)=0.39, \text{ usar } 0.4$$

$$\delta_{ns} = \frac{0.4}{1 - \frac{81705.11}{0.75*1508305.92}} = 0.43 < 1, \text{ usar } 1$$

Cálculo de factor δ_s

Bd=0, ya que no existe carga muerta

$$EI = \frac{(0.4*15100\sqrt{280*1/12*50*50^3})}{1+0} = 5.264^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$Pc = \frac{\pi^2*5.264*10^{10}}{(1.28*415)^2} = 1841193.76 \text{ kg}$$

$$\Sigma Pu = 2*0.9*90783.45 + 2*0.9*147622.80 - 17981.20 + 5504.49 - 5292.09 + 17768.80 = 429131.25 \text{ kg}$$

$$\Sigma Pc = 4*1377196.79 = 7364775.04 \text{ kg}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{429131.25}{0.75 \cdot 7364775.04}} = 1.09 < 2.5, \text{ el factor es correcto y el piso es estable}$$

Momento amplificado

$$Mc_1 = \delta_{ns} \cdot M_{1ns} + \delta_s \cdot M_{1s} = 1 \cdot 2328.60 + 1.09 \cdot 21988.95 = 26296.56 \text{ kg-m}$$

$$Mc_2 = \delta_{ns} \cdot M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s} = 1 \cdot 2328.60 + 1.09 \cdot 33251.40 = 38572.63 \text{ kg-m}$$

Tabla LV Resumen de cargas y momentos de diseño para columna sentido Y

CASO	CM kg	CV kg	E kg	PU kg	superior Mc1 (kg-m)	inferior Mc2 (kg-m)
1	127096,83	59606,25	0,00	186703,08	5893,53	5321,04
2	95322,62	44704,69	17981,20	158008,51	29927,33	42562,41
3	81705,11	0,00	17981,20	99686,31	26296,56	38572,63

Diseño de refuerzo longitudinal

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$M_{ux} = 47308,60 \text{ kg-m (obtenido de la combinación de cargas ver tabla LIV)}$$

$$M_{uy} = 42562,41 \text{ kg-m (obtenido de la combinación de cargas ver tabla LV)}$$

Cargas gravitacionales

$$CM = 95322,62 \text{ kg (obtenido de la integración de cargas ver figura 85 y 89)}$$

$$CV = 44704,69 \text{ kg (obtenido de la integración de cargas ver figura 89 y 89)}$$

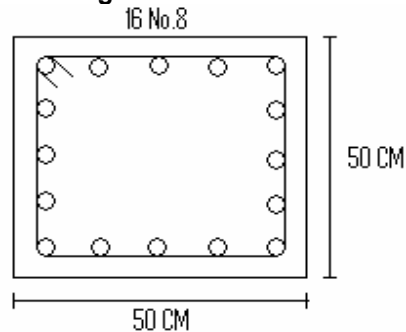
Cargas de sismo

$$E_x = 6675,97 \text{ kg (obtenido del análisis estructural ver figura 85)}$$

$$E_y = 17981,20 \text{ kg (obtenido del análisis estructural ver figura 89)}$$

$$P_u = 95322,62 + 44704,69 + 6675,97 + 17981,20 = 164684,48 \text{ kg}$$

Figura 91 Propuesta de armado longitudinal



El código ACI 318-05 en la sección 21.4 establece que para pórticos especiales resistentes a momentos a) que resistan fuerzas inducidas por sismo y b) que tienen una fuerza axial mayorada de compresión P_u que exceda $A_g \cdot f_c / 10$ deben de cumplir con lo siguiente; 1) la dimensión transversal, medida en una línea recta que pase a través del centroide geométrico, no debe ser menor a 30 cm y b) la relación entre la dimensión menor y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4

Haciendo nuestra revisión

$$P_u = 164684.48 \text{ kg}$$

$$A_g \cdot f_c / 10 = 2500 \text{ cm}^2 \cdot 280 \text{ kg/cm}^2 / 10 = 70000.00 \text{ kg}$$

$$P_u \geq A_g \cdot f_c / 10$$

Por lo tanto, se considera como pórtico resistente a momento, como se puede ver en la figura 91 la dimensión menor de la sección es de 30 cm por lo que cumple con la dimensión mínima, la relación entre la menor dimensión y la perpendicular es de $50/50 = 0.1$ es mayor que 0.4 por lo tanto se cumple con lo establecido por el código.

El código ACI 318-05 apéndice C 3.2.2 requiere que a elementos controlados por carga axial se les debe de aplicar un factor Φ de reducción de 0.70 para elementos distintos de una sección circular.

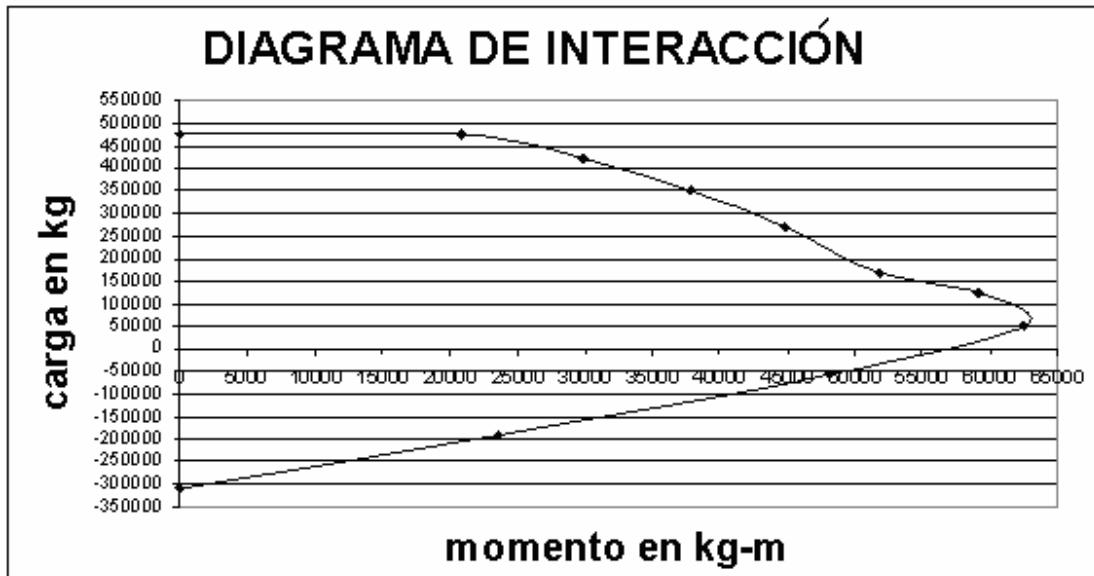
Como se puede observar en la figura 91 la sección de nuestra columna es cuadrada, utilizamos un programa de computación SAP2000 para elaborar un diagrama de interacción específico para la propuesta de armado, el diagrama de interacción es el mismo para ambas direcciones ya que el refuerzo es simétrico y la sección.

El código ACI 318-05 en la sección 21.4.3.1 establece que el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor a $0.01A_g$ ni mayor a $0.06A_g$ haciendo nuestra revisión $16 \cdot 5.07 \text{cm}^2 / 2500 \text{cm}^2 = 0.032$ así que estamos dentro del rango.

Tabla LVI Cargas P_u y momentos, para el refuerzo propuesto

Mn	Pn	M Φ	P Φ
kg-m	Kg	kg-m	Kg
0,00	682012,86	0,00	477409,00
29840,00	682012,86	20888,00	477409,00
42681,43	600652,86	29877,00	420457,00
54035,71	501860,00	37825,00	351302,00
64072,86	384928,57	44851,00	269450,00
74042,86	242294,29	51830,00	169606,00
84518,57	176818,57	59163,00	123773,00
89350,00	73688,57	62545,00	51582,00
68628,57	-80560,00	48040,00	-56392,00
33751,43	-275058,57	23626,00	-192541,00
0,00	-440360,00	0,00	-308252,00

Figura 92 Diagrama de interacción sentido X y Y



Para verificar si el refuerzo propuesto es el adecuado, utilizaremos el método de cargas inversas o de cargas recíprocas mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{\Phi P_n} = \frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} + \frac{1}{\Phi P_o}$$

Donde:

ΦP_n = valor aproximado de la carga última en flexión biaxial

ΦP_{nx} = carga última cuando solo esta presenta la excentricidad e_x

ΦP_{ny} = carga última cuando solo esta presente la excentricidad e_y

ΦP_o = carga última para la columna cargada concéntricamente

Determinación de ΦP_{nx}

De la figura 92 se puede leer que para un momento igual a 47308,60 kg-m se obtiene una carga igual a 240000.00 kg

Determinación de ΦP_n

De la figura 92 se puede leer que para un momento igual a 42562.41 kg-m se obtiene una carga igual a 300000 kg

Determinación de P_o

$$P_o = 0.7 \cdot (0.85 \cdot 280 \cdot (2500 - 81.12) + 4200 \cdot 81.12) = 641478.21 \text{ kg}$$

$$\frac{1}{\Phi P_n} = \frac{1}{240000 \text{ kg}} + \frac{1}{300000 \text{ kg}} + \frac{1}{641478.21 \text{ kg}}$$

Resolviendo la ecuación anterior

$$\Phi P_n = 168318.98 \text{ kg}$$

Por lo que $\Phi P_n = 168318.98 \text{ kg} > 164684.48 \text{ kg}$ como se puede dar cuenta el refuerzo propuesto tiene la capacidad de soportar la carga y los momentos últimos, como se puede ver en la figura 91 corresponde a una cuantilla del 3.20% la cuantilla es elevada debido a las grandes luces de vigas y distribución de cargas las cuales provocaron momentos elevados, si bien es cierto si queremos una cuantilla menor tendremos que aumentar la sección de columna.

Diseño refuerzo transversal

El código ACI 318-05 en la sección 21.4.4.4 requiere que el refuerzo transversal debe suministrarse sobre una longitud medida desde la cara del nudo y ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamiento laterales inelástico del marco, dicha longitud no debe ser menor que a) la altura del elemento b) un sexto de la longitud libre del miembro y c) menor de 45 cm.

Haciendo la revisión

- a) altura del elemento = 0.5 m

b) $1/6$ de la luz libre = $4.15\text{m}/6 = 0.7 \text{ m}$

c) 0.45 m

Basados en lo anterior elegimos una longitud de confinamiento de 0.70 m en ambos extremos de la columna.

El código ACI 318-05 en la sección 21.4.4.1 b) requiere que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que la requerida por las siguientes ecuaciones; la ecuación 2 tiene por objeto asegurar una capacidad adecuada de curvatura a flexión en las regiones de fluencia por esta razón solo utilizaremos la ecuación 2.

$$1) A_{sh} = \frac{0.3 \cdot S \cdot b \cdot f'_c \cdot (A_g - 1)}{f_y \cdot A_{ch}}$$

$$2) A_{sh} = 0.09 \cdot S \cdot \frac{b \cdot f'_c}{f_y}$$

Donde:

S = espaciamiento medidos centro a centro

b = dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área A_{sh}

A_g = área bruta de la sección en cm^2

A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento, medidas desde los bordes exteriores del refuerzo transversal

A_{sh} = área total del refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocados dentro del espaciamiento y perpendicular a la dimensión b en cm^2

$$A_{sh} = \frac{0.09 \cdot S \cdot 37.56 \cdot 280}{4200} = 0.2254 \cdot S$$

Proponiendo refuerzo transversal No. 3 $A_s = 0.71 \text{cm}^2$, $A_{sh} = 2 \cdot 0.71 = 1.42$

$$1.42 = 0.2254 * S \quad S = 6,29 \text{ cm}$$

El código ACI 318-05 en la sección 21.4.4.2 requiere que la separación de refuerzo transversal no debe exceder la menor de a) la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, b) seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal y c) y según lo definido por la siguiente ecuación:

$$S_o = 100 + \frac{(350 - h_x)}{3}$$

Donde:

h_x = es la separación máxima entre ramas del estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios en toda la cara de la columna.

El valor de S_o no debe de ser mayor de 15 cm ni se necesita tomarlo menor de 10 cm.

Haciendo la revisión

a) $\frac{1}{4} * 50\text{cm} = 12.5 \text{ cm}$

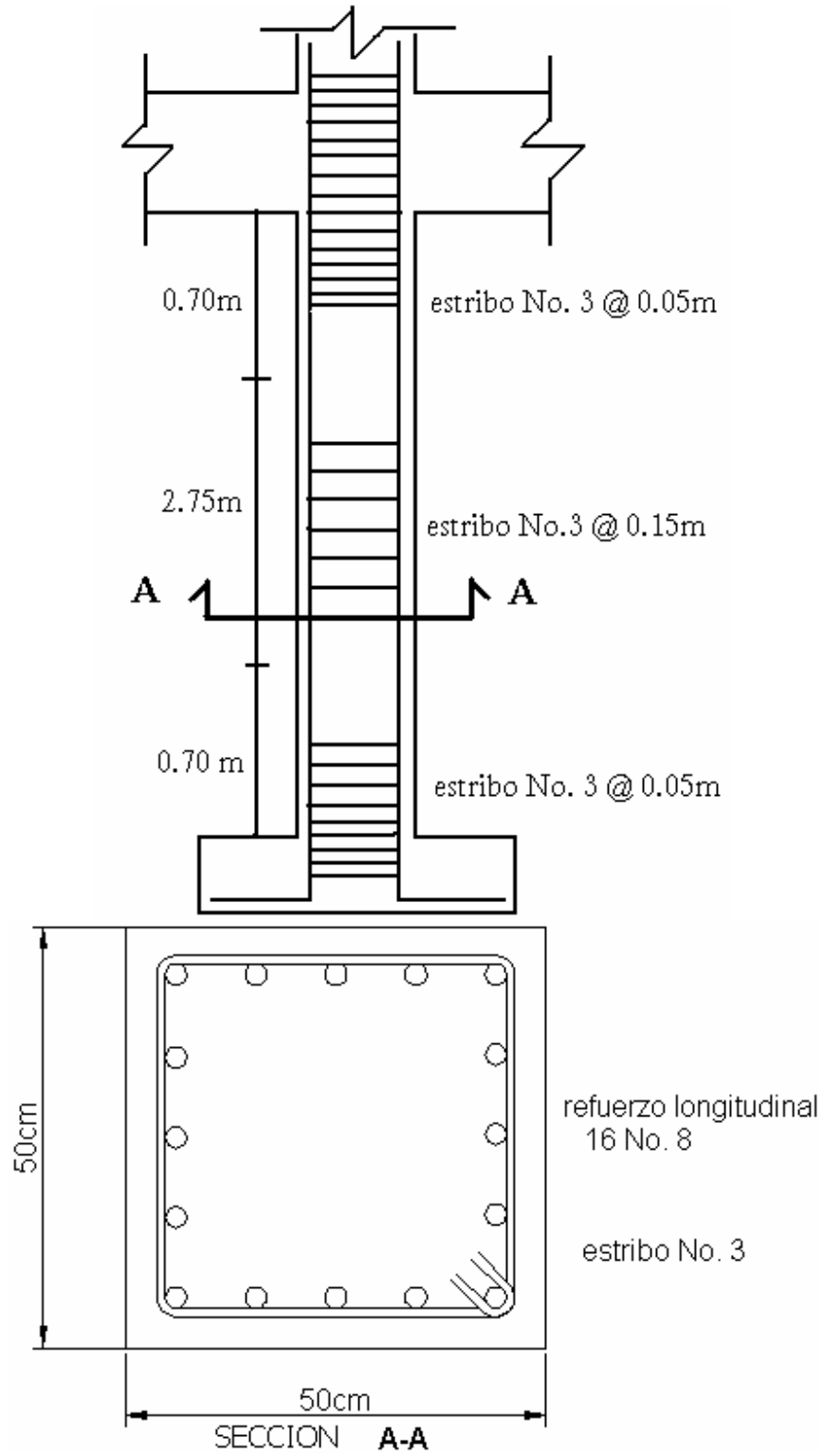
b) $6 * 2.54\text{cm} = 15.24 \text{ cm}$

c) $S_o = 100 + \frac{(350 - 375.60)}{3} = 91.46\text{mm} = 9.15 \text{ cm}$

El código ACI 318-05 en la sección 21.4.4.6 requiere que cuando no se requieran estribos de confinamiento a lo largo de la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento S , medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de la barras longitudinales de la columna o 150mm.

Basados en lo anterior colocaremos estribos No.3 @ 0.05m dentro de la longitud de confinamiento y en el resto @ 0.15 m.

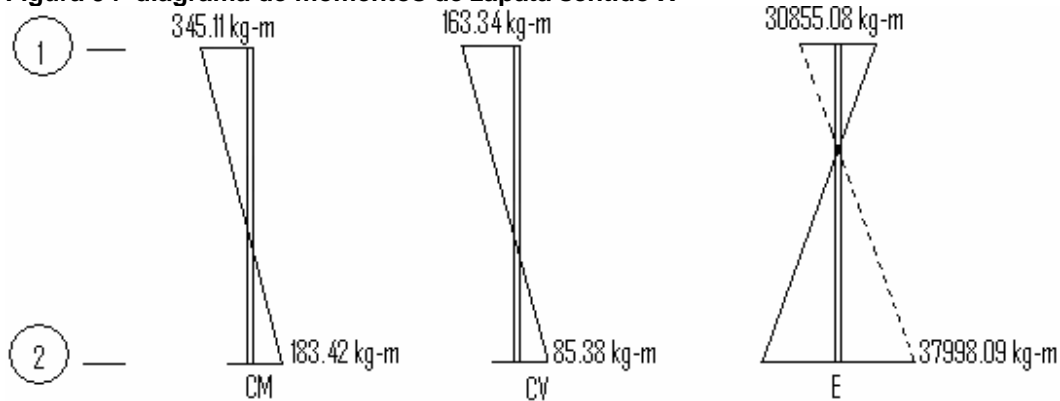
Figura 93 Confinamiento de columna



5.10.4 Zapata A-2

Determinación de momento de diseño en el sentido X

Figura 94 diagrama de momentos de zapata sentido X



Considere el caso $U = 1.4CM + 1.7CV$

Determinación de momento

$$M_{ux} = 1.4 \cdot 183.42 + 1.7 \cdot 85.38 = 401.93 \text{ kg-m}$$

Determinación de carga

CM = 90783.45 kg (obtenido de integración de carga ver figura 85 y 89)

CV = 35062.50 kg (obtenido de integración de carga ver figura 85 y 89)

$$P_u = 1.4 \cdot 90783.45 + 1.7 \cdot 35062.50 = 186703.08 \text{ kg}$$

Considere el caso $U = 0.75(1.4CM + 1.7CV) + E$

Determinación de momento

$$M_{ux} = 0.75(1.4 \cdot 183.42 + 1.7 \cdot 85.38) + 37998.09 = 38299.54 \text{ kg-m}$$

Determinación de carga

$$P_u = 0.75(1.4 \cdot 90783.45 + 1.7 \cdot 35062.50) + 6675.97 = 146703.28 \text{ kg}$$

Considere el caso $U = 0.9CM + E$

Determinación de momento

$$M_{ux} = 0.9 \cdot 183.42 + 37998.09 = 38163.17 \text{ kg-m}$$

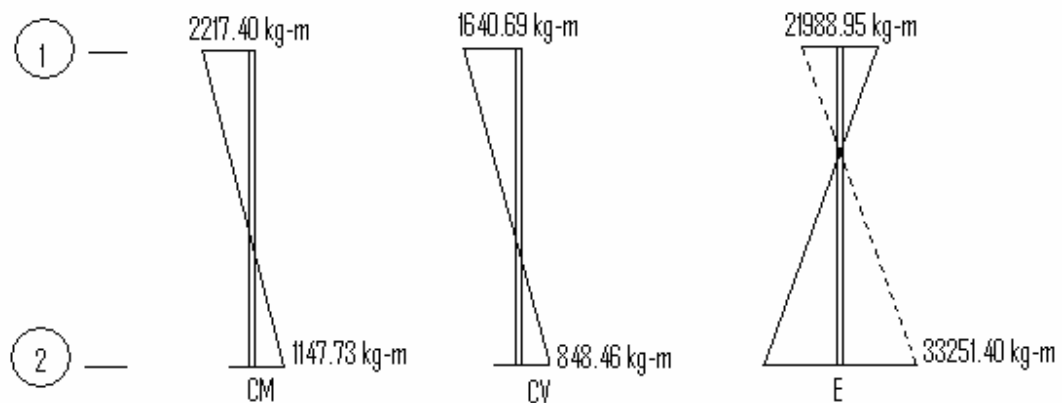
Determinación de carga

$$P_u = 0.9 \cdot 90783.45 + 6675.97 = 88381.08 \text{ kg}$$

Tabla LVII Carga y momentos de diseño de zapata A-2 sentido X

CASO	CM kg	CV kg	E kg	Pu kg	Momento kg-m
1	127096,83	59606,25	0	186703,08	401,93
2	95322,62	44704,69	6675,97	146703,28	38299,54
3	81705,11	0	6675,97	88381,08	38163,17

Figura 95 Diagrama de momentos de zapata sentido Y



Considere el caso $U = 1.4CM + 1.7CV$

Determinación de momento

$$M_{ux} = 1.4 \cdot 1147.73 + 1.7 \cdot 848.46 = 3049.20 \text{ kg-m}$$

Determinación de carga

$$CM = 90783.45 \text{ kg}$$

$$CV = 35062.50 \text{ kg}$$

$$P_u = 1.4 \cdot 90783.45 + 1.7 \cdot 35062.50 = 186703.08 \text{ kg}$$

Considere el caso $U = 0.75(1.4CM + 1.7CV) + E$

Determinación de momento

$$Mux = 0.75(1.4 \cdot 1147.73 + 1.7 \cdot 848.46) + 33251.40 = 35538.30 \text{ kg-m}$$

Determinación de carga

$$Pu = 0.75 (1.4 \cdot 90783.45 + 1.7 \cdot 35062.50) + 6675.97 = 146703.28 \text{ kg}$$

Considere el caso $U = 0.9CM + E$

Determinación de momento

$$Mux = 0.9 \cdot 1147.73 + 33251.40 = 34400.03 \text{ kg-m}$$

Determinación de carga

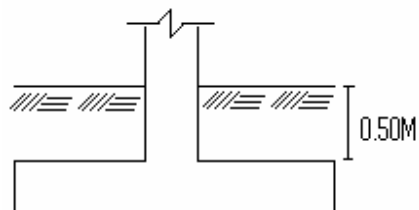
$$Pu = 0.9 \cdot 90783.45 + 6675.97 = 88381.08 \text{ kg}$$

Tabla LVIII Carga y momentos de diseño de zapata A-2 sentido Y

CASO	CM kg	CV kg	E Kg	Pu kg	Momento kg-m
1	127096,83	59606,25	0	186703,08	3049,20
2	95322,62	44704,69	17981,2	158008,51	35538,30
3	81705,11	0	17981,2	99686,31	34400,03

Datos de diseño

Figura 96 Desplante de zapata



$$Mux = 38299,54 \text{ kg-m (obtenido de las combinaciones de cargas ver tabla LVII)}$$

$$Muy = 35538,30 \text{ kg-m (obtenido de las combinaciones de cargas ver tabla LVIII)}$$

$$CM = 95322,62 \text{ kg (obtenido de la integración de cargas 85 y 89)}$$

$$CV = 44704,69 \text{ kg (obtenido de la integración de cargas 85 y 89)}$$

$$Ex = 6675,97 \text{ kg (obtenido del análisis estructural ver figura 85)}$$

$E_y = 17981,2 \text{ kg}$ (obtenido del análisis estructural ver figura 89)

$P_u = 95322.62 + 44704.69 + 6675.97 + 17981.20 = 164684.48 \text{ kg}$

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

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

$\gamma_s = 2400 \text{ kg/m}^3$ peso específico del concreto

Suponemos suelo tipo D, según el código IBC (Código Internacional de la Edificación) de la tabla 1615.1.1 de dicho código, se obtiene para un suelo tipo D, las siguientes características: limo arcillo, con velocidad de onda de $600 < v < 1200$ pies/seg, con resistencia de penetración estándar de $15 < N < 50$ golpes, para un suelo con las características anteriores se obtiene un valor de soporte de 45000.00 kg/m^2 y un peso específico de 2000 kg/m^3 .

Para dimensionar nuestra Zapata debemos de trabajar con cargas de trabajo o de servicio, esto lo obtenemos con el factor de carga última, dicho factor lo obtenemos con la siguiente expresión:

$$F_u = \frac{1.4CM + 1.7CV}{CM + CV} = \frac{1.4 \cdot 90783.45 \text{ kg} + 1.7 \cdot 35062.50 \text{ kg}}{90783.45 \text{ kg} + 35062.50 \text{ kg}} = 1.48$$

Obteniendo cargas de servicio

$$P = \frac{164684.48 \text{ kg}}{1.48} = 111273.30 \text{ kg}$$

$$M_x = \frac{38299.54 \text{ kg-m}}{1.48} = 25878.07 \text{ kg-m}$$

$$M_y = \frac{35538.30 \text{ kg-m}}{1.48} = 24012.36 \text{ kg-m}$$

Cálculo de área de contacto con el suelo

$$A_z = \frac{1.5 P}{V_s} = \frac{1.5 \cdot 111273.30 \text{ kg}}{45000.00 \text{ kg/m}^2} = 3.46 \text{ m}^2$$

Si proponemos una zapata cuadrada tendremos dimensiones de 2.03m*2.03m, se puede dar cuenta que para esta estimación solo se toma en cuenta la carga de trabajo y no la acción de momentos, basados en esto proponemos dimensiones de 2.50m*2.50m con un área 6.25 m².

Ahora chequearemos la presión sobre el suelo

Suponemos un espesor de cimiento de 0.60m

$$P_{\text{cimiento}} = 0.6\text{m} \cdot 2.50\text{m}^2 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 9000.00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{suelo}} = 0.5\text{m} \cdot 2.50\text{m}^2 \cdot 2000 \text{ kg/m}^3 = 6250.00 \text{ kg}$$

$$P = 111273.30 \text{ kg}$$

$$P_{\text{total}} = P_{\text{cimiento}} + P_{\text{suelo}} + P$$

$$P_{\text{total}} = 9000.00 \text{ kg} + 6250.00 \text{ kg} + 111273.30 \text{ kg} = 126523.30 \text{ kg}$$

$$q = \frac{P_{\text{total}}}{A_s} \pm \frac{M_x}{1/6bh^2} \pm \frac{M_y}{1/6bh^2}$$

$$q = \frac{126523.30 \text{ kg}}{2.5\text{m} \cdot 2.5\text{m}} \pm \frac{25878.07 \text{ kg-m}}{1/6 \cdot 2.50\text{m} \cdot 2.50\text{m}^2} \pm \frac{24012.36 \text{ kg-m}}{1/6 \cdot 2.50\text{m} \cdot 2.50\text{m}^2}$$

$$q_{\text{max}} = 39401.65 \text{ kg/m}^2 < \text{valor soporte de suelo}$$

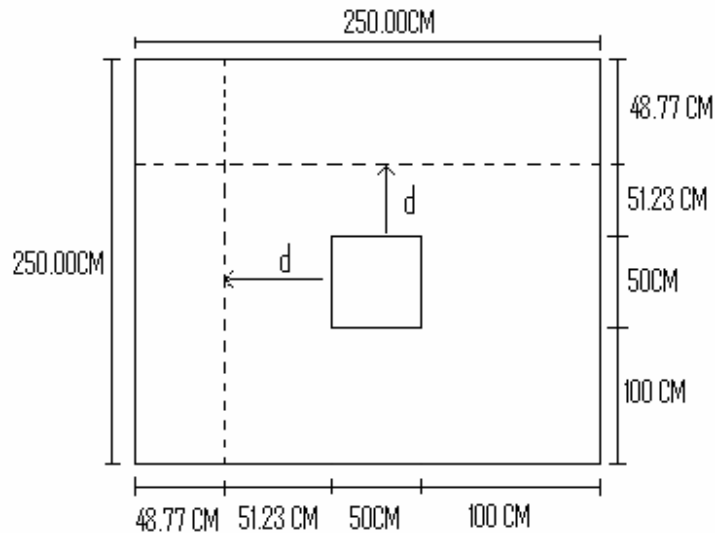
$$q_{\text{min}} = 1085.80 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ no existe presiones negativas}$$

Tomando en cuenta que la presión de bajo de la zapata en un punto, es distinta a la localizada en cualquier otro, por motivos de diseño trabajaremos con una presión constante, la cual puede ser un valor que se encuentre entre q_{med} y q_{max} teniendo un criterio muy conservador tomaremos q_{max} como $q_{\text{diseño}}$ por lo tanto tenemos una presión de diseño última de:

$$q_{\text{diseño última}} = F_{cu} \cdot q_{\text{max}} = 1.48 \cdot 39401.65 \text{ kg/m}^2 = 58314.44 \text{ kg/m}^2$$

Chequearemos si nuestro espesor de 0.60 m resiste corte simple

Figura 97 Área crítica para corte simple



Corte en el sentido X y Y

Vacutante= $q_{\text{diseño}} \cdot \text{área}$

Vactuante = $58314.44 \text{ kg/m}^2 \cdot 0.4877 \text{ m} \cdot 2.50 \text{ m} = 71099.88 \text{ kg}$

Vresistente = $\Phi 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

El código ACI 318-05 en apéndice C 3.2.2 requiere que se debe de tomar un factor Φ de reducción debido al corte igual a 0.85.

Determinación de peralte efectivo

$d = \text{esperor} - \text{recubrimiento} - \text{diámetro varilla longitudinal} / 2$

El código ACI 318-05 en la sección 7.7.1 requiere que debe proporcionar un recubrimiento para proteger al refuerzo, para elementos colócalos contra el suelo y expuesto permanente a el se debe de proporcionar recubrimiento mínimo de 7.5cm

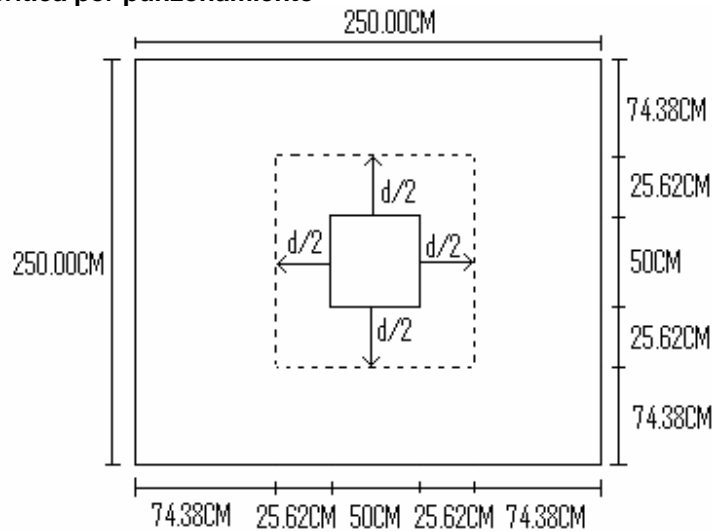
$d = 60 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 2.54 \text{ cm} / 2 = 51.23 \text{ cm}$

Vresistente = $0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 250 \cdot 51.23 = 96546.86 \text{ kg}$

Como se puede dar cuenta el corte resistente es mayor que el corte actuante esto quiere decir que el espesor de 60 cm es correcto.

Chequeo por corte de punzonamiento

Figura 98 Área crítica por punzonamiento



$$V_{actuante} = \text{área} * q_{diseño}$$

$$V_{actuante} = (2.50m * 2.50m - 1.02m^2) * 58314.44kg/m^2 = 304984.52kg$$

$$V_{resistente} = 1.06 * \Phi * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde:

b_o = perímetro de corte de punzonamiento

d = peralte efectivo

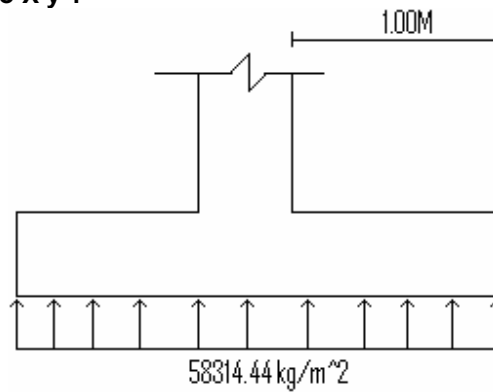
f'_c = resistencia de hormigón

$$V_{resistente} = 1.06 * 0.85 * \sqrt{280} * 404.96cm * 51.23 = 312780.95 kg$$

Como se puede dar cuenta el corte resistente es mayor que el actuante finalmente el espesor de 60 cm es el adecuado.

Diseño por flexión sentido X

Figura 99 Flexión sentido X y Y



$$M = W \cdot L^2 / 2 = 58314.44 \text{ kg/m}^2 \cdot (1.00\text{m})^2 / 2 = 29157.22 \text{ kg-m}$$

$$d = 60\text{cm} - 7.5 \text{ cm} - 2.54\text{cm} / 2 = 51.23 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$As = 16.81 \text{ cm}^2 \text{ (área de acero requerido)}$$

$$As_{min} = 17.20\text{cm}^2$$

Colocar No.8 @ 0.25 m

Diseño por flexión sentido Y

$$My = W \cdot L^2 / 2 = 58314.44\text{kg/m}^2 \cdot (1.00\text{m})^2 / 2 = 29157.22 \text{ kg-m}$$

$$d = 60\text{cm} - 7.5\text{cm} - 2.54 - 2.54 / 2 = 48.69 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

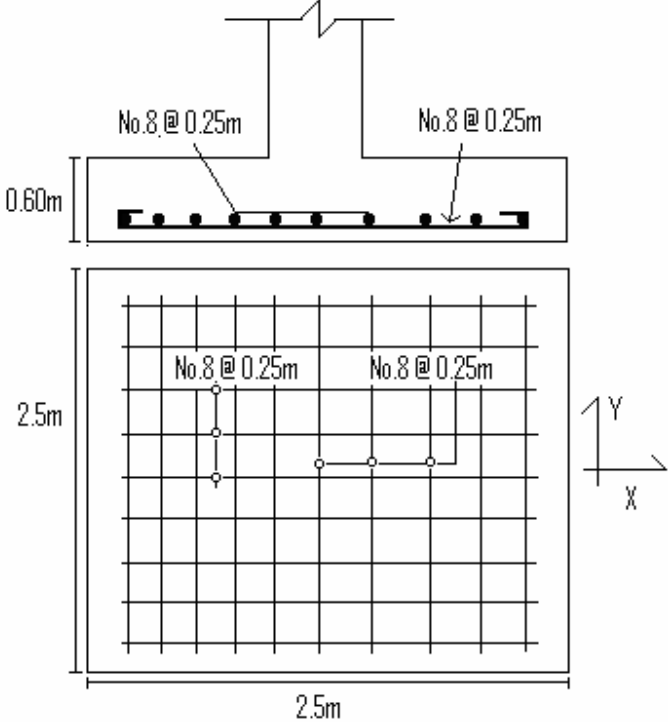
$$fy = 4200 \text{ kg/m}^2$$

$$As = 17.75 \text{ cm}^2 \text{ (área de acero requerida)}$$

Asmin= 16.35 cm²

Colocar No.8 @ 0.25 m

Figura 100 Refuerzo de zapata A-2



CONCLUSIONES

1. Cuando se diseñen columnas de sección pequeña con respecto a su altura esta resultan ser esbeltas y requerirán cuantillas de refuerzo altas, por el contrario si se proponen columnas de sección grande esta probablemente serán cortas y la cuantilla será pequeña.
2. Cuando se tenga una estructura que tenga grandes luces esta requerirán miembros estructurales robustos es decir de grandes dimensiones.
3. La interpretación correcta del código ACI 318-05 (*American Concrete Institute*) conduce a buenos resultados para el diseño miembros estructurales.

RECOMENDACIONES

1. El diseñador debe de considerar todas las cargas que se sean necesarias y no exagerar con las mismas puesto que si exagera la estructura será sobrediseñada y por lo tanto poco económica.
2. Para optimizar los miembros estructurales, el diseñador puede hacer uso de la reducción de carga viva y de carga muertas, el código UBC de 1997 (*Uniform Building Code*) permite reducir las carga viva y el código SEAOC (*Structural Engineers Association of California*) permite usar un factor de reducción de carga muerta.
3. Para facilitarle los cálculos al diseñador este puede hacer uso de herramientas de cálculo como por ejemplo, software de análisis estructural Etabs, Sap2000, una buena calculadora de bolsillo etc. Claro el diseñador deberá estar conciente que las herramientas dan buenos resultados si se utilizan correctamente.

BIBLIOGRAFÍA

1. Comité ACI 318 *American Concrete Institute*. **Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)**. Estados Unidos: s.e. 2005.
2. Fanella, David. ***Seismic Detailing of Concrete Buildings***. Estados Unidos: s.e. s.a.
3. León Avalos, Luís Enrique. Optimización de Losas Macizas mediante la Incorporación de Vigas T. Trabajo de Graduación Ing. Civil Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005.
4. McCormac, Jack. **Diseño de Concreto Reforzado**. Cuarta edición. México: Editorial Alfaomega, s.a.
5. Nawy, Edgard. **Concreto Reforzado**. S.I. Editorial Hispanoamérica, 1980.
6. Nilson Arthur, **Diseño de Estructuras de Concreto**. Duodécima edición. Colombia: Editorial McGraw Hill, 2004.
7. *Structural Engineering Design Provisions. Uniform Building Code UBC*. (Volumen 2), Estados Unidos: s.e. 1997.
8. Tampan Coronado, Rolando Antonio. Guía Teórica y Práctica para uso de Software de Etabs para Diseño de Estructuras de Concreto. Trabajo de Graduación Ing. Civil Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2006.
9. Zeceña Girón, Carlos. **Manual de Laboratorio Resistencia de Materiales 1**. S.I. s.e. s.a.

ANEXO 1

**FACTORES DE CONVERSIÓN DEL SISTEMA INGLÉS AL
SISTEMA MÉTRICO SI**

Tabla LIX Factores de conversión

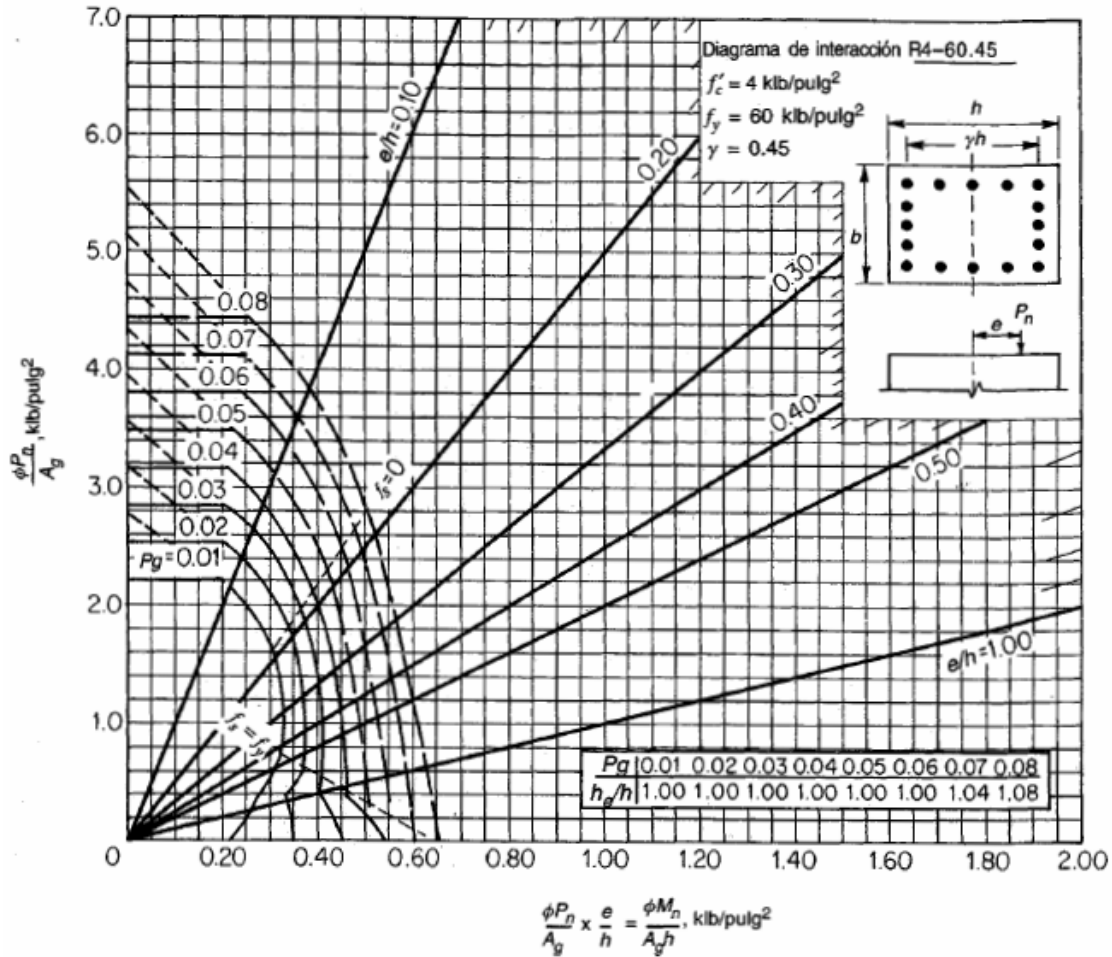
Geometría global	
Luces	1 pie = 0.3048 m
Desplazamientos	1 pulg = 25.4 mm
Área superficial	1 pie ² = 0.0929 m ²
Volumen	1 pie ³ = 0.0283 m ³
	1 yd ³ = 0.765 m ³
Propiedades estructurales	
Dimensiones de la sección transversal	1 pulg = 25.4 mm
Área	1 pulg ² = 645.2 mm ²
Módulo de la sección	1 pulg ³ = 16.39 x 10 ³ mm ³
Momento de inercia	1 pulg ⁴ = 0.4162 x 10 ⁶ mm ⁴
Propiedades de los materiales	
Densidad	1 lb/pie ³ = 16.03 kN/m ³
Módulos y esfuerzos	1 lb/pulg ² = 0.006895 MPa
	1 klb/pulg ² = 6.895 MPa
Cargas	
Cargas concentradas	1 lb = 4.448 N
	1 klb = 4.448 kN
Densidad	1 lb/pie ³ = 0.1571 kN/m ³
Cargas lineales	1 klb/pie = 14.59 kN/m
Cargas de superficie	1 lb/pie ² = 0.0479 kN/m ²
	1 klb/pie ² = 47.9 kN/m ²
Esfuerzos y momentos	
Esfuerzos	1 lb/pulg ² = 0.006895 MPa
	1 klb/pulg ² = 6.895 MPa
Momento flector o torsor	1 lb-pie = 1.356 N-m
	1 klb-pie = 1.356 kN-m

Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto, Pág. 707

ANEXO 2

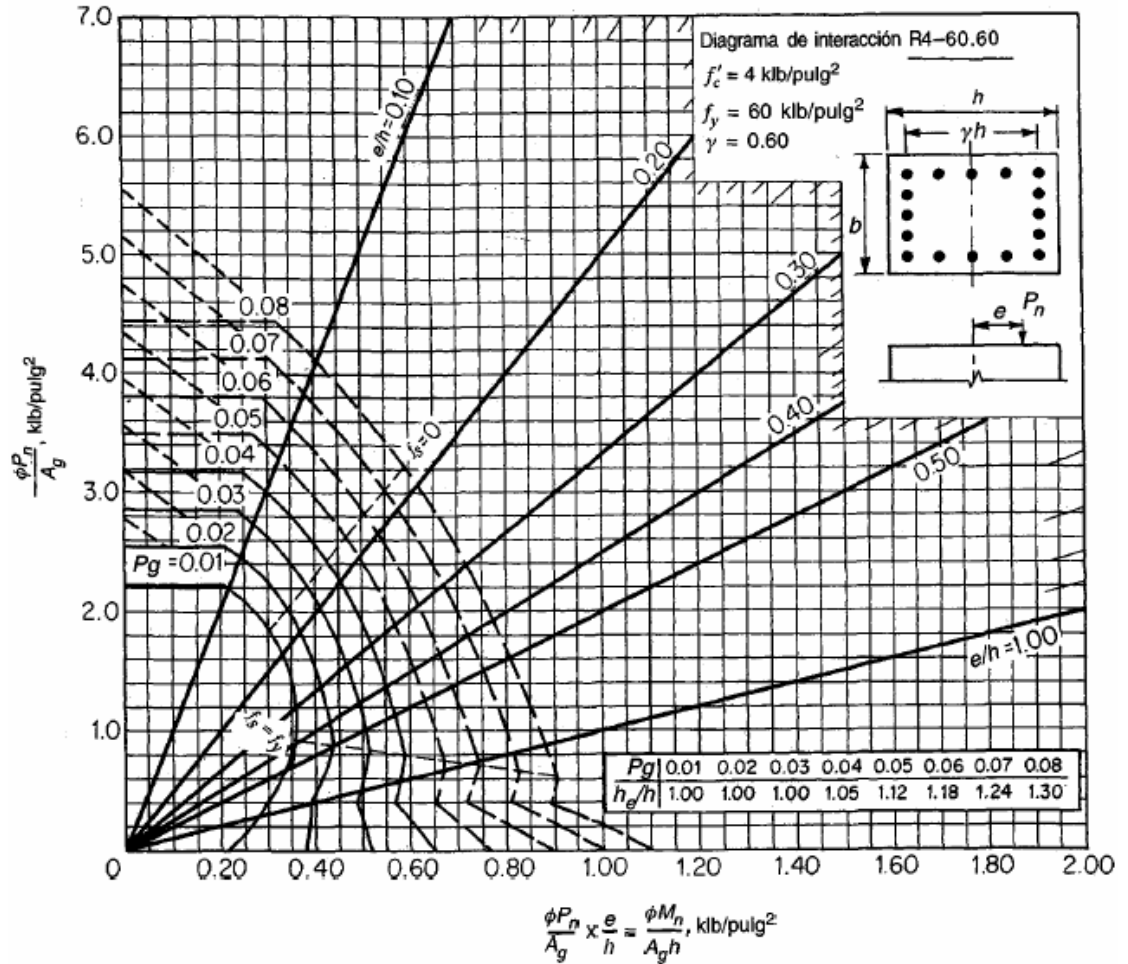
DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS RECTANGULARES CON REFUERZO EN SUS CUATRO CARAS

Figura 101 Diagrama de interacción para columna rectangular con barras en las cuatro caras y con $\gamma = 0.45$



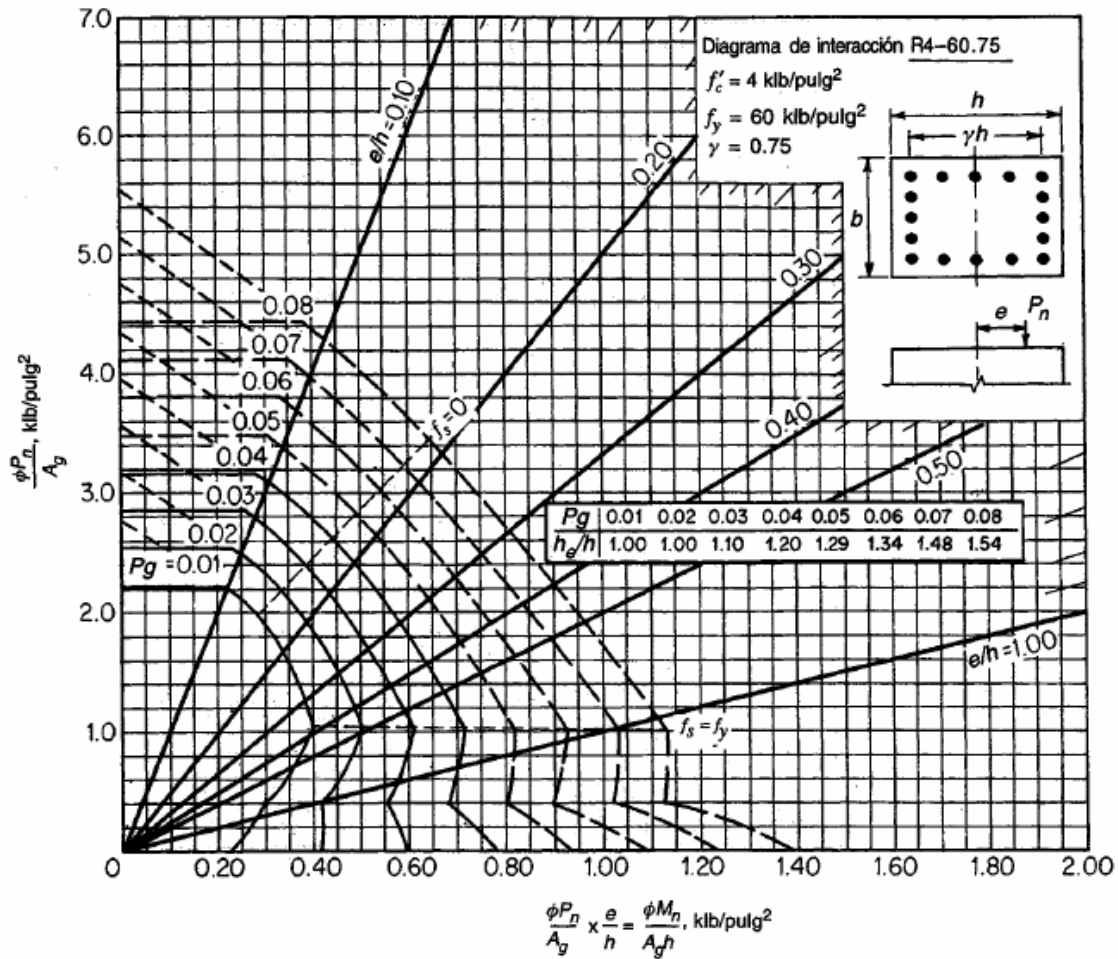
Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructura de concreto, Pág. 695

Figura 102 Diagrama de interacción para columna rectangular con barras en las cuatro caras y con $\gamma = 0.60$



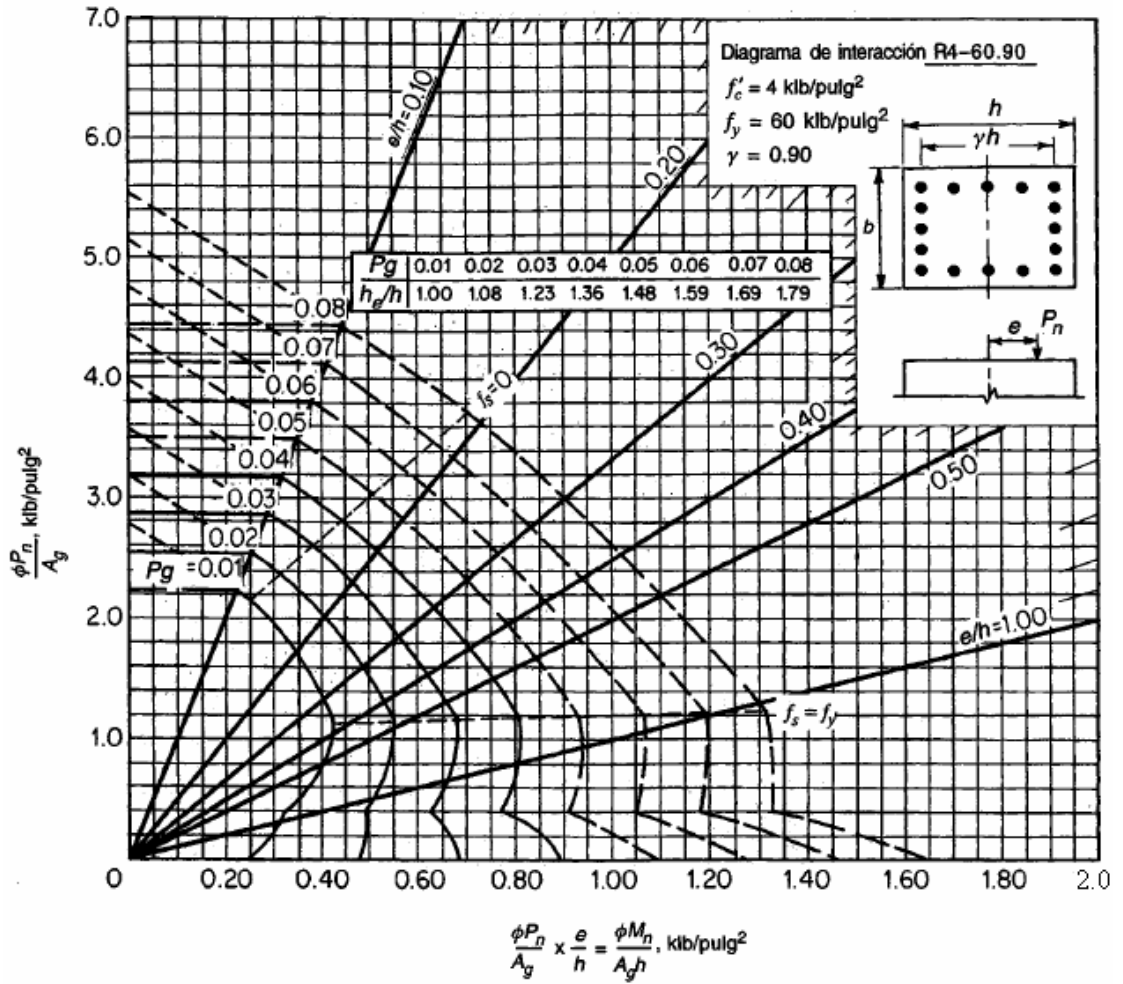
Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructura de concreto, Pág. 696

Figura 103 Diagrama de interacción para columna rectangular con barras en las cuatro caras y con $\gamma = 0.75$



Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructura de concreto, Pág. 697

Figura 104 Diagrama de interacción para columna rectangular con barras en las cuatro caras y con $\gamma = 0.90$



Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructura de concreto, Pág. 698

ANEXO 3

**COEFICIENTES PARA DETERMINACIÓN DE MOMENTOS
ACTUANTES EN LOSAS**

Tabla LX Coeficientes para momentos negativos en losas

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} W l_a^2$$

donde W = carga mueta más viva uniforme total

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} W l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00									
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde si marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: Arthur Nilson, Diseño de estructura de concreto, Pág. 378

Tabla LXI Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas

$$M_{a, \text{pos}, dl} = C_{a, dl} W l a^2$$

donde W = carga muerta uniforme total

$$M_{b, \text{pos}, dl} = C_{b, dl} W l b^2$$

Relación l_p	Caso1 	Caso2 	Caso3 	Caso4 	Caso5 	Caso6 	Caso7 	Caso8 	Caso9
1.00	$C_{a, dl}$ 0.036 $C_{b, dl}$ 0.036	0.018 0.018	0.018 0.027	0.027 0.027	0.027 0.018	0.033 0.027	0.027 0.033	0.020 0.023	0.023 0.020
0.95	$C_{a, dl}$ 0.040 $C_{b, dl}$ 0.033	0.020 0.016	0.021 0.025	0.030 0.024	0.028 0.015	0.036 0.024	0.031 0.031	0.022 0.021	0.024 0.017
0.90	$C_{a, dl}$ 0.045 $C_{b, dl}$ 0.029	0.022 0.014	0.025 0.024	0.033 0.022	0.029 0.013	0.039 0.021	0.035 0.028	0.025 0.019	0.026 0.015
0.85	$C_{a, dl}$ 0.050 $C_{b, dl}$ 0.026	0.024 0.012	0.029 0.022	0.036 0.019	0.031 0.011	0.042 0.017	0.040 0.025	0.029 0.017	0.028 0.013
0.80	$C_{a, dl}$ 0.056 $C_{b, dl}$ 0.023	0.026 0.011	0.034 0.020	0.039 0.016	0.032 0.009	0.045 0.015	0.045 0.022	0.032 0.015	0.029 0.010
0.75	$C_{a, dl}$ 0.061 $C_{b, dl}$ 0.019	0.028 0.009	0.040 0.018	0.043 0.013	0.033 0.007	0.048 0.012	0.051 0.020	0.036 0.013	0.031 0.007
0.70	$C_{a, dl}$ 0.068 $C_{b, dl}$ 0.016	0.030 0.007	0.046 0.016	0.046 0.011	0.035 0.005	0.051 0.009	0.058 0.017	0.040 0.011	0.033 0.006
0.65	$C_{a, dl}$ 0.074 $C_{b, dl}$ 0.013	0.032 0.006	0.054 0.014	0.050 0.009	0.036 0.004	0.054 0.007	0.065 0.014	0.044 0.009	0.034 0.005
0.60	$C_{a, dl}$ 0.081 $C_{b, dl}$ 0.010	0.034 0.004	0.062 0.011	0.053 0.007	0.037 0.003	0.056 0.006	0.073 0.012	0.048 0.007	0.036 0.004
0.55	$C_{a, dl}$ 0.088 $C_{b, dl}$ 0.008	0.035 0.003	0.071 0.009	0.056 0.005	0.038 0.002	0.058 0.004	0.081 0.009	0.052 0.005	0.037 0.003
0.50	$C_{a, dl}$ 0.095 $C_{b, dl}$ 0.006	0.037 0.002	0.080 0.007	0.059 0.004	0.039 0.001	0.061 0.003	0.089 0.007	0.056 0.004	0.038 0.002

Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde si marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructura de concreto, Pág. 379

Tabla LXII Coeficientes para momentos positivos debido a carga viva en losas

$$M_{a, \text{pos}, II} = C_{a, II} W l a^2$$

donde W = carga viva uniforme total

$$M_{b, \text{pos}, II} = C_{b, II} W l b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.036 0.027	0.027 0.027	0.032 0.032	0.032 0.027	0.035 0.032	0.032 0.035	0.028 0.030	0.030 0.028
0.95	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.040 0.033	0.030 0.025	0.031 0.029	0.035 0.024	0.038 0.029	0.036 0.032	0.031 0.027	0.032 0.025
0.90	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.045 0.029	0.034 0.022	0.035 0.027	0.039 0.026	0.037 0.021	0.042 0.025	0.040 0.029	0.036 0.022
0.85	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.050 0.026	0.037 0.019	0.040 0.024	0.043 0.023	0.041 0.019	0.046 0.022	0.045 0.026	0.039 0.020
0.80	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.056 0.023	0.041 0.017	0.045 0.022	0.048 0.020	0.044 0.016	0.051 0.019	0.051 0.023	0.044 0.017
0.75	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.061 0.019	0.045 0.014	0.051 0.019	0.052 0.016	0.047 0.013	0.055 0.016	0.056 0.020	0.049 0.016
0.70	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.068 0.016	0.049 0.012	0.057 0.016	0.057 0.014	0.051 0.011	0.060 0.013	0.063 0.017	0.054 0.014
0.65	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.074 0.013	0.053 0.010	0.064 0.014	0.062 0.011	0.055 0.009	0.064 0.010	0.070 0.014	0.059 0.011
0.60	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.081 0.010	0.058 0.007	0.071 0.011	0.067 0.009	0.059 0.007	0.068 0.008	0.077 0.011	0.065 0.009
0.55	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.088 0.008	0.062 0.006	0.080 0.009	0.072 0.007	0.063 0.005	0.073 0.006	0.085 0.009	0.070 0.007
0.50	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.095 0.006	0.066 0.004	0.088 0.007	0.077 0.005	0.067 0.004	0.078 0.005	0.092 0.007	0.076 0.005

Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde si marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructura de concreto, Pág. 380

Tabla LXIII Relación de carga W que se transmiten en las direcciones la y lb para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9	
1.00	W_a W_b	0.50 0.50	0.50 0.50	0.17 0.83	0.50 0.50	0.83 0.17	0.71 0.29	0.29 0.71	0.33 0.67	0.67 0.33
0.95	W_a W_b	0.55 0.45	0.55 0.45	0.20 0.80	0.55 0.45	0.86 0.14	0.75 0.25	0.33 0.67	0.38 0.62	0.71 0.29
0.90	W_a W_b	0.60 0.40	0.60 0.40	0.23 0.77	0.60 0.40	0.88 0.12	0.79 0.21	0.38 0.62	0.43 0.57	0.75 0.25
0.85	W_a W_b	0.66 0.34	0.66 0.34	0.28 0.72	0.66 0.34	0.90 0.10	0.83 0.17	0.43 0.57	0.49 0.51	0.79 0.21
0.80	W_a W_b	0.71 0.29	0.71 0.29	0.33 0.67	0.71 0.29	0.92 0.08	0.86 0.14	0.49 0.51	0.55 0.45	0.83 0.17
0.75	W_a W_b	0.76 0.24	0.76 0.24	0.39 0.61	0.76 0.24	0.94 0.06	0.88 0.12	0.56 0.44	0.61 0.39	0.86 0.14
0.70	W_a W_b	0.81 0.19	0.81 0.19	0.45 0.55	0.81 0.19	0.95 0.05	0.91 0.09	0.62 0.38	0.68 0.32	0.89 0.11
0.65	W_a W_b	0.85 0.15	0.85 0.15	0.53 0.47	0.85 0.15	0.96 0.04	0.93 0.07	0.69 0.31	0.74 0.26	0.92 0.08
0.60	W_a W_b	0.89 0.11	0.89 0.11	0.61 0.39	0.89 0.11	0.97 0.03	0.95 0.05	0.76 0.24	0.80 0.20	0.94 0.06
0.55	W_a W_b	0.92 0.08	0.92 0.08	0.69 0.31	0.92 0.08	0.98 0.02	0.96 0.04	0.81 0.19	0.85 0.15	0.95 0.05
0.50	W_a W_b	0.94 0.06	0.94 0.06	0.76 0.24	0.94 0.06	0.99 0.01	0.97 0.03	0.86 0.14	0.89 0.11	0.97 0.03

Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde si marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructura de concreto, Pág. 381