



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

DENSIDAD DE COLUMNAS PARA EDIFICACIONES CON MARCOS ESTRUCTURALES

Donaldo Ochoa Sandoval

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, octubre de 2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DENSIDAD DE COLUMNAS PARA EDIFICACIONES CON MARCOS
ESTRUCTURALES**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

DONALDO OCHOA SANDOVAL

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
VOCAL V	Br. Carlos Enrique Gómez Donis
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Wuilliam Ricardo Yon Chavarría
EXAMINADOR	Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez
EXAMINADOR	Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DENSIDAD DE COLUMNAS PARA EDIFICACIONES CON MARCOS ESTRUCTURALES

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha marzo 2016.

Donaldo Ochoa Sandoval



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



Guatemala, 09 de Abril 2018


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Respetable Ingeniero Galindo

Por este medio me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he concluido el proceso de asesoría del trabajo de graduación del estudiante de Ingeniería Civil Donaldo Ochoa Sandoval con Carné Universitario No. 2010 21126 y CUI 2518 56194 0101, titulado "**DENSIDAD DE COLUMNAS PARA EDIFICACIONES CON MARCOS ESTRUCTURALES**", considero que el presente trabajo de graduación, cumple con los requisitos establecidos por la universidad, por lo que dejo constancia de aprobación del mismo.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente


Mario Rodolfo Corzo Ávila
Ingeniero Civil
Colegiado No. 2,089
Asesor



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guatemala,
07 de mayo de 2018

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

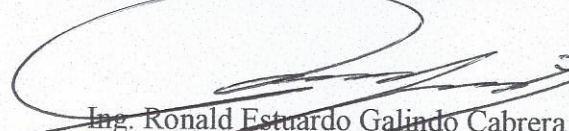
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DENSIDAD DE COLUMNAS PARA EDIFICACIONES CON MARCOS ESTRUCTURALES desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Donaldo Ochoa Sandoval, con Registro Estudiantil No. 201021126, 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. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.



Más de 138 años de Trabajo y Mejora Continua



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y Coordinador del Departamento de Planeamiento Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Donaldo Ochoa Sandoval DENSIDAD DE COLUMNAS PARA EDIFICACIONES CON MARCOS ESTRUCTURALES da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro



Guatemala, octubre 2018

/mmm.

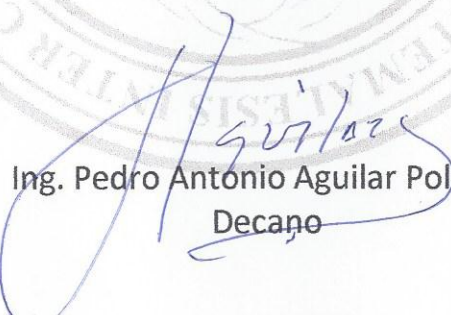


Más de 138 años de Trabajo y Mejora Continua



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: **DENSIDAD DE COLUMNAS PARA EDIFICACIONES CON MARCOS ESTRUCTURALES**, presentado por el estudiante universitario: **Donaldo Ochoa Sandoval**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

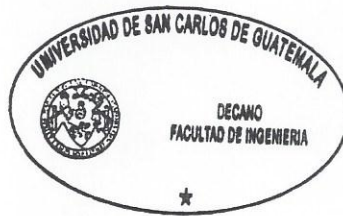
IMPRÍMASE:



Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, octubre de 2018

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por ser luz en mí camino, hasta el día de hoy.
Mis Padres	Donaldo Ochoa y Patricia Sandoval, por ser mi inspiración para ser cada día mejor. Este triunfo es para ustedes.
Mis Hermanos	Luis Carlos y José Eduardo, por su amor, cariño y alegría que me regalan día con día.
Mis abuelos	Por su amor y apoyo incondicional.
Mis tíos y primos	Por su apoyo, cariño y por iluminar mi vida.
Alexandrina Zamora	Por su confianza, apoyo y cariño en todo momento.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad San Carlos de Guatemala	Por brindarme la oportunidad de estudiar la carrera que me apasiona.
Área de Estructura, Facultad de Ingeniería	Por el apoyo, el conocimiento compartido y las horas dedicadas a generar valor entre las personas que ahí coincidimos.
Dios	Por ser y regalarme esos momentos de perfección en mi vida.
Mis padres	Por su amor y apoyo incondicional; los amo.
Ing. Mario Corzo	Por su asesoría y tiempo dedicado a esta investigación, por compartir su conocimiento de manera desinteresada, por su amistad y confianza, por darle sentido a la frase, “lo que decidas hacer, asegúrate que te haga feliz”.
Berta “Tita” Solís	Por su paciencia, por su tiempo, por compartir su conocimiento y toda su ayuda en el desarrollo de este trabajo, pero sobre todo, por su amistad.

Mi familia

Por estar siempre para mí y apoyarme en todo momento, haciendo que las cosas se vuelvan más fáciles en todo sentido

Alexandrina Zamora

Por ser esa persona que confía en mí, me motiva, me apoya y lo más importante, que me hace ver de lo que soy capaz. Gracias.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
TABLAS	IX
LISTA DE SIMBOLOS	XV
GLOSARIO	XIX
RESUMEN	XXIII
OBJETIVOS	XXV
INTRODUCCIÓN	XXVII
1. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Definición	1
1.1.2. Función	1
1.1.3. Filosofía del diseño sismo resistente	2
1.2. Funcionalidad, resistencia y seguridad estructural	4
1.2.1. Definición	4
1.2.2. Variabilidad de cargas	4
1.2.3. Resistencia	6
1.2.4. Seguridad y eficiencia estructural	7
1.3. Fundamentos de diseño	9
1.3.1. Definición	9
1.3.2. Métodos de Diseño Estructural	11
1.3.2.1. Diseño por fuerzas de trabajo (Teoría Elástica)	11
1.3.2.2. Diseño por resistencia máxima	11
1.3.2.3. Diseño por resistencia y servicio	12
1.3.3. Fundamentos del diseño sísmico	13

1.3.3.1.	Aspectos generales del diseño sísmico.....	13
1.3.3.2.	Solicitaciones sísmicas	14
1.3.3.3.	Amenaza sísmica.....	16
2.	FACTORES DE CARGA	17
2.1.	Generalidades.....	17
2.1.1.	Definición.....	17
2.1.2.	Su función	17
2.1.3.	Factores de reducción de capacidad.....	19
2.1.4.	Recomendaciones sobre el servicio	21
2.1.5.	Recomendaciones para la ductilidad.....	22
2.2.	Consideraciones de resistencia de los miembros	23
2.2.1.	Desarrollo de la resistencia de los miembros.....	23
2.2.2.	Resistencia ideal (S)	23
2.2.3.	Resistencia confiable (S_d)	24
2.2.4.	Resistencia probable (S_p).....	24
2.2.5.	Sobrerresistencia	25
2.2.6.	Relaciones entre distintas resistencias	25
3.	CARGAS ESTRUCTURALES.....	27
3.1.	Generalidades.....	27
3.1.1.	Definición.....	27
3.1.2.	Fuerzas aplicadas a una estructura	27
3.2.	Clasificación de cargas según su orden.....	28
3.2.1.	Cargas permanentes.....	28
3.2.1.1.	Definición	28
3.2.1.2.	Cargas gravitatorias.....	28
3.2.1.3.	Empujes.....	28
3.2.2.	Cargas accidentales.....	29

	3.2.2.1.	Definición	29
	3.2.2.2.	Sobrecarga.....	29
	3.2.2.3.	Cargas de viento	29
	3.2.2.4.	Fuerzas sísmicas	30
	3.2.2.5.	Supresión	31
3.2.3.		Cargas por deformaciones.....	31
	3.2.3.1.	Fluencia lenta.....	31
	3.2.3.2.	Contracción de fragüé	31
	3.2.3.3.	Acción térmica.....	31
	3.2.3.4.	Variación de propiedades químicas	32
3.2.4.		Otras.....	32
	3.2.4.1.	Cedimiento de vínculos	32
	3.2.4.2.	Impacto	32
3.3.		Clasificación de las cargas según su forma de distribución.....	33
	3.3.1.	Cargas puntuales.....	33
	3.3.2.	Cargas distribuidas	33
	3.3.2.1.	Cargas distribuidas superficiales.....	33
	3.3.2.2.	Cargas distribuidas lineales	33
3.4.		Clasificación de las cargas según su tiempo de aplicación	34
	3.4.1.	Cargas estáticas	34
	3.4.1.1.	Cargas muertas.....	34
	3.4.1.2.	Cargas vivas.....	34
	3.4.1.3.	Cargas ambientales	35
	3.4.1.4.	Reducción de carga viva	36
	3.4.1.5.	Factor de redundancia	38
	3.4.2.	Cargas Dinámicas	38
	3.4.2.1.	Definición	38
	3.4.2.2.	Fuerzas internas de una estructura.....	40

3.4.2.3.	Respuesta a cargas variables en el tiempo	40
3.4.2.4.	Características dinámicas de una estructura	42
3.4.2.5.	Velocidad de reacción de una estructura	42
4.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS	45
4.1.	Generalidades	45
4.1.1.	Definición.....	45
4.1.2.	Requisitos geométricos	45
4.2.	Requisitos de diseño	46
4.2.1.	Requisitos generales	46
4.2.2.	Requisitos de diseño a flexión.....	47
4.2.3.	Requisitos de diseño a cortante	48
4.2.4.	Empalmes o traslapo de refuerzo.....	49
4.3.	Especificaciones de columnas, NSR-10.....	50
5.	EJEMPLO DE APLICACIÓN O TÍPICO DEL PROCEDIMIENTO DEL MÉTODO	51
5.1.	Especificaciones generales de la estructura	51
5.2.	Predimensionamiento de elementos	54
5.2.1.	Predimensionamiento de vigas	54
5.2.2.	Predimensionamiento de losas	56
5.2.2.1.	Sentido de losas	56
5.2.2.2.	Espesor de losas	58
5.3.	Áreas tributarias	61
5.3.1.	Áreas tributarias para losas y vigas.....	61
5.3.2.	Áreas tributarias para columnas.....	63
5.4.	Integración de cargas.....	64

5.4.1.	Integración cargas muertas	64
5.4.2.	Integración de cargas vivas	65
5.4.3.	Integración de carga sísmica	66
5.4.3.1.	Corte basal	67
5.4.3.2.	Excentricidades y torsión	67
5.4.3.3.	Distribución de fuerza sísmica por nivel.....	71
5.4.3.4.	Distribución de fuerza cortante por nivel.....	73
5.5.	Análisis Estructural	74
5.5.1.	Método de portal.....	74
5.5.2.	Método ACI.....	81
5.5.2.1.	Momentos de carga viva	81
5.5.2.2.	Momentos carga muerta	83
5.5.3.	Balanceo de momentos	85
5.5.3.1.	Balanceo de momentos vigas	85
5.5.3.2.	Balanceo de momentos losas	87
5.5.4.	Envolventes de momentos.....	89
5.6.	Diseño estructural.....	101
5.6.1.	Diseño de losas	101
5.6.2.	Diseño de vigas	104
5.6.3.	Análisis de columnas	116
5.6.3.1.	Predimensionamiento de columnas ..	116
5.6.3.2.	Propiedades de estabilidad	118
5.6.3.3.	Efectos de esbeltez	121
5.6.3.4.	Carga crítica de pandeo	127
5.6.3.5.	Factor de magnificación	128
5.6.4.	Momentos de columnas.....	129
5.6.4.1.	Momentos de columna por carga viva	129

5.6.4.2.	Momento de columna por carga muerta.....	130
5.6.4.3.	Momentos de columna por carga sísmica.....	131
5.6.4.4.	Envolventes de momentos de columnas.....	132
5.6.5.	Diseño de columnas.....	135
5.6.5.1.	Límites dimensionales	135
5.6.5.2.	Resistencia mínima a flexión de columnas.....	135
5.6.5.2.1.	Método de matrices.....	136
5.6.5.3.	Área de acero para columnas.....	143
5.6.5.4.	Resistencia axial máxima.....	144
5.6.5.4.1.	Resistencia axial máxima.....	145
5.6.5.5.	Diagrama de interacción (carga vs momento).....	145
5.6.5.6.	Longitud de confinamiento para columnas.....	150
5.6.5.7.	Refuerzo transversal para columnas .	150
5.6.6.	Deriva de edificación	151
5.6.7.	Densidad de columnas.....	153
5.6.7.1.	Área tributaria ideal para una columna	154
CONCLUSIONES.....		167
RECOMENDACIONES		169
BIBLIOGRAFÍA.....		171

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Modelo de variabilidad de carga	5
2.	Modelo de variabilidad de resistencia	6
3.	Modelo de margen de seguridad.....	7
4.	Gráfica reducción de carga viva.....	36
5.	Modelo de respuesta de la estructura a carga variable.....	41
6.	Modelos de reacción de velocidad de una estructura	43
7.	Planta de la edificación	51
8.	Elevación de la edificación	52
9.	Áreas tributarias para vigas.....	61
10.	Áreas tributarias para columnas.....	63
11.	Excentricidades en el eje "Y"	68
12.	Excentricidades en el eje "X"	68
13.	Efecto de sismo lado largo y lado corto.....	69
14.	Distribución de fuerza sísmica por niveles, Marco 1	72
15.	Fuerza de corte por nivel, Marco 1.....	74
16.	Momentos de losa.....	87
17.	Momentos ya balanceados de losa.....	88
18.	Envolvente de momentos viga 3, A-B techo.....	90
19.	Envolvente de momentos viga 3, B-C techo	92
20.	Envolvente de momentos viga 3, C-D techo	94
21.	Envolvente de momentos viga 3, A-B nivel 1	96
22.	Envolvente de momentos viga 3, B-C nivel 1.....	98
23.	Envolvente de momentos viga 3, C-D nivel 1.....	100

24.	Armado longitudinal de viga.....	108
25.	Armado propuesto para la viga "A" 2-3.....	115
26.	Distribución de columnas en la estructura	116
27.	Nodos utilizados para factores de modificación	123
28.	Tabla de diagrama de interacción carga-momento para columnas	147
29.	Diagrama de interacción de columnas.....	148
30.	Posición de columnas en el diagrama de interacción	149
31.	Diagrama de interacción de la edificación	154
32.	Edificación sin eje "3"	155
33.	Diagrama de interacción sin el eje "3"	156
34.	Edificación sin eje "B" y sin eje "E"	157
35.	Diagrama de interacción sin eje "B" y sin eje "E"	158
36.	Edificación con los ejes ordenados.....	159
37.	Diagrama de interacción con ejes ordenados.....	160
38.	Edificación con ejes ordenados y sin eje "F"	161
39.	Diagrama de interacción ejes ordenados y sin eje "F"	162
40.	Edificación ordenada sin eje "F" y agregando 2 metros al eje lateral ..	163
41.	Diagrama de interacción con eje ordenado, sin eje "F" y agregando 2 metros al eje lateral.....	164
42.	Comparación área tributaria vs momento de columna.....	165

TABLAS

I.	Uso de los niveles de la estructura	52
II.	Dimensiones de la estructura.....	53
III.	Elevaciones de la estructura (m).....	53
IV.	Cargas adicionales.....	53
V.	Propiedades de los materiales	54
VI.	Predimensionamiento de altura de viga de borde	54
VII.	Predimensionamiento de base de vigas de borde	55
VIII.	Predimensionamiento de altura de vigas internas.....	55
IX.	Predimensionamiento de base de vigas internas.....	55
X.	Predimensionamiento de altura de vigas secundarias	56
XI.	Predimensionamiento de base de vigas secundarias	56
XII.	Sentido losas.....	57
XIII.	Sentido de losas.....	57
XIV.	Sentido de losas.....	57
XV.	Sentido de losas.....	57
XVI.	Sentido de losas.....	58
XVII.	Espesor de losas.....	58
XVIII.	Espesor de losas.....	59
XIX.	Espesor de losas.....	59
XX.	Espesor de losas.....	59
XXI.	Espesor de losas.....	60
XXII.	Áreas tributarias de vigas.....	62
XXIII.	Áreas tributarias para columnas.....	64
XXIV.	Carga muerta por nivel.....	64
XXV.	Cargas adicionales.....	65
XXVI.	Cargas vivas por nivel	65
XXVII.	Área y volumen del edificio	66

XXVIII.	Factor de corte basal	66
XXIX.	Factor obra gris.....	66
XXX.	Peso del edificio.....	67
XXXI.	Corte basal	67
XXXII.	Efectos de torsión	67
XXXIII.	Porcentaje de torsión.....	69
XXXIV.	Factor sísmico.....	70
XXXV.	Factores de corte basal marco lateral.....	70
XXXVI.	Factores de corte basal marco frontal.....	71
XXXVII.	Distribución de fuerza sísmica por nivel.....	71
XXXVIII.	Distribución de corte basal por niveles	72
XXXIX.	Distribución de fuerza cortante por nivel.....	73
XL.	Distribución de fuerza cortante por nivel.....	73
XLI.	Fuerza de piso para marcos	74
XLII.	Cortante por nivel del marco frontal	75
XLIII.	Momentos de vigas del marco frontal	75
XLIV.	Momentos de columnas método del portal, marco frontal	76
XLV.	Cortantes por nivel del marco lateral	77
XLVI.	Momentos de vigas en marco lateral	78
XLVII.	Momentos de columnas método del portal, marco lateral.....	78
XLVIII.	Momentos en vigas carga viva (kg-m), método ACI	81
XLIX.	Momentos de vigas carga viva (kg-m), método ACI	82
L.	Momentos en viga carga muerta (Kg-m), método ACI.....	83
LI.	Momentos en viga carga muerta (kg-m), método ACI	84
LII.	Balanceo de momentos carga viva, viga marco 3	85
LIII.	Balanceo de momentos carga muerta, viga marco 3.....	85
LIV.	Balanceo de momentos carga viva, viga intermedia marco "C"	86
LV.	Balanceo de momentos carga muerta, viga intermedia marco "C"	86
LVI.	Balanceo de momentos carga viva, viga intermedia marco "2"	86

LVII.	Balanceo de momentos carga muerta, viga intermedia marco "2"	86
LVIII.	Balanceo de momentos carga viva, viga de borde marco "A"	86
LIX.	Balanceo de momentos carga muerta, viga de borde marco "A"	87
LX.	Combinaciones de cargas, envolventes de momentos	89
LXI.	Cargas máximas viga marco "3" tramo A-B (Techo)	89
LXII.	Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo A-B Techo	89
LXIII.	Cargas máximas viga marco "3" tramo B-C (Techo)	91
LXIV.	Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo B-C (Techo)	91
LXV.	Cargas máximas viga marco "3" tramo C-D (Techo)	93
LXVI.	Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo C-D (Techo)	93
LXVII.	Cargas máximas viga marco "3" tramo A-B (Nivel 1)	95
LXVIII.	Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo A-B (Nivel 1)	95
LXIX.	Cargas máximas viga marco "3" tramo B-C (Nivel 1)	97
LXX.	Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo B-C (Nivel 1)	97
LXXI.	Cargas máximas viga marco "3" tramo C-D (Nivel 1)	99
LXXII.	Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo C-D (Nivel 1)	99
LXXIII.	Datos de corte actuante	101
LXXIV.	Datos de corte resistente	102
LXXV.	Área de acero mínimo para momentos negativos	102
LXXVI.	Separación de varillas de acero	102
LXXVII.	Área de acero mínimo para momento positivo	103
LXXVIII.	Separación de varillas de acero	103
LXXIX.	Momentos probables máximos y momentos probables con acero mínimo	103
LXXX.	Datos de la viga seleccionada	104
LXXXI.	Área de acero mínima	104
LXXXII.	Momento nominal	105
LXXXIII.	Cuantilla balanceada	105
LXXXIV.	Refuerzo balanceado	105

LXXXV.	Cuantilla máxima y área de acero máxima	105
LXXXVI.	Momento nominal de área de acero máxima	105
LXXXVII.	Momentos últimos de viga	106
LXXXVIII.	Área de acero requerida para cada sección de viga.....	106
LXXXIX.	Varillas a utilizar en cada sección de viga	107
XC.	Tensores a utilizar en cada sección de viga	107
XCI.	Armado del refuerzo longitudinal viga 2-3 marco "A"	108
XCII.	Resistencia al corte del concreto y corte último	109
XCIII.	Momento probable negativo izquierdo y derecho	110
XCIV.	Corte máximo probable y corte resistente en la viga	110
XCV.	Resistencia al corte que genera el acero grado 40.....	111
XCVI.	Fuerzas cortantes para diseño	111
XCVII.	Cortantes en diferentes tramos de la viga (2H y Pi).....	112
XCVIII.	Separación de estribos para el tramo 2H.....	113
XCIX.	Separación de estribos para el tramo Pi.....	113
C.	Separación de estribos para el resto de la viga	114
CI.	Espaciamientos brindados por el código ACI 318-14	115
CII.	Numero de columnas por nivel	117
CIII.	Carga axial última que llega a cada columna	117
CIV.	Área gruesa de columna.....	117
CV.	Predimensionamiento de columnas	118
CVI.	Cálculo de desplazamiento lateral relativo.....	120
CVII.	Cálculo del índice de estabilidad	121
CVIII.	Dimensiones de viga y columna	121
CIX.	Inercia de viga y columna	122
CX.	Momentos de inercia de la viga y columna	122
CXI.	Alturas y longitudes de los elementos del nodo "A"	124
CXII.	Factor de modificación del nodo "A"	124
CXIII.	Alturas y longitudes de los elementos del nodo "B"	124

CXIV.	Factor de modificación del nodo "B".....	124
CXV.	Factores de longitud efectiva	125
CXVI.	Radio de giro y altura del nivel	125
CXVII.	Resultados de las ecuaciones para comprobar efectos de esbeltez..	126
CXVIII.	Rigidez de columna.....	127
CXIX.	Carga crítica que soporta la columna.....	128
CXX.	Momentos de columna carga viva marco "3" (Kg-m)	129
CXXI.	Momentos de columna carga muerta marco "3" (Kg-m).....	130
CXXII.	Momento de columna carga sísmica marco "3" (Kg-m)	131
CXXIII.	Envolventes de momentos de columnas marco "3" (Kg-m)	132
CXXIV.	Varillas propuestas para el acero mínimo	144
CXXV.	Datos no variables de la columna	145
CXXVI.	Distancia desde el límite superior de la columna hasta las diferentes camas de varillas	146
CXXVII.	Carga última que llega a las columnas nivel 1	149
CXXVIII.	Cargas y momentos de las columnas nivel 1	149
CXXIX.	Comparación entre Δt y Δs	153
CXXX.	Cargas, momentos y áreas tributarias de la edificación	155
CXXXI.	Cargas, momentos y áreas tributarias críticas de la edificación -5 col	156
CXXXII.	Cargas, momentos y áreas tributarias de la edificación -8 col	157
CXXXIII.	Cargas, momentos y áreas tributarias de la edificación cuando es simétrico.....	159
CXXXIV.	Cargas, momentos y áreas tributarias de la edificación cuando todo es simétrico	161
CXXXV.	Cargas, momentos y áreas de la edificación cuando todo es simétrico con -5 col y agregando 2 metros al eje lateral	163

LISTA DE SIMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura.
L_u	Altura de cada nivel.
A_{st}	Área de acero total.
A_g	Área gruesa.
P_c	Carga crítica de columna.
R	Carga de lluvia.
S	Carga de nieve.
W	Carga de viento.
D	Carga muerta.
P_n	Carga nominal.
\bar{q}	Carga promedio.
Q_d	Carga de servicio especificada.
E	Carga sísmica.
P_u	Carga última.
L	Carga viva.
W_v	Cargas distribuidas.
Q₁ o Q₂	Cargas mayores.
φ_s	Coefficiente carga media.
φ_L	Coefficiente de modificación.
Φ	Coefficiente de reducción.
C_s	Coefficiente sísmico.
V_d	Corte basal.
V_s	Corte que se da por el acero utilizado.

V_u	Corte último.
P	Cuantilla de acero.
Δ_s	Desplazamiento elástico.
Δ_o	Desplazamiento lateral producido.
Δ_t	Desplazamiento lateral relativo.
\emptyset	Diámetro de varilla.
F_y	Esfuerzo de fluencia.
F'_c	Esfuerzo máximo a compresión de concreto.
t	Espesor de columna transversal.
T	Espesor de losa.
Y	Factor de carga de diseño.
K_v	Factor de reducción de carga viva.
Φ	Factor de reducción de resistencia.
φ_p	Factor de resistencia probable.
φ_o	Factor de sobrerresistencia.
$F_{\text{,piso}}$	Fuerza de piso.
V_{us}	Fuerza lateral que actúa sobre piso.
Q	Índice de estabilidad.
B	Índice de seguridad que posee una estructura.
L_b	Lado corto.
L_a	Lado largo.
L_d	Longitud de desarrollo.
M	Margen de seguridad que posee una estructura.
Δ_m	Máximo desplazamiento inelástico.
E_c	Módulo de elasticidad de concreto.
M_2	Momento mayor en un extremo de un elemento estructural.
M_1	Momento menor en un extremo de un elemento estructural.

M_u	Momento último.
D	Peralte.
P	Perímetro.
d	Profundidad de columna longitudinal menos recubrimiento.
P_i	Punto intermedio.
r	Radio de giro.
P_o	Resistencia axial.
S_d	Resistencia confiable.
S_i	Resistencia ideal.
S_p	Resistencia probable.
S	Separación de estribos.
S_o	Sobrerresistencia.

GLOSARIO

AGIES	Normas de seguridad estructural utilizadas en Guatemala.
Área tributaria	Sección de una estructura que contribuye a la carga sobre un elemento estructural.
Arriostrados	Acción de rigidizar o estabilizar una estructura mediante el uso de elementos que impidan el desplazamiento o deformación.
As. Min.	Acero mínimo.
Cantiliver	Mecanismo formado por un voladizo corto.
Carga muerta	Carga aplicada sobre una estructura que incluye el peso mismo de la misma, más otros elementos de carácter permanente.
Carga viva	Carga externa movable sobre una estructura.
Cedencia	Deformación irre recuperable.
Código ACI	Código que desarrolla estándares, normas y recomendaciones técnicas, con referencia al hormigón reforzado.

Código IBC	Código internacional para construcción en Estados Unidos.
Código UBC	Proporciona los Estándares de Construcción Unificados. Es utilizado en los Estados Unidos.
Coeficiente de seguridad	División entre el valor máximo y el valor de requerimiento esperado.
Densidad de columnas	Número de columnas propuesto para una edificación.
Deriva de edificación	Diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles, entre los cuales está comprendido el piso.
Diagrama de interacción de columnas	Representaciones gráficas que muestran específicamente el comportamiento de la sección de la columna de hormigón armado.
Falla estructural	Condición que hace que el elemento estructural no desempeñe su función.
Flexión	Acción y efecto de doblar.
Fragüe	Endurecimiento del concreto.

Hormigón	Material de construcción formado por una mezcla de rocas y un tipo de argamasa (cal, cemento, arena y agua).
Integridad estructural	Capacidad de un sistema físico de mantener sus características originales a lo largo del tiempo, bajo condiciones de operación.
Marcos estructurales	Sistema estructural que generalmente es construido por dos columnas y una viga.
Periodo	Tiempo durante el cual se realiza una acción o desarrolla un acontecimiento.
Rango elástico	Rango de esfuerzo al que se someterá un material sin sufrir deformaciones permanentes.
Rango inelástico	Rango de esfuerzos a los que se someterá un material y tendrá una deformación permanente.
Rec.	Recubrimiento.
Resistencia máxima	Esfuerzo más alto desarrollado por un material, antes de su rotura.
Resistencia nominal	Resistencia de un elemento antes de aplicar cualquier factor de reducción.

Rigidez	Capacidad de resistencia de un cuerpo a doblarse o torcerse por acciones de fuerzas exteriores.
Triaxial	Tres esfuerzos.
Vida útil	Duración estimada que un material puede tener, cumpliendo correctamente con la función para el cual ha sido creado.

RESUMEN

El diseño de columnas es un tema controversial para las personas que se dedican a las construcciones, derivado de la falta de información disponible.

Este trabajo se realizó con el propósito de demostrar la importancia de la adecuada densidad de columnas para edificaciones con marcos estructurales.

Se trabajó un ejemplo que busca ser una guía para el correcto diseño de columnas, y con esto dar un parámetro de seguridad estructural que demuestra la importancia que conlleva un diseño óptimo, el cual brinda una estructura armónica, dando como resultado el número correcto de columnas que deberá ser utilizado para una edificación.

Se utilizaron los criterios que aportan el código ACI 318-14, para obtener un diseño adecuado que abarca desde el predimensionamiento y finaliza con el correcto funcionamiento de estos elementos estructurales que son los encargados de brindar soporte, en caso que se presente una falla en la edificación.

OBJETIVOS

General

Determinar parámetros sobre densidad de columnas para una construcción basada en el método de marcos estructurales, como un procedimiento para el predimensionamiento de columnas.

Específicos

1. Predimensionar la geometría de columnas.
2. Encontrar una área tributaria adecuada o ideal que una columna pueda soportar.
3. Aplicar los criterios de reducción de carga viva tomados del IBC 2000.
4. Proponer un procedimiento que nos dé cual deberá ser el número de columnas que la edificación deberá tener, que sea estructural, económica y eficiente.
5. Aplicar la relación de área tributaria – dimensiones de columna, para poder minimizar el costo de construcción.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad se enfrenta un problema relacionado a las construcciones, existen malos diseños de construcción, malos métodos constructivos, desconocimiento de técnicas y procesos para la adecuada dimensión de elementos estructurales, sin mencionar la corrupción que existe en la industria y de la cual se derivan problemas con materiales, los cuales no son los adecuados; o los estudios técnicos, ensayos no apropiados, al final los afectados de una u otra manera serán las personas las cuales le darán uso a todas las obras estructurales.

Las columnas son elementos estructurales de los cuales más incertidumbre se tiene, por lo que se buscó hacer una guía de un apropiado diseño de columnas, adicionalmente entender su función y de qué forma estas actúan de una manera óptima, con esto ver el beneficio reflejado tanto en el diseño de la estructura como de manera económica, evitando así caer en los errores como lo son un sobredimensionamiento de elementos o el colocar una cantidad errónea de estos.

Con el correcto diseño y la densidad de columnas correcta se obtendrá un mejor rendimiento de la estructura, adicional un factor de seguridad el cual podrá ser la diferencia en una falla y un colapso estructura

1. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

1.1. Generalidades

La aplicación de técnicas de evaluación de la integridad estructural permite definir diseños estructurales y mecánicos menos susceptibles de sufrir procesos de fractura, fatiga, fluencia o corrosión.

1.1.1. Definición

La integridad estructural generalmente se asocia al concepto de estado sólido, y tiene que ver con la capacidad de un sistema físico, generalmente compuesto por varias piezas y/o materiales, para mantener sus características iniciales a lo largo del tiempo, bajo las diferentes solicitaciones en las que el sistema se encuentre sometido (cargas, sismos, viento, etc.). En la ingeniería de una edificación se aplica al investigar cualquier característica que pueda afectar el funcionamiento de la estructura, se toma en consideración su relación espacial (área y alturas), secciones de planta, tipo de suelo a sustentar, y características de uso de la estructura.

1.1.2. Función

La integridad estructural abarca diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea aquella parte de la estructura que tiene como principal función, absorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su vida útil.

El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso general del proyecto de una obra civil, donde se definen las características que la construcción debe

cumplir, para que estas funciones que está destinada a desempeñar, pueden ser de carácter estructural, económico, social, incluso ambiental. Un requisito esencial para que la edificación cumpla sus funciones es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su capacidad para soportar cargas que sobre ella se imponen.

Se puede decir entonces, que la integridad estructural y el diseño estructural no es lo mismo, ya que en varias ocasiones sus conceptos pueden llegar a confundirse. Integridad estructural nos habla de la armonía, relación o trabajo en conjunto que deben cumplir los elementos para que una obra civil pueda resistir las solicitaciones para las cuales fue diseñada; y el diseño estructural tiene como otro objetivo proporcionar cualquier tipo de soluciones basado en el aprovechamiento de los materiales, de las técnicas constructivas que se encuentren disponibles, cumpliendo las necesidades impuestas por todos los aspectos del proyecto; todo esto enfocado a que exista un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales del funcionamiento de la construcción y una seguridad adecuada contra la ocurrencia de algún tipo de falla.

1.1.3. Filosofía del diseño sismo resistente

En los países donde el riesgo sísmico es alto, entiéndase los países que se encuentran en el cinturón del Pacífico, cinturón de Europa y Asia, el diseño debe ser el apropiado para resistir las cargas inducidas por terremotos, lo cual es de vital importancia en cualquier tipo de edificación. Las investigaciones realizadas por profesionales en el tema nos brindan los siguientes criterios de diseño que permiten definir conceptualmente la acción sísmica:

- Las estructuras deben resistir, en el rango lineal elástico, todos aquellos sismos los cuales sean de una baja intensidad y que ocurran en su vida útil.

- Las estructuras deben resistir, sin daños significativos, no esperando que su comportamiento sea lineal, todos aquellos sismos de intensidad moderada que puedan ocurrir en su vida útil. Son permitido los daños menores, como lo podrían ser algún tipo de fisuramiento a flexión en el hormigón y pequeñas incursiones en el acero de vigas y losas; o algún tipo de falla en los elementos no estructurales donde la reparación sea de una manera rápida y económica.
- Las estructuras deben resistir, de una manera no lineal, un sismo severo que ocurra una sola vez durante su vida útil. Se admiten daños significativos en los elementos estructurales, aunque no el colapso de la estructura. El nivel permitido depende de la importancia de la edificación. Si una edificación es de vital importancia como un hospital, centro de salud, plantas de energía, agua, teléfonos, etc., el daño permitido es el mínimo, para garantizar su funcionamiento después de la ocurrencia de un sismo destructivo.

Sin embargo, no existe un claro consenso sobre qué se entiende por sismo de intensidad reducida, moderada o severa, pues existen varios factores que los determinan, como lo son la localización geográfica, la calidad y el tipo de construcción.

Las normas sísmicas actuales prescriben que una estructura sometida a sismos moderados puede experimentar un daño reparable, aunque no se define claramente el concepto de daño, ni un parámetro para su cuantificación. Para el ingeniero estructural es de suma importancia la predicción y estimación del daño estructural, aunque las normas sísmicas se refieran al daño estructural de forma ambigua y establezcan indirectamente las prescripciones para reducirlo, pues solo propone valores para límites para derivas laterales. Una mala

distribución de rigideces y resistencia relativas entre vigas y columnas puede cumplir con los límites de desplazamiento establecidos por ella, sin reducir el nivel de daño esperado; en consecuencia, es más racional limitar el daño en forma cuantitativa.

1.2. Funcionalidad, resistencia y seguridad estructural

La funcionalidad requiere que las deflexiones sean pequeñas, que las fisuras, si existen, se mantengan en límites tolerables, que las vibraciones se minimicen, etc. La seguridad requiere que la resistencia de la estructura sea adecuada para todas las cargas que puedan llegar a actuar sobre ella.

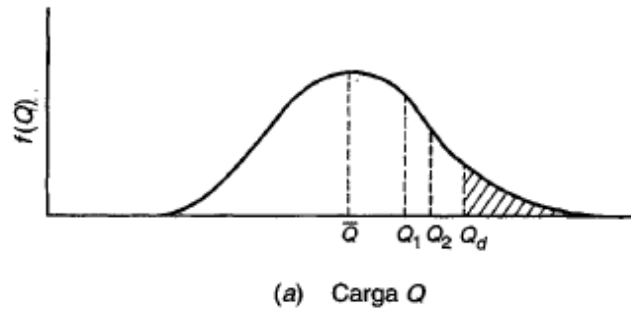
1.2.1. Definición

Para que una estructura sea considerada como segura y funcional, debe cumplir con sus propósitos contra el colapso y ser funcional en condiciones de servicio. La funcionalidad requiere que las deflexiones que llegaran a existir sean mínimas, que las fisuras, si existen, se mantengan en el límite tolerable, que las vibraciones se minimicen, etc. La seguridad requiere que la resistencia de la estructura sea la adecuada para soportar todas las cargas bajo las cuales esta será afectada. Si la resistencia de la estructura pueda predecirse de forma precisa, y si las cargas y sus efectos internos (momentos, cortantes, fuerzas axiales) se consideran con precisión, podríamos garantizar la seguridad proporcionando una capacidad portante superior a la que se requiere para las cargas conocidas.

1.2.2. Variabilidad de cargas

Debido a que la carga máxima que vaya a sufrir durante la vida útil una estructura es incierta, esta puede llegarse a considerar como una variable aleatoria. A pesar de la incertidumbre, el ingeniero debe lograr diseñar una estructura adecuada.

Figura 1. **Modelo de variabilidad de carga**



Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p.13.

Un modelo de probabilidad para la carga máxima puede deducirse a través de una función de densidad probabilística para cargas, tal como lo muestra la figura 1. Este tipo de gráfico representado por una función gaussiana es utilizada para datos estadísticos, puede llegar a determinarse por medio de base de datos estadísticos obtenidos a partir de mediciones a gran escala. Para tipos de carga para los cuales estos datos son escasos, es necesario recurrir a información relativamente confiable basada en la experiencia, observación y criterio. En este caso \bar{Q} es la carga promedio que se repetirá más veces en la vida útil de la estructura, por lo que se recomienda utilizar una carga mayor. En la gráfica podría utilizarse tanto Q_1 o Q_2 que serán cargas mayores con una probabilidad de repetirse menor a \bar{Q} . Para diseño se selecciona conservadoramente una carga de servicio especificada Q_d , la ocurrencia de cargas mayores a Q_d está dada por el área sombreada bajo la curva a la derecha de Q_d . Generalmente se utilizará esta carga de diseño Q_d , debido a que las cargas más grandes tienen una probabilidad de llegar a la estructura muy baja; por ejemplo algún sismo que se tome como “severo” en algunos países el periodo de retorno de un evento de esta magnitud se encuentra dado para 250 años, dado que la vida útil del concreto llega a ser de hasta 50 años, es recomendable tomar una carga de diseño Q_d .

1.2.3. Resistencia

La resistencia de una estructura depende de la resistencia que tengas los materiales que la conformen, debido a esto existen especificaciones, las cuales estandarizan la resistencia mínima de los materiales que serán utilizados. Las resistencias reales de los materiales no pueden saberse de una forma exacta, por lo cual estos forman variables aleatorias. Puede decirse que otro factor que afecta directamente a la resistencia de la estructura es su forma de construcción, lo cual, a su vez, refleja la calidad de la supervisión y de la inspección.

La resistencia de toda estructura puede ser considerada como una variable aleatoria en función de su densidad probabilística como en el caso de las cargas; es muy difícil conocer la forma exacta que represente dicha función, pero siempre es posible aproximarla mediante datos conocidos, tales como estadística de resistencia de materiales y elementos o información similar.

Figura 2. **Modelo de variabilidad de resistencia**



Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 13

Para diseño se selecciona conservadoramente una resistencia de servicio especificada S_d , ocurrencia de cargas mayores a S_d está dada por el área sombreada bajo la curva a la derecha de S_d .

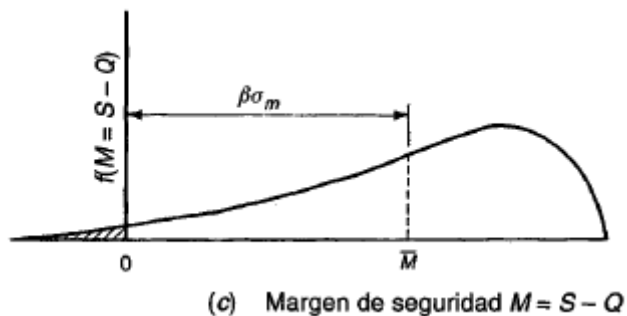
1.2.4. Seguridad y eficiencia estructural

Una estructura tiene un margen de seguridad M si

$$M = S - Q > 0$$

Es decir que si la resistencia que llegue a poseer una estructura es mayor que las cargas que actúen sobre ella. Debido a que tanto S como Q son variables aleatorias, la seguridad M también será considerada como una variable aleatoria. La grafica (c) es la representación de una función de probabilidad; la falla ocurre cuando M es menor que cero; la probabilidad de falla se encuentra representada entonces por el área sombreada de la figura.

Figura 3. **Modelo de margen de seguridad**



Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 13

Aunque la forma precisa de la función de densidad probabilística para S y Q , por tanto para M , no se conoce, este concepto puede utilizarse como una metodología para estimar la seguridad estructural. Una posibilidad consiste en exigir que el margen de seguridad promedio M sea un número especificado β de desviaciones estándar σ_m , por encima de cero. Puede demostrarse que obtenemos lo siguiente

$$\varphi_s S \geq \varphi_L Q$$

Donde φ_s es un coeficiente menor que uno (1) aplicado a la resistencia media S y φ_L es un coeficiente mayor que uno (1) aplicado a la carga media Q. La magnitud de cada uno de los coeficientes de seguridad parciales depende de la varianza a la cual aplica, S o Q, y el valor seleccionado de β , que es el índice de seguridad de la estructura.

En la práctica resulta más conveniente introducir coeficientes de seguridad parciales con respecto a cargas especificadas en los códigos; el coeficiente de seguridad parcial para la resistencia se aplica a la resistencia nominal, en estos términos podemos replantear la ecuación y obtenemos:

$$\emptyset S_n \geq \gamma Q_d$$

En el cual \emptyset es un factor de reducción de resistencia aplicado a la resistencia nominal S_n y γ un factor de carga aplicado a las cargas de diseño Q_d calculadas o especificadas en códigos. Reconociendo las diferencias en la variabilidad de las cargas muertas D y cargas vivas L, es razonable colocar diferentes factores de carga para tipos de carga diferente. Podemos reescribir la ecuación:

$$\emptyset S_n \geq \gamma_d D + \gamma_l L$$

En el cual γ_d es un factor de carga un poco mayor que uno (1) aplicado a las cargas muertas D y γ_l es un factor de carga aun mayor aplicado a las cargas vivas especificadas por los códigos. Cuando se tienen en cuenta cargas adicionales como por ejemplo la carga de viento W, puede considerarse la menor probabilidad de que las cargas máximas muertas, vivas y de viento, vayan a actuar simultáneamente mediante un factor α menor que uno (1), reescribiendo la ecuación.

$$\emptyset S_n \geq \alpha(\gamma_d D + \gamma_l L + \gamma_w W + \dots)$$

Una vez mostrada la importancia de los factores de reducción o de aumento para diferentes tipos de cargas o resistencias, es necesario prestar atención a las necesidades que se soliciten dependiendo del área, región o país; por ejemplo, los factores que afecten las características que lleguen a la estructura en cada país, no serán las mismas; cada región cuenta con sus códigos los cuales rigen todo tipo de parámetros o lineamientos los cuales se deben respetar para que la estructura cumpla con las necesidades. No hay que olvidar que en la mayoría de países no se les da el mantenimiento adecuado a las estructuras y muchas veces estas exceden el tiempo de vida útil para el que fueron diseñadas, en otras ocasiones estas son diseñadas para cumplir ciertas funciones y, con el paso del tiempo, se crean otro tipo de necesidades y las mismas estructuras se utilizan para cubrirlas, lo cual pone en peligro la integridad estructural de la construcción y a las personas que habiten en ella.

1.3. Fundamentos de diseño

Los fundamentos de diseño están conformados por las formas de falla, los tipos de esfuerzo, tipo de análisis y la metodología de diseño.

1.3.1. Definición

La característica más importante de un elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser suficiente para resistir, con algún margen de reserva, todas las fuerzas las cuales estarán llegando al elemento o a la estructura durante su periodo de vida útil, sin que está presente falla o algún tipo de inconveniente. Dimensionar los elementos, es decir, seleccionar las dimensiones del concreto o la cantidad de refuerzo que este necesita, de tal manera que estos satisfagan la necesidad para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores a las cargas que se esperan actúen durante el servicio de la estructura.

Generalmente para las estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas cercanas a las de falla, uno o los dos materiales, hablamos del concreto y el acero, estarán inevitablemente en su rango inelástico no lineal. El concreto es un elemento que alcanza su resistencia máxima y su falla subsecuente para un nivel de esfuerzos y deformaciones muy por encima del rango elástico inicial de los esfuerzos y deformaciones son aproximadamente proporcionales. Algo similar ocurre con el acero, cuando este se encuentra cercano a la falla estará esforzándose más allá del dominio elástico hasta y aún por las zonas de fluencia. Consecuentemente, la resistencia nominal de un elemento debe calcularse con base en el comportamiento inelástico de los materiales que lo conforman.

Un elemento diseñado por el método de resistencia debe demostrar un comportamiento adecuado bajo las cargas normales de servicio. Un buen ejemplo serían las deflexiones en las vigas, las cuales deben estar limitadas a valores aceptables y el número de fisuras de flexión. Las condiciones límites de servicio son parte importante del diseño, aunque la atención se enfoque inicialmente en la resistencia. Si los elementos se dimensionan con base en dichas cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio que sean fracciones apropiadamente pequeñas de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero.

En el método más antiguo de diseño para cargas de servicio, todos los tipos de carga se tratan de la misma manera sin importar que tan diferentes sean su variabilidad individual y su incertidumbre, los esfuerzos se calculan con base en métodos elásticos, cuando en la realidad la resistencia de un elemento depende del comportamiento esfuerzo-deformación en el rango inelástico cercano a la falla. Por esa razón, el método de diseño para cargas de servicio no permite una evaluación explícita del margen de seguridad.

1.3.2. Métodos de Diseño Estructural

Dependiendo de las necesidades del proyecto se realiza la elección adecuada de un método de diseño, buscando siempre un diseño resistente y la optimización de recursos.

1.3.2.1. Diseño por fuerzas de trabajo (Teoría Elástica)

Este método de diseño se enfoca en la variación lineal para la relación lineal esfuerzo-deformación lo que nos asegura que bajo las cargas de servicio los esfuerzos del acero y del concreto no exceden los esfuerzos permisibles de trabajo. Todos los esfuerzos permisibles que lleguen o afecten a la estructura se considerarán fracciones fijas de la resistencia máxima o resistencia de cedencia de los materiales; por ejemplo, la compresión por flexión se puede suponer de 0,45 de la resistencia de concreto. Los momentos flexionantes y fuerzas que actúan sobre la estructura que son estáticamente indeterminadas, se calculan bajo el comportamiento elástico lineal.

1.3.2.2. Diseño por resistencia máxima

Este método se basa en el diseño de los elementos tomando en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima (concreto a su resistencia máxima y acero en cedencia), cuando se aplica una carga máxima a la estructura igual a la suma de cada carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga. Para momentos flexionantes y fuerzas estáticamente indeterminadas que actúan sobre la estructura, se calculan suponiendo comportamiento elástico lineal de la estructura hasta la carga máxima. En forma alterna, los momentos flexionantes y fuerzas se calculan tomando parcialmente en cuenta de la redistribución de las acciones que pueden ocurrir debido a las relaciones no lineales entre las acciones y deformaciones en los miembros, bajo las cargas elevadas. Algunas razones para la tendencia hacia el diseño por resistencia máxima son las siguientes:

- El diseño por resistencia última permite una selección más racional de los factores de carga; por ejemplo, se puede utilizar un factor de carga bajo cargas conocidas con mayor precisión.
- El diseño por resistencia máxima utiliza reservas de resistencia resultantes de una distribución más eficiente de los esfuerzos permitidos por las deformaciones inelásticas.
- El diseño por resistencia máxima utiliza con mayor eficiencia el esfuerzo de alta resistencia, y se pueden utilizar peraltes más pequeños en vigas sin acero de compresión.
- El diseño por resistencia máxima permite, al diseñador, evaluar la ductilidad de la estructura en el rango inelástico. Este aspecto es muy importante cuando se reconsidera la redistribución posible en los momentos de flexión en el diseño por cargas de gravedad y en el diseño de cargas sísmicas o explosiones.

1.3.2.3. Diseño por resistencia y servicio

El enfoque de diseño para concreto reforzado, idealmente debería combinar las mejores características de los diseños por resistencia máxima y por esfuerzo de trabajo, si solo se proporcionan las secciones de requerimientos de resistencia máxima. Aunque el factor de carga sea el adecuado, el agrietamiento y las deflexiones bajo cargas de servicio pueden ser excesivas. El agrietamiento puede ser elevado si los esfuerzos de acero son elevados o si las varillas de refuerzo no están bien distribuidas; las deflexiones pueden ser críticas si los elementos no tienen el peralte suficiente. En 1964, el Comité Europeo dio sus recomendaciones para un código internacional de práctica de concreto reforzado. En este documento se presentó el concepto del diseño por límite, proponiendo así que una estructura fuera diseñada con referencia a varios límites. Los estados límites más importantes de este método de diseño son: resistencia bajo carga máxima, deflexiones y anchos de grietas para cargas de servicio.

1.3.3. Fundamentos del diseño sísmico

El objetivo principal de un diseño sísmico es brindar una estructura resistente, la cual pueda resistir (deformarse o incluso fallar) lo suficiente y brindar el tiempo necesario para que las personas que se encuentren en allí pueden abandonarla de ser necesario.

1.3.3.1. Aspectos generales del diseño sísmico

El lugar donde se construirá una nueva edificación generalmente no suele estar en discusión, así el lugar sea de alta sismicidad. Toda edificación debe diseñarse y construirse con especificaciones que ofrezcan garantías en cuanto a su seguridad, funcionalidad, estética, factibilidad y economía. La seguridad de una edificación es el factor de mayor importancia y este se encuentra relacionado con la estructura y su capacidad para resistir las cargas o solicitaciones máximas posibles que puedan llegar a ocurrir durante su vida útil, esto sin que la estructura reciba daños excesivos, colapso parcial o total.

La funcionalidad estructural se relaciona con las limitaciones de las deformaciones, el fisuramiento y la vibración de los elementos estructurales; de este tipo de funcionalidad depende que durante el servicio que preste la edificación no se dé la impresión de haber perdido su valor, porque se considere insegura o poco confortable. Esta clase de funcionalidad es la encargada del tipo de respuesta que presente la edificación durante su vida útil, cuando es sometida a las cargas o solicitaciones normales; mientras que seguridad estructural se entiende al comportamiento que presente la edificación durante su vida útil (incluyendo tiempo de construcción, reparaciones, uso, etc.) cuando se somete a cargas excesivas, como lo pueden llegar a ser cargas vivas altas, cargas sísmicas destructivas y, en algunos casos, dependiendo de la altura de la estructura, la carga de vientos de alta velocidad.

Por otro lado, la configuración de una edificación, sus detalles arquitectónicos y estructurales, son factores determinantes en su comportamiento, e influyen en la manera como las fuerzas sísmicas se distribuyen en su altura, intensidad y en la interacción de estos miembros. Una vez elegida una configuración deficiente, puede ser difícil obtener un edificio sano, sin importar que el diseño estructural sea el correcto, tanto el ingeniero como el arquitecto deben estar familiarizados con los efectos que las características de los materiales, la configuración geométrica, y la distribución de elementos de carga y de rigidez tienen sobre el comportamiento sísmico del edificio.

1.3.3.2. Solicitaciones sísmicas

El objetivo de una construcción urbana es crear espacios en los que se pueda vivir o trabajar en condiciones adecuadas de seguridad y confort. Para ello, la estructura deberá cumplir:

- Resistencia suficiente para soportar las combinaciones de efectos producidos por cargas verticales, sísmicas o de viento.
- Rigidez adecuada para que las deformaciones, bajo esos efectos, no lleguen a ser excesivas, con lo cual se evitará el pánico en los ocupantes (sismos de baja intensidad), también ayudará a la reducción de daños en elementos no estructurales y en instalaciones, regulación de los efectos de segundo orden, provenientes de la interacción de cargas verticales y desplazamientos horizontales, que pueden influir en la resistencia de estructuras flexibles.
- Ductilidad suficiente para que, en el caso de las cargas de sismo llegasen a superar los valores estimados para el diseño, la estructura se deforme en el rango inelástico, con graves daños en los elementos estructurales y no estructurales, pero sin colapso.

Las cargas vivas y muertas pueden determinarse con relativa precisión, el inconveniente se encuentran en las cargas tanto de viento como de sismo, al tratarse de fenómenos naturales que el hombre no controla. Sin embargo por ser los vientos más comunes, ha sido más fácil su estudio y, por ende, podemos diseñar de manera confiable; mas no sucede lo mismo con los sismos, cuyas características e intensidades son impredecibles.

La base del diseño sísmico de los edificios, no es el sismo más intenso que deberán resistir (que no se conoce), sino que se basa en los sismos del pasado, poco se sabe acerca del temblor de un edificio. La intensidad probable del temblor del diseño depende también del periodo de retorno que se considere, relacionado con la vida útil de la construcción; aquí se origina una nueva fuente de incertidumbre, pues cuando un edificio termina su vida útil de diseño no se demuelen, al contrario, llegan a ser conservados, hasta que dejan de ser económicamente convenientes.

La ingeniería estructural en zonas sísmicas se enfrenta con un problema que, aparentemente, no tiene solución, ya que debe seleccionar sistemas estructurales y dimensionar elementos que los compongan, para que resistan solicitaciones desconocidas, por medios de mecanismos que tampoco entienden por completo.

La amplitud y el contenido de frecuencias de las ondas que produce el sismo en un sitio dado, dependen de las características de la ruptura de la zona de la falla, de la magnitud del sismo y de la distancia entre esta y el sitio, muy importante las características del suelo. Las ondas que originan el movimiento del suelo que desplanta una construcción provienen de una zona de ruptura de una falla, estas llegan al edificio con una dirección determinada, pero las características de esas ondas, su interacción, sus efectos locales (geológico y topográfico), hacen que el movimiento real del suelo sea aleatorio,

predominantemente horizontal y con un componente vertical en las zonas cercanas al epicentro. En lo que se refiere a un edificio determinado, los efectos de un temblor se ven afectados por las características de las construcciones vecinas, su geometría, masa y tipo de cimentación.

Toda la información obtenida mediante estudios complicados de laboratorios, realizados a lo largo de los años de mediciones y temblores reales, de interpretación de la información obtenida de desarrollo, aplicación de complejos y elegantes modelos matemáticos, se reducen a dos datos principales, en los que se basa el diseño estructural, el coeficiente sísmico y el espectro de diseño.

El coeficiente sísmico C_s es un índice de la acción de diseño; es la base de los espectros de diseño y se usa directamente para evaluar, con métodos estáticos, las acciones horizontales que habrán de ser resistidas por la estructura.

1.3.3.3. Amenaza sísmica

Por amenaza sísmica de una zona se entiende cualquier descripción de los efectos provocados por terremotos, en el suelo de dicha zona. Estos efectos pueden ser representados mediante la aceleración, la velocidad o el desplazamiento sísmico del terreno. Para evaluar la amenaza es necesario analizar los fenómenos que ocurren desde la emisión de las ondas sísmicas en el foco, hasta que dichas ondas alcancen la zona de estudio.

El objetivo del estudio de amenaza sísmica es evaluar el movimiento del terreno en un lugar determinado como consecuencia de un terremoto probable o, como mínimo, proporcionar una estimación de la severidad del mismo. La amenaza sísmica de un país o región está asociada con la posibilidad de la excedencia de un parámetro descriptivo del mismo.

2. FACTORES DE CARGA

2.1. Generalidades

Cuando una estructura o elemento estructural se convierte en inadecuada para su uso, se dice que ha alcanzado su estado límite. Para evitar esto se utilizan factores de carga, los cuales a través de su manipulación buscan reducir cargas o aumentar resistencias.

2.1.1. Definición

Dichos factores son números con los que se busca, de manera racional, incrementar las cargas nominales máximas y/o reducir las cargas de servicio al mínimo, de tal manera que con ellos se disminuya la probabilidad de que las cargas de diseño sean excedidas o no sean alcanzadas durante periodo de retorno previamente establecido.

2.1.2. Su función

Los factores de carga son utilizados para brindar la seguridad adecuada contra los aumentos de cargas de servicios que puedan sufrir las obras civiles, estas son adicionales a las especificaciones en el diseño donde se busca que la falla sea improbable. Estos factores también buscan regular que las deformaciones de los elementos estructurales no sean excesivas; estos factores suelen ser utilizados en las cargas muertas, cargas vivas, presiones laterales de tierra y de fluidos, cargas de vientos y sismos.

Estos factores de carga varían dependiendo al tipo de carga que estos afectarán, por ejemplo, es menos probable que la carga muerta de una estructura se exceda, con diferencia a la carga viva que puede verse afectada por diferentes factores, estos pueden hacer que la carga viva de la estructura sea excedida (principalmente cuando el usuario de la estructura abusa de la carga

especificada) y con esto el sistema no pueda compensarse. La carga máxima de una estructura debe ser igual, por lo menos, a las sumas de las cargas de servicio multiplicadas por su respectivo factor. Toman en cuenta la posibilidad de que se presenten variaciones de cargas y las imprecisiones en los métodos de análisis estructural.

El código ACI recomienda que la resistencia requerida U para resistir carga muerta D y carga viva L sea por lo menos igual a:

$$U = 1,4D + 1,7L$$

Adicional el código ACI 318S – 11, recomienda que la resistencia requerida U debe ser igual al efecto de las cargas mayoradas, que son representadas por las siguientes ecuaciones:

$$U = 1,4D$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L o S o R)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L o S o R) + (1,0L o 0,5W)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L o S o R)$$

$$U = 1,2D + 0,5E + 1,0L + 0,2S$$

$$U = 0,9D + 1,0W$$

$$U = 0,9D + 1,0E$$

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

S = Carga de nieve. Para Guatemala, esta podrá ser arena volcánica

R = Carga de lluvia

W = Carga de viento

E = Carga sísmica

El factor con el que se multiplica cada carga está definido por el grado de precisión con el que podamos calcular la carga y por las variaciones que presentará dicha carga durante la vida de la estructura. Por esa razón a las cargas muertas se les asigna un factor de carga menor que a las cargas vivas.

Generalmente se consideran cargas de viento sólo si las obras civiles son de gran altura (En Guatemala pocas veces se da el caso), pero sí debe tomarse en cuenta la carga de viento W en el diseño, la resistencia requerida U debe ser por lo menos igual a:

$$U = 0,75 (1,4 D + 1,7 L + 1,7 W)$$

En el código ACI 318-14 se proporcionan los requerimientos para otros tipos de cargas.

2.1.3. Factores de reducción de capacidad

Los factores de reducción de cargas ϕ se utilizan para tomar en cuenta las inexactitudes que pudiera haber a lo largo del diseño de alguna obra civil (cálculos, resistencias de los materiales, mano de obra, etc.) cada uno de los factores pueden afectar de una manera insignificante, pero una combinación de todos estos factores puede producir una menor capacidad de resistencia en los elementos diseñados.

La resistencia confiable de la sección a utilizar en los cálculos de diseño se considera como la resistencia ideal multiplicada por ϕ , donde el valor de

reducción de capacidad ϕ depende de la importancia de las cantidades variables.
Los valores recomendados por el ACI son:

- Flexión, con o sin tensión axial o tensión axial $\phi = 0,90$
- Flexión con compresión axial o compresión axial:
 - Si es reforzada con hélice $\phi = 0,75$
 - En casos contrarios $\phi = 0,70$(Se puede aumentar linealmente ϕ hasta 0,90 para secciones con compresión axial pequeña que tienda a cero).
- Cortante y torsión $\phi = 0,85$

Las variables que definen el número del factor por el que se va a reducir la capacidad, las forman diferentes lineamientos, generalmente es tomado en cuenta la seriedad de la consecuencia de la falla de los miembros respecto a toda la estructura, y el grado de advertencia en el modo implícito de la falla. Las vigas poseen un valor de reducción de capacidad ϕ alto debido a que se busca que el acero fluya y, con esto, conseguir una falla de forma dúctil con cedencia en el acero de refuerzo; las columnas cuentan con un factor de reducción ϕ menor, debido a que las columnas tienden a sufrir fallas de forma frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico. Adicional, la falla de una columna puede significar el desplome de la obra civil si esta no tiene una integridad estructural que la ayude a compensarse, recordando que la reparación de una columna es un método complicado y de un costo alto. Con esto aplicamos el criterio viga flexible, columna rígida.

El valor de ϕ para cortante y torsión es intermedio, ya que la resistencia del concreto a compresión es menos crítica y la teoría predice que la resistencia menos exacta es la que corresponde a la flexión.

La carga máxima de diseño se calcula en base a la resistencia confiable. En base a la resistencia ideal, el factor global de seguridad para una estructura cargada por cargas muertas y vivas es:

$$\frac{1,4 D + 1,7 L}{D + L} \frac{1}{\phi}$$

El factor global de seguridad de la resistencia ideal de la sección (flexión, con o sin tensión axial) varía desde 1,56 para $L/D = 0$ hasta 1,82 para $L/D = 4$. Para miembros con flexión y compresión axial varía entre 2,00 y 2,34 para L/D entre 0 y 4 lo que proporciona mayor seguridad global a un elemento estructural más crítico.

La resistencia ideal se calcula utilizando las resistencias especificadas del concreto y el acero, esto es debido a que generalmente estos valores se exceden en una estructura real; con esto se dispone una reserva adicional de resistencia para que la estructura pueda compensarse.

2.1.4. Recomendaciones sobre el servicio

Debe hacerse a la estructura que se encuentra bajo cargas de servicio una evaluación; es importante esto cuando los miembros se diseñan en base a la resistencia exigida, esto porque los miembros de pequeñas secciones y secciones con poco acero a compresión pueden satisfacer las necesidades de resistencia, pero pueden generarse esfuerzos y deformaciones elevados bajo las cargas de servicio. Es necesario verificar que la deformación y deflexiones bajo estas cargas se encuentren en los límites aceptables. Debe tenerse también un control del agrietamiento que experimenten los miembros de la estructura, todo esto para fines de apariencia y durabilidad. Los anchos de las grietas no deben exceder los límites permitidos. Muy difícil es especificar cuáles serán los límites permitidos para el control de deflexiones y grietas, no obstante el ACI proporciona recomendaciones para ambos.

2.1.5. Recomendaciones para la ductilidad

Una de las consideraciones más importantes para una obra civil, además de la resistencia, es la ductilidad. Es importante asegurar que en algún caso extremo, si la estructura falla esta pueda seguir soportándose; a este tipo de comportamiento le llamaríamos dúctil. Como ingenieros debemos ser capaces de predecir el comportamiento que tendrá la obra al momento que le lleguen las fuerzas o cargas, evitar que la estructura falle de una forma frágil es lo ideal para que sea capaz de sufrir grandes deformaciones, bajo cargas cercanas a las máximas.

Las amplias deflexiones dan amplias advertencias de fallas, y manteniendo la capacidad de transmisión de cargas se puede impedir el desplome total y salvar vidas, adicional el comportamiento dúctil de una estructura permite utilizar el diseño de redistribuciones de momentos flexionantes que toma en cuenta la redistribución posible del patrón de momentos elásticos a flexión.

Cuando se requiere diseñar por carga sísmica, la ductilidad tiene un papel importante. La norma actual de los códigos para diseño sísmico es diseñar estructuras que solo resistan elásticamente sismos moderados y, en el caso de sismos severos, se confía en la disponibilidad de suficiente ductilidad después de la cedencia para permitir a la estructura sobrevivir sin desplome. Las recomendaciones para cargas sísmicas solo se pueden justificar si la estructura cuenta con la suficiente ductilidad para poder absorber y disipar energía mediante deformaciones inelásticas cuando ella se sujeta a cargas cíclicas.

Para asegurar que la estructura pueda comportarse de una manera dúctil, el diseñador debe tener en cuenta algunos detalles como lo son, cuantía de refuerzo longitudinal, anclaje de refuerzo y confinamiento de concreto comprimido y con esto evitar los tipos de falla frágiles, además de mantener los límites mínimos y máximos recomendados.

2.2. Consideraciones de resistencia de los miembros

La manipulación de resistencia de los miembros estructurales es utilizada para definir como trabajará la estructura, generalmente se busca que la resistencia de las columnas sea mayor que la resistencia de las vigas.

2.2.1. Desarrollo de la resistencia de los miembros

En la elaboración de un diseño de una estructura es necesario verificar los límites, tanto superiores como inferiores de la resistencia probable de los elementos de los cuales estará compuesta la estructura. El objetivo de esto es obtener una secuencia específica de las resistencias en los miembros de la estructura cargada a la falla. En este caso vamos a tomar como ejemplo la junta entre una viga-columna en un marco continuo. Sabiendo que la falla de una columna es de carácter catastrófico en una edificación, siempre será conveniente que se desarrolle la resistencia de la viga antes que la resistencia de la columna, teniendo en cuenta que el diseño sísmico se enfoca en evitar los fallos que no sean de carácter dúctiles la estructura. Adicionalmente tener idea de la variación de resistencias probables en los miembros estructurales.

Las estructuras reales contienen variaciones en las resistencias de concreto y de acero respecto de los valores que han sido especificados; es difícil calcular la resistencia real de una estructura; sin embargo, es posible definir niveles de resistencia en los miembros, los cuales podemos utilizar en diferentes métodos de diseño.

2.2.2. Resistencia ideal (S)

Básicamente llamamos resistencia ideal a aquella resistencia que es calculada de forma teórica en el proceso de diseño de un elemento estructural; esta es obtenida prediciendo la falla de la sección, la cual depende de la geometría y de la resistencia de sus materiales. Como su nombre lo indica, es la resistencia que el elemento tendría si todo funcionara idealmente (materiales,

métodos de construcción, cargas correctas, etc.); debido a eso no podemos tomarla como resistencia real, ya que el elemento puede estar bajo otras condiciones, los cuales no fueron tomados en cuenta al momento de calcular su resistencia.

2.2.3. Resistencia confiable (S_d)

Es aquella resistencia que se relaciona con la resistencia ideal S ; esto por medio de las recomendaciones de resistencia para la seguridad estructural, a través de los factores de carga y factores de reducción de capacidad.

$$S_d = \varphi S_i$$

En donde φ , el factor de reducción de capacidad, debe ser menor que 1.

2.2.4. Resistencia probable (S_p)

La resistencia probable S_p se basa en que la resistencia de los materiales en ocasiones es mayor a su resistencia especificada; por ejemplo, la resistencia de cedencia del acero puede ser un 20 % mayor a la especificada, y la del concreto puede llegar a ser hasta 30 % o incluso mayor a una edad mayor, o si el material se comprime triaxialmente. Para obtener la resistencia probable de los materiales es necesario someter estos a diferentes pruebas y así, con esto, tener un respaldo de cuanto más podemos confiar en el material. Se puede relacionar la resistencia probable con la resistencia ideal de la siguiente forma:

$$S_p = \varphi_p S_i$$

Donde φ_p es el factor de resistencia probable que aumenta la resistencia de los materiales en comparación a las especificaciones; esto después de haberse comprobado dicho aumento mediante ensayos. Este factor es mayor que 1.

2.2.5. Sobrerresistencia

La sobrerresistencia toma en cuenta todos aquellos factores que puedan llegar a provocar un aumento de resistencia, entre estas se incluyen la resistencia de cedencia del acero, más la resistencia especificada, más la resistencia del acero endurecido debido a las grandes deformaciones; resistencias de concreto más elevados, secciones más grandes, compresión axial de los miembros a flexión debido a restricciones y refuerzo adicional que no se toman en cuenta en los cálculos. Podemos relacionar la sobrerresistencia con la resistencia ideal:

$$S_o = \varphi_o S_i$$

Donde φ_o es el factor de sobrerresistencia que toma en consideración todas las fuentes de aumento de resistencia y es mayor que 1.

2.2.6. Relaciones entre distintas resistencias

Para encontrar el nivel más alto de protección de la componente "A", que se encuentra recibiendo la carga del componente "B", se busca que esta no falle mientras se desarrolla la resistencia de la componente "B"; esto solo se obtendrá cuando la resistencia confiable de la componente "A" exceda la sobrerresistencia de la componente "B", $S_{dA} \geq S_{oB}$. La relación $S_{iA} \geq S_{oB}$ proporciona un factor de protección muy bajo, la relación $S_{pA} \geq S_{oB}$ genera un factor de protección aún más bajo. La forma más eficiente de obtener el factor de protección adecuado para la resistencia del elemento estructural es la relación de las resistencias probables de los dos componentes:

$$\frac{S_{dA}}{S_{oB}} = \frac{\varphi_A \frac{S_{pA}}{\varphi_{pA}}}{\varphi_{oB} S_{pB} \frac{\varphi_{pB}}{\varphi_{pB}}} \geq 1 \qquad \frac{S_{pA}}{S_{pB}} = \frac{\varphi_{pA} \varphi_{oB}}{\varphi_{pB} \varphi_A}$$

$$\frac{S_{iA}}{S_{oB}} = \frac{\frac{S_{pA}}{\varphi_{pA}}}{\varphi_{oB} \frac{S_{pB}}{\varphi_{pB}}} \geq 1 \qquad \frac{S_{pA}}{S_{pB}} = \frac{\varphi_{pA} \varphi_{oB}}{\varphi_{pB}}$$

$$\frac{S_{pA}}{S_{oB}} = \frac{S_{pA}}{\varphi_{oB} \frac{S_{pB}}{\varphi_{pB}}} \geq 1 \qquad \frac{S_{pA}}{S_{pB}} = \frac{\varphi_{oB}}{\varphi_{pB}}$$

Con las ecuaciones encontradas y al ingresarles valores podemos darnos cuenta qué factor de resistencia es necesario para que la componente “B” no fallen antes que la resistencia de la componente “A” sea desarrollada de la mejor manera.

3. CARGAS ESTRUCTURALES

3.1. Generalidades

Las cargas estructurales definen gran parte de las necesidades de la estructura, el conocerlas es importante para conseguir un diseño adecuado, no todas las cargas o fuerzas pueden ser conocidas (sismos) por lo cual a través de estudios puede tenerse una mínima idea de su magnitud.

3.1.1. Definición

Las cargas estructurales son fuerzas externas aplicadas a los elementos encargados de brindarle resistencia a la estructura; el peso mismo de la estructura es una carga que estará presente de forma permanente en ella. Las cargas son expresadas en unidades de peso, en unidades de peso por longitud o en unidades de peso por superficie unitaria (kg , kg/m o kg/m^2) según el sistema con el cual se esté trabajo. Debido a que los esfuerzos son consecuencia de las cargas, es necesario conocer las cargas a las que van a estar sometidos cada uno de los elementos que proporcione resistencia a la estructura.

3.1.2. Fuerzas aplicadas a una estructura

Existen dos fuerzas aplicadas a una estructura, las cuales deben ser estudiadas para poder realizar el diseño: las fuerzas externas y las fuerzas internas.

Las fuerzas externas son llamadas actuantes o reacciones, estas las definimos como las cargas a las que se ve sometida la estructura por su peso propio y por efectos ambientales, estas cargas podemos dividirlos en cargas gravitacionales (en sentido de acción vertical), cargas hidrostáticas y cargas generadas por fuerzas ambientales (viento, sismos y temperatura).

Las fuerzas internas son aquellas que mantienen el cuerpo o la estructura como un ensamblaje único y corresponden a la fuerza de unión entre sus partes.

3.2. Clasificación de cargas según su orden

Existen diferentes tipos de cargas, por lo cual estas se clasifican en:

3.2.1. Cargas permanentes

Generalmente estas consisten en el peso de los materiales de construcción.

3.2.1.1. Definición

Se les llama cargas permanentes a aquellas cuyas variaciones se presentan a lo largo de su vida con muy pequeña magnitud, teniendo un tiempo de aplicación prolongado. Generalmente estas consisten en el peso de todos los materiales de construcción que incorporan al edificio, incluyendo paredes, pisos, techos, cielorrasos, escaleras, elementos divisorios, terminaciones, revestimientos y otros *ítems* arquitectónicos y estructurales o equipamiento de servicios.

3.2.1.2. Cargas gravitatorias

Se define como carga gravitatoria a todas aquellas cargas que actúan sobre la estructura como consecuencia de la acción de gravedad (en su accionar en sentido vertical).

Las cargas gravitatorias se obtendrán multiplicando volúmenes o superficies considerados en cada caso y estos deberán multiplicarse por los diferentes pesos unitarios que sean regidos por los códigos aprobados para cada región.

3.2.1.3. Empujes

En este tipo de cargas se encuentran contemplados todos los empujes que puedan llegar a la estructura, empujes de suelo o agua en paredes de sótano, muros de contención de suelos, expansión o retracción de suelos.

3.2.2. Cargas accidentales

Dentro de este grupo de cargas tomamos aquellas que no se tenían previstas.

3.2.2.1. Definición

Estas cargas también son llamadas cargas imprevistas. Son ocasionadas por catástrofes o fenómenos naturales imprevistos; además de cualquier tipo de accidente que pueda sufrir la estructura como explosiones o incendios.

3.2.2.2. Sobrecarga

Para este trabajo se consideran aquellas cargas que no se encuentran incluidas en la construcción ni son provocadas por efectos ambientales. Las sobrecargas son aquellas que son producidas por materiales, equipos o personal durante el mantenimiento y por objetos móviles o personas durante la vida útil de la estructura.

El concepto de sobrecarga presenta una complicación de interpretación, ya que para Sudamérica, este término se aplica a la carga viva, (en la concepción usada en Guatemala).

3.2.2.3. Cargas de viento

Esta carga es provocada por el viento que golpea a la estructura y hace que la misma sufra ciertas deformaciones y momentos; esta carga es tomada en cuenta o es más crítica para estructuras con una gran altura. La carga de viento es una carga dinámica (que varía con el tiempo) con una determinada dirección o intensidad, o sea una masa de aire en movimiento que al chocar con una estructura tiende a volcarlo o moverlo.

El efecto del viento sobre una estructura depende de diversos factores como los son la densidad del viento, el ángulo con el que este choca con la estructura, la forma y la rigidez de la estructura y la rugosidad de la superficie.

Para propósitos de diseño, las cargas de viento pueden tratarse de una forma estática y la otra dinámica.

En el procedimiento estático se busca que una corriente de viento que sopla continuamente, se aproxime a una presión media; esta presión q se define por su energía cinética:

$$q = \frac{1}{2} \rho v^2$$

Donde:

$$q = \text{Presión del aire} \left(\frac{\text{lb} \cdot \text{f}}{\text{ft}^2} \right)$$

$$\rho = \text{Densidad del aire} \left(\frac{\text{slug}}{\text{ft}^3} \right)$$

$$v = \text{Velocidad del aire} \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

La elevación del terreno es un factor importante a tomar en cuenta, ya que mientras más elevado sea el terreno mayor será la velocidad del viento. En consecuencia, mientras más alta es la estructura mayor es la carga de viento que llega a esta.

3.2.2.4. Fuerzas sísmicas

Las fuerzas sísmicas o cargas de sismo que llegan a la estructura presentan un inconveniente para el diseñador, esto es debido a que no se tiene conocimiento de cuándo un sismo llegará a la región donde nuestra estructura se encuentre situada; adicional a esto la magnitud del sismo es algo que aún en estos tiempos no es posible predecir con exactitud y certeza, así que el diseñador debe tomar en cuenta ciertos criterios para realizar una edificación la cual permita la supervivencia de las personas que la habiten en caso de una catástrofe de esta índole.

En este caso, las cargas que llegan a la estructura son de manera vertical y horizontal, las cuales son de carácter más violento y tienden a producir mayores

efectos desestabilizantes en las estructura; estas cargas resultan de los movimientos del suelo y la resistencia lateral de la estructura. Las magnitudes de estas cargas dependen de la cantidad y tipo de aceleración del suelo, la masa y rigidez de la estructura, el movimiento vertical usualmente es ligero y debido a esto, este se desprecia en el diseño.

3.2.2.5. Supresión

Este tipo de cargas llega a las estructuras debido a los niveles freáticos que se encuentren en el terreno, generalmente este tipo de cargas debe tomarse en cuenta al momento de diseñar losas.

Aquí también pueden mencionarse los empujes de agua en las paredes, pisos de los sótanos o los muros de contención de suelos en zonas con grandes desniveles, piletas y tanques de agua.

3.2.3. Cargas por deformaciones

La deformación de algunos elementos estructurales produce, en las estructuras monolíticas, esfuerzos, los cuales pueden deberse a:

3.2.3.1. Fluencia lenta

Este tipo de deformación es de carácter permanente, aparece cuando la estructura es sometida a la acción de cargas intensas y prolongadas.

3.2.3.2. Contracción de fragüe

Acortamiento que se produce en el hormigón, luego de un fragüe (endurecimiento) rápido, en el que se genera excesivo calor.

3.2.3.3. Acción térmica

Los materiales llegan a dilatarse con el calor y a contraerse cuando se enfrían. Si los elementos de una estructura monolítica están sometidos a variaciones de temperatura, estos buscarán alongarse o acortarse generando

esfuerzos. Si el movimiento es libre, cuando la estructura es lo suficientemente dúctil no se producirá este tipo de esfuerzo.

3.2.3.4. Variación de propiedades químicas

Dependiendo del tipo de material con el cual se realice la estructura, es necesario el conocimiento de esta a diferentes factores, tanto biológicos como químicos, ya que cualquiera de estos podría hacerla reaccionar de una manera inesperada, causando así deformaciones, las cuales podrían traducirse en estados de carga en la estructura.

3.2.4. Otras

Algunos otros tipos de carga son:

3.2.4.1. Cedimiento de vínculos

Este tipo de cargas se presenta en la estructura, ya sea por el descenso de los cimientos debido a las cargas que son transmitidas por la estructura, o puede aparecer debido a la expansión por arcillas expansivas; este tipo de cargas frecuentemente es el origen de las rajaduras que pueden observarse en muros.

Si el ascenso o descenso de cimientos es de manera uniforme, no se traduce como carga alguna; el inconveniente con esta carga se presenta cuando hay movimientos diferenciales.

3.2.4.2. Impacto

Definimos la carga de impacto como un efecto dinámico que actúa sobre una estructura móvil o estática, y en la cual se aplica una carga de corta duración debido a su movimiento. Estas también son llamadas cargas móviles.

Entre las principales causas de este tipo de cargas se encuentran las maquinarias, estas producen carga de impacto en numerosos casos; un ejemplo, cuando hay grandes masas en movimiento con frenado o inversión de recorrido.

Una causa común de la carga de impacto son los elevadores colocados en las edificaciones con varios niveles; de estos debe considerarse el arranque y el frenado.

3.3. Clasificación de las cargas según su forma de distribución

Debido a su distribución en las estructuras las cargas pueden clasificarse como:

3.3.1. Cargas puntuales

Este tipo de carga se distingue de los demás debido a que esta actúa sobre un área muy pequeña o en un punto muy concreto de la estructura, también es llamada carga concentrada.

3.3.2. Cargas distribuidas

Es un tipo de carga que ha sido distribuida uniformemente; algunas veces su magnitud es distribuida de manera uniforme, puede darse el caso que su magnitud no sea distribuida uniformemente.

3.3.2.1. Cargas distribuidas superficiales

Es un tipo de carga que se encuentra repartida en una superficie, su valor se expresa en unidades de fuerza sobre unidades de superficie (Kg/m^2). Generalmente es utilizada para el diseño de las losas.

3.3.2.2. Cargas distribuidas lineales

Es una carga que se encuentra repartida sobre una línea, generalmente se origina en una superficie (losa) continua que se apoya en esa línea (viga). Se expresa en kilogramos sobre metro lineal (kg/m). Generalmente es utilizada para el diseño de vigas.

3.4. Clasificación de las cargas según su tiempo de aplicación

Según sea su tiempo de aplicación en la estructura, las cargas se clasifican en:

3.4.1. Cargas estáticas

Este tipo de cargas se caracterizan debido a que son aplicadas lentamente y durante un tipo prolongado.

3.4.1.1. Cargas muertas

Son aquellas cargas que permanecen constantes de magnitud y fijas en su posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de una carga muerta es el peso propio de la estructura. Es necesario que esta sea calculada mediante una configuración de diseño, dimensiones de la estructura y la densidad del material.

Las cargas muertas consisten en pesos de los diversos miembros estructurales y en pesos de cualesquiera objetos que estén permanentemente unidos a la estructura. Entonces, para un edificio, las cargas muertas comprenden pesos de columnas, vigas y traveses, losas de piso, el techo, muros, ventanas, plomería, instalación eléctrica y otros dispositivos diversos.

En algunas ocasiones, una carga muerta estructural puede estimarse satisfactoriamente por medio de ecuaciones basadas en los pesos y tamaños de estructura. Con experiencia, se puede “estimar” la magnitud de esa carga.

3.4.1.2. Cargas vivas

Principalmente estas cargas consisten en las cargas de ocupación que se encuentran en el edificio, puentes o carreteras, dependiendo de la obra que se esté ejecutando. A diferencia con las cargas muertas que sabemos se encontrarán de forma permanente en la estructura; las cargas vivas no siempre estarán presentes, en ocasiones se presentarán de forma total y en otras de forma parcial, por lo que se hace más difícil saber qué comportamiento causará

sobre la estructura; su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado, y sus máximas intensidades, a lo largo de la vida útil de la estructura, no se saben con precisión.

La carga de diseño de una edificación ha sido objeto de estudio durante muchos años y gracias a esto, por medio de estadísticas, se cuenta en la actualidad con una aproximación de diferentes cargas vivas de diseño, según el uso de cada estructura. Es necesario recordar que las cargas vivas no incluyen ningún tipo de carga ambiental (sismo o viento). El calculista, quien responde por la seguridad de la estructura en su vida útil, contará con la ayuda de diferentes normas y códigos de diseño en los que se especificarán las cargas mínimas que deben ser consideradas.

3.4.1.3. Cargas ambientales

Consiste en cargas que generalmente son causadas por efectos de la naturaleza, entre estas encontramos cargas de nieve, presión y succión de viento, cargas sísmicas (fuerzas inerciales causadas por movimiento sísmicos), presiones de suelo, cargas de posibles empozamientos de agua de lluvia sobre superficies planas, y fuerzas causadas por cambios de temperatura.

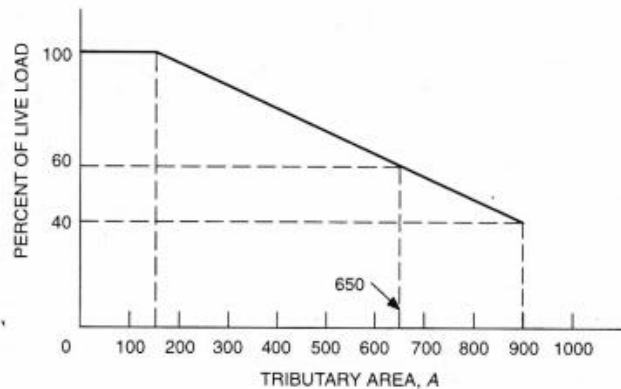
Para tomar en cuenta este tipo de cargas es necesario hacer una investigación de campo, para conocer factores relacionados con este tipo de cargas; por ejemplo, el clima y desastres naturales, los cuales hayan afectado la región, tomando un ejemplo en Guatemala no podríamos aplicar una carga de nieve, debido a que nuestro clima tropical y subtropical en las distintas regiones del país hace imposible tener una nevada; sin embargo, ciertas regiones como en el Occidente del país, en algunos momentos se han registrado bajas temperaturas e incluso la caída de grandes cantidades de granizo. Pero es necesario tomar en cuenta otros factores como lo son la serie de volcanes que existen en la región, de los cuales se encuentran activos algunos y cuando estos hacen erupción sueltan una gran cantidad de ceniza volcánica, la cual se acumula

en los techos de las estructuras y crean una carga ambiental que debería tomarse en cuenta en Guatemala.

Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas, tanto en magnitud como en distribución.

3.4.1.4. Reducción de carga viva

Figura 4. Gráfica reducción de carga viva



Fuente: 2000 IBC *Handbook structural provisions*. p. 23.

En el código IBC 2000 se muestra la anterior gráfica; hace referencia a un porcentaje de reducción de carga viva que puede aplicarse dependiendo el área tributaria. Únicamente puede aplicarse la reducción de carga viva en los siguientes casos, según el código IBC 2000:

- La sección 1607.9.2. establece que el área tributaria mínima para aplicar la reducción debe ser de 150 ft² (13,94 m²).
- No debe aplicarse la reducción en áreas de montaje, ya que estas deben considerarse que están completamente ocupadas en condiciones normales.
- No pueden reducirse las cargas vivas que excedan 100 lb/ft² (4,79 KN/m²), excepto que el diseño muestre cargas vivas sobre columnas, en ese caso se aplicará una reducción del 20 %.

- La reducción máxima permitida es del 40 % para miembros que reciben cargas de un solo nivel, y del 60 % para otros miembros (columnas y vigas de transferencia).

En el código AGIES podemos encontrar los siguientes parámetros para poder aplicar reducción de carga viva:

- Cargas uniformes distribuidas (W_v): entrepisos que serán diseñados con las cargas uniformemente distribuidas mínimas especificadas en el cuadro (3.1) de dicho código.
- Cargas vivas de cubiertas pesadas, con o sin acceso, donde la cubierta en si, tenga un peso propio que exceda 120 kg/m^2 se listan en la tabla 3.1 de dicho código. La carga se enlista a la proyección horizontal de las cubiertas.

Con los pasados parámetros podrá realizarse una reducción de carga viva por medio de un factor multiplicador K_v , adicionalmente las cargas vivas que se utilizan en combinaciones de cargas, podrán ser reducidas.

El factor de reducción para cargas uniformemente distribuidas será:

$$K_v = [1 - 0,008 (A_t - 15)]$$

$$K_v \geq 0,77 - 0,23 \frac{M}{V}$$

Donde:

K_v = Factor de reducción de carga viva

A_t = Área tributaria (m^2)

M = Carga muerta total que se atribuye sobre el miembro

V = Carga viva total que se atribuye sobre el miembro

Es necesario tomar en cuenta el factor de reducción de carga viva no se aplicará cuando:

- Áreas tributarias menores de 15 metros cuadrados.
- No será menor de 0,6 para miembros que reciban carga de un solo piso.
- No será menor de 0,4 para miembros que reciban cargas de varios pisos.

- $K_v = 1$ para lugares de reuniones públicas y cuando la carga viva sea 500 kg/m² o más.

3.4.1.5. Factor de redundancia

Relacionamos la redundancia con una configuración estructural. Un sistema estructural compuesto de varios componentes para resistir y disipar la acción sísmica, en donde las fuerzas laterales que entran a la estructura se distribuyen en estos componentes, presenta una probabilidad de falla menor que un sistema con pocos componentes.

El diseño de una estructura debe buscar que la resistencia a las fuerzas sísmicas dependa de un número importante de elementos, ya que cuando existen muy pocos elementos que resistan, las fuerzas se cuenta con poca redundancia, lo que quiere decir que la falla de alguno de ellos puede tener como consecuencia el colapso parcial o total durante un sismo.

3.4.2. Cargas Dinámicas

Bajo la acción de una carga dinámica la estructura desarrolla fuerzas inerciales y su deformación máxima no coincide necesariamente con la intensidad máxima de la fuerza aplicada.

3.4.2.1. Definición

Definimos a las cargas dinámicas a aquellas cargas que varían rápidamente en el tiempo; cuando estas actúan se encuentran en movimiento (inercial) considerable.

Dependiendo de la dirección del movimiento que presenten estas cargas podemos clasificarlas como: móviles, de impacto, concentradas o puntuales, distribuidas. Las “cargas móviles o accidentales”, a diferencia del peso propio, rara vez son consideradas como estáticas, es necesario analizar la carga durante cierto tiempo para verificar si puede ser considerada como estática o dinámica. Sin embargo es válido aceptar que si la magnitud de la fuerza varía en forma

suficientemente lenta esta no causara efectos dinámicos y podrá tratarse como carga estática.

¿Cómo podemos definir si una carga varia de una forma “lenta” o “rápida” en el tiempo?, el valor referencia con el cual podemos definir si una carga varia de una forma rápida o lenta es llamado “periodo natural de la estructura” y lo definimos como el tiempo en que una estructura tarda en recorrer un ciclo de vibración libre.

Un ciclo de vibración libre es la vibración que ocurre cuando finaliza la excitación externa, o después que una carga deja de variar y se mantiene constante. El periodo natural depende de factores como: la masa, la rigidez y las condiciones del vínculo, todas estas características intrínsecas o propias de la estructura.

El interés de estudio acerca de cargas dinámicas ha ido creciendo debido a la demanda de estructuras más audaces (grandes y livianas, etc.) que son más susceptibles a efectos dinámicos, debido a que son más flexibles y tienen periodos naturales altos; es decir que son más sensibles a variaciones de las cargas en el tiempo. Para el análisis dinámico es necesario introducir dos tipos de fuerzas que no ocurren en el caso estático, las cuales son:

- Las fuerzas de inercia, inercia de la masa de la estructura y de los componentes o partes no estructurales.
- Las fuerzas de disipación de energía por diversos tipos de mecanismo, de fricción (fricción seca, fricción viscosa, fricción seca en uniones estructurales).

El análisis dinámico tiene como principal función determinar los desplazamientos de la estructura en función del tiempo, y con ellos determinar los esfuerzos de forma habitual (método de rigidez, tal como se le ha visto en las cargas estáticas).

3.4.2.2. Fuerzas internas de una estructura

En respuesta a los efectos externos de las cargas y reacciones, se generan las fuerzas internas dentro de la estructura, los esfuerzos son realmente fuerzas dentro del material que se incrementan y producen deformaciones crecientes. Cuando una estructura se somete a fuerzas externas, se flexiona, se tuerce, se acorta, etc. Para ser más técnicos, se deforma; aunque los esfuerzos no son invisibles, muchas deformaciones no pueden ser detectadas a simple vista.

Las fuerzas internas que actúan sobre los elementos de una estructura dependen de los desplazamientos y deformaciones específicas. Cuando se quiere conocer una fuerza en función de su deformación, es necesario primeramente obtener la deformación del material y luego, por medio de la ley de Hooke, poder obtener los esfuerzos. Las fuerzas elásticas dependen solo de los desplazamientos (deformaciones) en cada instante, y no de la velocidad o aceleración.

La esencia del problema dinámico es evaluar los desplazamientos de la estructura en cada instante, y con ello poder determinar los esfuerzos mediante las expresiones de la ley de Hooke o ley constitutiva del material, sin distinguir entre un problema dinámico o estático.

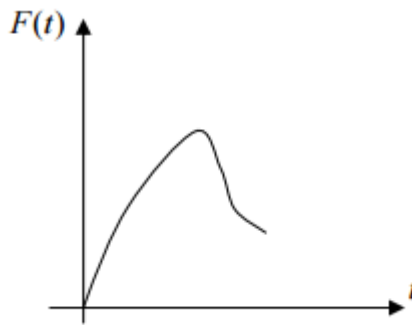
3.4.2.3. Respuesta a cargas variables en el tiempo

El cálculo de estructuras generalmente supone que las cargas actuantes varían lentamente alcanzando su valor final (valor de diseño) en un periodo lo suficientemente grande para que la aceleración de un punto no genere fuerzas de inercia; sin embargo existen fuerzas que actúan sobre la estructura con una velocidad elevada (sismo, vibraciones, viento, impactos y ondas de explosiones, etc.) que dan lugar a la aparición de fuerzas de inercia que deben tenerse en cuenta en cada punto de la estructura.

La respuesta de la estructura a estas acciones que varían respecto al tiempo, depende por supuesto del tiempo, pero su respuesta es en general del tipo transitorio, es decir que las fuerzas se amortiguan con el tiempo.

Tomando un ejemplo podemos hacer una gráfica con respecto $F(t)$ que describe un diagrama como el de la figura 5.

Figura 5. **Modelo de respuesta de la estructura a carga variable**



Fuente: *Consideraciones generales sobre la dinámica estructural.*

http://www.efn.uncor.edu/departamentos/estruct/ana_est_ic/DINAMICA-revA.pdf. Consulta: octubre 2016.

Con frecuencia, la respuesta de la estructura en este caso $F(t)$ dependerá de las características de la estructura, debemos recordar que la figura 5, es un ejemplo genérico, y la gráfica puede ser diferente dependiendo del material y las condiciones que caractericen a la estructura; teniendo en cuenta lo anterior podemos concluir que no se obtendrá la misma respuesta de una carga que llegue a una viga con una rigidez muy grande, a una viga que sea menos rígida, aquí entrarán todos los factores de la estructura, desde el diseño de la misma hasta los factores ambientales.

3.4.2.4. Características dinámicas de una estructura

Teniendo en cuenta que el problema de la dinámica estructural es el encontrar las reacciones de la estructura en los diferentes lapsos que la carga actué sobre ella. Por lo tanto, llegamos a la conclusión de que las características dinámicas más importantes de una estructura son el periodo y el amortiguamiento.

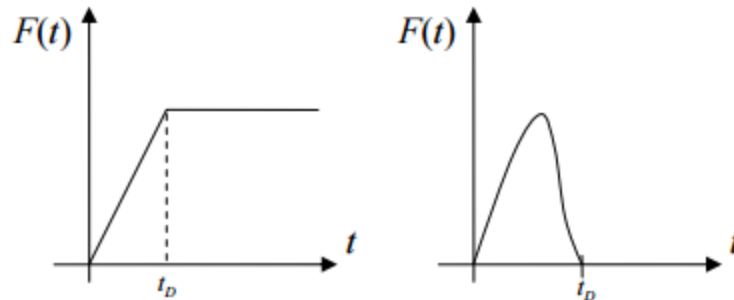
El periodo natural siempre es importante ya que influye en todos los casos de las cargas dinámicas, mientras que el amortiguamiento, en algunos casos, puede ser importante y en otros no.

La respuesta dinámica depende además de otras propiedades como la capacidad de disipar energía por deformación plástica y las variaciones de las propiedades causadas por la velocidad con que se aplica la carga. Estos y otros factores pueden ser importantes en algunos problemas, pero siempre serán más relevantes el periodo natural y el amortiguamiento del sistema.

3.4.2.5. Velocidad de reacción de una estructura

La velocidad de reacción de una estructura es definida a través de los periodos naturales que están presentes. La inercia es conocida como la capacidad de responder a fuerzas externas y esta puede llegar a ser expresada por los “periodos naturales de vibración que posee la estructura”. Según la variación en el tiempo, en función de la carga con respecto de T (periodo) se puede establecer si la carga produce efectos dinámicos o no.

Figura 6. **Modelos de reacción de velocidad de una estructura**



Fuente: *Consideraciones generales sobre la dinámica estructural.*

http://www.efn.uncor.edu/departamentos/estruct/ana_est_ic/DINAMICA-revA.pdf. Consulta:
octubre 2016.

La figura 6 nos brinda un parámetro para definir si el problema es de carácter dinámico o estático, esto según los valores del cociente T_d/T :

Si $T_d/T < 1$ el problema es dinámico

Si $T_d \gg T$ el problema es estático

Si el tiempo en el que se introduce la carga es muy corto en comparación con el periodo natural, se considera que la carga se aplicó de forma dinámica. La capacidad de la estructura para “reaccionar” frente a la carga está directamente asociada al valor del periodo T .

4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS

4.1. Generalidades

El correcto funcionamiento de las columnas es esencial para que la estructura cumpla su objetivo, por lo tanto el análisis de estos elementos deberá ser cuidadoso.

4.1.1. Definición

Las columnas son definidas como elementos estructurales que como tarea principal sostienen cargas a compresión, también pueden recibir uno o dos momentos flectores en alguno de sus ejes transversales. Como consecuencia de esta acción de flexión, la columna puede enfrentarse a fuerzas de tensión en algún eje transversal.

Las columnas sometidas a carga axial pura no existen. En estructuras aporticadas, las vigas de entrepiso y las columnas son fundidas monolíticamente y esta situación produce algunos momentos en los extremos restringidos de las columnas.

4.1.2. Requisitos geométricos

Las especificaciones para diseño de columnas serán aplicadas cuando el valor de la carga axial exceda de $0,1 F_c (A_g)$. Para las columnas que hacen parte de pórticos dúctiles la NSR – 10, impone restricciones muy estrictas en cuanto a su geometría, a su refuerzo longitudinal y a su refuerzo transversal.

Dependiendo de la capacidad de disipación que tenga una estructura, se exigen las siguientes dimensiones mínimas:

- Para estructuras con una capacidad de disipación de energía moderada (MO) la dimensión de un elemento medida por una línea

recta que pase por el centroide geométrico no debe ser menor de 25 cm, las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 20 cm, pero su área no puede ser menor de 625 cm².

- Para estructuras con una capacidad especial de disipación de energía (DES) la dimensión de un elemento medida por una línea recta que pase por el centroide geométrico, no debe ser menor de 30 cm, las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 25 cm, pero su área no puede ser menor de 900 cm².
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor de 0,40 cm ($b/h \geq 0.4$). Este requisito geométrico tiene la finalidad de evitar que los problemas de pandeo reduzcan la ductilidad de la columna.

4.2. Requisitos de diseño

Las columnas diseñadas para marcos dúctiles requieren de restricciones muy severas en su geometría, refuerzo longitudinal y refuerzo transversal.

4.2.1. Requisitos generales

La resistencia de diseño es igual a la resistencia nominal por un factor de reducción de resistencia (ϕ):

- Para columnas con refuerzo en espiral: $\phi = 0,75$
- Para columnas reforzadas con estribos: $\phi = 0,65$

Las columnas con refuerzo de estribos requieren un mayor coeficiente de reducción, ya que falla con una carga muy baja; adicionalmente, su falla viene acompañada de una ruptura del hormigón y de pandeo de las barras longitudinales entre los estribos; es una falla violenta. Los refuerzos en espiral ayudan a neutralizar el pandeo de las barrillas longitudinales. Al no fallar este tipo de refuerzo, la columna sigue transmitiendo carga, por lo que la columna presenta

grandes deformaciones, el hormigón oprime la espiral y esta reacciona confinándolo, y así le proporciona más ductilidad a la columna.

La resistencia de diseño a carga axial de una columna con espiral no puede ser mayor:

$$P_u = \phi P_n = 0,80 \phi [0,85 f'c (A_g - A_s \text{ total}) + F_y A_s \text{ total}]$$

Donde:

P_u = Carga última (Kg)

P_n = Carga nominal (Kg)

A_g = Área gruesa (cm^2)

$f'c$ = Esfuerzo máximo a compresión del concreto (Kg/cm^2)

F_y = Esfuerzo de fluencia (Kg/cm^2)

A_s = Área de acero total (cm^2)

La resistencia de diseño a carga axial de una columna con estribos no puede ser mayor:

$$P_u = \phi P_n = 0,75 \phi [0,85 f'c (A_g - A_s \text{ total}) + F_y A_s \text{ total}]$$

Donde:

P_u = Carga última (Kg)

P_n = Carga nominal (Kg)

A_g = Área gruesa (cm^2)

$f'c$ = Esfuerzo máximo a compresión del concreto (Kg/cm^2)

F_y = Esfuerzo de fluencia (Kg/cm^2)

A_s = Área de acero total (cm^2)

4.2.2. Requisitos de diseño a flexión

La resistencia a la flexión que debe tener la columna debe ser tal que garantice que la viga llegará primero a su fluencia. Por esta razón, al momento de realizar el diseño de las columnas están requieren un 20 % más de resistencia a flexión, en comparación a las vigas que llegan de cara a un nudo.

El ACI 318-18 exige cumplir la siguiente relación para estructuras con demanda especial de ductilidad.

$$\sum M_{columnas} = 1,20 \sum M_{vigas}$$

El ACI 318-08 especifica que en la relación anterior debe calcularse los momentos nominales ($\phi = 1$) en la cara del nudo. Además de esto el ACI exige diseñar las columnas con los momentos correspondientes al acero realmente colocado en las vigas.

El momento resistente nominal de la columna debe calcularse para cada dirección principal, de acuerdo con la combinación de cargas que conduce a la menor resistencia de columnas.

4.2.3. Requisitos de diseño a cortante

El refuerzo transversal cumple con varias funciones en el diseño de una columna, entre estas podemos mencionar: proporcionar un adecuado confinamiento, dar soporte lateral al esfuerzo longitudinal e incrementar la resistencia para soportar la máxima fuerza cortante.

Las columnas deben diseñarse de modo que estas no fallen por la fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos.

La NSR-10 y el ACI 318-18 estipulan que para estructuras con demanda especial de ductilidad, la fuerza cortante debe calcularse a partir del equilibrio de la columna en su altura libre. Para estructuras con demanda moderada se especifica que el cortante de diseño no debe ser menor que el menor valor de:

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales ($\phi = 1$, $F_s = F_y$) y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de cargas de diseño que incluyan las fuerzas sísmicas E, considerando para E el doble de su valor de diseño.

El cortante de las columnas se puede obtener a partir de los momentos de las vigas, asumiendo que los puntos de inflexión de las columnas están ubicados en el punto medio de los entrepisos, esta solución se cumple únicamente para los pisos intermedios, no se aplica para el primero ni el último piso.

En las columnas con demanda especial de ductilidad, el cortante que resiste el hormigón debe despreciarse cuando se cumplan los siguientes requisitos:

- El refuerzo cortante inducido por sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida dentro de L_o .
- La fuerza axial mayorada, incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $f_c A_g / 20$.

4.2.4. Empalmes o traslapo de refuerzo

Los empalmes por traslapo deben diseñarse como empalmes a tracción NSR-10. La longitud mínima del empalme por traslapo a tracción debe ser la requerida para empalmes por traslapo clases A o B, pero no menor de 30 cm.

- Empalme por traslapo Clase A = $1,0 L_d$
- Empalme por traslapo Clase B = $1,6 L_d$

Los empalmes por traslapo de barras corrugadas deben ser de clase B, excepto que se admitan empalmes clase A cuando:

- El área de refuerzo proporcionada es al menos el doble del valor requerido por análisis a todo lo largo del empalme.
- La mitad, o menos, del refuerzo total, esta empalmado dentro de la longitud de empalme por traslapo.

Cuando se empalman por traslapo barras de diferente diámetro en tracción, la longitud de empalme por traslapo debe ser el mayor valor entre L_d de la barra de diámetro mayor y la longitud del empalme en tracción de la barra de menor diámetro.

4.3. Especificaciones de columnas, NSR-10

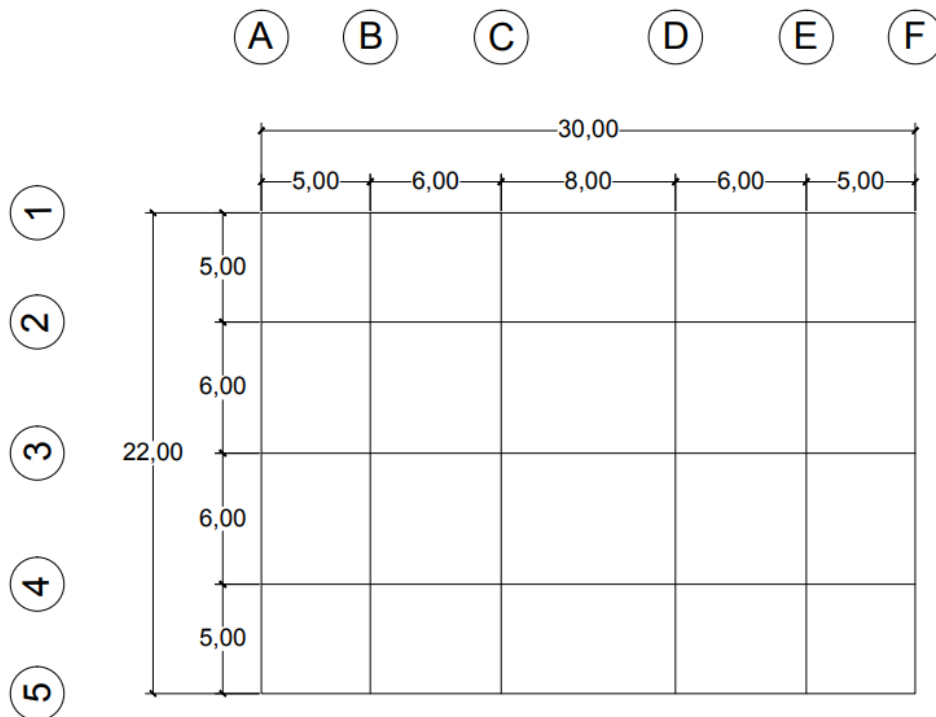
- Fuerza axial mayorada, NSR-10 Sec. C. 21.3.2 y C. 21.6.1.
- Menor dimensión de la sección del elemento, NSR-10 Sec. C. 21.3.5.1. y C. 21.6.1.1.
- Relación entre dimensiones de la sección del elemento, NSR-10 Sec. C. 21.6.1.2.
- Número mínimo de barras longitudinales, NSR-10 Sec. C. 10.9.2. y C. 21.6.3.2.
- Columnas de pórticos resistentes a momentos, NSR-10 Sec. C. 21.3.6.2., C. 21.3.6.2.2., C. 21.3.6.3 y C. 21.6.2.3.
- Cuantilla de refuerzo longitudinal, NSR-10 Sec. C. 10.9.1., C. 21.3.5.2. y C. 21.6.3.1.
- Empalmes por traslapo, NSR-10 Sec. C. 21.3.5.3. y C. 21.6.3.5.
- Refuerzo espiral o estribo de confinamiento, NSR-10 Sec. C. 21.3.5.4. y C. 21.6.4.1.
- Espaciamiento de confinamiento, NSR-10 Sec. C. 21.3.5.6.
- Ganchos suplementarios, NSR-10 Sec. C. 21.6.4.2.
- Espaciamiento vertical de los estribos, NSR-10 Sec. C. 10.5.2., C. 21.3.5.6. y C. 21.6.4.3.
- Cuantilla volumétrica, NSR-10 Sec. C. 21.3.5.5. y C. 21.6.4.4.
- Fuera de longitud, deben colocarse estribos, NSR-10 Sec. C. 21.3.5.11. y C. 21.6.4.5.
- Estribos transversales, diámetros mínimos, NSR-10 Sec. C. 7.10.5., C. 21.3.5.8. y C. 21.36.4.6.
- Primer estribo cerrado de confinamiento, NSR-10 Sec. C. 21.3.5.10.
- Fuerza cortante de diseño, NSR-10 Sec. C. 21.3.2.2. y C. 21.6.5.1.
- Refuerzo transversal para resistir cortante, NSR-10 Sec. C. 21.6.5.2.

5. EJEMPLO DE APLICACIÓN O TÍPICO DEL PROCEDIMIENTO DEL MÉTODO

5.1. Especificaciones generales de la estructura

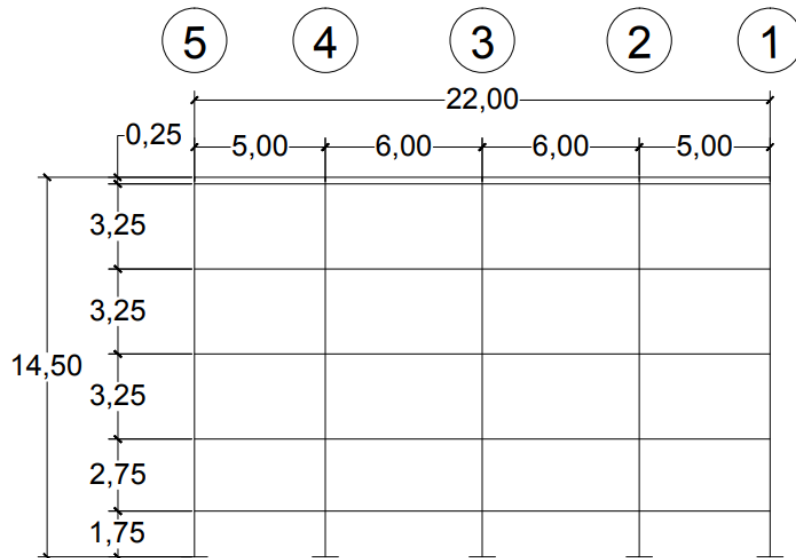
Para el siguiente ejemplo se utilizará un edificio cuyas medidas son 22 x 30 metros, este se realizará por el método de marcos estructurales resistentes a momentos.

Figura 7. Planta de la edificación



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 8. Elevación de la edificación



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla I. Uso de los niveles de la estructura

	Uso	Carga Viva (Kg/m²)
Techo	Sin acceso	100
Nivel 4	Apartamentos	250
Nivel 3	Apartamentos	250
Nivel 2	Oficinas	250
Nivel 1	Comercios	300

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla II. Dimensiones de la estructura

Dimensiones del Edificio (m)	
Corto	22
Largo	30
Altura	14,5

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla III. Elevaciones de la estructura (m)

	Altura (m)
Cimentación	1,75
Nivel 1	2,75
Nivel 2	3,25
Nivel 3	3,25
Nivel 4	3,50
Total	14,5

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla IV. Cargas adicionales

Cargas Adicionales				
Techo				
Elemento	Altura (cm)	Altura (m)	Y (kg/m3)	C.M.
Agua	3	0,03	1 000	30
Arena Volcánica	1	0,01	2 500	25
			Total	55

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Las cargas adicionales son cargas las cuales tomaremos en cuenta ya que en cualquier momento de vida útil de la estructura podrían presentarse.

Tabla V. **Propiedades de los materiales**

Propiedades Materiales	
Yconcreto	2 400 Kg/m3
f'c	280 Kg/cm2
Fy	4 200 Kg/cm2

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Las propiedades de los materiales serán utilizadas en los cálculos del edificio, por lo tanto es necesario tenerlos en cuenta.

5.2. Predimensionamiento de elementos

El predimensionamiento nos brindará una idea de las medidas que nuestros elementos estructurales necesitarán utilizar.

5.2.1. Predimensionamiento de vigas

Por razones didácticas se realiza un ejemplo de predimensionamiento de vigas.

Viga de Borde:

Tabla VI. **Predimensionamiento de altura de viga de borde**

Factor	Altura		
	8 %	8 %	8 %
Luz	7,4	5,7	5
h	0,592	0,456	0,4
h (cm)	59,2	45,6	40
h usar	50	50	50

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla VII. **Predimensionamiento de base de vigas de borde**

Base			
Factor	1,5	1,5	1,5
h	50	50	50
b	33,33	33,33	33,33
b usar	35	35	35

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Viga interna:

Tabla VIII. **Predimensionamiento de altura de vigas internas**

Altura			
Factor	8 %	8 %	8 %
Luz	7,4	5,7	5
h	0,592	0,456	0,4
h (cm)	59,2	45,6	40,0
h usar	50	50	50

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla IX. **Predimensionamiento de base de vigas internas**

Base			
Factor	2	2	2
h	50	50	50
b	25,00	25,00	25,00
b usar	25	25	25

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Vigas secundarias:

Tabla X. **Predimensionamiento de altura de vigas secundarias**

Altura			
Factor	6 %	6 %	6 %
Luz	7,4	5,7	5
H	0,444	0,342	0,3
H	44,4	34,2	30
h usar	35	35	35

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XI. **Predimensionamiento de base de vigas secundarias**

Base			
Factor	3	3	3
h	35	35	35
b	11,67	11,67	11,67
b usar	12	12	12

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.2.2. **Predimensionamiento de losas**

Para realizar el predimensionamiento de las losas es necesario saber si estas actúan en uno o dos sentidos, luego de esto podremos realizar el cálculo de su peralte.

5.2.2.1. **Sentido de losas**

$$m = \frac{La}{Lb}$$

Si “m” < 0,5 entonces la losa trabaja en 1 sentido.

Si “m” ≥ 0,5 entonces la losa trabaja en 2 sentidos.

Tabla XII. **Sentido losas**

Losas	A-E-P-T
La	2,5
Lb	2,5
Relación La/Lb	1

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XIII. **Sentido de losas**

Losas	B-D-Q-S-F-K-J-O
La	2,5
Lb	3
Relación La/Lb	0,83

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XIV. **Sentido de losas**

Losas	C-R
La	2,5
Lb	4
Relación La/Lb	0,63

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XV. **Sentido de losas**

Losas	H-M
La	3
Lb	4
Relación La/Lb	0,75

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XVI. **Sentido de losas**

Losas	G-I-L-N
La	3
Lb	3
Relación La/Lb	1,00

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Todas las losas de la estructura trabajan a 2 sentidos.

5.2.2.2. **Espesor de losas**

$$T = \frac{P}{180}$$

Donde:

T = Espesor de losa (m)

P = perímetro de la losa (m)

Tabla XVII. **Espesor de losas**

Losas	A-E-P-T
La	2,5
Lb	2,5
Espesor (m)	0,056
5,6 cm	

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XVIII. **Espesor de losas**

Losas	B-D-Q-S-F-K-J-O
La	2,5
Lb	3
Espesor (m)	0,061
6,1 cm	

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XIX. **Espesor de losas**

Losas	C-R
La	2,5
Lb	4
Espesor (m)	0,072
7,2 cm	

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XX. **Espesor de losas**

Losas	H-M
La	3
Lb	4
Espesor (m)	0,078
7,8 cm	

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XXI. **Espesor de losas**

Losas	G-I-L-N
La	3
Lb	3
Espesor (m)	0,067
6,7 cm	

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Según el código ACI 318-2014 el espesor (T) de las losas debe ser como mínimo de 9 cm y como máximo 15 cm; debido a que la losa H y M exceden el máximo de espesor para las losas, fue necesario colocar vigas secundarias en ambos sentidos, consiguiendo así bajar el espesor de las losas, llegando a ser menores incluso que el espesor mínimo; por lo tanto, se utilizará el espesor mínimo de 9 cm.

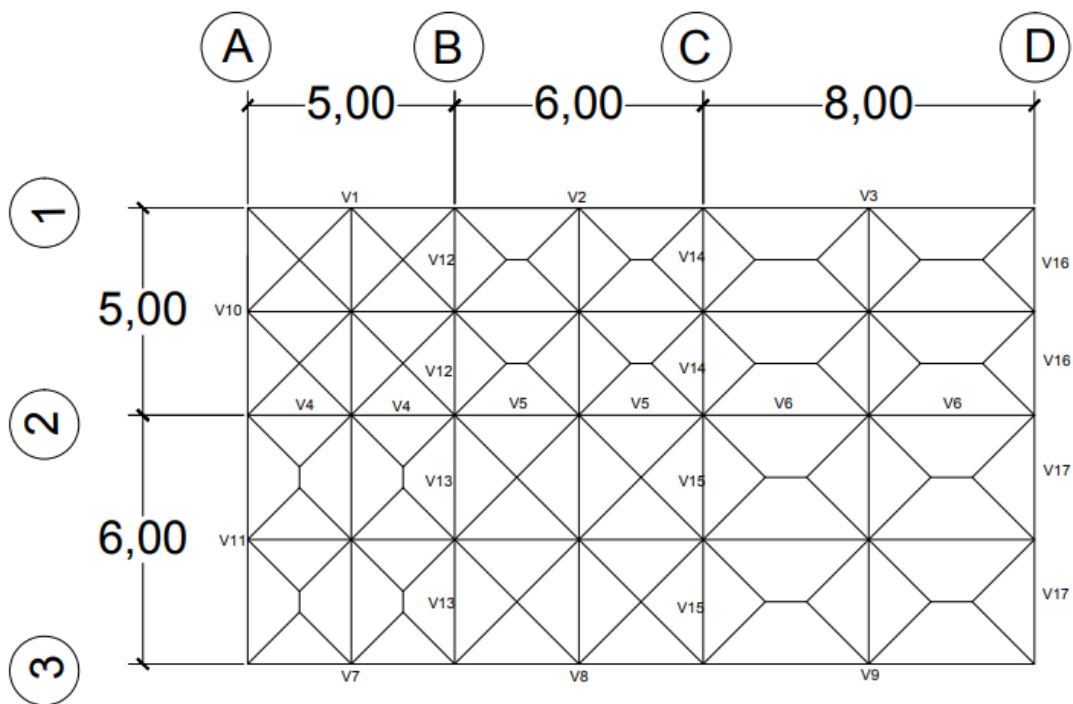
5.3. Áreas tributarias

El área tributaria es una sección de una estructura que contribuye a la carga sobre un elemento estructural.

5.3.1. Áreas tributarias para losas y vigas

Debido a la forma que posee la estructura podemos trabajar por simetría, así que únicamente tomaremos 6 losas, las cuales están divididas por 2 vigas secundarias cada una y por simetría trabajaremos el resto de la estructura.

Figura 9. Áreas tributarias para vigas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

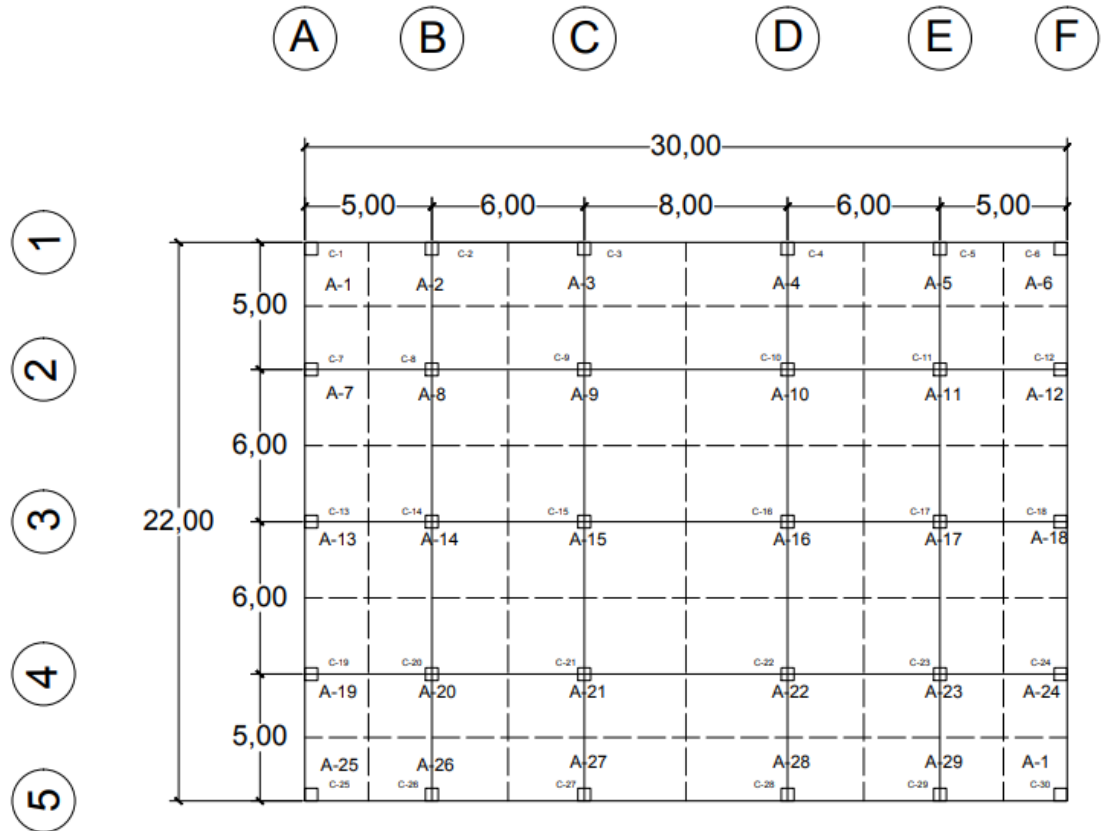
Tabla XXII. Áreas tributarias de vigas

Viga Principal	Longitud	Total Área Viga Principal	Total Área Viga S	Longitud Transversal
1	5	3,13	3,13	2,5
2	6	4,38	3,13	2,5
3	8	6,88	3,13	2,5
4	5	6,25	7,50	5,5
5	6	8,88	7,63	5,5
6	8	14,38	7,63	5,5
7	5	3,13	4,38	3
8	6	4,50	4,50	3
9	8	7,50	4,50	3
10	5	3,13	3,13	2,5
11	6	4,38	3,13	2,5
12	5	6,25	7,50	5,5
13	6	8,88	7,63	5,5
14	5	6,25	11,25	7
15	6	9,00	12,00	7
16	5	3,13	6,88	4
17	6	4,50	7,50	4

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.3.2. Áreas tributarias para columnas

Figura 10. Áreas tributarias para columnas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla XXIII. **Áreas tributarias para columnas**

COLUMNA	ÁREA TRIBUTARIA (m2)
1,6,25,30	6,25
2,5,26,29	13,75
3,4,27,28	17,5
7,12,19,24	13,75
8,11,20,23	30,25
9,10,21,22	38,5
14,17	33
15,16	42

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.4. Integración de cargas

La integración de cargas consiste en identificar todas las cargas que llegan a la estructura (cargas vivas, cargas muertas, cargas accidentales, etc.), ya sea por medio de cálculos o de normas.

5.4.1. Integración cargas muertas

Tabla XXIV. **Carga muerta por nivel**

	Uso	Carga Muerta (Kg/m2)
Techo	Sin acceso	240,25
Nivel 4	Apartamentos	387,5
Nivel 3	Apartamentos	387,5
Nivel 2	Oficinas	387,5
Nivel 1	Comercios	465

Fuente: elaboración propia, empleando Excel

Tabla XXV. **Cargas adicionales**

Cargas Adicionales				
Techo				
Elemento	Altura (cm)	Altura (m)	Y (kg/m3)	C.M.
Agua	3	0,03	1 000	30
Arena Volcánica	1	0,01	2 500	25
Total				55

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Utilizando el metodo Ing. Corzo se encontraron las cargas muertas al multiplicar las cargas vivas de cada nivel por un factor 1,55, unicamente a la carga de techo se le sumo 55 Kg/m², que vienen de las cargas adicionales (Agua y ceniza volcanica).

5.4.2. Integración de cargas vivas

Tabla XXVI. **Cargas vivas por nivel**

	Uso	Carga Viva (Kg/m2)
Techo	Sin acceso	100
Nivel 4	Apartamentos	250
Nivel 3	Apartamentos	250
Nivel 2	Oficinas	250
Nivel 1	Comercios	300

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Las cargas vivas fueron tomadas del codigo de “Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la republika de Guatemala” AGIES NSE 2-10.

5.4.3. Integración de carga sísmica

Por el método del Ingeniero Corzo se obtiene un factor, el cual se multiplica por el volumen del edificio, de esta forma se obtendrá la obra gris de la estructura. Este resultado de obra gris se multiplicará por el peso específico del concreto y así se obtendrá el peso del edificio en kilogramos.

Tabla XXVII. **Área y volumen del edificio**

Edificio	
Área (m2)	660
Volumen (m3)	9 570

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XXVIII. **Factor de corte basal**

	FACTOR
Obra Gris	3-9 % del Volumen

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XXIX. **Factor obra gris**

Factor Obra Gris de Estudio	3 %
Obra Gris (m3)	287,1

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XXX. **Peso del edificio**

Peso del Edificio	
Kilogramos	689 040
Toneladas	689,04

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.4.3.1. **Corte basal**

El método Ing. Corzo toma un valor de estudio para el corte basal el cual puede ser entre 0,1 – 0,16, esto multiplicado por el peso del edificio nos proporcionará el valor del corte basal.

Tabla XXXI. **Corte basal**

Corte Basal	
Factor Estudio	0,1
Vb (Ton)	68,90

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.4.3.2. **Excentricidades y torsión**

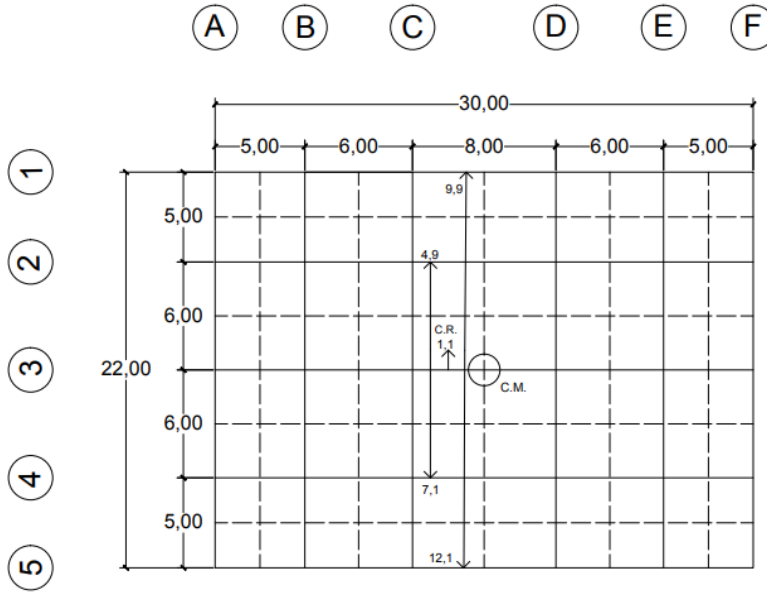
Tabla XXXII. **Efectos de torsión**

	Efecto Torsión	
	Excentricidad Accidental	5 %
L. corto (m)	22	1,1
L. largo (m)	30	1,5
L. corto/2 (m)	11	±1,1
L. largo/2 (m)	15	±1,5

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

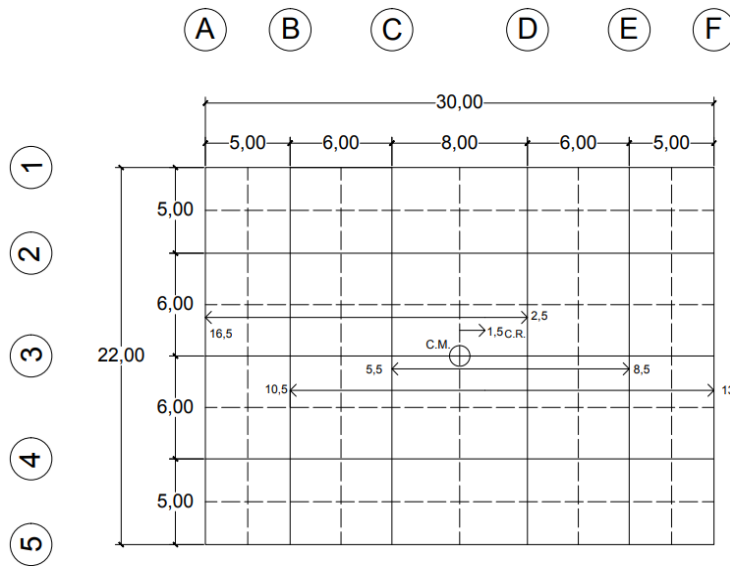
Se toma un 5 % de excentricidad accidental.

Figura 11. Excentricidades en el eje "Y"



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 12. Excentricidades en el eje "X"



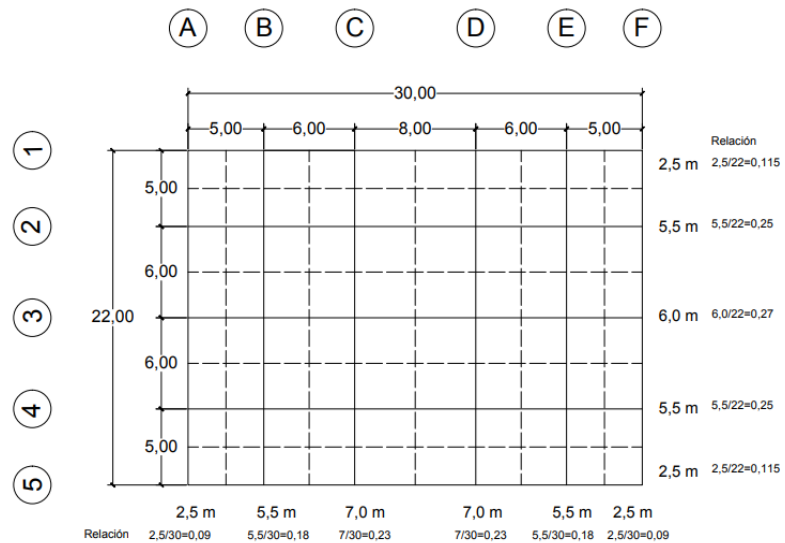
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla XXXIII. Porcentaje de torsión

Lateral (Lado Corto)				Frontal (Lado Largo)			
Torsión				Torsión			
Marco	L. corto	Factor	% Torsión	Marco	L. largo	Factor	% Torsión
	Ancho Tributario				Ancho tributario		
1	9,9	0,28	0,080	F	13,5	0,23	0,054
2	4,9	0,14	0,019	E	8,5	0,15	0,021
3	1,1	0,03	0,001	D	2,5	0,04	0,002
4	7,1	0,20	0,041	C	5,5	0,09	0,009
5	12,1	0,34	0,119	B	11,5	0,20	0,039
Total	35,1	1,00	0,26	A	16,5	0,28	0,081
				Total	58	1,00	0,21

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 13. Efecto de sismo lado largo y lado corto



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla XXXIV. **Factor sísmico**

Lateral				Frontal			
Sismo				Sismo			
Marco	L. corto		Factor	Marco	L. largo		Factor
	Longitud (m)	Ancho tributario			Longitud (m)	Ancho tributario	
1	22	2,5	0,11	A	30	2,5	0,083
2	22	5,5	0,25	B	30	5,5	0,183
3	22	6	0,27	C	30	7	0,233
4	22	5,5	0,25	D	30	7	0,233
5	22	2,5	0,11	E	30	5,5	0,183
Total			1,00	F	30	2,5	0,083
Total			1,00	Total			1,000

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XXXV. **Factores de corte basal marco lateral**

Lateral			
Marco	Torsión + Sismo	Vb (Ton)	Vb * Factor
1	0,19	68,90	13,31
2	0,27	68,90	18,57
3	0,27	68,90	18,86
4	0,29	68,90	20,05
5	0,23	68,90	16,02
			86,80

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XXXVI. Factores de corte basal marco frontal

Frontal				
Marco	Torsión + Sismo	Vb (Ton)	Vb * Factor	
A	0,14	68,90	9,47	
B	0,20	68,90	14,11	
C	0,235	68,90	16,21	
D	0,24	68,90	16,70	
E	0,22	68,90	15,34	
F	0,16	68,90	11,32	
			83,15	

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.4.3.3. Distribución de fuerza sísmica por nivel

Tabla XXXVII. Distribución de fuerza sísmica por nivel

SENTIDO LATERAL					
Marco	Fuerza Sísmica- Torsión (TON)				
	Nivel 4	Nivel 3	Nivel 2	Nivel 1	Cimentación
1	4,89	3,71	2,61	1,52	0,59
2	6,82	5,17	3,64	2,12	0,82
3	6,92	5,25	3,70	2,15	0,84
4	7,36	5,58	3,93	2,28	0,89
5	5,88	4,46	3,14	1,82	0,71

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

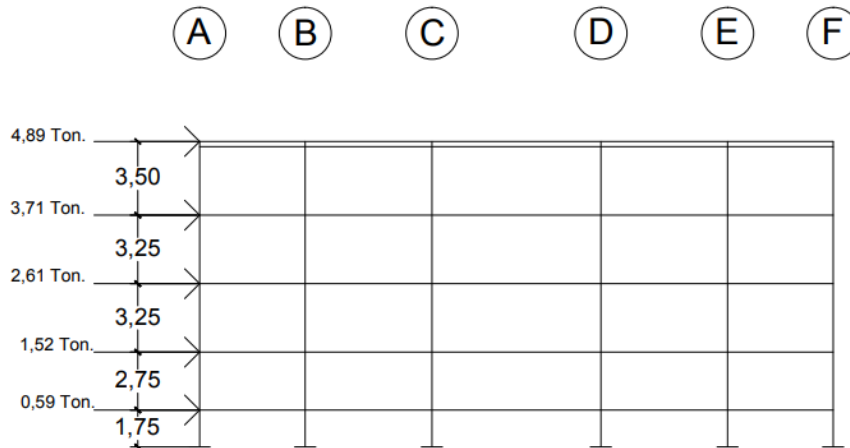
Tabla XXXVIII. Distribución de corte basal por niveles

SENTIDO FRONTAL					
Marco	Fuerza Sísmica- Torsión (TON)				
	Nivel 4	Nivel 3	Nivel 2	Nivel 1	Cimentación
A	3,48	2,64	1,86	1,08	0,42
B	5,18	3,93	2,77	1,61	0,63
C	5,95	4,51	3,18	1,85	0,72
D	6,13	4,65	3,28	1,90	0,74
E	5,63	4,27	3,01	1,75	0,68
F	4,15	3,15	2,22	1,29	0,50

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

La fuerza sísmica-torsión es obtenida de la multiplicación de factor de altura de la estructura, corte basal y el factor de corte basal por marco.

Figura 14. Distribución de fuerza sísmica por niveles, Marco 1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

5.4.3.4. Distribución de fuerza cortante por nivel

Tabla XXXIX. Distribución de fuerza cortante por nivel

Marco	Corte (Ton)				
	Nivel 4	Nivel 3	Nivel 2	Nivel 1	Cimentación
1	4,89	8,59	11,21	12,72	13,31
2	6,82	11,99	15,63	17,75	18,57
3	6,92	12,18	15,88	18,02	18,86
4	7,36	12,94	16,87	19,16	20,05
5	5,88	10,34	13,48	15,31	16,02

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

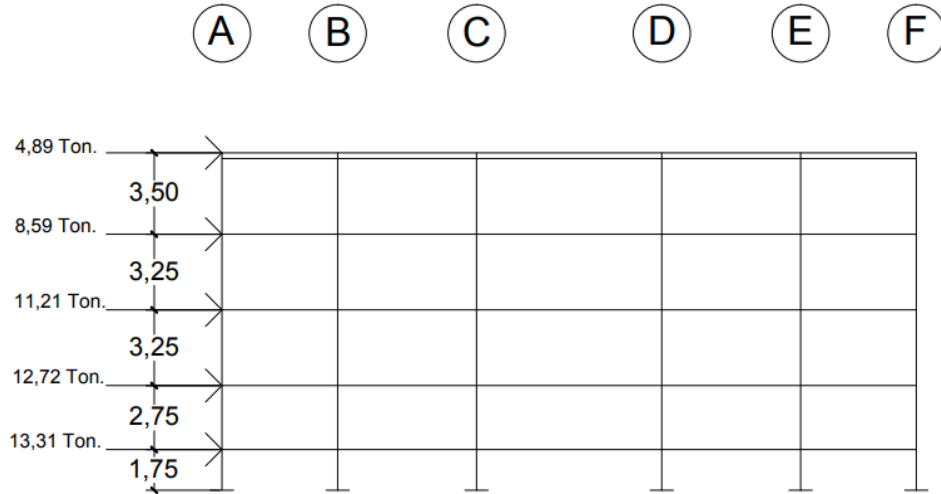
Tabla XL. Distribución de fuerza cortante por nivel

Marco	Corte (Ton)				
	Nivel 4	Nivel 3	Nivel 2	Nivel 1	Cimentación
A	3,48	6,12	7,98	9,06	9,47
B	5,18	9,11	11,88	13,49	14,11
C	5,95	10,46	13,64	15,49	16,21
D	6,13	10,78	14,06	15,96	16,70
E	5,63	9,90	12,91	14,66	15,34
F	4,15	7,31	9,53	10,82	11,32

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

La fuerza cortante por nivel resulta de la sumatoria de las fuerzas que existan en los niveles anteriores.

Figura 15. Fuerza de corte por nivel, Marco 1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

5.5. Análisis Estructural

El análisis estructural se utilizará para encontrar las deformaciones, esfuerzo y tensiones que actuarán sobre nuestra estructura.

5.5.1. Método de portal

Tabla XLI. Fuerza de piso para marcos

		MARCO
10	Fuerza de Piso	FRONTAL
8	Fuerza de Piso	LATERAL

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XLII. Cortante por nivel del marco frontal

		CORTANTES (TON)				
		Nivel 4	Nivel 3	Nivel 2	Nivel 1	Cimiento
		V1	V2	V3	V4	V5
MARCOS	1	0,49	0,86	1,12	1,27	1,33
	2	0,68	1,20	1,56	1,77	1,86
	3	0,69	1,22	1,59	1,80	1,89
	4	0,74	1,29	1,69	1,92	2,00
	5	0,59	1,03	1,35	1,53	1,60

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Los cortantes por niveles se obtienen de la división de las sumatorias de los cortantes que llegan a cada nivel y se dividen por su respectiva fuerza de piso.

Tabla XLIII. Momentos de vigas del marco frontal

		MOMENTOS VIGAS (TON-M)				
		Nivel 4	Nivel 3	Nivel 2	Nivel 1	Cimiento
		M1	M2	M3	M4	M5
MARCOS	1	0,79	2,18	4,00	5,74	6,91
	2	1,10	3,04	5,57	8,01	9,64
	3	1,11	3,08	5,66	8,14	9,79
	4	1,18	3,28	6,02	8,65	10,40
	5	0,95	2,62	4,81	6,91	8,31

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XLIV. **Momentos de columnas método del portal, marco frontal**

Marco 5

Nivel	Momentos (ton-m)					
	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6
4	0,95	1,89	1,89	1,89	1,89	0,95
3	1,67	3,35	3,35	3,35	3,35	1,67
2	3,13	6,27	6,27	6,27	6,27	3,13
1	3,78	7,56	7,56	7,56	7,56	3,78
Cimiento	4,54	9,07	9,07	9,07	9,07	4,54

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco 4

Nivel	Momentos (ton-m)					
	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6
4	1,18	2,37	2,37	2,37	2,37	1,18
3	2,10	4,19	4,19	4,19	4,19	2,10
2	3,92	7,84	7,84	7,84	7,84	3,92
1	4,73	9,46	9,46	9,46	9,46	4,73
Cimiento	5,68	11,35	11,35	11,35	11,35	5,68

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco 3

Nivel	Momentos (ton-m)					
	Col.1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6
4	1,11	2,23	2,23	2,23	2,23	1,11
3	1,97	3,94	3,94	3,94	3,94	1,97
2	3,69	7,38	7,38	7,38	7,38	3,69
1	4,45	8,90	8,90	8,90	8,90	4,45
Cimiento	5,34	10,68	10,68	10,68	10,68	5,34

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco 2

Nivel	Momentos (ton-m)					
	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6
4	1,10	2,19	2,19	2,19	2,19	1,10
3	1,94	3,88	3,88	3,88	3,88	1,94
2	3,63	7,26	7,26	7,26	7,26	3,63
1	4,38	8,76	8,76	8,76	8,76	4,38
Cimiento	5,26	10,51	10,51	10,51	10,51	5,26

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco 1

Nivel	Momentos (ton-m)					
	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6
4	0,79	1,57	1,57	1,57	1,57	0,79
3	1,39	2,78	2,78	2,78	2,78	1,39
2	2,60	5,21	5,21	5,21	5,21	2,60
1	3,14	6,28	6,28	6,28	6,28	3,14
Cimiento	3,77	7,54	7,54	7,54	7,54	3,77

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XLV. Cortantes por nivel del marco lateral

		CORTANTES (TON)				
		Nivel 4	Nivel 3	Nivel 2	Nivel 1	Cimiento
		V1	V2	V3	V4	V5
MARCOS	A	0,43	0,76	1,00	1,13	1,18
	B	0,65	1,14	1,48	1,69	1,76
	C	0,74	1,31	1,71	1,94	2,03
	D	0,77	1,35	1,76	1,99	2,09
	E	0,70	1,24	1,61	1,83	1,92
	F	0,52	0,91	1,19	1,35	1,41

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XLVI. **Momentos de vigas en marco lateral**

		MOMENTOS VIGAS (TON-M)				
		Nivel 4	Nivel 3	Nivel 2	Nivel 1	Cimiento
		M1	M2	M3	M4	M5
MARCOS	A	0,70	1,94	3,56	5,11	6,15
	B	1,04	2,88	5,29	7,61	9,16
	C	1,20	3,31	6,08	8,74	10,51
	D	1,23	3,41	6,26	9,01	10,83
	E	1,13	3,14	5,76	8,28	9,95
	F	0,83	2,31	4,25	6,11	7,34

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XLVII. **Momentos de columnas método del portal, marco lateral**

Marco F

		Momentos (ton-m)				
Nivel	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	
4	0,83	1,67	1,67	1,67	0,83	
3	1,48	2,96	2,96	2,96	1,48	
2	2,77	5,54	5,54	5,54	2,77	
1	3,34	6,68	6,68	6,68	3,34	
Cimiento	4,01	8,01	8,01	8,01	4,01	

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco E

Momentos (ton-m)					
Nivel	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5
4	1,13	2,26	2,26	2,26	1,13
3	2,00	4,01	4,01	4,01	2,00
2	3,75	7,50	7,50	7,50	3,75
1	4,52	9,05	9,05	9,05	4,52
Cimiento	5,43	10,86	10,86	10,86	5,43

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco D

Momentos (ton-m)					
Nivel	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5
4	1,23	2,46	2,46	2,46	1,23
3	2,18	4,36	4,36	4,36	2,18
2	4,08	8,17	8,17	8,17	4,08
1	4,92	9,85	9,85	9,85	4,92
Cimiento	5,91	11,82	11,82	11,82	5,91

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco C

Momentos (ton-m)					
Nivel	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5
4	1,20	2,39	2,39	2,39	1,20
3	2,12	4,24	4,24	4,24	2,12
2	3,96	7,93	7,93	7,93	3,96
1	4,78	9,56	9,56	9,56	4,78
Cimiento	5,74	11,47	11,47	11,47	5,74

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco B

	Momentos (ton-m)				
Nivel	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5
4	1,04	2,08	2,08	2,08	1,04
3	1,84	3,69	3,69	3,69	1,84
2	3,45	6,90	6,90	6,90	3,45
1	4,16	8,32	8,32	8,32	4,16
Cimiento	4,99	9,99	9,99	9,99	4,99

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco A

	Momentos (ton-m)				
Nivel	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5
4	0,70	1,40	1,40	1,40	0,70
3	1,24	2,48	2,48	2,48	1,24
2	2,32	4,63	4,63	4,63	2,32
1	2,79	5,59	5,59	5,59	2,79
Cimiento	3,35	6,71	6,71	6,71	3,35

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.5.2. Método ACI

Los momentos fueron calculados por medio de factores aproximados de diseño de estructuras continuas ACI 318s-08, sección 8.3.3.

5.5.2.1. Momentos de carga viva

Tabla XLVIII. Momentos en vigas carga viva (kg-m), método ACI

Marco 1 y 5

TRAMO	A-B			B-C			C-D		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	227,05	248,67	317,87	445,57	329,98	445,57	850,68	608,50	850,68
NIVEL 4	366,21	401,09	512,70	718,66	532,23	718,66	1 372,07	981,45	1 372,07
NIVEL 3	366,21	401,09	512,70	718,66	532,23	718,66	1 372,07	981,45	1 372,07
NIVEL 2	366,21	401,09	512,70	718,66	532,23	718,66	1 372,07	981,45	1 372,07
NIVEL 1	439,45	481,31	615,23	862,39	638,67	862,39	1 646,48	1 177,73	1 646,48

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco 2 y 4

TRAMO	A-B			B-C			C-D		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	702,34	745,59	883,98	1 156,61	922,13	1 156,61	2 026,72	1 520,33	2 026,72
NIVEL 4	1 132,81	1 202,57	1 425,78	1 865,50	1 487,30	1 865,50	3 268,91	2 452,15	3 268,91
NIVEL 3	1 132,81	1 202,57	1 425,78	1 865,50	1 487,30	1 865,50	3 268,91	2 452,15	3 268,91
NIVEL 2	1 132,81	1 202,57	1 425,78	1 865,50	1 487,30	1 865,50	3 268,91	2 452,15	3 268,91
NIVEL 1	1 359,38	1 443,08	1 710,94	2 238,60	1 784,77	2 238,60	3 922,69	2 942,58	3 922,69

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco 3

TRAMO	A-B			B-C			C-D		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	812,39	855,71	994,33	1 284,03	1 046,25	1 284,03	2 214,03	1 685,63	2 214,03
NIVEL 4	1 310,31	1 380,18	1 603,75	2 071,02	1 687,50	2 071,02	3 571,02	2 718,75	3 571,02
NIVEL 3	1 310,31	1 380,18	1 603,75	2 071,02	1 687,50	2 071,02	3 571,02	2 718,75	3 571,02
NIVEL 2	1 310,31	1 380,18	1 603,75	2 071,02	1 687,50	2 071,02	3 571,02	2 718,75	3 571,02
NIVEL 1	1 572,38	1 656,21	1 924,50	2 485,23	2 025,00	2 485,23	4 285,23	3 262,50	4 285,23

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Debido a la simetría que presenta el edificio, los momentos del marco 1 serán iguales al marco 5 y los momentos del marco 2 serán iguales a los momentos del marco 4.

Tabla XLIX. **Momentos de vigas carga viva (kg-m), método ACI**

Marco A y F

TRAMO	1—2			2—3			3--4		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	227,05	248,67	317,87	445,57	329,98	445,57	445,57	329,98	445,57
NIVEL 4	366,21	401,09	512,70	718,66	532,23	718,66	718,66	532,23	718,66
NIVEL 3	366,21	401,09	512,70	718,66	532,23	718,66	718,66	532,23	718,66
NIVEL 2	366,21	401,09	512,70	718,66	532,23	718,66	718,66	532,23	718,66
NIVEL 1	439,45	481,31	615,23	862,39	638,67	862,39	862,39	638,67	862,39

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco B y E

TRAMO	1—2			2—3			3--4		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	702,34	745,59	883,98	1 156,61	922,13	1 156,61	1 156,61	922,13	1 156,61
NIVEL 4	1 132,81	1 202,57	1 425,78	1 865,50	1 487,30	1 865,50	1 865,50	1 487,30	1 865,50
NIVEL 3	1 132,81	1 202,57	1 425,78	1 865,50	1 487,30	1 865,50	1 865,50	1 487,30	1 865,50
NIVEL 2	1 132,81	1 202,57	1 425,78	1 865,50	1 487,30	1 865,50	1 865,50	1 487,30	1 865,50
NIVEL 1	1 359,38	1 443,08	1 710,94	2 238,60	1 784,77	2 238,60	2 238,60	1 784,77	2 238,60

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco C y D

TRAMO	1—2			2—3			3--4		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	1 065,63	1 108,87	1 247,27	1 574,66	1 336,88	1 574,66	1 574,66	1 336,88	1 574,66
NIVEL 4	1 718,75	1 788,50	2 011,72	2 539,77	2 156,25	2 539,77	2 539,77	2 156,25	2 539,77
NIVEL 3	1 718,75	1 788,50	2 011,72	2 539,77	2 156,25	2 539,77	2 539,77	2 156,25	2 539,77
NIVEL 2	1 718,75	1 788,50	2 011,72	2 539,77	2 156,25	2 539,77	2 539,77	2 156,25	2 539,77
NIVEL 1	2 062,50	2 146,21	2 414,06	3 047,73	2 587,50	3 047,73	3 047,73	2 587,50	3 047,73

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Debido a la simetría del edificio, los momentos del marco A y el marco F son los mismos, de igual manera los momentos del marco B y el marco E y los momentos del marco C con los momentos del marco D.

5.5.2.2. Momentos carga muerta

Tabla L. Momentos en viga carga muerta (Kg-m), método ACI

Marco 1 y 5

TRAMO	A-B			B-C			C-D		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	351,93	385,45	492,70	690,63	511,47	690,63	1 318,56	943,17	1 318,56
NIVEL 4	567,63	621,69	794,68	1 113,92	824,95	1 113,92	2 126,71	1 521,24	2 126,71
NIVEL 3	567,63	621,69	794,68	1 113,92	824,95	1 113,92	2 126,71	1 521,24	2 126,71
NIVEL 2	567,63	621,69	794,68	1 113,92	824,95	1 113,92	2 126,71	1 521,24	2 126,71
NIVEL 1	681,15	746,02	953,61	1 336,71	989,94	1 336,71	2 552,05	1 825,49	2 552,05

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco 2 y 4

TRAMO	A-B			B-C			C-D		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	1 088,63	1 155,67	1 370,18	1 792,75	1 429,30	1 792,75	3 141,42	2 356,51	3 141,42
NIVEL 4	1 755,86	1 863,98	2 209,96	2 891,53	2 305,32	2 891,53	5 066,81	3 800,83	5 066,81
NIVEL 3	1 755,86	1 863,98	2 209,96	2 891,53	2 305,32	2 891,53	5 066,81	3 800,83	5 066,81
NIVEL 2	1 755,86	1 863,98	2 209,96	2 891,53	2 305,32	2 891,53	5 066,81	3 800,83	5 066,81
NIVEL 1	2 107,03	2 236,77	2 651,95	3 469,83	2 766,39	3 469,83	6 080,17	4 561,00	6 080,17

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco 3

TRAMO	A-B			B-C			C-D		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	1 259,21	1 326,35	1 541,20	1 990,25	1 621,69	1 990,25	3 431,75	2 612,72	3 431,75
NIVEL 4	2 030,98	2 139,28	2 485,81	3 210,09	2 615,63	3 210,09	5 535,09	4 214,06	5 535,09
NIVEL 3	2 030,98	2 139,28	2 485,81	3 210,09	2 615,63	3 210,09	5 535,09	4 214,06	5 535,09
NIVEL 2	2 030,98	2 139,28	2 485,81	3 210,09	2 615,63	3 210,09	5 535,09	4 214,06	5 535,09
NIVEL 1	2 437,18	2 567,13	2 982,98	3 852,10	3 138,75	3 852,10	6 642,10	5 056,88	6 642,10

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Debido a la simetría del edificio, los momentos del marco 1 y del marco 5 son los mismos, al igual que los momentos del marco 2 y el marco 4.

Tabla LI. Momentos en viga carga muerta (kg-m), método ACI

Marco A y F

TRAMO	1—2			2—3			3--4		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	351,93	385,45	492,70	690,63	511,47	690,63	690,63	511,47	690,63
NIVEL 4	567,63	621,69	794,68	1 113,92	824,95	1 113,92	1 113,92	824,95	1 113,92
NIVEL 3	567,63	621,69	794,68	1 113,92	824,95	1 113,92	1 113,92	824,95	1 113,92
NIVEL 2	567,63	621,69	794,68	1 113,92	824,95	1 113,92	1 113,92	824,95	1 113,92
NIVEL 1	681,15	746,02	953,61	1 336,71	989,94	1 336,71	1 336,71	989,94	1 336,71

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco B y E

TRAMO	1—2			2—3			3--4		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	1 088,63	1 155,67	1 370,18	1 792,75	1 429,30	1 792,75	1 792,75	1 429,30	1 792,75
NIVEL 4	1 755,86	1 863,98	2 209,96	2 891,53	2 305,32	2 891,53	2 891,53	2 305,32	2 891,53
NIVEL 3	1 755,86	1 863,98	2 209,96	2 891,53	2 305,32	2 891,53	2 891,53	2 305,32	2 891,53
NIVEL 2	1 755,86	1 863,98	2 209,96	2 891,53	2 305,32	2 891,53	2 891,53	2 305,32	2 891,53
NIVEL 1	2 107,03	2 236,77	2 651,95	3 469,83	2 766,39	3 469,83	3 469,83	2 766,39	3 469,83

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Marco C y D

TRAMO	1—2			2—3			3--4		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	1 651,72	1 718,75	1 933,26	2 440,72	2 072,16	2 440,72	2 440,72	2 072,16	2 440,72
NIVEL 4	2 664,06	2 772,18	3 118,16	3 936,65	3 342,19	3 936,65	3 936,65	3 342,19	3 936,65
NIVEL 3	2 664,06	2 772,18	3 118,16	3 936,65	3 342,19	3 936,65	3 936,65	3 342,19	3 936,65
NIVEL 2	2 664,06	2 772,18	3 118,16	3 936,65	3 342,19	3 936,65	3 936,65	3 342,19	3 936,65
NIVEL 1	3 196,88	3 326,62	3 741,80	4 723,98	4 010,63	4 723,98	4 723,98	4 010,63	4 723,98

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Debido a la simetría presentada en el edificio los momentos del marco A serán iguales a los momentos del marco F, lo mismo ocurre con los momentos del marco B y marco E, y con los momentos del marco C y el marco D.

5.5.3. Balanceo de momentos

Para hacer el balanceo de momentos se hacen las siguientes consideraciones:

$0.8 m_2 > m_1 \rightarrow$ Balancear por rigideces

$0.8 m_2 < m_1 \rightarrow \frac{(m_1+m_2)}{2}$

Donde:

m_1 = momento menor

m_2 = momento mayor

5.5.3.1. Balanceo de momentos vigas

Tabla LII. Balanceo de momentos carga viva, viga marco 3

TRAMO	A-B			B-C			C-D		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	812,39	855,71	1 126,01	1 126,01	1 046,25	1 683,93	1 683,93	1 685,63	1 683,93
NIVEL 1	1 572,37	1 656,21	2 176,83	2 176,83	2 025,00	3 259,23	3 259,23	3 262,50	3 259,23

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LIII. Balanceo de momentos carga muerta, viga marco 3

TRAMO	A-B			B-C			C-D		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
TECHO	1 259,21	1 326,35	1 745,32	1 745,32	1 718,99	2 610,10	2 610,10	2 926,24	2 610,10
NIVEL 1	2 437,18	2 567,13	3 374,08	3 374,08	3 138,75	5 051,80	5 051,80	5 056,88	5 051,80

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LIV. **Balanceo de momentos carga viva, viga intermedia marco "C"**

TRAMO	1—2			2—3			3—4		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
NIVEL 1	2 062,50	2 146,21	2 702,09	2 702,09	2 734,22	3 047,73	3 047,73	2 587,50	3 047,73

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LV. **Balanceo de momentos carga muerta, viga intermedia marco "C"**

TRAMO	1—2			2—3			3—4		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
NIVEL 1	3 196,88	3 326,62	4 188,24	4 188,24	4 238,04	4 723,98	4 723,98	4 010,63	4 723,98

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LVI. **Balanceo de momentos carga viva, viga intermedia marco "2"**

TRAMO	A-B			B-C		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
NIVEL 1	1 359,38	1 443,08	1 950,78	1 950,78	1 899,50	2 238,60

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LVII. **Balanceo de momentos carga muerta, viga intermedia marco "2"**

TRAMO	A-B			B-C		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
NIVEL 1	2 107,03	2 236,77	3 023,72	3 023,72	2 944,22	3 469,83

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LVIII. **Balanceo de momentos carga viva, viga de borde marco "A"**

TRAMO	1—2			2—3			3—4		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
NIVEL 1	439,45	481,31	727,58	727,58	688,59	862,39	862,39	638,67	862,39

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LIX. **Balanceo de momentos carga muerta, viga de borde marco "A"**

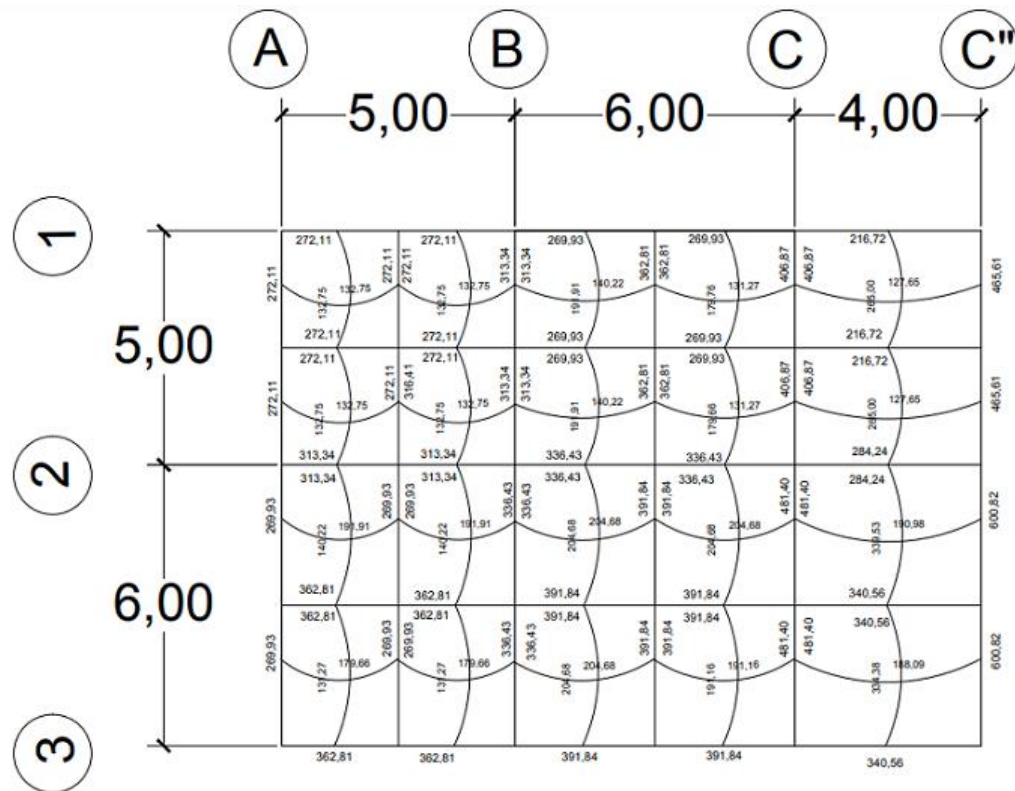
TRAMO	1--2			2--3			3--4		
	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)	M(-)	M(+)	M(-)
NIVEL 1	681,15	746,02	1 127,75	1 127,75	1 067,32	1 336,71	1 336,71	989,94	1 336,71

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

En este caso, únicamente se deja una representación del balanceo de momentos de algunos marcos, esto únicamente para contar con una representación visual del balanceo de momento de vigas.

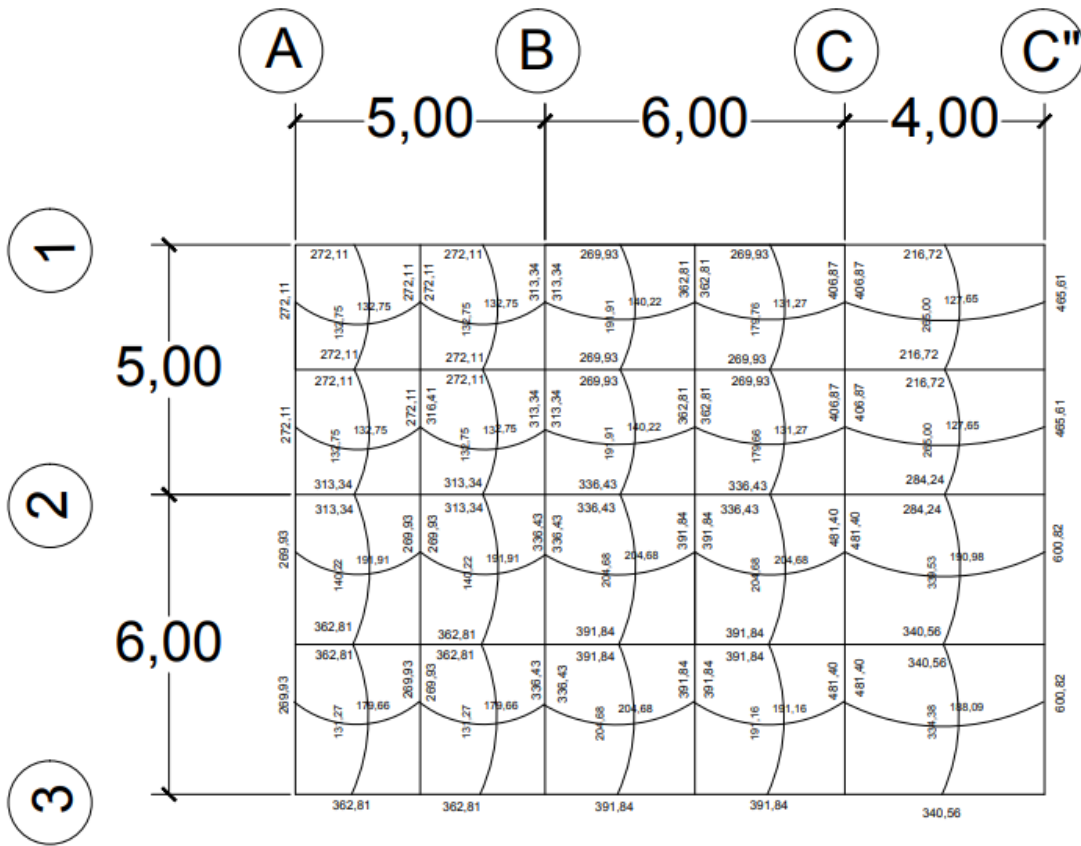
5.5.3.2. Balanceo de momentos losas

Figura 16. **Momentos de losa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 17. Momentos ya balanceados de losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

5.5.4. Envoltentes de momentos

Tabla LX. Combinaciones de cargas, envoltentes de momentos

	CM	CV	CS		
Combinación #1	1,4	1,7	0		
Combinación #2	0,9	0	1		
	0,9	0	-1		
Combinación #3	1,4	1,7	1	Aplicación Factor	0,75
	1,4	1,7	-1		

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXI. Cargas máximas viga marco "3" tramo A-B (Techo)

	Momentos Kg-m		
	Negativo (A-B)	Positivo	Negativo (A-B)
CM	-1 133,29	1 326,35	-1 570,79
CV	-731,15	-855,71	-1 013,41
CS	1 001,39	0	-1 001,39

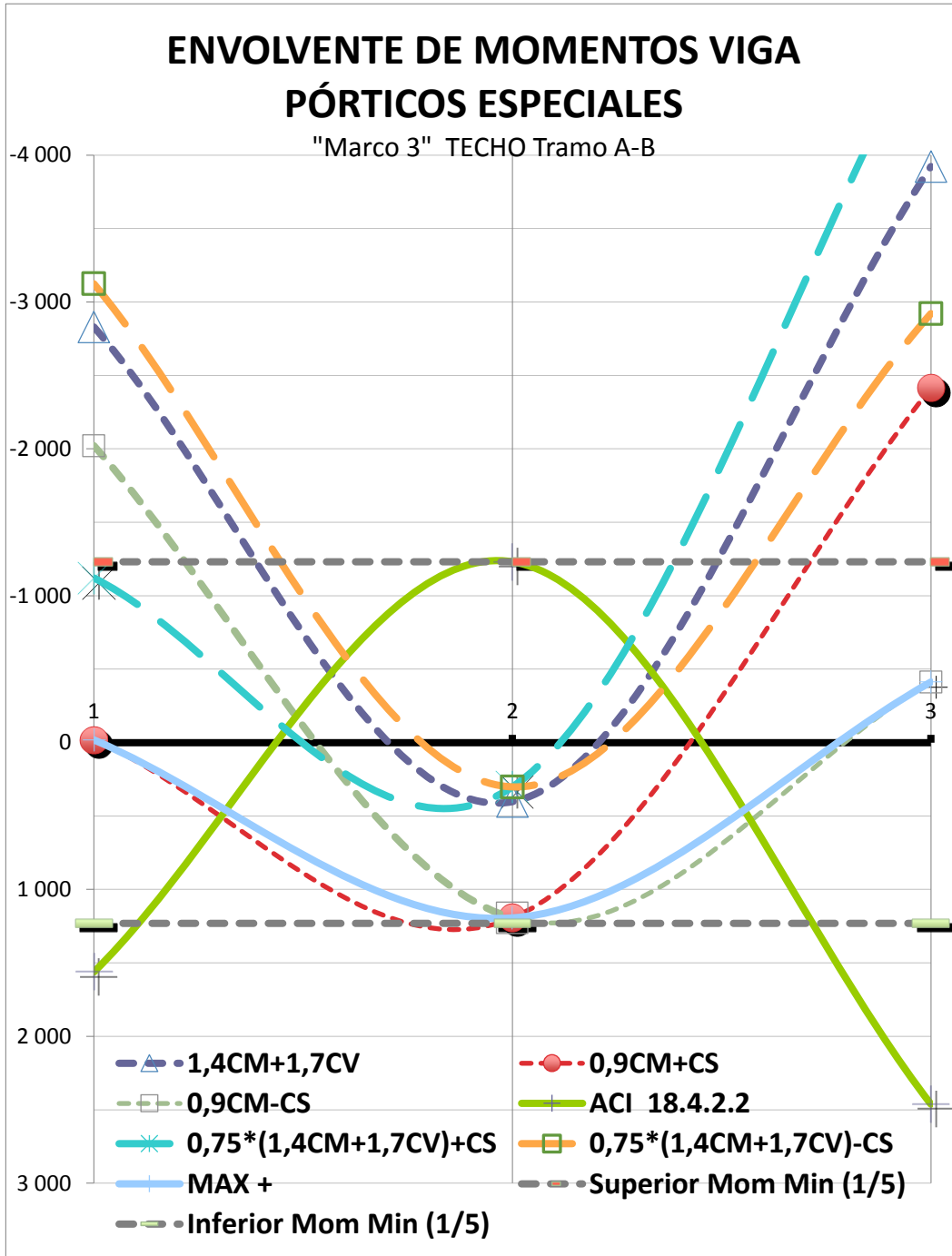
Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXII. Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo A-B Techo

	U1	U2	U3
Comb#1	-2 829,57	402,18	-3 921,90
Comb#2	-18,57	1 193,72	-2 415,10
	-2 021,35	1 193,72	-412,31
Comb#3	-1 120,78	301,64	-4 923,29
	-3 123,57	301,64	-2 920,50
Momentos	M1-	M+	M2-
Resultado	-3 123,57	1 193,72	-4 923,29
Momentos	M1-	M+	M2-
Comb ACI	1 561,79	-1 230,823	2 461,645
MAX +	-18,57	1 193,72	-412,31
MAX -	-3 123,57	301,64	-4 923,29

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 18. Envoltente de momentos viga 3, A-B techo



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXIII. Cargas máximas viga marco "3" tramo B-C (Techo)

	Momentos Kg-m		
	Negativo (A-B)	Positivo	Negativo (A-B)
CM	-1 570,79	1 718,99	-2 349,09
CV	-1 012,23	1 109,03	-1 515,54
CS	1 001,39	0	-1 001,39

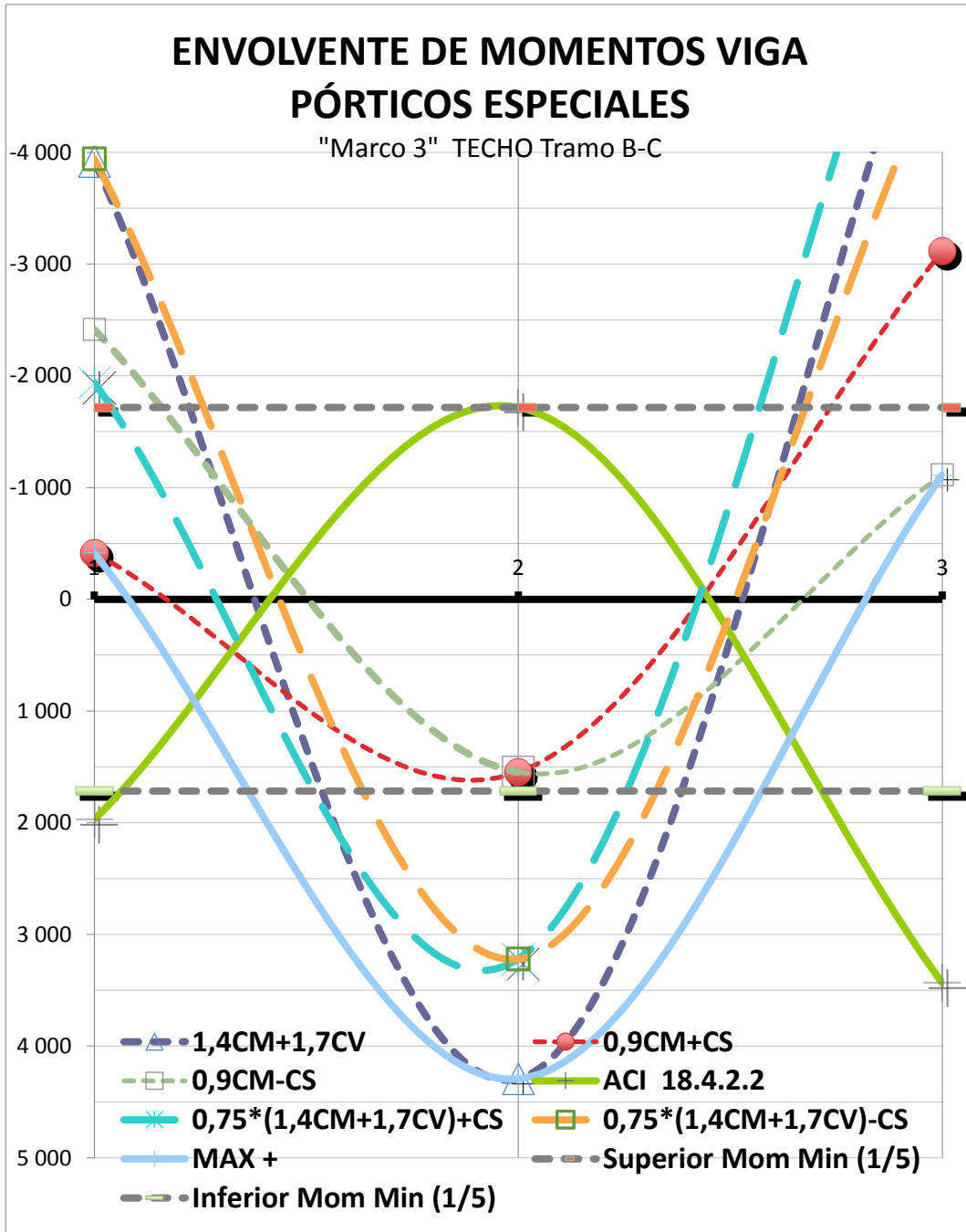
Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXIV. Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo B-C (Techo)

	U1	U2	U3	
Comb#1	-3 919,90	4 291,94	-5 865,14	
Comb#2	-412,32	1 547,09	-3 115,58	
	-2 415,11	1 547,09	-1 112,79	
Comb#3	-1 938,53	3 218,95	-6 866,54	
	-3 941,32	3 218,95	-4 863,75	
Momentos	M1-	M+	M2-	
Resultado	-3 941,32	4 291,94	-6 866,54	
Momentos	M1-	M+	M2-	
Comb ACI	1 970,66	-1 716,63	3 433,26	
MAX +	-412,32	4 291,94	-1 112,79	
MAX -	-3 941,32	1 547,09	-6 866,54	
Superior	Mom Min -(1/4)	-1 716,63	-1 716,63	-1 716,63
Inferior	Mom Min +(1/4)	1 716,63	1 716,63	1 716,63

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 19. Envolvente de momentos viga 3, B-C techo



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXV. Cargas máximas viga marco "3" tramo C-D (Techo)

	Momentos Kg-m		
	Negativo (A-B)	Positivo	Negativo (A-B)
CM	-2 349,09	2 926,24	-2 349,09
CV	-1 515,54	1 887,91	-1 515,54
CS	1 001,39	0	-1 001,39

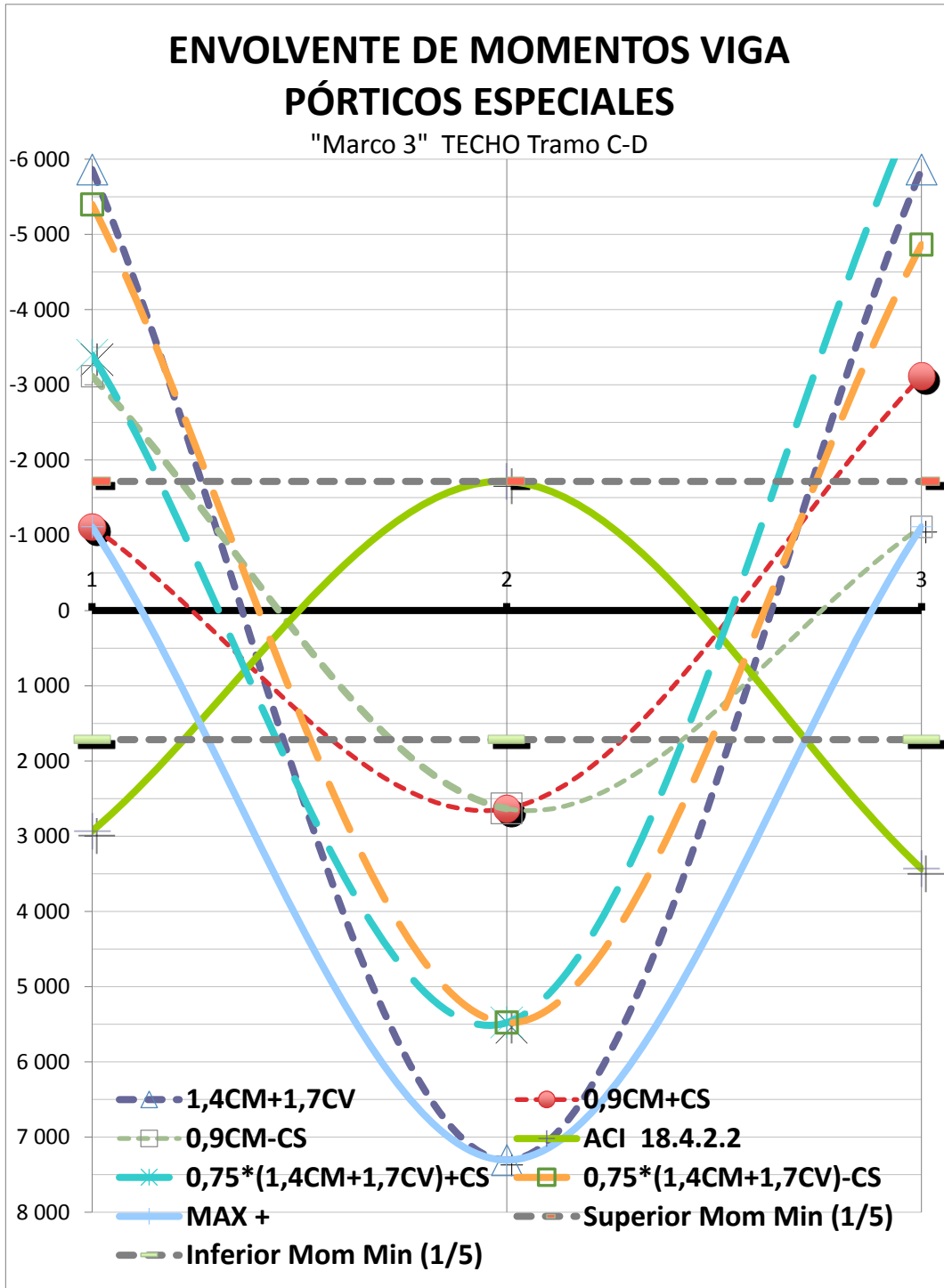
Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXVI. Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo C-D (Techo)

	U1	U2	U3	
Comb#1	-5 865,14	7 306,18	-5 865,14	
Comb#2	-1 112,79	2 633,62	-3 115,58	
	-3 115,58	2 633,62	-1 112,79	
Comb#3	-3 397,46	5 479,64	-6 866,54	
	-5 400,25	5 479,64	-4 863,75	
Momentos	M1-	M+	M2-	
Resultado	-5 865,14	7 306,18	-6 866,54	
Momentos	M1-	M+	M2-	
Comb ACI	2 932,57	-1 716,64	3 433,27	
MAX +	-1 112,79	7 306,18	-1 112,79	
MAX -	-5 865,14	2 633,62	-6 866,54	
Superior	Mom Min -(1/4)	-1 716,63	-1 716,63	-1 716,63
Inferior	Mom Min +(1/4)	1 716,63	1 716,63	1 716,63

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 20. Envolvente de momentos viga 3, C-D techo



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXVII. Cargas máximas viga marco "3" tramo A-B (Nivel 1)

	Momentos Kg-m		
	Negativo (A-B)	Positivo	Negativo (A-B)
CM	-2 193,46	2 567,13	-3 036,67
CV	-1 415,14	1 656,21	-1 959,15
CS	7 324,64	0	-7 324,64

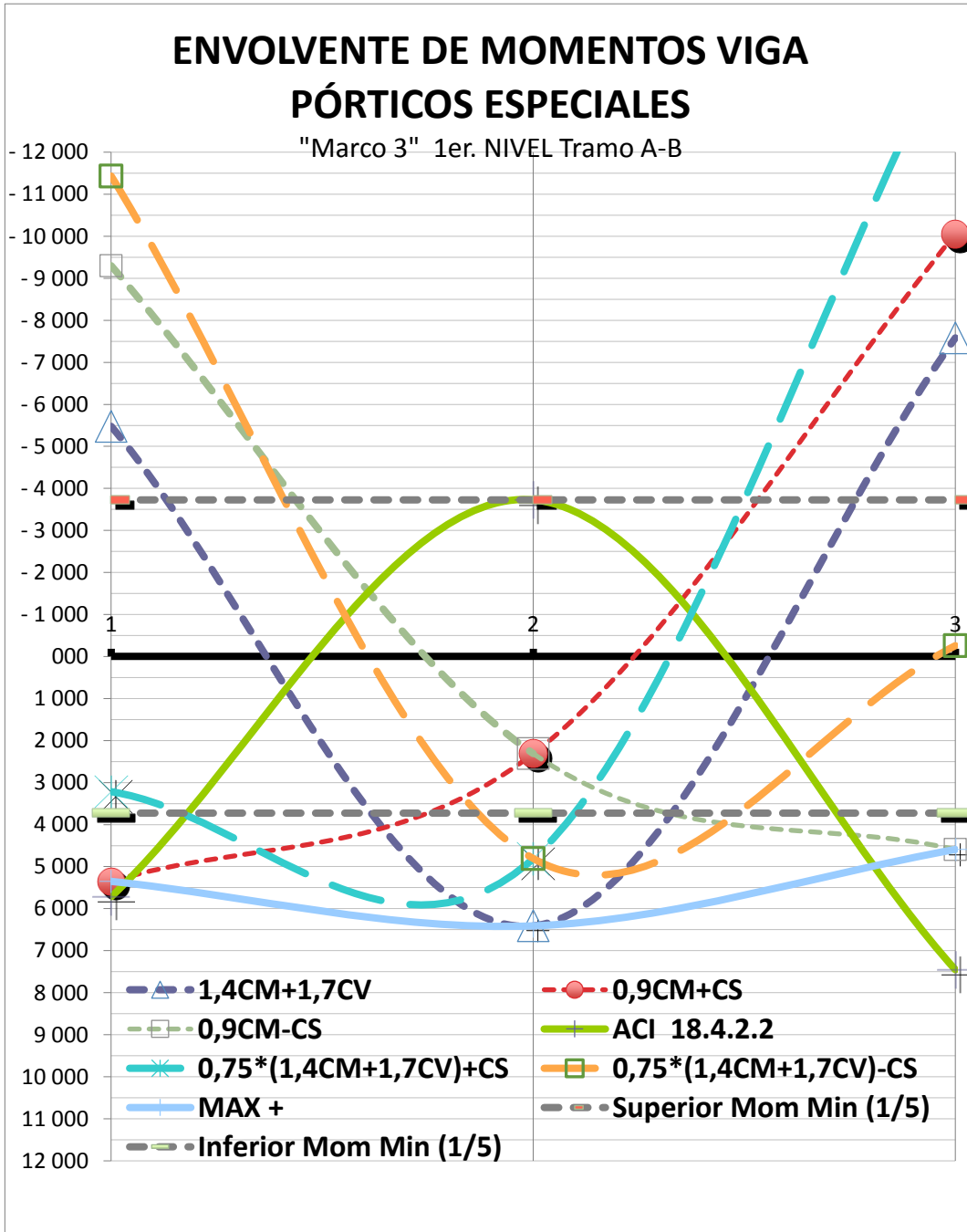
Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXVIII. Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo A-B (Nivel 1)

	U1	U2	U3	
Comb#1	-5 476,58	6 409,54	-7 581,89	
Comb#2	5 350,53	2 310,42	-10 057,64	
	-9 298,75	2 310,42	4 591,64	
Comb#3	3 217,20	4 807,15	-14 906,53	
	-11 432,08	4 807,15	-257,25	
Momentos	M1-	M+	M2-	
Resultado	-11 432,08	6 409,54	-14 906,53	
Momentos	M1-	M+	M2-	
Comb ACI	5 716,04	-3 726,63	7 453,27	
MAX +	5 350,53	6 409,54	4 591,64	
MAX -	-11 432,08	2 310,42	-14 906,53	
Superior	Mom Min -(1/4)	-3 726,63	-3 726,63	-3 726,63
Inferior	Mom Min +(1/4)	3 726,63	3 726,63	3 726,63

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 21. Envolvente de momentos viga 3, A-B nivel 1



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXIX. Cargas máximas viga marco "3" tramo B-C (Nivel 1)

	Momentos Kg-m		
	Negativo (A-B)	Positivo	Negativo (A-B)
CM	-3 036,67	3 327,08	-4 546,62
CV	-1 959,15	2 150,55	-2 933,31
CS	7 324,64	0	-7 324,64

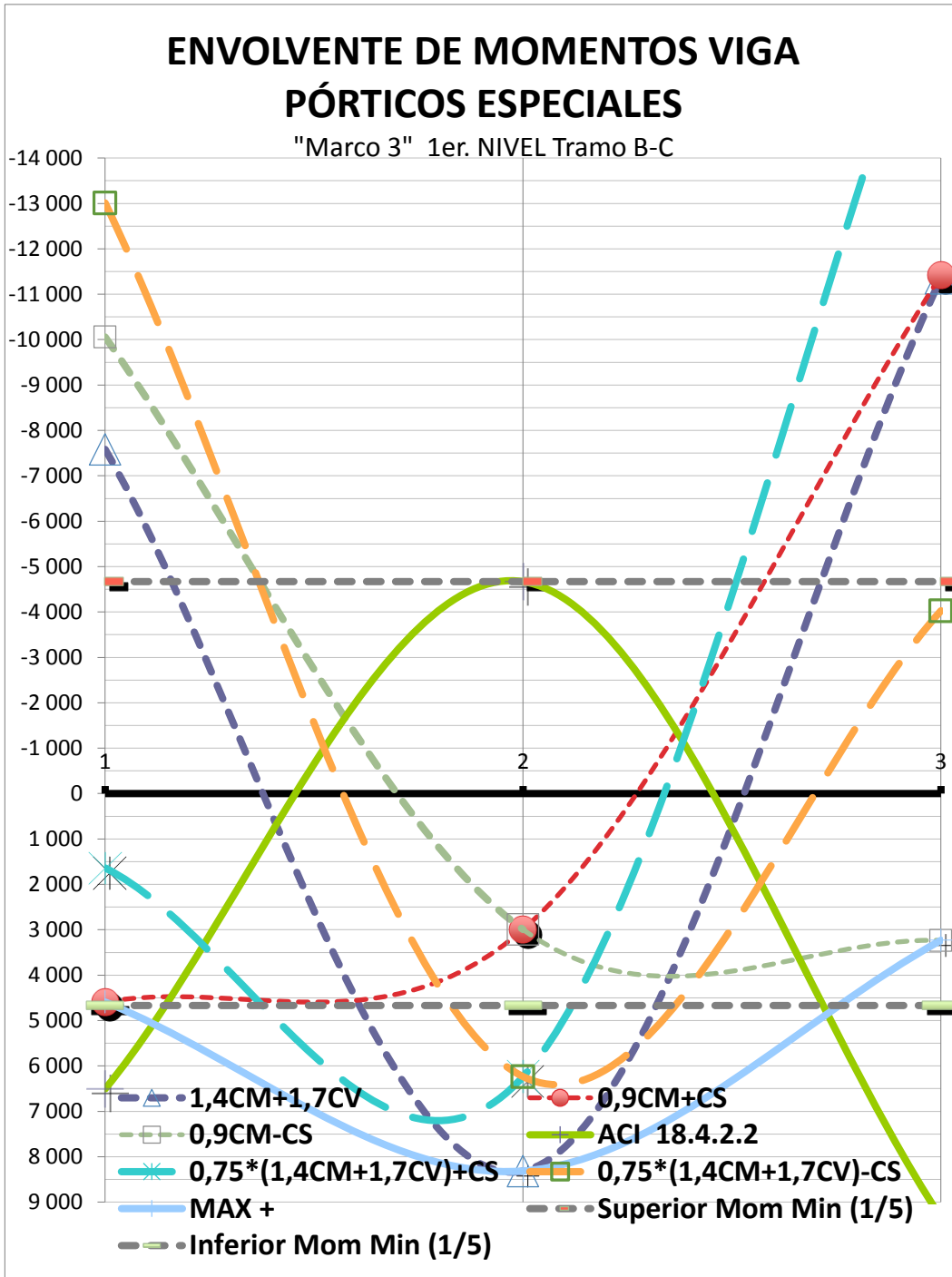
Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXX. Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo B-C (Nivel 1)

		U1	U2	U3
	Comb#1	-7 581,89	8 313,85	-11 351,90
	Comb#2	4 591,64	2 994,37	-11 416,60
		-10 057,64	2 994,37	3 232,68
	Comb#3	1 638,22	6 235,39	-18 676,54
		-13 011,06	6 235,39	-4 027,25
	Momentos	M1-	M+	M2-
	Resultado	-13 011,06	8 313,85	-18 676,54
	Momentos	M1-	M+	M2-
	Comb ACI	6 505,53	-4 669,34	9 338,26
	MAX +	4 591,64	8 313,85	3 232,68
	MAX -	-13 011,06	2 994,37	-18 676,54
Superior	Mom Min -(1/4)	-4 669,13	-4 669,13	-4 669,13
Inferior	Mom Min +(1/4)	4 669,13	4 669,13	4 669,13

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 22. Envolvente de momentos viga 3, B-C nivel 1



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXXI. Cargas máximas viga marco "3" tramo C-D (Nivel 1)

	Momentos Kg-m		
	Negativo (A-B)	Positivo	Negativo (A-B)
CM	-4 546,62	5 663,71	-4 546,62
CV	-2 933,40	3 654,00	-2 933,31
CS	7 324,64	0	-7 324,64

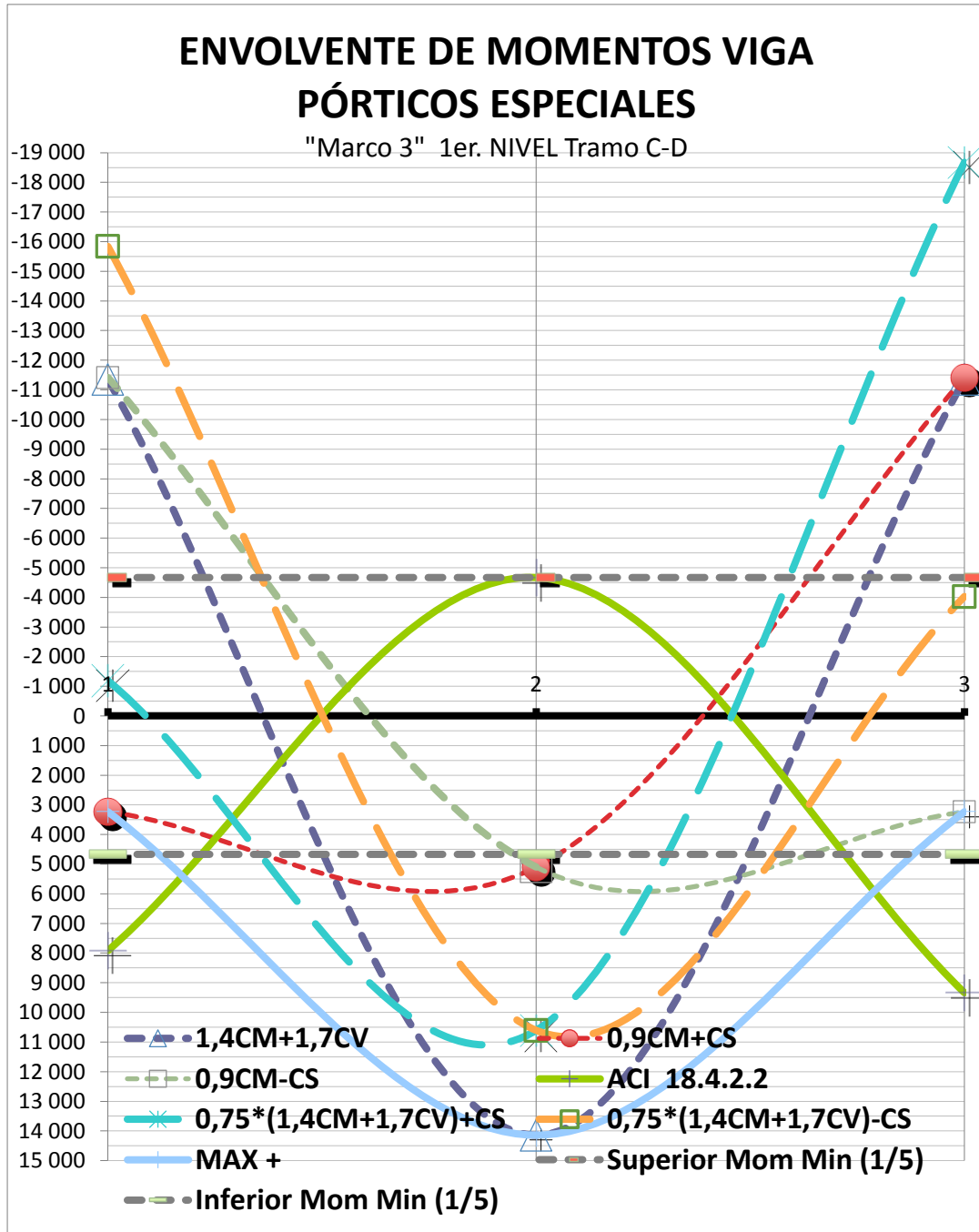
Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXXII. Combinaciones de momentos viga marco "3" tramo C-D (Nivel 1)

	U1	U2	U3	
Comb#1	-11 352,05	14 140,99	-11 351,90	
Comb#2	3 232,68	5 097,34	-11 416,60	
	-11 416,60	5 097,34	3 232,68	
Comb#3	-1 189,40	10 605,75	-18 676,54	
	-15 838,68	10 605,75	-4 027,25	
Momentos	M1-	M+	M2-	
Resultado	-15 838,68	14 140,99	-18 676,54	
Momentos	M1-	M+	M2-	
Comb ACI	7 919,34	-4 669,13	9 338,26	
MAX +	3 232,68	14 140,99	3 232,68	
MAX -	-15 838,68	5 097,34	-18 676,54	
Superior	Mom Min -(1/4)	-4 669,13	-4 669,13	-4 669,13
Inferior	Mom Min +(1/4)	4 669,13	4 669,13	4 669,13

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 23. Envolvente de momentos viga 3, C-D nivel 1



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.6. Diseño estructural

El diseño estructural debe siempre obtener un rendimiento balanceado entre la parte rígida y plástica de los elementos, ya que en muchas ocasiones, un exceso en alguno de estos dos aspectos puede conducir al fallo de la estructura.

5.6.1. Diseño de losas

Por razones didácticas se realiza un ejemplo de diseño de losas.

- Losa 4to nivel (apartamentos)

La carga viva será de 250 Kg/m^2 y su carga muerta será de $387,50 \text{ Kg/m}^2$, tomando los factores 1,7 LL y 1,4 DL obtenemos unas cargas mayoradas de LL 425 Kg/m^2 y DL $542,5 \text{ Kg/m}^2$ obteniendo una carga última de $967,5 \text{ Kg/m}^2$.

Corte actuante (V_a):

Tabla LXXIII. Datos de corte actuante

L mayor	4
Franja	1
U	967,5
Va (Kg)	1 935

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Corte resistente (V_c):

Tabla LXXIV. **Datos de corte resistente**

Φ	0,75
$f'c$	280
Bw	100
Rec.	2,5
\emptyset Varilla No.3	0,9525
Espesor (t)	9
d	6,02
V_c (Kg)	4 006,67

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Área de acero:

- Momento Negativo:

Tabla LXXV. **Área de acero mínimo para momentos negativos**

Mu	600,82
B	100
D	6,02
$f'c$	280
Fy	4 200
As req (cm²)	2,75

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXXVI. **Separación de varillas de acero**

No.3	0,9525	
Área	0,71	
Varillas	3,86	
S	25,92	
S. máx.	27	No > 45 cm

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

- Momento positivo:

Tabla LXXVII. **Área de acero mínimo para momento positivo**

Mu	308,84
B	100
D	6,02
f'c	280
Fy	4 200
As req (cm2)	1,38

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXXVIII. **Separación de varillas de acero**

No.3	0,9525	
Área	0,71	
Varillas	1,94	
S	51,47	
S. máx.	27	No > 45 cm

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXXIX. **Momentos probables máximos y momentos probables con acero mínimo**

M. máx. probable losas		Momento Área de Acero Mínima	
A	0,61	P	0,0046
M. pro	82 571,80		0,040
	825,72	M. pro	75 093,05
			750,93

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Los momentos probables obtenidos con el área de acero mínimo, demuestran que el área de acero mínima es suficiente para los momentos que llegaran a las losas.

5.6.2. Diseño de vigas

Por razones didácticas se realizará un ejemplo de diseño de viga.

Marco "A" Viga 2-3:

Tabla LXXX. Datos de la viga seleccionada

f_c	280
f_y (Grado 60)	4 200
f_y (Grado 40)	2 800
H	50
b	35
Rec.	5
β	0,85
ec	0,003
ε_s	0,005
Φ # 3 (pulg)	0,375
Φ # 3 (cm)	0,9525
Φ # 8 (pulg)	1,00
Φ # 8 (cm)	2,54
d	42,78

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Área de acero:

- Área de acero mínimo:

Tabla LXXXI. Área de acero mínima

ρ min	0,0033
As min (cm²)	4,99
Usar 2 No.	AREA REAL
5	3,96

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXXXII. **Momento nominal**

ϕM_n	783 186,02	kg-cm
	7831,86	kg-m

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

- Refuerzo balanceado:

Tabla LXXXIII. **Cuantilla balanceada**

ρ ($\epsilon_s=0.005$)	0,01806
As equilibrio	27,04

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXXXIV. **Refuerzo balanceado**

	As total cm2	Área 1 Var cm2	Usar 2 #	AREA REAL (cm2)
(1/3) *As bal=	9,01	4,51	7	7,76

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

- Refuerzo máximo:

Tabla LXXXV. **Cuantilla máxima y área de acero máxima**

ρ máx.	0,0250
As Max (cm2)	37,43

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXXXVI. **Momento nominal de área de acero máxima**

ϕM_n	4 243 889,27	kg-cm
	42 438,89	kg-m

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

- Refuerzo requerido:

Tabla LXXXVII. **Momentos últimos de viga**

	Negativo Tramo 2-3	Positivo	Negativo Tramo 3-2
Mu sup. (kg-m)	6 562,40	1 533,10	7 665,50
Mu inf. (kg-m)	2 187,47	2 664,85	2 555,17

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla LXXXVIII. **Área de acero requerida para cada sección de viga**

	Negativo Tramo 2-3	Positivo	Negativo Tramo 3-2
As req. Sup. (cm²)	4,16	0,95	4,88
As req. Inf. (cm²)	1,36	1,66	1,60

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

El área de acero requerida nos indica la cantidad de acero que necesita la viga por tramo para poder trabajar de manera óptima, se busca esto para poder asegurar que el acero trabaje y fluya en caso de algún imprevisto.

Tabla LXXXIX. **Varillas a utilizar en cada sección de viga**

		Izquierdo		Centro		Derecho	
		2 Varilla #	Negativo	2 Varilla #	Positivo	2 Varilla #	Negativo
Cama Superior	As VAR	5	3,96	5	3,96	5	3,96
Cama Inferior	As VAR	5	3,96	5	3,96	5	3,96

Fuente: Elaboración propia.

El código ACI 318-14 establece que las vigas deben tener al menos 2 barras continuas, tanto en la cara superior como inferior; se utilizarán 2 varillas No. 5 pero esta no satisface la cantidad de acero requerida, así que se utilizará tensores para poder satisfacer la demanda de acero.

Tabla XC. **Tensores a utilizar en cada sección de viga**

		Izquierdo		Centro		Derecho	
		2 Varilla #	Negativo	2 Varilla #	Positivo	2 Varilla #	Negativo
Cama Superior	As VAR	2	0,63	0	0,00	3	1,43
Cama Inferior	As VAR	0	0,00	0	0,00	0	0,00

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

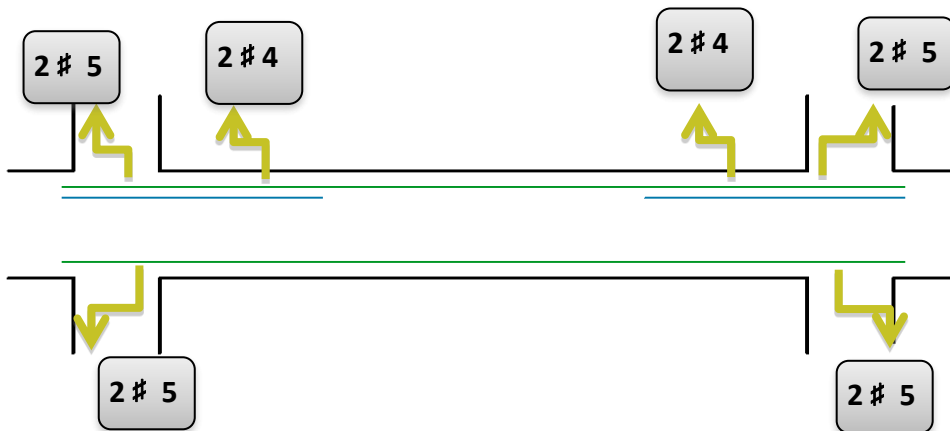
Se utilizan tensores para complementar el área de acero requerida en cada sección de la viga, el refuerzo teórico indica que es necesario 2 varillas # 2 en la cama superior izquierda y 2 varillas #3 en la cama superior derecha. Es necesario recordar que el código ACI 318-2014 sección 9 y sección 18 se indica que las varillas #4 son las menores que se podrán utilizar, así que el armado se cambia.

Tabla XCI. Armado del refuerzo longitudinal viga 2-3 marco "A"

ARMADO REFUERZO LONGITUDINAL			
Cama	Izquierda	Centro	Derecha
Superior	2# 5+2#4	2# 5	2# 5+2#4
Inferior	2# 5	2# 5	2# 5

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 24. Armado longitudinal de viga



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

- Diseño a corte:

Tabla XCII. Resistencia al corte del concreto y corte último

Resistente Concreto	
Φ	0,75
$f'c$	280
bw	35
Rec.	5
Φ Varilla No.3	0,9525
Φ Varilla No.8	2,54
h	50
d	43,50
Vc (Kg)	10 126,83

Cargas Distribuidas y Puntuales	
Ms	1 131,90
CV	218,75
CM	339,06
Puntual CV	468,75
Puntual CM	726,56
Tramo	6
Vviga C Dis	2 282,07
Vviga C Pun	907,03
Vu cargas (Kg)	3 189,10

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XCIII. **Momento probable negativo izquierdo y derecho**

MOMENTO NEGATIVO IZQUIERDO				
	Varilla No.	As Varilla	Varillas	Total As
Varilla	5	1,98	2	3,96
Varilla	4	1,27	2	2,53
As	6,49			
a	4,09			
Mpr IZQ	1 388 746,02			
	13 887,46 Kg-m			

MOMENTO NEGATIVO DERECHO				
	Varilla No.	As Varilla	Varillas	Total As
Varilla	5	1,98	2	3,96
Varilla	4	1,27	2	2,53
As	6,49			
A	4,09			
Mpr DER	1 388 746,02			
	13 887,46 Kg-m			

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XCIV. **Corte máximo probable y corte resistente en la viga**

Corte Máximo Probable	Ve	7 818 Kg
------------------------------	-----------	-----------------

Corte Resistente	Vc	10 127 Kg
-------------------------	-----------	------------------

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Se realizaron los cálculos de los momentos probables del lado izquierdo y derecho de la viga, estos fueron utilizados para calcular el corte máximo probable que llegará a la viga.

Tabla XCV. Resistencia al corte que genera el acero grado 40

Resistencia a Cortante (Grado 40)	
Φ	0,75
As	1,43
fy	2 800
d	42,78
s	10,69
Vs	11 970,96

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Se realiza el chequeo, si $V_s \geq 50 \% V_e$ (corte máximo probable) entonces los estribos aportan la suficiente resistencia al corte, de lo contrario se propondrá un grado de acero mayor.

- Refuerzo transversal:

El código ACI 318-14 indica en la sección 18.4.2.4 que el primer estribo no debe estar situado a más de 2 pulgadas de la cara de columna de apoyo; por lo tanto, el primer estribo estará colocado a una distancia de 5 cm de la cara de apoyo de la columna.

Tabla XCVI. Fuerzas cortantes para diseño

Cortantes (kg)	A EJES	A ROSTRO
V1	10 410,06	9 195,56
V2	-3 546,86	-3 133,06

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla XCVII. Cortantes en diferentes tramos de la viga (2H y Pi)

Tramos Viga (cm)	
L	600
L/2	300
2H	100
PI	150

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

$$\frac{V_x}{200,00} = \frac{9\ 195,56}{300}$$

Vx (kg)	6 130,37
----------------	-----------------

$$\frac{V_x}{150,00} = \frac{9\ 195,56}{300}$$

Vx (kg)	4 597,78
----------------	-----------------

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Se calculan las longitudes de los diferentes tramos de vigas con su respectivo corte en ese punto, esto se realiza a través de una relación de triángulos semejantes, para calcular los diferentes espaciamientos que se utilizarán en los diferentes tramos de la viga, el ACI 318-14 18.4.2.4. Establece que la longitud de confinamiento de la viga será de 2H (100 cm), adicional el método del Ing. Corzo indica como los demás tramos el PI (punto de inflexión) el cual se encuentra $\frac{1}{4}$ de la longitud total de la viga y por último el resto de la viga.

- Espaciamiento de estribos:

Tabla XCVIII. **Separación de estribos para el tramo 2H**

TRAMO= 2H	
Vs (Kg)	9 195,56
As (cm ²)	1,43
Φ	0,75
Fy (Kg/cm ²)	2 800
d (cm)	42,78
S (cm)	13,92

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Se considera una separación de estribos de 10 cm para el tramo 2H.

Tabla XCIX. **Separación de estribos para el tramo Pi**

TRAMO= PI	
Vs (Kg)	6 130,37
As (cm ²)	1,43
Φ	0,75
Fy (Kg/cm ²)	2 800
d (cm)	42,78
S (cm)	20,88

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Se considera una separación de estribos de 15 cm para el tramo PI.

Tabla C. **Separación de estribos para el resto de la viga**

TRAMO= Resto	
Vs (Kg)	4 597,78
As (cm ²)	1,43
Φ	0,75
Fy (Kg/cm ²)	2 800
D (cm)	42,78
S (cm)	27,84

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Se considera una separación de estribos de 20 cm para el resto de la viga. En cada caso se realiza una comprobación verificando si el Vs (resistencia a cortante acero grado 40), debe ser menor o igual al corte dado por la ecuación.

$$1.1\sqrt{f'c} * bw * d$$

Donde:

F'c = Esfuerzo máximo de compresión del concreto (Kg/cm²)

Bw = Base de la viga (cm)

D = Peralte de la viga (cm)

Si se cumple la condición anterior se utiliza el espaciamiento obtenido por la ecuación $S = \frac{\emptyset * As * Fy * d}{Vs}$

Donde:

S = Espaciamiento de estribos (cm)

As = Área de acero en cm² (Dependiendo de la varilla que se utilizará para el estribo)

Fy = Esfuerzo máximo que corresponde al acero (Kg/cm²)

D = Peralte de la viga (cm)

Vs = resistencia a corte del acero (Kg)

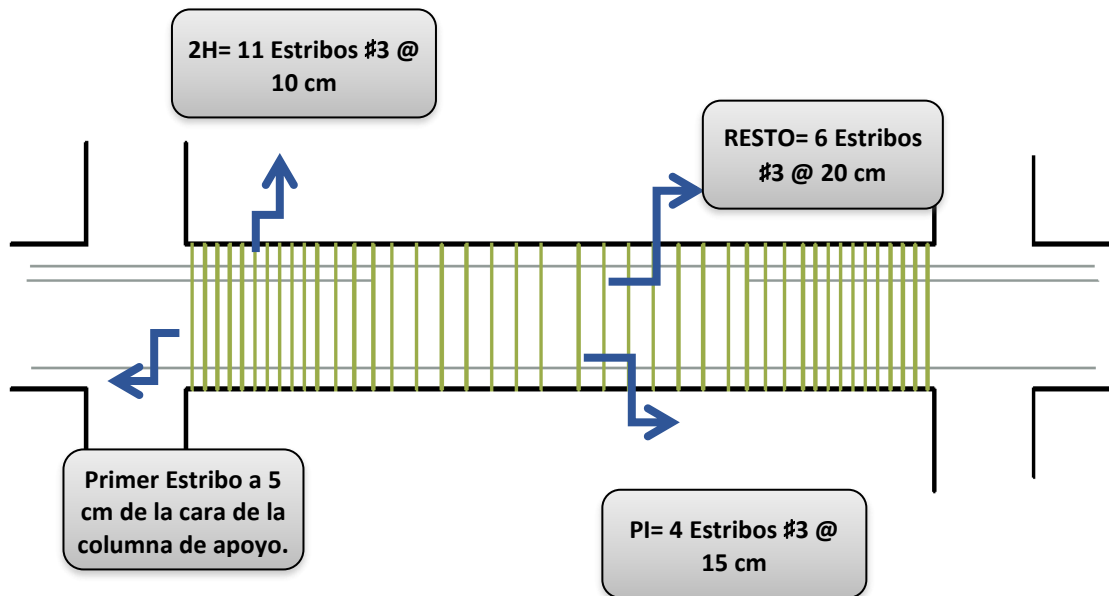
Si la condición no se cumpliera entonces se utilizarán los espaciamientos brindados por el código ACI 318-14, 18.4.2.4.

Tabla Cl. Espaciamientos brindados por el código ACI 318-14

No exceder centímetros			No exceder centímetros		
EI menor	d/4	10,69	EI menor	d/2	21,39
	8 veces Φ Var Long # 8	20,32		16 veces Φ Var Long #8	40,64
	24 veces Φ estribo #4	30,48		48 veces Φ estribo #4	60,96
	12 pulgadas	30,48		24 pulgadas	60,96

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 25. Armado propuesto para la viga "A" 2-3



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

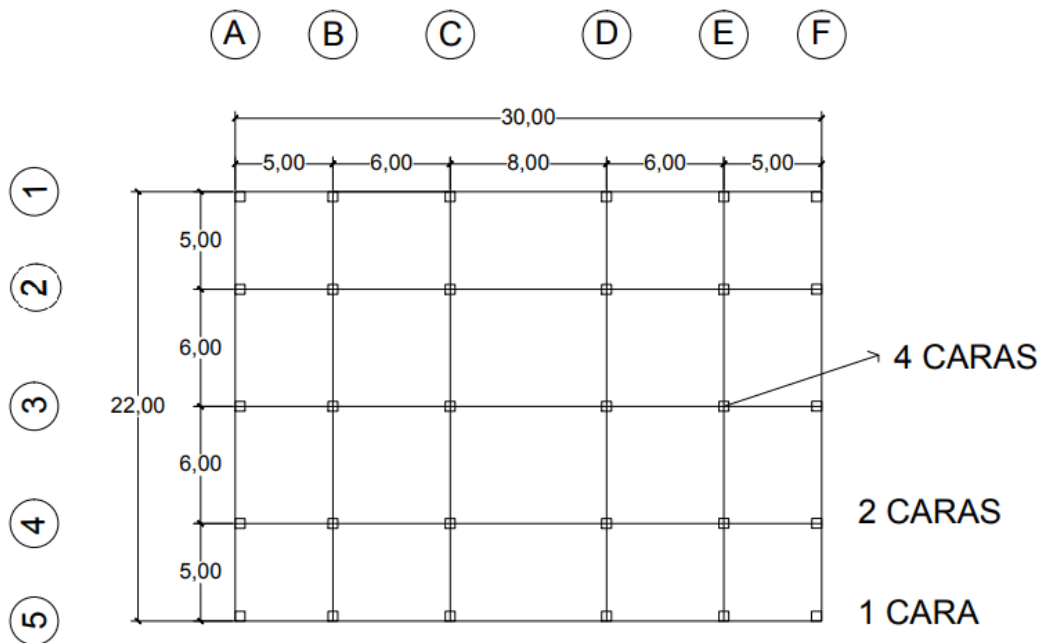
5.6.3. Análisis de columnas

Se realizará el diseño de columnas, se ejecutarán y verificará si esas cumplen con las condiciones que demanda la estructura.

5.6.3.1. Predimensionamiento de columnas

Se necesita saber el número de columnas por nivel, esto es necesario para poder realizar un predimensionamiento.

Figura 26. Distribución de columnas en la estructura



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla CII. **Número de columnas por nivel**

Caras	No. Columnas	Eq. A 4 caras	Observaciones
1	4	1	De esquina
2	14	7	Intermedias-Exteriores
4	12	12	Interiores
Total Columnas Eq. 4 caras		20	

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla CIII. **Carga axial última que llega a cada columna**

Peso (ton)	689,04
Columnas	20
PU (ton)	34,45
PU (kg)	35 000

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Para encontrar la carga axial que llega a cada columna, utilizamos el peso del edificio y lo dividimos por el número de columnas que hay en el nivel.

Se necesita calcular A_g (Área gruesa) para poder obtener el predimensionamiento de las columnas, esto se consigue por medio de la ecuación:

$$P_u = \frac{A_g * F'_c}{10}$$

Donde:

P_u = Carga ultima (Kg)

A_g = Área gruesa (cm²)

F'_c = Esfuerzo máximo de compresión del concreto (kg/cm²)

Tabla CIV. **Área gruesa de columna**

f'c	280
Pu	35 000
Ag (cm2)	1 250

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

El área gruesa, en este caso, se obtiene al despejarla de la fórmula de carga última. Se busca la relación lado largo/lado corto del edificio para poder obtener un factor, el cual se utilizará para obtener las dimensiones de la columna. La relación largo/corto del edificio brinda un factor de 1,36, una vez obtenido el factor se procede a realizar una división entre el área gruesa y el factor obtenido de la relación lado largo/ lado corto; a este resultado se le saca su raíz cuadrada y obtenemos el lado corto de la columna; luego se realiza la división de área gruesa y lado corto de columna y aquí se obtiene el lado largo de la columna.

Tabla CV. **Predimensionamiento de columnas**

SECCIÓN COLUMNA	
Lado corto (cm)	Lado largo (cm)
31	41
40	50

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Las dimensiones dadas son de 30 x 41 cm, en este caso se las dimensiones se redondearán a 40 x 50 cm por facilidad para su construcción.

5.6.3.2. Propiedades de estabilidad

Para este caso se utilizarán las columnas de mayor altura, las cuales serán las del cuarto nivel; se verificará si el piso es estable o si las fuerzas que llegan a este lo vuelven inestable, para ellos utilizaremos la ecuación:

$$Q = \frac{\sum Pu * \Delta}{Vus * H}$$

Donde:

Q = Índice de estabilidad

Pu = Peso por nivel (kg)

Δo = Desplazamiento lateral producido (cm)

Vus = Fuerza lateral que actúa sobre el piso (Kg)

H = Altura de piso (cm)

Para poder encontrar el índice de estabilidad es necesario encontrar el desplazamiento lateral relativo (Δo), el cual se obtendrá dependiendo de las condiciones a las cuales se encuentre nuestras columnas, estas podrán ser empotrado-empotrado o cantiléver (voladizo), para cada caso tendremos una ecuación a utilizar y estas serán:

- Empotrado-empotrado:

$$\Delta o = \frac{F_{\text{piso}}}{\#Col * E_c * t} * \left[\left(\frac{H}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{H}{d} \right) \right]$$

Donde:

Δo = Desplazamiento lateral relativo

F_{piso} = Fuerza de piso (kg)

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (Kg/cm²)

T = Espesor de columna transversal al marco a considerar (cm²)

H = Alturas a ejes por nivel (cm)

d = Profundidad de la columna longitudinal al marco a considerar menos, el recubrimiento

- En voladizo:

$$\Delta o = \frac{F_{\text{piso}}}{\#Col * E_c * t} * \left[4 \left(\frac{H}{d} \right)^3 + 3 \left(\frac{H}{d} \right) \right]$$

Donde:

Δo = Desplazamiento lateral relativo

F_{piso} = Fuerza de piso (kg)

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (Kg/cm²)

T = Espesor de columna transversal al marco a considerar (cm²)

H = Alturas a ejes por nivel (cm)

d = Profundidad de la columna longitudinal al marco a considerar menos, el recubrimiento

Se calcula el desplazamiento lateral relativo del nivel 1 y el marco 1, esto como parte del ejemplo.

Tabla CVI. **Cálculo de desplazamiento lateral relativo**

H (cm)	275
d (cm)	35

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

	Empotrado- Empotrado	Cantiléver (Voladizo)
Relación	797,75	3 108,52

Fuerza de piso (kg)	2 162,26	2 162,26
# Columnas	6	6
Ec (kg/cm²)	252 671,33	252 671,328
T (cm)	50	50

Relación	2,85253E-05	2,85253E-05
-----------------	-------------	-------------

Δ total	0,015	0,056
----------------	--------------	--------------

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Una vez obtenido el desplazamiento lateral relativo, es posible calcular el índice de estabilidad.

Tabla CVII. **Cálculo del índice de estabilidad**

Peso del nivel (kg)	604 421	604 421
Δ (cm)	0,015	0,056
Vus (kg)	18 018,80	18 018,80
H (cm)	275,00	275,00

Q	0,002	0,007
	SIN LADEO	SIN LADEO

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

El código ACI 318-11 sección 10.10.5.1, indica que si el índice de estabilidad nos da como resultado un número menor o igual a 0,05 se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) el elemento estructural, en ambos casos, se observa, que los elementos estructurales presentan un comportamiento arriostrado, todos los elementos de la edificación son empotrados, así que el nivel presenta un comportamiento arriostrado (sin desplazamiento lateral).

5.6.3.3. Efectos de esbeltez

Tabla CVIII. **Dimensiones de viga y columna**

Viga	Sección (cm)
	35
	50
	Sección (cm)
Columna	50
	40

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Es necesario calcular la inercia de los elementos estructurales.

Tabla CIX. **Inercia de viga y columna**

Inercia (cm⁴)	
Viga	364 583,33
Columna	266 666,67

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Por medio de la tabla 6.6.3.1.1(a) del ACI 318.14 obtenemos los momentos de inercia de las columnas y las vigas.

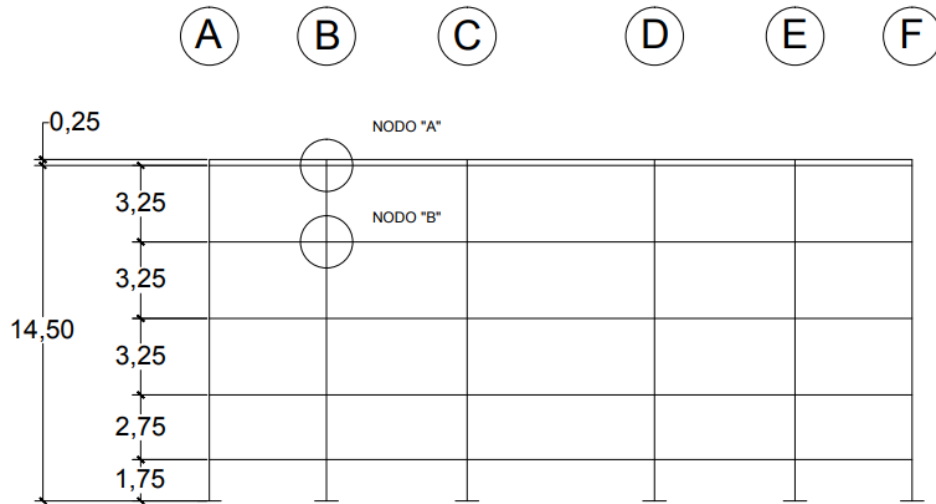
Tabla CX. **Momentos de inercia de la viga y columna**

Viga	0,35 lg	127 604,20
Columna	0,70 lg	186 666,67

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Una vez obtenidos los momentos de inercia, se buscan los factores de modificación, esto se realiza por medio de nodos; se utilizará una imagen como referencia para poder observar sobre qué nodos se realizará el trabajo.

Figura 27. **Nodos utilizados para factores de modificación**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD,

Los factores de modificación de cada elemento (viga y columna) se obtendrán de la sumatoria de los cocientes entre el momento de inercia (de cada elemento) y la longitud de cada elemento que rodee al elemento estructural (L1 y L2).

$$K_a \text{ o } K_b \text{ columna} = \frac{\text{momento de inercia columna}}{L_{\text{columna 1}}} + \frac{\text{momento de inercia columna}}{L_{\text{columna 2}}}$$

$$K_a \text{ o } K_b \text{ viga} = \frac{\text{momento de inercia viga}}{L_{\text{viga 1}}} + \frac{\text{momento de inercia viga}}{L_{\text{viga 2}}}$$

Una vez obtenido cada cociente “K” (tanto de las columnas como los de la viga) se realiza nuevamente una división con las sumatorias de cada coeficiente “K” ($\sum K_{\text{columnas}} / \sum K_{\text{vigas}}$) y con esto obtendremos el facto de modificación de cada nodo.

- Nodo A:

Tabla CXI. **Alturas y longitudes de los elementos del nodo "A"**

H1 COLUMNA	0
H2 COLUMNA	350
L1 VIGA	500
L2 VIGA	600

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla CXII. **Factor de modificación del nodo "A"**

Kcolumna	533,33
Kviga	467,88
Ψ_a	1,14

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

- Nodo B:

Tabla CXIII. **Alturas y longitudes de los elementos del nodo "B"**

H1 COLUMNA	350
H2 COLUMNA	325
L1 VIGA	500
L2 VIGA	600

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla CXIV. **Factor de modificación del nodo "B"**

Kcolumna	1 107,69
Kviga	467,88
Ψ_b	2,37

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Con los factores de modificación a y b podemos buscar los valores de *k* “Factor de longitud efectiva”; esto se realiza por medio de la tabla 6.2.5. Del ACI 318-14.

Tabla CXV. Factores de longitud efectiva

CON LADEO		SIN LADEO	
K	1,55	K	0,83

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Para calcular si en este se considerara los efectos de esbeltez. Para las columnas de este nivel debe encontrarse el radio de giro “*r*” y la altura de nivel, la altura ya se conoce y el radio de giro el ACI 318-14 sección 10.10.1.2. Lo define como 0,3 la dimensión total de la sección tomando el caso de elementos rectangulares.

Tabla CXVI. Radio de giro y altura del nivel

Radio 0.3 Secc Col	12
Altura	300

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Para verificar la comprobación utilizaremos las siguientes ecuaciones:

- Para elementos sometidos a compresión no arriostrados:

$$\frac{KLu}{r} \leq 22$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva (no arriostrados)

Lu = Altura de nivel

r = Radio de giro

- Para elementos sometidos a compresión arriostrados:

$$\frac{KLu}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$

y

$$\frac{KLu}{r} \leq 40$$

K = Factor de longitud efectiva (arriostrados)

Lu = Altura de nivel

r = Radio de giro

M₁ = El momento menor mayorado de uno de los extremos de un miembro en compresión

M₂ = El mayor momento mayorado en los extremos de un miembro a compresión

Tabla CXVII. **Resultados de las ecuaciones para comprobar efectos de esbeltez**

Relación	38,75	considerar esbeltez	CON LADEO
	20,75	columna corta	SIN LADEO
	20,75	columna corta	SIN LADEO

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

El código ACI 314-18 sección 6.2.5. indica que en caso que las dos condiciones anteriores se cumplan (a y b) pueden ignorarse los efectos de esbeltez; adicional debemos recordar que el índice de estabilidad cumplió de manera correcta, en este caso las columnas de este nivel son arriostradas (sin desplazamiento lateral) y sin efectos de esbeltez, se toman las columnas del ultimo nivel debido a que son las de mayor altura; por lo tanto se consideran como las críticas para efectos de esbeltez; si estas columnas pueden despreciar los efectos de esbeltez, las columnas de los otros niveles también pueden ignorarlos, ya que los efectos de esbeltez dependen de la que presentan las columnas.

5.6.3.4. Carga crítica de pandeo

Para realizar el cálculo de la carga crítica de pandeo de nuestra columna es necesario obtener la rigidez de la misma, para esto se utiliza la ecuación:

$$(EI)_{eff} = 0.25 * (Ec) * (Ig)$$

Donde:

$(EI)_{eff}$ = Rigidez de columna

E_c = Modulo de elasticidad del concreto

I_g = Momento de inercia de la columna

Tabla CXVIII. Rigidez de columna

f'c	280
Ec	252 671,33
Ig	266 666,67
(EI)eff	16 844 755 200,89

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Con la rigidez de columna es posible calcular la carga crítica de pandeo utilizando la ecuación:

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(Klu)^2}$$

Donde:

P_c = Carga crítica que soporta la columna (Kg)

E_{eff} = Rigidez de columna

K_{lu} = Factor de longitud efectiva ($K_{sin\ ladeo}$ para este caso / H)

Tabla CXIX. **Carga crítica que soporta la columna**

Pc (kg)	2 681 425,62
----------------	--------------

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.6.3.5. Factor de magnificación

El ACI 318-14 indica que si las columnas que se estén diseñando presentan efectos de esbeltez, será necesario recurrir al factor de magnificación, el cual se presenta en la sección 6.6.4.5.2. Para elementos arriostrados y en la sección 6.6.4.6. Para elementos no arriostrados, en este caso debido que las columnas cumplen con la sección 6.2.5. Podemos desprestigiar los efectos de esbeltez y es permitido saltar al siguiente paso.

5.6.4. Momentos de columnas

Los momentos de las columnas fueron efectuados para el marco "3".

5.6.4.1. Momentos de columna por carga viva

Tabla CXX. Momentos de columna carga viva marco "3" (Kg-m)

	A M Col	B M Col	C M Col	D M Col	E M Col	F M Col
Techo	T-A	T-B	T-C	T-D	T-E	T-F
	731,15	260,74	837,00	837,00	260,74	731,15
Nivel 4	430,09	159,03	555,45	555,45	159,03	430,09
	4-A	4-B	4-C	4-D	4-E	4-F
	1 609,37	579,57	1 905,45	1 905,45	579,57	1 609,37
Nivel 3	975,38	363,60	1 295,47	1 295,47	363,60	975,38
	3-A	3-B	3-C	3-D	3-E	3-F
	2 154,66	784,14	2 645,47	2 645,47	784,14	2 154,66
Nivel 2	1 305,85	491,94	1 798,60	1 798,60	491,94	1 305,85
	2-A	2-B	2-C	2-D	2-E	2-F
	2 485,13	912,48	3 148,60	3 148,60	912,48	2 485,13
Nivel 1	1 603,31	607,20	2 251,10	2 251,10	607,20	1 603,31
	1-A	1-B	1-C	1-D	1-E	1-F
	3 018,45	1 111,85	3 871,10	3 871,10	1 111,85	3 018,45
Zapatas	2 235,89	842,19	3 086,63	3 086,63	842,19	2 235,89

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.6.4.2. Momento de columna por carga muerta

Tabla CXXI. Momentos de columna carga muerta marco "3" (Kg-m)

	A	B	C	D	E	F
	M Col	M Col	M Col	M Col	M Col	M Col
Techo	T-A	T-B	T-C	T-D	T-E	T-F
	1 133,29	404,14	1 297,35	1 297,35	404,14	1 133,29
Nivel 4	666,64	246,49	860,94	860,94	246,49	666,64
	4-A	4-B	4-C	4-D	4-E	4-F
Nivel 3	2 494,53	898,34	2 953,44	2 953,44	898,34	2 494,53
	1 511,83	563,58	2 007,99	2 007,99	563,58	1 511,83
Nivel 2	3-A	3-B	3-C	3-D	3-E	3-F
	3 339,72	1 215,42	4 100,49	4 100,49	1 215,42	3 339,72
Nivel 1	2 024,07	762,50	2 787,84	2 787,84	762,50	2 024,07
	2-A	2-B	2-C	2-D	2-E	2-F
Zapatas	3 851,96	1 414,35	4 880,34	4 880,34	1 414,35	3 851,96
	2 485,13	941,16	3 489,20	3 489,20	941,16	2 485,13
Zapatas	1-A	1-B	1-C	1-D	1-E	1-F
	4 678,60	1 723,37	6 000,20	6 000,20	1 723,37	4 678,60
Zapatas	3 465,63	1 305,40	4 784,28	4 784,28	1 305,40	3 465,63

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.6.4.3. Momentos de columna por carga sísmica

Tabla CXXII. Momento de columna carga sísmica marco "3" (Kg-m)

	A	B	C	D	E	F
	M Col	M Col	M Col	M Col	M Col	M Col
Techo	T-A	T-B	T-C	T-D	T-E	T-F
	706,80	1 413,61	1 413,61	1 413,61	1 413,61	706,80
Nivel 4	706,80	1 413,61	1 413,61	1 413,61	1 413,61	706,80
	4-A	4-B	4-C	4-D	4-E	4-F
Nivel 3	1 252,41	2 504,81	2 504,81	2 504,81	2 504,81	1 252,41
	3-A	3-B	3-C	3-D	3-E	3-F
Nivel 2	2 343,61	4 687,22	4 687,22	4 687,22	4 687,22	2 343,61
	2-A	2-B	2-C	2-D	2-E	2-F
Nivel 1	2 826,26	5 652,52	5 652,52	5 652,52	5 652,52	2 826,26
	1-A	1-B	1-C	1-D	1-E	1-F
Zapatas	3 391,89	6 783,79	6 783,79	6 783,79	6 783,79	3 391,89

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.6.4.4. Envolventes de momentos de columnas

Tabla CXXIII. Envolventes de momentos de columnas marco "3" (Kg-m)

COLUMNA EJE A			
1,7L+1,4D	0,75(1,7L+1,4D)+E	0,9D+E	Max Valor
2 829,57	2 828,98	1 726,76	2 829,57
1 664,45	1 955,14	1 306,78	1 955,14
NIVEL 4			
6 228,27	5 923,61	3 497,48	6 228,27
3 774,71	4 083,44	2 613,06	4 083,44
NIVEL 3			
8 338,53	8 597,51	5 349,36	8 597,51
5 053,65	6 133,85	4 165,28	6 133,85
NIVEL 2			
9 617,47	10 039,36	6 293,02	10 039,36
6 204,82	7 479,87	5 062,88	7 479,87
NIVEL 1			
11 681,40	12 152,94	7 602,63	12 152,94
8 652,89	9 881,56	6 510,96	9 881,56

COLUMNA EJE B			
1,7L+1,4D	0,75(1,7L+1,4D)+E	0,9D+E	Max Valor
1 009,06	2 170,40	1 777,34	2 170,40
615,43	1 875,18	1 635,45	1 875,18
NIVEL 4			
2 242,94	4 187,02	3 313,31	4 187,02
1 407,12	3 560,15	3 012,03	3 560,15
NIVEL 3			
3 034,63	6 963,19	5 781,10	6 963,19
1 903,79	6 115,06	5 373,47	6 115,06
NIVEL 2			
3 531,30	8 300,99	6 925,43	8 300,99
2 349,86	7 414,91	6 499,56	7 414,91
NIVEL 1			
4 302,87	10 010,94	8 334,82	10 010,94
3 259,29	9 228,25	7 958,64	9 228,25

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

COLUMNA EJE C			
1,7L+1,4D	0,75(1,7L+1,4D)+E	0,9D+E	Max Valor
3 239,19	3 843,00	2 581,22	3 843,00
2 149,58	3 025,79	2 188,45	3 025,79
NIVEL 4			
7 374,08	8 035,37	5 162,91	8 035,37
5 013,49	6 264,93	4 312,00	6 264,93
NIVEL 3			
10 237,99	12 365,71	8 377,66	12 365,71
6 960,60	9 907,67	7 196,28	9 907,67
NIVEL 2			
12 185,10	14 791,34	10 044,82	14 791,34
8 711,74	12 186,32	8 792,80	12 186,32
NIVEL 1			
14 981,14	18 019,64	12 183,96	18 019,64
11 945,26	15 742,73	11 089,63	15 742,73

COLUMNA EJE D			
1,7L+1,4D	0,75(1,7L+1,4D)+E	0,9D+E	Max Valor
3 239,19	3 843,00	2 581,22	3 843,00
2 149,58	3 025,79	2 188,45	3 025,79
NIVEL 4			
7 374,08	8 035,37	5 162,91	8 035,37
5 013,49	6 264,93	4 312,00	6 264,93
NIVEL 3			
10 237,99	12 365,71	8 377,66	12 365,71
6 960,60	9 907,67	7 196,28	9 907,67
NIVEL 2			
12 185,10	14 791,34	10 044,82	14 791,34
8 711,74	12 186,32	8 792,80	12 186,32
NIVEL 1			
14 981,14	18 019,64	12 183,96	18 019,64
11 945,26	15 742,73	11 089,63	15 742,73

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

COLUMNA EJE E			
1,7L+1,4D	0,75(1,7L+1,4D)+E	0,9D+E	Max Valor
1 009,06	2 170,40	1 777,34	2 170,40
615,43	1 875,18	1 635,45	1 875,18
NIVEL 4			
2 242,94	4 187,02	3 313,31	4 187,02
1 407,12	3 560,15	3 012,03	3 560,15
NIVEL 3			
3 034,63	6 963,19	5 781,10	6 963,19
1 903,79	6 115,06	5 373,47	6 115,06
NIVEL 2			
3 531,30	8 300,99	6 925,43	8 300,99
2 349,86	7 414,91	6 499,56	7 414,91
NIVEL 1			
4 302,87	10 010,94	8 334,82	10 010,94
8 652,89	13 273,45	7 958,64	13 273,45

COLUMNA EJE F			
1,7L+1,4D	0,75(1,7L+1,4D)+E	0,9D+E	Max Valor
2 829,57	2 828,98	1 726,76	2 829,57
1 664,45	1 955,14	1 306,78	1 955,14
NIVEL 4			
6 228,27	5 923,61	3 497,48	6 228,27
3 774,71	4 083,44	2 613,06	4 083,44
NIVEL 3			
8 338,53	8 597,51	5 349,36	8 597,51
5 053,65	6 133,85	4 165,28	6 133,85
NIVEL 2			
9 617,47	10 039,36	6 293,02	10 039,36
6 204,82	7 479,87	5 062,88	7 479,87
NIVEL 1			
11 681,40	12 152,94	7 602,63	12 152,94
8 652,89	9 881,56	6 510,96	9 881,56

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

5.6.5. Diseño de columnas

Por razones didácticas se realiza el ejemplo del diseño de una columna.

5.6.5.1. Límites dimensionales

El código ACI 318.14 establece parámetro a cumplir con las dimensiones de las columnas, esto en la sección 18.7. Estos parámetros son:

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser de al menos 12 pulg. (30 cm).

En este caso, nuestra columna cuenta con medidas pre dimensionadas de 30 x 40 cm con la cual la hipotenusa de la misma tiene una medida de 50 cm, cumple con la condición “A”.

- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser de al menos 0,4.

La relación de las medidas de la columna propuesta es de 0,75, por lo tanto nuevamente se cumplen con la condición “B”, los límites dimensionales se cumplen.

5.6.5.2. Resistencia mínima a flexión de columnas

El código ACI 318-14 deben satisfacer con lo establecido en la sección 18.7.3., entre estos parámetros tomamos que la sumatoria de momentos nominales en columnas que llegan al nodo debe ser mayor o igual a 6/5 de la sumatoria de momentos nominales de las vigas que llegan al nodo ($\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{cv}$).

Es necesario verificar que los momentos de columnas cumplan con lo especificado en el código ACI, aunque se debe prestar atención para que las columnas no se sobrediseñen ya que en este caso el afectado sería el nodo y con esto podríamos conseguir una falla de tipo frágil. El Ingeniero Mario Corzo

propone establecer límites que nos garantizaran que se cumpla con el código y el nodo se comporte de una manera armónica.

5.6.5.2.1. Método de matrices

En este caso, el Ingeniero Mario Corzo nos propone este método para obtener un límite, el cual debemos respetar para conseguir un sistema de nodos que trabaje de forma dúctil.

El método consiste en determinar los casos que pueden presentarse en un nodo estructural.

- Caso 1: Una viga, una columna.
- Caso 2: Dos vigas, una columna.
- Caso 3: Una viga, dos columnas.
- Caso 4: Dos vigas, dos columnas.

Teniendo los casos ya aclarados procedemos a armar matrices, una para vigas y columnas (elementos), esta representara el número de elementos que pueden presentarse.

Elementos =

$$\left[\begin{array}{cc} 1 & 2 \end{array} \right]$$

La matriz obtenida representa la combinación de veces que los elementos pueden presentarse en los casos presentados anteriormente.

Vigas y columnas =

$$\left[\begin{array}{cccc} 1 & 2 & 1 & 2 \\ 1 & 1 & 2 & 2 \end{array} \right]$$

La matriz obtenida representa una las diferentes combinaciones obtenidas de las vigas y las columnas, en los casos presentados anteriormente.

Realizamos una multiplicación de las matrices anteriores con el fin de obtener una combinación entre las matrices (resultante).

$$R =$$

$$\left\{ \begin{array}{cccc} \mathbf{3} & \mathbf{4} & \mathbf{5} & \mathbf{6} \end{array} \right\}$$

El código IBC del año 2000 indica que en el caso de cargas sísmicas o de viento, es permitido aplicar un aumento de hasta una tercera parte de estas cargas; tomando en cuenta esto, se multiplicará la matriz por un valor de (1/3) para aplicar una reducción de cargas.

$$R' = R/3 =$$

$$\left\{ \begin{array}{cccc} \mathbf{1} & \mathbf{1,33} & \mathbf{1,67} & \mathbf{2} \end{array} \right\}$$

Por último, se multiplicará la nueva matriz por el factor 1.2, valor que el ACI 318-14 sección 18.7.3. Indica que es el mínimo permitido en la sumatoria de momentos de vigas respecto a la sumatoria de momentos de columnas en los nodos.

$$R'' = R' * 1,2$$

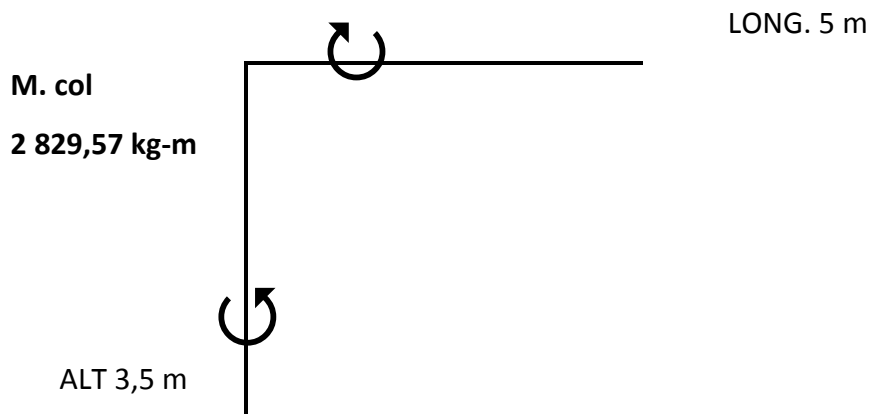
$$\left\{ \begin{array}{cccc} \mathbf{1,2} & \mathbf{1,6} & \mathbf{2} & \mathbf{2,4} \end{array} \right\}$$

Estos serán los valores utilizados en los diferentes casos; se establecieron anteriormente, tomando el 1,2 como valor mínimo y los valores resultantes de la

matriz R” como valores máximos dependiendo del caso, este es el método recomendado por el ingeniero Mario Corzo para cumplir con lo establecido en el ACI 318-14 y así no conseguir un nodo que trabaje de forma dúctil.

Tomando como ejemplo el “Nodo A” del techo, se realiza una comparación entre los momentos de las vigas y las columnas.

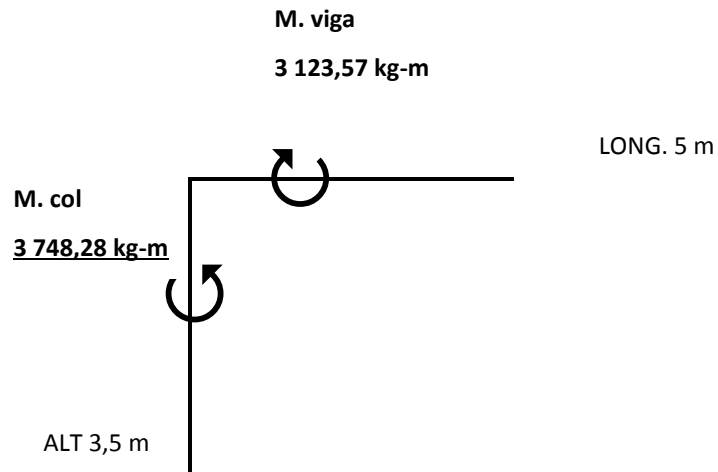
- Tramo A-B (Marco 3, 4to nivel):
M. viga
3 123,57 kg-m



En este caso se observa que la condición presentada por el ACI 318-14 no se cumple, ya que la sumatoria de momentos en columnas no es mayor o igual a 1,2 de la sumatoria de vigas; para el diseño de la columna de este nodo debe modificarse su momento, así que se toma el momento de viga (3 123,57 kg-m) y se multiplica por 1,2, y este será el momento que se utilizará para realizar el diseño de la columna.

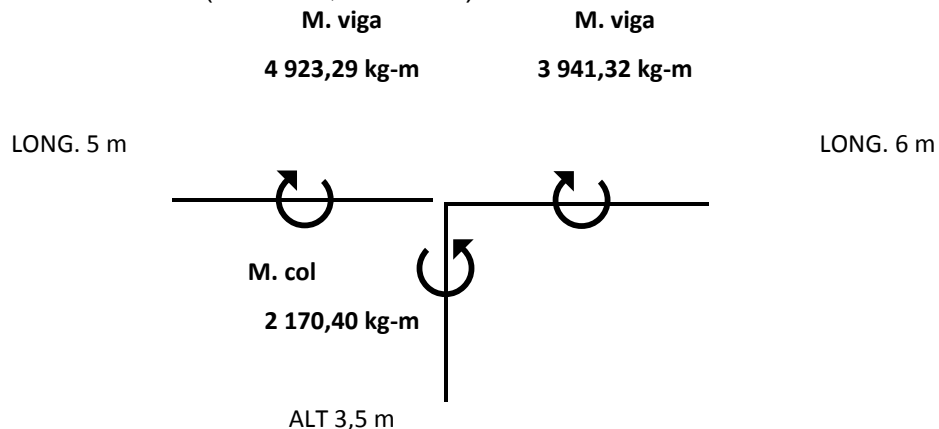
$$3\ 123,57 * 1,2 = 3\ 748,28\ Kg - m$$

El nuevo momento 3 748,28 kg-m se utilizará para realizar el diseño de la columna del tramo A-B del 4to nivel, ya que este cumple con la condición dada por el ACI 318-14; adicionalmente este nuevo momento cumple con el método del ingeniero Corzo, ya que la relación entre las sumatorias de momentos no excede 1,2 que es el límite máximo para este caso.

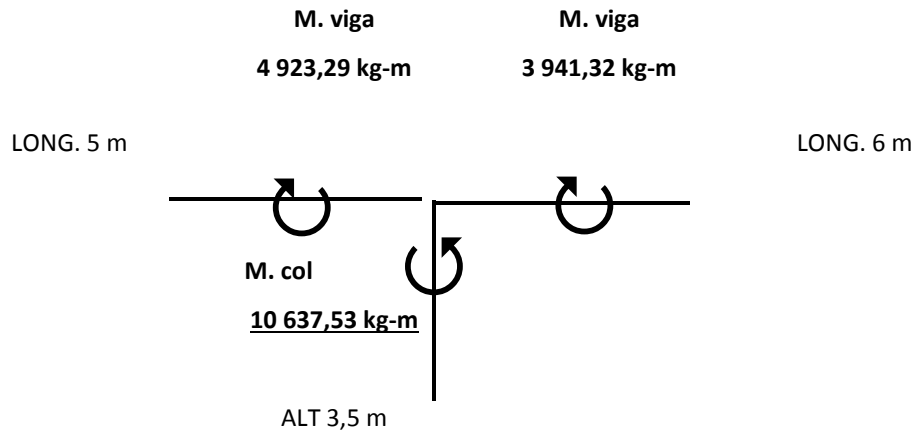


Con el nuevo momento en el nodo A se procederá a realizar el diseño de columna.

- Tramo B-C (Marco 3, 4to nivel):



La sumatoria de momentos en las vigas para el tramo B-C es de 8 864,61 kg-m, por lo tanto es necesario multiplicar el resultado por 1,2 y con esto se obtendrá el momento con el que se debe diseñar la columna en este tramo. Con el método del ingeniero Corzo se establece que el momento de la columna no debe ser mayor a 1,6 veces la sumatoria de momentos de la viga, con esto se mantiene un parámetro que evitará que la columna pueda sobrediseñarse y como consecuencia el nodo llegue a rigidizarse.



Mínimo ACI

318-14

1,2

≤

1,20

≤

Máximo I. C.

1,6

DENTRO DEL

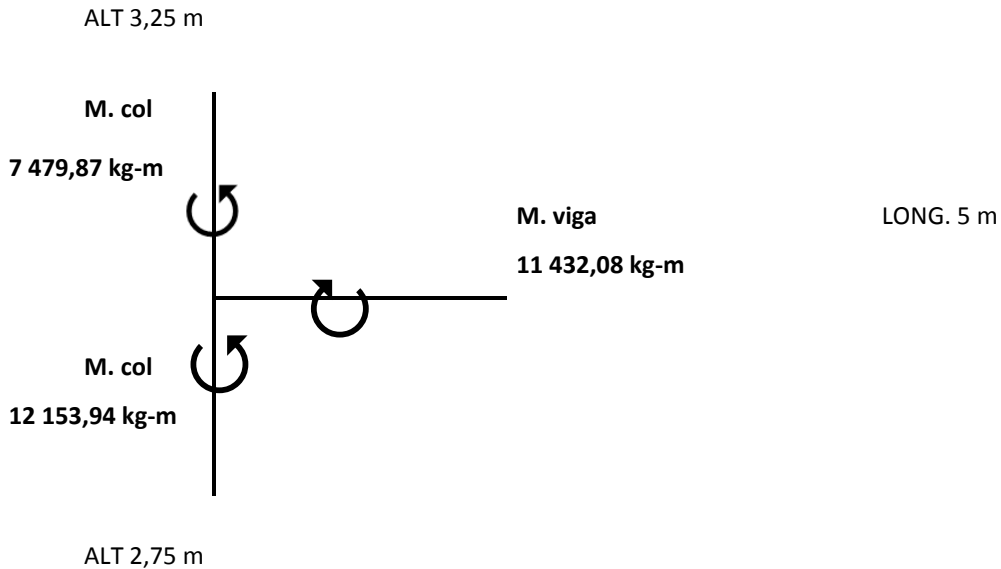
10 637,53

14 183,38

RANGO

En este caso el diseño de la columna del tramo B-C que se encuentra en el marco 3 del 4to nivel puede diseñarse con un valor que vaya de 10 637,53 kg-m hasta los 14 183,38 kg-m debido a que son los límites establecidos por el código ACI 314-18 y por el método del Ingeniero Corzo, el cumplir con estos valores ayudará a crear un sistema armónico en el nodo.

- Tramo A-B (Marco 3, 1er nivel):



$$\Sigma M. columnas = 19\ 633,81\ kg - m$$

$$\Sigma M. vigas = 11\ 432,08\ kg - m$$

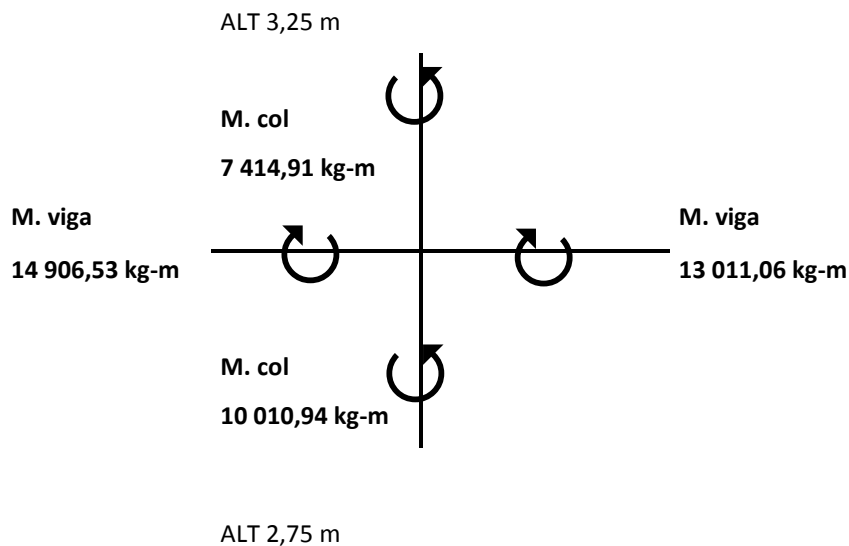
En este caso puede observarse que la sumatoria de momentos en columnas es igual a 19 633,81 kg-m, es mayor a 1,2 veces la sumatoria de momentos en viga que es igual a 11 432,08 kg-m; por lo tanto, es posible realizar el diseño de las vigas sin necesidad de cambiar sus momentos, únicamente se realizará un chequeo por el método del ingeniero Corzo para verificar que los momentos no sean demasiado elevados como para volver rígido el nodo.

	Mínimo ACI		Máximo I. C.	
	1,2	≤	1,71	≤ 2 DENTRO DEL RANGO
	13 718,50		19 633,81	22 864,16
Col 1	5 213,03		7 479,87	8 688,38
Col 2	8 505,47		12 152,94	14 175,78

En este caso puede observarse los límites dados, y dónde se encuentran los momentos que ya poseen las columnas de este nodo, cumple con los límites establecidos, adicional se colocan los momentos mínimos y máximos con los

cuales pueden diseñarse para que se respeten los límites dados por el ACI 318-14 y el método del ingeniero Corzo.

- Tramo B-C (Marco 3, 1er nivel):



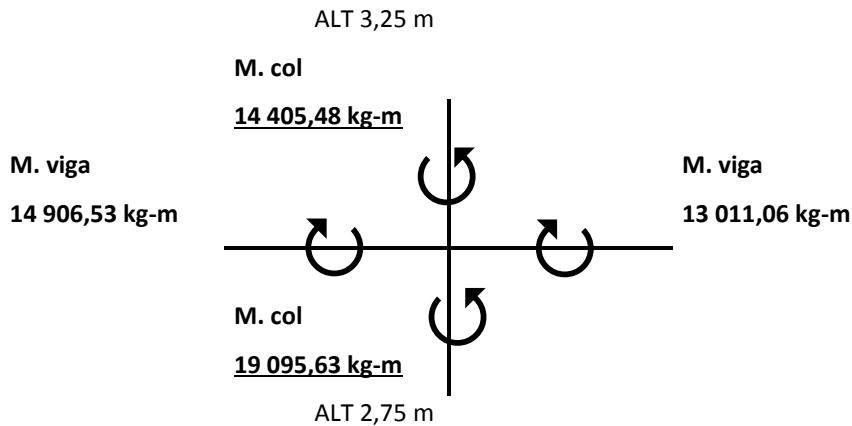
$$\Sigma M. columnas = 17\,425,85 \text{ kg} - m$$

$$\Sigma M. vigas = 27\,917,59 \text{ kg} - m$$

En este caso será necesario modificar los momentos en las columnas para que estos cumplan con los parámetros establecidos por el ACI 318-14 y el método del ingeniero Corzo.

	Mínimo ACI		Máximo I. C.	
	1,2	≤	1,20	≤ 2,4 DENTRO DEL RANGO
	33 501,11		33 501,11	67 002,21
Col 1	14 405,48		14 405,48	28 810,95
Col 2	19 095,63		19 095,63	38 191,26

Se observan los nuevos momentos y el orden en los que deben colocarse en las columnas; estos cumplen con los parámetros establecidos.



Con los nuevos momentos en las columnas, puede empezarse a realizar el diseño de las mismas, estas ahora cumplen con lo mínimo establecido por el ACI 318-14 y con el parámetro dado por el ingeniero Corzo, el cual se utilizará para evitar un sobre diseño.

A partir de este punto para efectos de cálculo se utilizará las columnas del primer nivel que se encuentran en el marco 3.

5.6.5.3. Área de acero para columnas

El ACI 318-14 establece en la sección 18.7.4. Que la cuantilla de acero mínimo para una columna de pórtico especial resistente a momento, debe ser como mínimo de 0,01 A_g y como máximo 0,06 A_g . En este caso el A_g (área gruesa) es igual al área de la columna (40 x 50 cm).

$$A_s \text{ min} = 0,01 (40 \times 50) = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0,06 (40 \times 50) = 120 \text{ cm}^2$$

En este caso el capítulo 10 del código ACI 318-14 sección 10.7.3. Indica que al ser una columna rectangular, esta deberá contener como mínimo 4 varillas las cuales cumplan con el acero mínimo.

Tabla CXXIV. **Varillas propuestas para el acero mínimo**

Varillas	4
No.	8
Φ	2,5400
As var	5,07
As total	20,28

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

La tabla muestra el número de varilla propuesto, el cual se debe verificar si cumple con los límites de cuantillas propuestos por el ACI 318-14, la relación del área de acero total y el área gruesa de la columna debe estar entre 0,01 y 0,06. En este caso la relación es de 0,0101 por lo tanto el número de la varilla propuesta cumple con las especificaciones del ACI.

5.6.5.4. Resistencia axial máxima

La resistencia axial para miembros no pre esforzados hechos de concreto y acero se calcula por medio de la ecuación:

$$P_o = 0,85 * F'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * F_y$$

Donde:

P_o = Resistencia axial (kg o Ton)

F'_c = Resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

A_g = Área gruesa de la columna (cm²)

A_{st} = Área total del refuerzo longitudinal no preesforzado (cm²)

F_y = Resistencia a la fluencia del refuerzo (Kg/cm²)

$$P_o = 556\,330,34 \text{ kg o } 556,33 \text{ Ton}$$

Para efectos de cálculo se utilizará las columnas del primer nivel, debido a que estas serán las que reciban mayor carga axial.

5.6.5.4.1. Resistencia axial máxima

La resistencia axial máxima de la columna será dada por la ecuación:

$$P_{n, \max} = 0,8 P_o$$

$$P_{n, \max} = 0,8 (556\ 330,34) = 445\ 064,27\ Kg\ o\ 445,06\ Ton$$

El capítulo 21 del código ACI 318-14 hace referencia a factores de reducción de resistencia, en este caso para momentos, fuerza axial o la combinación de ambos se aplicará un factor de reducción de resistencia de 0,65, en este caso el valor de P_n , máx. Cambiará.

$$0,65 * P_n \max = 289\ 291,78\ kg\ o\ 289,29\ ton$$

Esta será la resistencia axial máxima que se utilizará para el diseño de columnas.

5.6.5.5. Diagrama de interacción (carga vs momento)

El diagrama de interacción es utilizado para observar el comportamiento en las diferentes secciones de la columna.

Tabla CXXV. Datos no variables de la columna

Altura (cm)	50
Base (cm)	40
f'c (kg/cm²)	280
β	0,85
Fy (kg/cm²)	4 200
εs	0,0021
Es (kg/cm²)	2 000 000
Rec. (cm)	5

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Se realiza el cálculo de dos distancias desde el límite superior de la columna, hasta los refuerzos de la sección transversal.

Tabla CXXVI. Distancia desde el límite superior de la columna hasta las diferentes camas de varillas

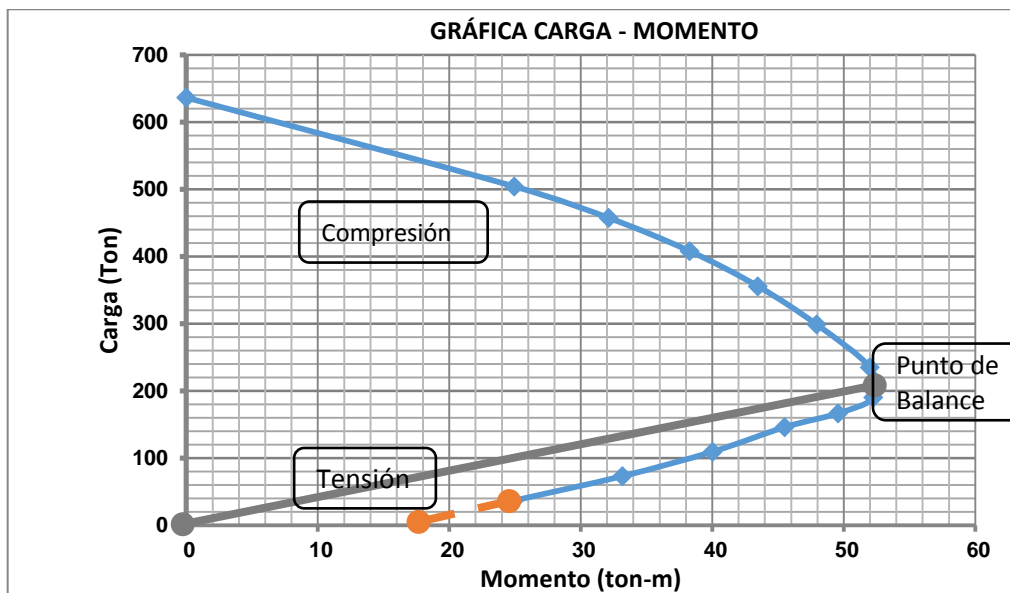
Superior (cm)	6,27
CP	25
Inferior (cm)	43,73

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

A continuación se realiza el diagrama de interacción de las columnas que se diseñarán:

Con los datos obtenidos en la tabla anterior es posible realizar el diagrama tomando los datos de carga y momento de la columna.

Figura 29. **Diagrama de interacción de columnas**



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

En el diagrama se muestra el comportamiento que presentan las secciones de la columna, puede observarse el punto de balance y como este divide la columna en dos partes lo que se encuentra sobre el punto de balance trabajará a compresión y lo que se encuentre bajo el punto de balance trabajara a tensión.

Para terminar el diseño de las columnas del 1er nivel es necesario buscar en que parte de la gráfica se encuentran las columnas, para esto se debe encontrar la carga última de las columnas del 1er nivel y los momentos. La carga última de estas columnas se obtiene por medio de la división del peso del nivel y el número de columnas que soporta ese nivel, los momentos de las columnas ya se conocen.

Tabla CXXVII. Carga última que llega a las columnas nivel 1

Pu, nivel (ton)	604,42
# col	20
Pu col (ton)	30,22105263

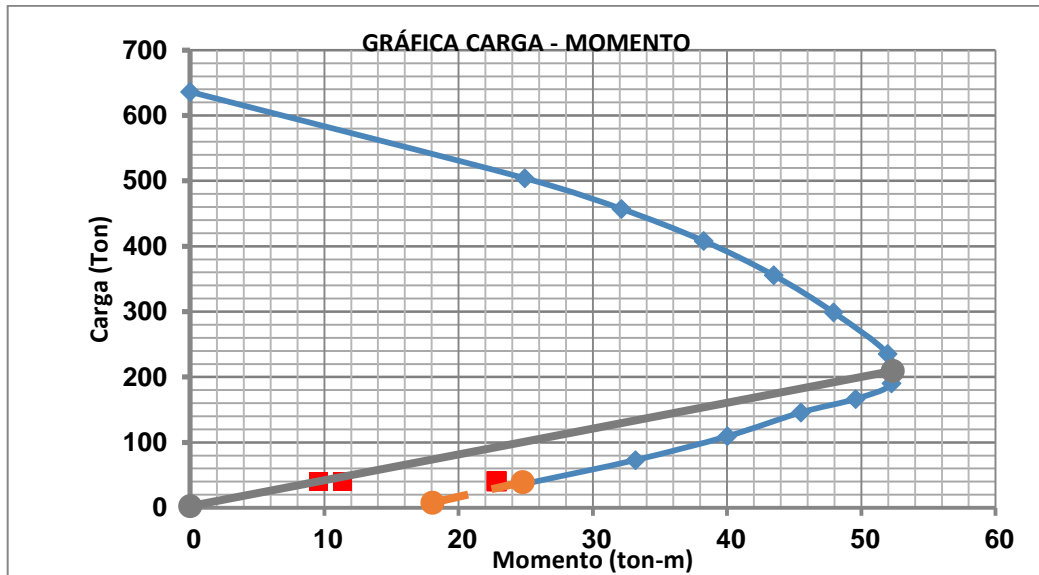
Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla CXXVIII. Cargas y momentos de las columnas nivel 1

EJES NIVEL: Primero						
Columna	A	B	C	D	E	F
Pu (Ton)	30,22	30,22	30,22	30,22	30,22	30,22
Mu (Ton-m)	12,15	10,01	18,01	18,01	10,01	12,15
ÁREA TRIBUTARIA MÁXIMA					42	m2

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 30. Posición de columnas en el diagrama de interacción



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

En la gráfica puede observarse que las columnas del 1er nivel de la edificación se encuentran cerca del punto de balance y bajo este, con esto se

concluye que las columnas trabajarán a tensión y con porcentaje muy bajo de su capacidad total.

5.6.5.6. Longitud de confinamiento para columnas

El capítulo 18 del código ACI 318-14 establece que la longitud de desarrollo para las columnas debe ser la mayor entre las siguientes 3 opciones:

- La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión. (En este caso 40 cm).
- Un sexto de la luz libre de la columna. (en este caso 45,83 cm).
- 18 pulg. (45 cm).

En este caso se toma la mayor de las 3 opciones la cual sería “B” pero por facilidad tomaremos 45 cm en lugar de los 45,83 cm.

5.6.5.7. Refuerzo transversal para columnas

Para el refuerzo transversal de la columna es necesario cumplir con lo especificado en el capítulo 18.5.7.3., y 18.5.7.5. En el cual se indica los espaciamientos mínimos, tanto para área de confinamiento como para el resto de la columna.

Para la definir el espaciamiento de estribos en la longitud de confinamiento de la columna, se deberá cumplir con (se utilizará las columnas del primer nivel):

- La cuarta parte de la dimensión menor de la columna (7,5 cm).
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal (13,33 cm).
- S, según se calcule por medio de la ecuación:

$$S = 4 + \left(\frac{14-Hx}{3}\right)$$

Donde:

S = Espaciamiento del refuerzo transversal (pulg)

H_x = espaciamiento máximo medido centro a centro entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios

o ramas de estribos cerrados de confinamiento alrededor del perímetro de una columna (pulg).

El capítulo 18.5.7.3. Hace ver que S no debe ser tomado en cuenta si es menor de 4 pulg. Y no debe ser mayor de 6 pulg., el valor máximo de H_x aceptado por el ACI es de 8 pulg.

Por lo tanto, al efectuar la ecuación con el valor máximo de $H_x = 8$ pulg. El resultado es 6 pulg, esto se multiplica por 2,54 para convertirlo en centímetros y el resultado es 15,24 cm; por lo tanto, la distancia del refuerzo transversal en el área de confinamiento será de 7 cm por ser la menor.

Adicionalmente para el cálculo de la separación del refuerzo transversal en la columna el capítulo 18.7.5.5. Se indica que la separación del refuerzo deberá ser la menor entre las siguientes condiciones:

- 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro (13,33 cm).
- 6 pulgadas (15,24 cm). Por lo tanto, en el resto de la columna la separación de estribos será de 13 cm.

5.6.6. Deriva de edificación

En este caso es necesario verificar el desplazamiento horizontal en que la edificación se encuentra dentro del rango permitido, para esto es necesario el cálculo del máximo desplazamiento inelástico (Δ_M), y con esto realizar una comparación con la deriva que se obtuvo durante el proceso.

Para el cálculo del máximo desplazamiento inelástico se utilizará la ecuación:

$$\Delta M = 0,7 R * \Delta s$$

Donde:

Δ_M = Máximo desplazamiento inelástico

R = Factor dependiente del tipo de sistema estructural

Δ_S = Desplazamiento elástico

En este caso el factor "R" es dado por la tabla 1617.6.2. Del UBC-97, para Pórticos resistentes a momentos: de concreto reforzado el factor "R" es 8.

Es necesario verificar el valor de Δ_S , este es posible conocerlo por medio de las ecuaciones:

$$\Delta S = 0,20 Hxs \text{ PARA } T \geq 0,7 \text{ seg}$$

$$\Delta S = 0,25 Hxs \text{ PARA } T < 0,7 \text{ seg}$$

Donde:

Δ_S = Desplazamiento elástico

H_{XS} = Desplazamiento de la altura por debajo de "x"

T = Periodo

Para este caso el periodo de una estructura por predimensionamiento es igual a 0,1 por el número de niveles de la edificación, en este caso la edificación posee 4 niveles así que el periodo para la estructura será de 0,4.

Una vez obtenido el periodo de diseño es posible obtener el desplazamiento elástico:

$$\Delta S = 0,25 * 0,7 * 8$$

$$\Delta S = 1,4 \text{ cm}$$

El Δ_S es el máximo valor de desplazamiento que será permitido para la edificación, se realiza una comparación con el desplazamiento lateral relativo (Δt) para verificar si este es menor, si esto cumple la estructura, cumple con ser armónica, una mezcla entre rígida y dúctil; de lo contrario será necesario realizar cambios de dimensiones de columnas o cantidades de columnas, ya que la estructura sería demasiado dúctil, lo cual produciría fallas en la estructura cuando a ella lleguen las diferentes fuerzas actuantes.

Tabla CXXIX. Comparación entre Δt y Δs

Niveles	H (m)	F (kg)	Ec (kg/cm ²)	Ag (cm ²)	I (cm ⁴)	Gv	#col	Δt (cm)	Δs (cm)
4	325,00	4 832,84	252 671,328	600	20 000	101 068,531	6	0,4611	1,40
3	325,00	3 730,62	252 671,328	600	20 000	101 068,531	6	0,3559	1,40
2	325,00	2 628,39	252 671,328	600	20 000	101 068,531	6	0,2507	1,40
1	275,00	1 526,16	252 671,328	600	20 000	101 068,531	6	0,0886	1,40
Cimiento	175,00	593,51	252 671,328	600	20 000	101 068,531	6	0,0090	1,40

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Aquí puede observarse que los desplazamientos que presentará la edificación cumplen con los desplazamientos obtenidos mediante la deriva máxima del UBC 97.

5.6.7. Densidad de columnas

Para este punto se tomará como densidad de columnas al número de columnas que una obra estructural necesita para resistir a las diferentes fuerzas y momentos a las que será expuesta. En este caso para lograr saber la densidad de columnas de la edificación será necesario contar con el área de la estructura y el área tributaria ideal que resiste una columna, así se podrá aplicar la siguiente ecuación:

$$Densidad\ de\ columnas = \frac{\text{Área de la edificación (m}^2\text{)}}{\text{Área tributaria ideal de columna (m}^2\text{)}}$$

Con esta ecuación podrá obtenerse el número de columnas ideal para que una estructura pueda resistir todos los esfuerzos y funcione de una manera dúctil, además de ser un indicador de seguridad en caso que alguna de las columnas colapse en algún momento de vida útil de la edificación.

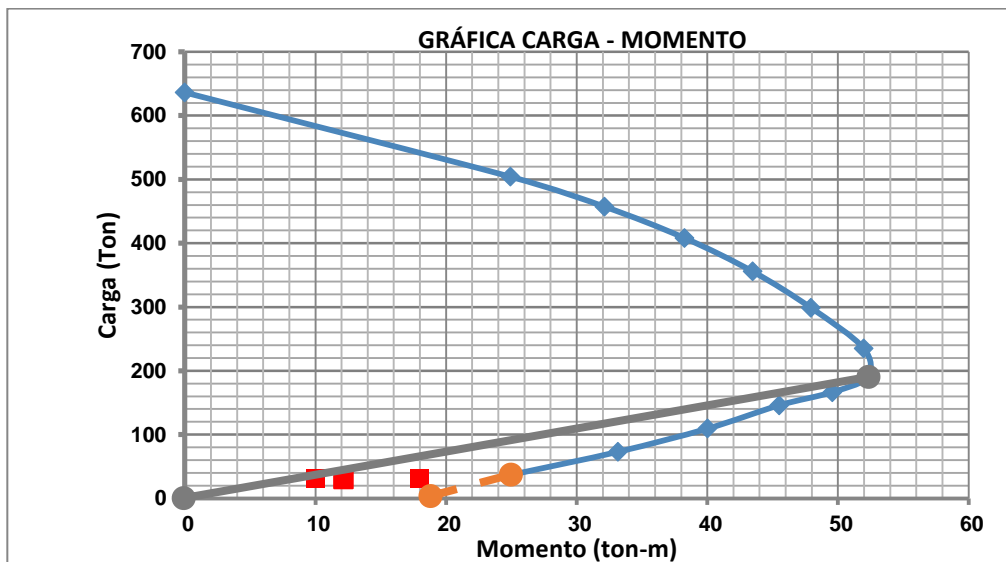
5.6.7.1. Área tributaria ideal para una columna

Para poder encontrar un área tributaria ideal para una columna se procederá a un análisis de prueba y error, colocando y quitando columnas, adicionalmente se modificará la edificación a una ideal (simétrica total, luces de la misma medida) ya que en este caso la edificación es simétrica pero las luces son de diferente medida, lo cual puede complicar el encontrar el área tributaria ideal.

Para este caso se utilizará el diagrama de interacción de las columnas y se procederá a quitar ejes de columnas para verificar en que momento fallan las columnas (salgan del diagrama) y ver qué área tributaria soportan al momento que estas lleguen al límite.

- Diagrama de interacción de la edificación:

Figura 31. Diagrama de interacción de la edificación



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Tabla CXXX. Cargas, momentos y áreas tributarias de la edificación

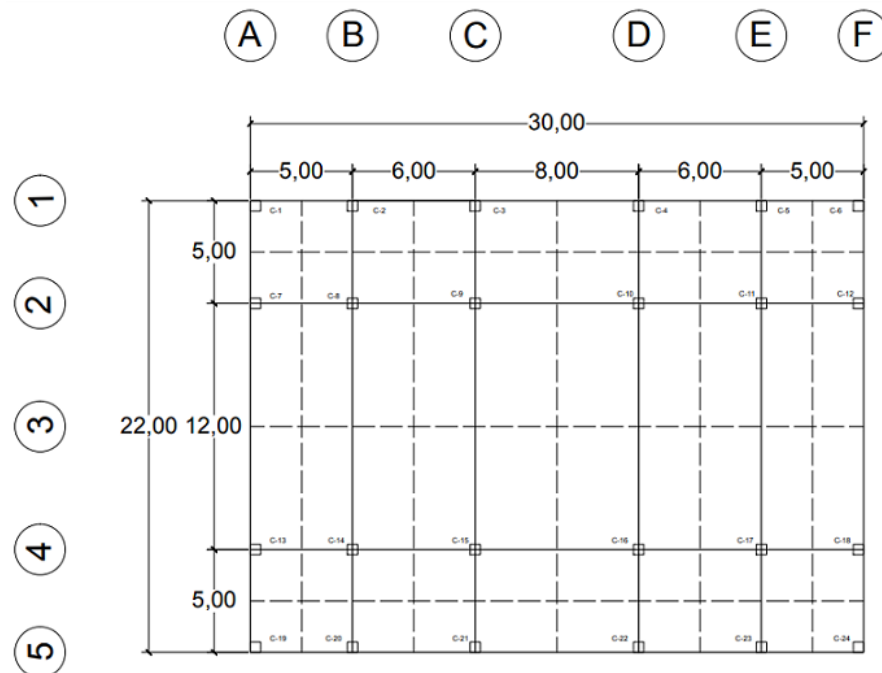
EJES NIVEL: Primer Nivel						
Columna	A	B	C	D	E	F
Pu (Ton)	30,22	30,22	30,22	30,22	30,22	30,22
Mu (Ton-m)	12,15	10,01	18,01	18,01	10,01	12,15
ÁREA TRIBUTARIA MÁXIMA				42		m²
ÁREA TRIBUTARIA MÍNIMA				6,25		m²

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

En este caso se observa los datos que da nuestra edificación con 20 columnas, y como estas se encuentran esparcidas en el diagrama, en este caso se tomaron las columnas del primer nivel, ya que son las que muestran el comportamiento crítico en la edificación, ahora se procede a quitar ejes y hacer la comparativa de área tributarias, en este caso se empezó con 42 m² como área tributaria ideal.

- Diagrama de interacción sin eje "3" (-5 col):

Figura 32. Edificación sin eje "3"



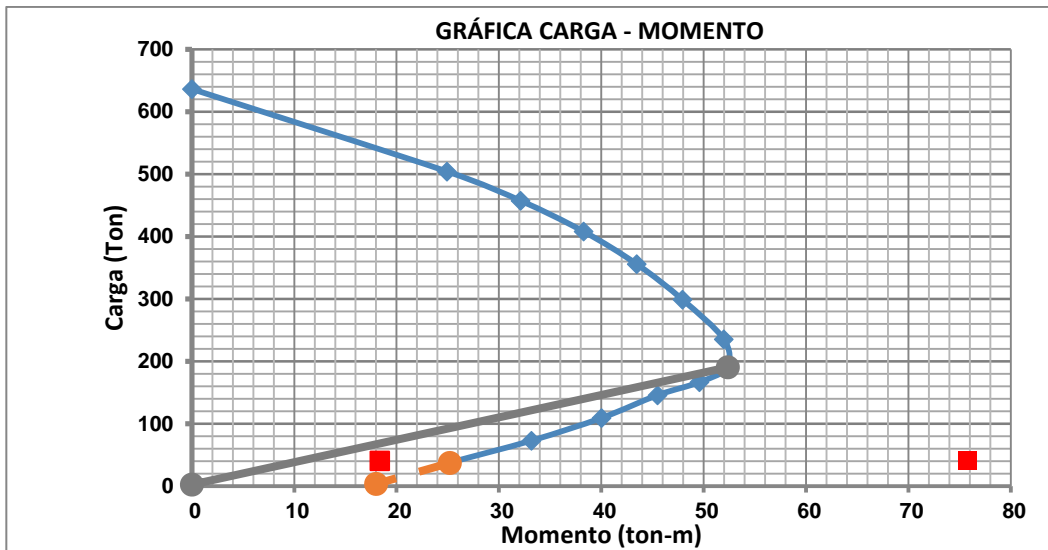
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla CXXXI. Cargas, momentos y áreas tributarias críticas de la edificación -5 col

EJES NIVEL: Primer Nivel						
Columna	1	2	4	5		
Pu (Ton)	40,29	40,29	40,29	40,29		
Mu (Ton-m)	18,38	75,80	75,80	18,38		
ÁREA TRIBUTARIA MÁXIMA				59,5		m2
ÁREA TRIBUTARIA MÍNIMA				6,25		m2

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 33. Diagrama de interacción sin el eje "3"

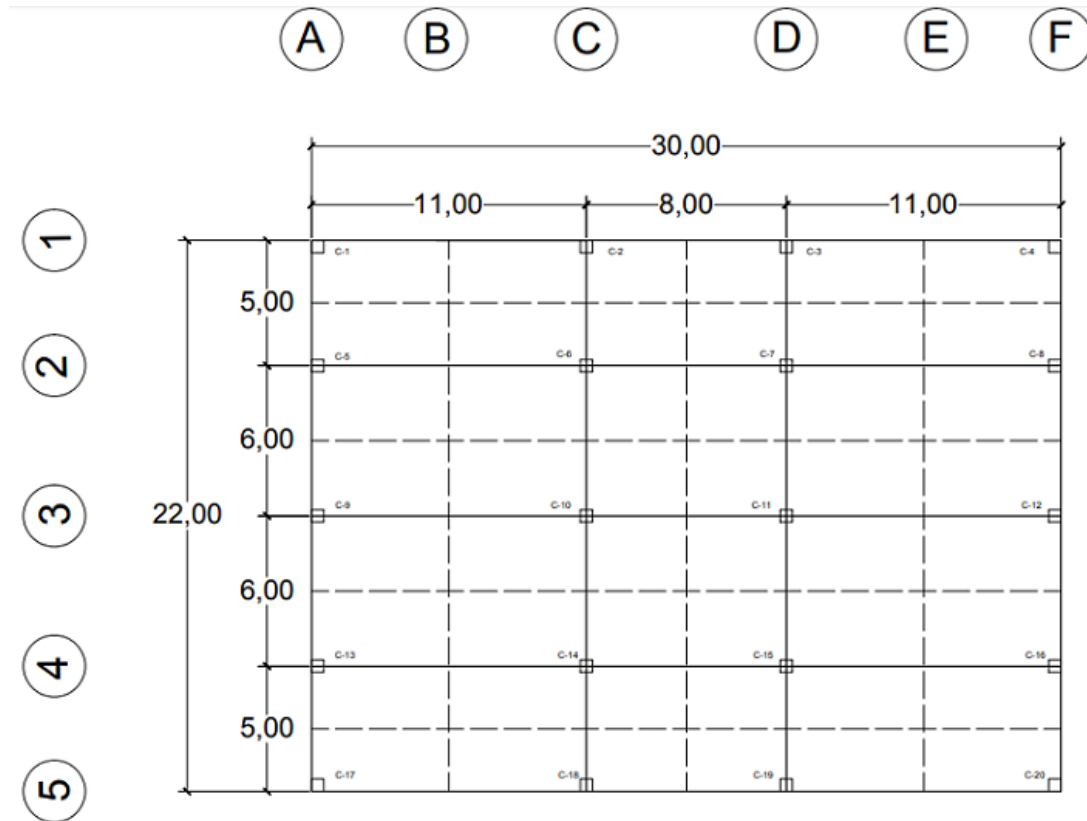


Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

En este caso se observa que al eliminar el eje 3 se quitan 5 columnas, queda una luz de 12 metros por cubrir, debido a esto los momentos del eje 2 y 4 se disparan y salen del diagrama, en este caso el sistema no se compensa, por lo que no puede eliminarse esas columnas.

- Diagrama de interacción sin ejes "B" y "E" (-8 col):

Figura 34. Edificación sin eje "B" y sin eje "E"



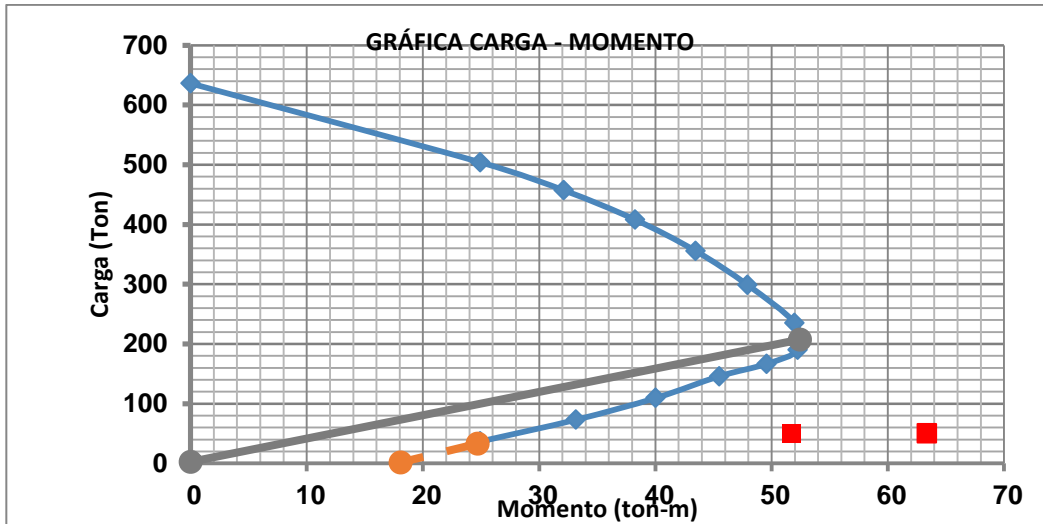
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla CXXXII. Cargas, momentos y áreas tributarias de la edificación -8 col

EJES NIVEL: Primer Nivel					
Columna	A	C	D	F	
Pu (Ton)	50,37	50,37	50,37	50,37	
Mu (Ton-m)	63,38	51,71	51,71	63,38	
ÁREA TRIBUTARIA MÁXIMA				57	m ²
ÁREA TRIBUTARIA MÍNIMA				13,75	m ²

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 35. Diagrama de interacción sin eje "B" y sin eje "E"



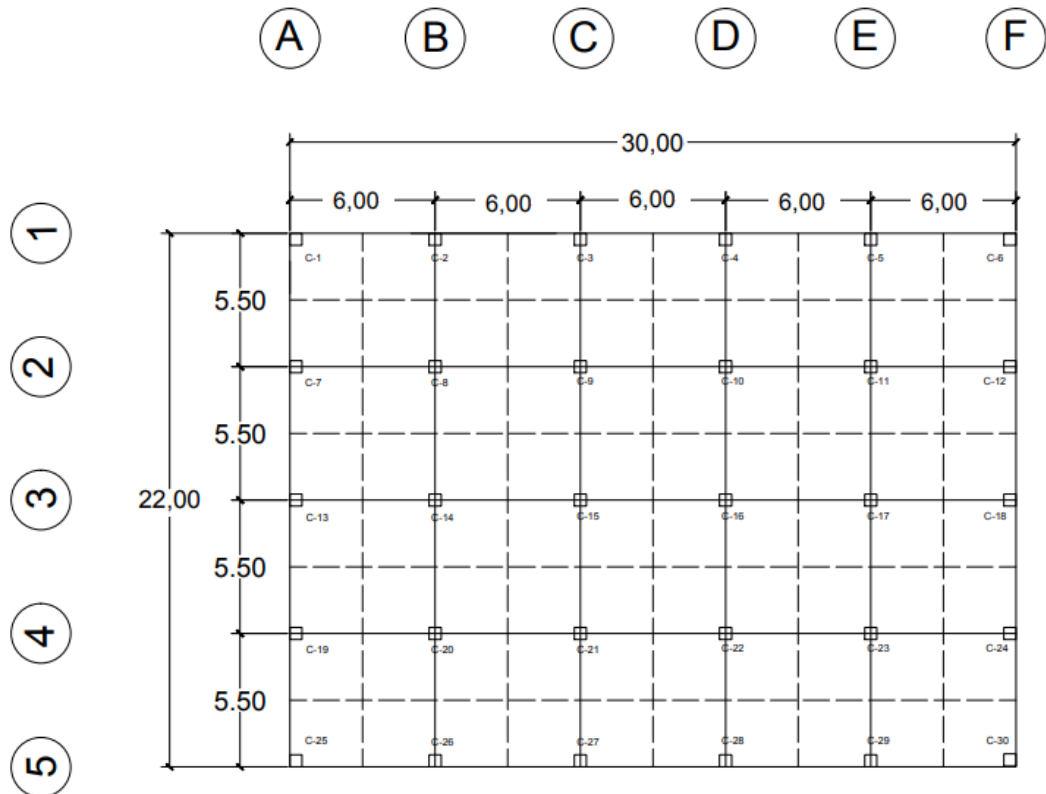
Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

En este caso puede observarse que al momento de eliminar los ejes "B" y el eje "E" en la estructura llega a tener 2 luces de 11 metros, por lo cual los momentos son tan elevados, en este caso todas las columnas quedan fuera del diagrama de interacción por lo que la estructura fallará; el área tributaria en este caso de 57 m² no es la ideal.

Debido a los momentos que se obtienen se procederá a hacer un cambio en la estructura y se volverá simétrica total (todos los ejes tendrán la misma luz) y se verificará el comportamiento de las columnas y nuevamente se procederá a la eliminación de ejes hasta llegar a un área tributaria ideal.

- Diagrama de interacción simétrico (La misma luz para todos los ejes):

Figura 36. Edificación con los ejes ordenados



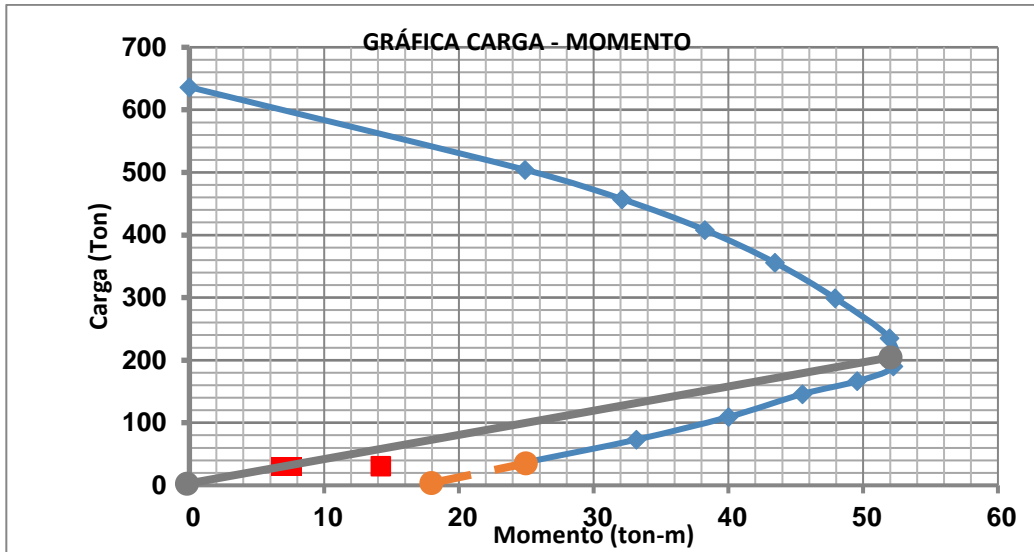
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla CXXXIII. Cargas, momentos y áreas tributarias de la edificación cuando es simétrico

EJES NIVEL: Primer Nivel						
Columna	A	B	C	D	E	F
Pu (Ton)	30,22	30,22	30,22	30,22	30,22	30,22
Mu (Ton-m)	14,21	7,66	6,78	6,78	7,66	14,21
ÁREA TRIBUTARIA MÁXIMA				33		m2
ÁREA TRIBUTARIA MÍNIMA				8,25		m2

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 37. Diagrama de interacción con ejes ordenados

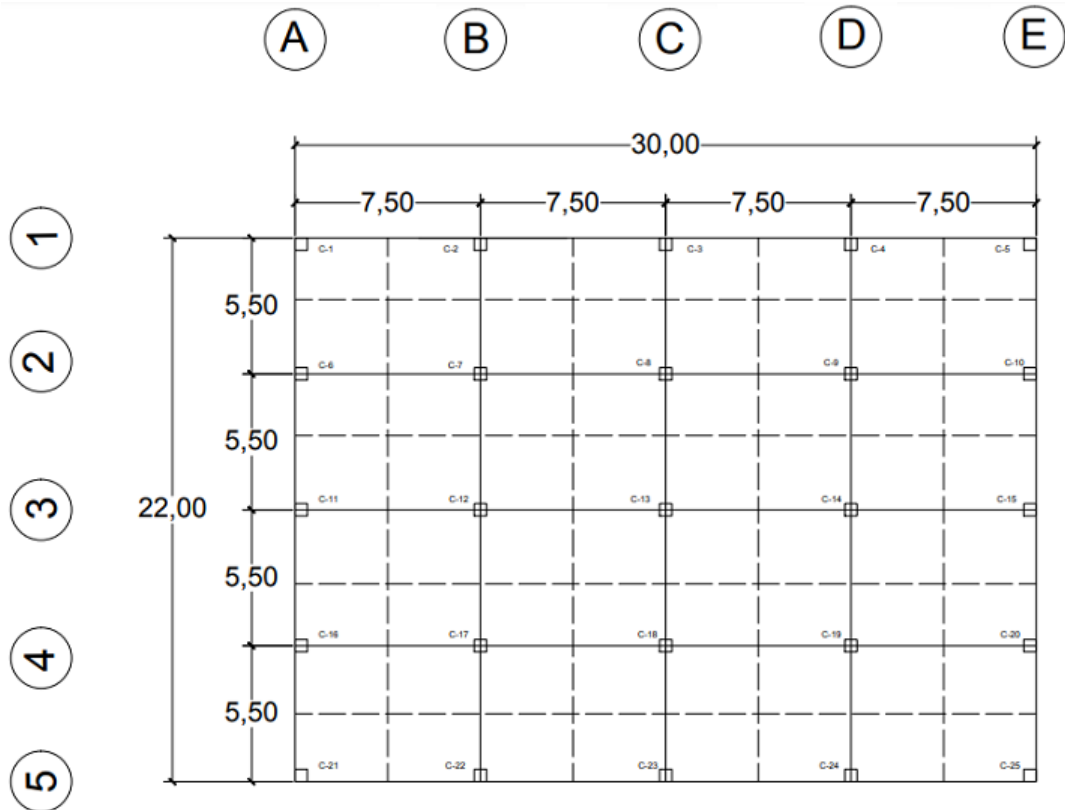


Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Aquí se muestra que al momento de ordenar la estructura del edificio de manera simétrica total, los momentos bajan y todas las columnas se encuentran dentro del diagrama, también el área tributaria mayor es más baja en este caso de 33 m^2 pero nuestra referencia en este momento es de 42 m^2 , así que nuevamente eliminaremos ejes hasta verificar si 42 m^2 es la ideal o existe otra.

- Diagrama de interacción simétrico sin eje "F" (-5 col):

Figura 38. Edificación con ejes ordenados y sin eje "F"



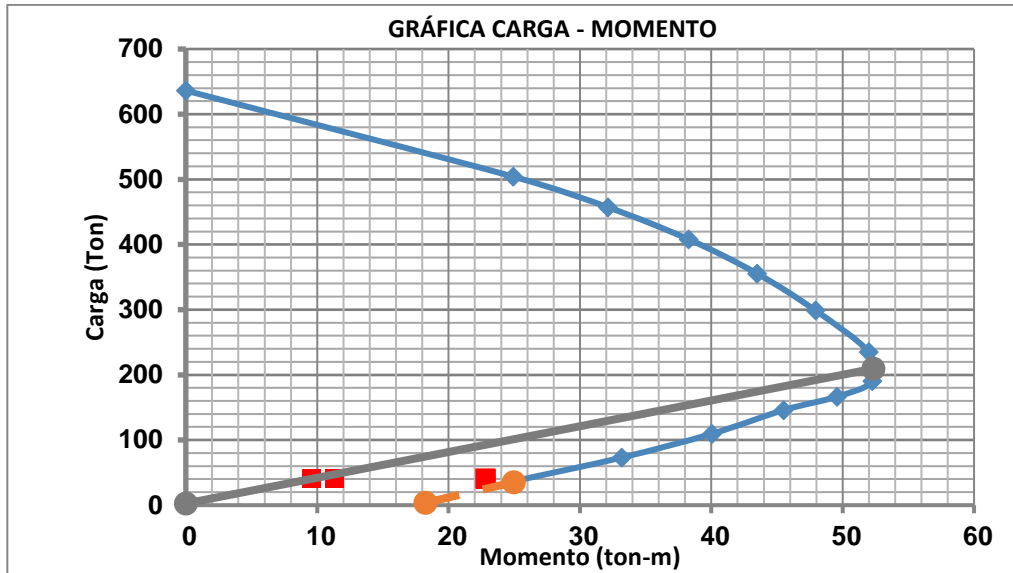
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla CXXXIV. Cargas, momentos y áreas tributarias de la edificación cuando todo es simétrico

EJES NIVEL: Primer Nivel						
Columna	A	B	C	D	E	
Pu (Ton)	40,29	40,29	40,29	40,29	40,29	
Mu (Ton-m)	22,84	11,32	9,60	11,32	22,84	
ÁREA TRIBUTARIA MÁXIMA				41,25		m2
ÁREA TRIBUTARIA MÍNIMA				10,31		m2

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 39. Diagrama de interacción ejes ordenados y sin eje "F"

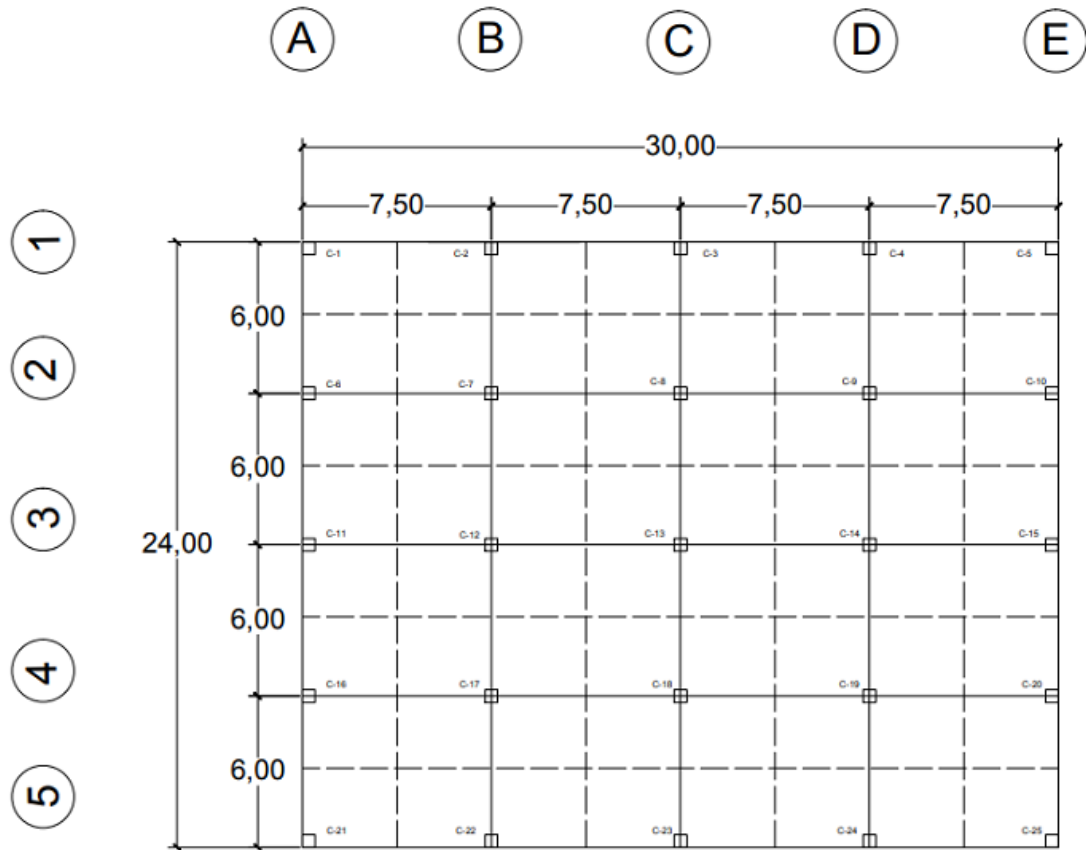


Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

En este caso puede observarse que al eliminar el eje "F", las columnas pueden compensarse de manera correcta ya que se encuentran dentro del diagrama de interacción; adicional se encuentra que el área tributaria es de 41,25 m² aun así es necesario verificar si es posible eliminar un eje más.

- Diagrama de interacción simétrico sin eje "F" y agregando 2 metros al eje lateral (-5 col.):

Figura 40. Edificación ordenada sin eje "F" y agregando 2 metros al eje lateral



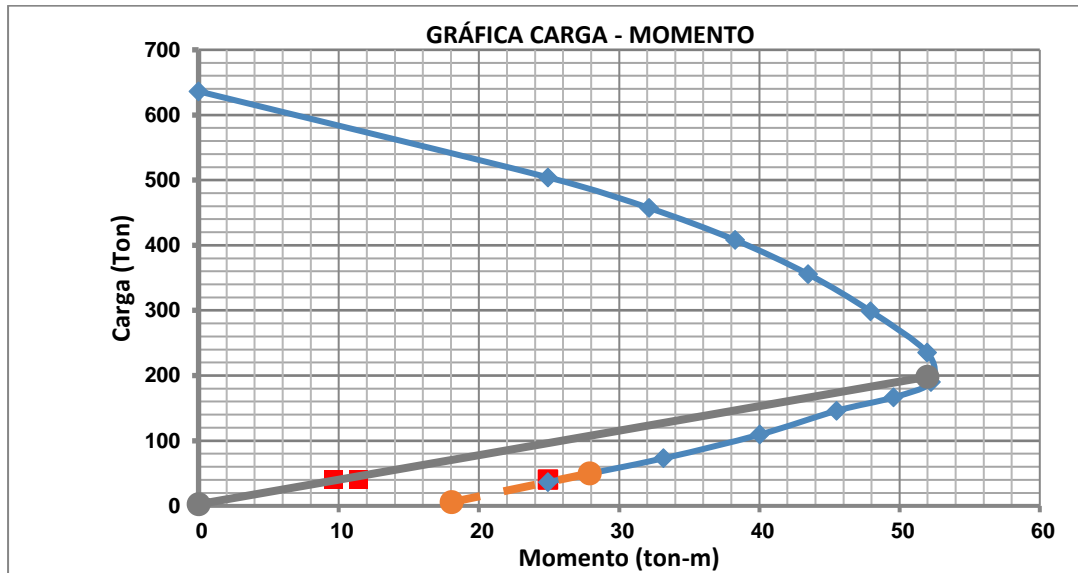
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla CXXXV. Cargas, momentos y áreas de la edificación cuando todo es simétrico con -5 col y agregando 2 metros al eje lateral

EJES NIVEL: Primer Nivel					
Columna	A	B	C	D	E
Pu (Ton)	40,29	40,29	40,29	40,29	40,29
Mu (Ton-m)	24,94	11,39	9,61	11,39	24,94
ÁREA TRIBUTARIA MÁXIMA				45	m ²
ÁREA TRIBUTARIA MÍNIMA				11,25	m ²

Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

Figura 41. Diagrama de interacción con eje ordenado, sin eje "F" y agregando 2 metros al eje lateral



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

En este caso ya no se elimina ningún eje, ya que al hacerlo el área tributaria máxima quedaría mayor a los 50 m² y con esto el sistema no se compensa y falla, aquí para poder comprobar si con 45 m² el sistema estructural sigue en pie se agregaron 2 metros al eje lateral del edificio, por lo que en este caso mediría 30 x 24 metros y los ejes serían de 7,5 x 6 metros; aquí el área tributaria es de 45 m² y como puede observarse en la gráfica todas las columnas permanecen dentro del diagrama de interacción; por lo tanto, 45 m² será tomada como el área tributaria ideal de una columna.

Una vez se obtiene el área tributaria ideal de una columna y se tiene el área total de la construcción es posible obtener la densidad de columnas.

$$\text{Densidad de columnas} = \frac{\text{Área de la edificación (m}^2\text{)}}{\text{Área tributaria ideal de columna (m}^2\text{)}}$$

$$D.C. = \frac{30\text{m} * 22\text{m}}{45 \text{ m}^2}$$

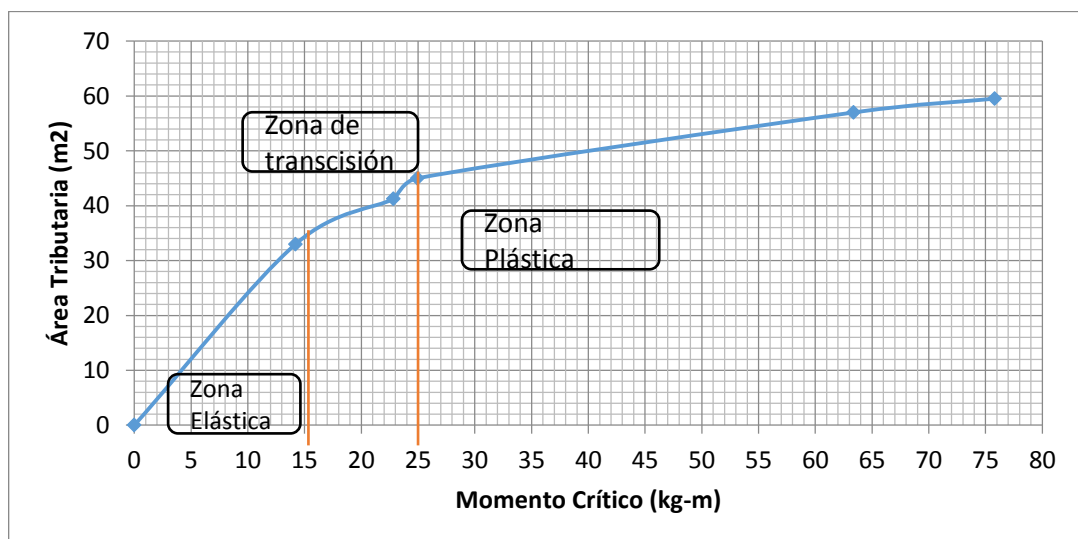
$$D.C. = \frac{660 \text{ m}^2}{45 \text{ m}^2}$$

$$D.C. = 14,66 \text{ columnas}$$

La densidad de columnas dice que 15 columnas son suficientes para cubrir las necesidades estructurales de la edificación, es necesario aclarar que la simetría es de suma importancia, sin embargo, nuestra edificación cuenta con 20 columnas; por lo tanto, estas son suficientes para compensarla.

En este caso puede hacerse una comparación del área tributaria y los momentos críticos generados por esta, por medio de la siguiente gráfica:

Figura 42. **Comparación área tributaria vs momento de columna**



Fuente: elaboración propia, empleando Excel.

En la gráfica puede observarse el comportamiento que presentan las columnas al modificarse el área tributaria que llega a ellas, puede observarse en

la gráfica cómo se marcan las diferentes zonas, existen en ella la zona elástica, la zona de transición y la zona plástica. Aquí podemos interpretar, que para un diseño de columnas rígido, el área tributaria debería estar dentro de la zona elástica (0 a 36 m²); para que la columna trabaje de forma media, rígida y dúctil, habría que realizar el diseño con la zona de transición (37 a 47 m²) y, por último, si se quiere que la columna trabaje de forma dúctil, habrá que realizar un diseño con la zona plástica (mayor a 48 m²); puede observarse que al multiplicar 47 m² por 0,75 se obtiene el valor de 36m², aquí puede comprobarse por qué el ACI 318-14 propone un factor de reducción de 0,75 para elementos sometidos a flexión, ya que de esta manera se asegura que la columna trabaje en la zona elástica y tenga un factor de seguridad (zona de transición) antes de que esta llegue al fallo (zona plástica).

CONCLUSIONES

1. El predimensionamiento de una columna llega a obtenerse a través de la relación lado largo/lado corto que presente la edificación, esto demuestra que el diseño de las columnas dependerá de las dimensiones del edificio.
2. El área tributaria ideal de las columnas es un elemento importante, el estudio de estas facilitará el diseño y el óptimo funcionamiento para las estructuras.
3. El área tributaria máxima que soporta las columnas son 45 metros cuadrados, para cuestiones de diseño es recomendable que el área tributaria sea menor, todo dependerá del criterio del ingeniero, el área tributaria ideal se encuentra entre 35 y 40 metros cuadrados, esto quiere decir que se debe trabajar con un factor de seguridad de 80 o 90 %.
4. La reducción de carga viva no fue posible utilizarla en el proceso de diseño de la edificación, debido a que no existen áreas tributarias mayores a 15 metros cuadrados; tanto el UBC 2 000 como las normas AGIES, indican que no es recomendable aplicar la reducción a áreas tributarias menores de 15 metros cuadrados, las normas AGIES presentan un proceso para utilizar esta reducción por medio de una ecuación simple.
5. Para saber el número ideal de columnas para una estructura se debe realizar una división del área total de la edificación y el área tributaria ideal de las columnas.

6. Es posible realizar una relación para saber el área tributaria ideal para cada columna según sean sus dimensiones; para este caso el área tributaria ideal se encuentra entre 35 y 40 metros cuadrados, esto por medio del diagrama de interacción de columnas; con el área tributaria ideal es posible saber la densidad de columnas necesaria y así no caer en sobre diseño y tener un parámetro de seguridad estructural, con esto se verá beneficiada el costo de la estructura.

7. Se observó, en el diseño de la edificación, que las luces de 10 metros o más entre columnas generan momentos elevados, los cuales no pueden ser resistidos por ellas.

8. La simetría en las edificaciones es importante debido a que se tiene una mejor idea de cuál será el comportamiento del sistema estructural; por lo tanto, la visión del diseñador será más amplia en cuestiones de diseño.

9. El método de matrices es un método elaborado por el Ing. Mario Corzo, la patente de este se encuentra en proceso, para más información consultar el libro “Concepción de un sabandija sobre edificaciones de hormigón armado” que se encuentra en la bibliografía.

RECOMENDACIONES

1. El conocimiento de las áreas tributarias ideales para las columnas permitirá un mejor diseño y desempeño estructural.
2. No realizar diseños con luces de 10 metros o más entre columnas.
3. Desde el principio tener claro cuáles son los marcos críticos; el realizar un diseño con este, podrá ser un parámetro para el diseño de los siguientes marcos.
4. Realizar los diseños para columnas con el área tributaria ideal; si esto es así existe un parámetro de seguridad ya que la columna trabaja entre un 80 y 90 % de su capacidad.
5. Tomar en cuenta el parámetro densidad de columnas; un número elevado de columnas dará como resultado una estructura rígida, con lo que existirá concentraciones de esfuerzos localizados, y un número bajo de columnas tendría como consecuencia que el sistema estructural no se compense, y como consecuencia el colapso.
6. Tener conocimiento de las normas de diseño utilizadas en cada país y cumplir con ellas.

7. Realizar diseño de estructuras simétricas.

BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). *NSR 2-10 demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. Guatemala. 72 p.
2. Capítulo 1: Consideraciones generales sobre dinámica estructural. [en línea].
[http://www.efn.uncor.edu/departamentos/estruct/ana_est_ic/DINAMICA-revA.pdf] [Consulta: noviembre 2016].
3. CHOPRA, Anil K. *Dinámica de estructura*. 4a ed. México: Pearson Educacion, 2014. 725 p.
4. Comité ACI 318. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318 SUS USA*. American Concrete Sustitute Always Advancing. 2014. 541 p.
5. CORZO ÁVILA, S. R. Mario Rodolfo. *Notas sobre los requerimientos generales para el diseño basados en las normas ACI 318-05, UBC-97, IBC-00/03/06 y demás normas internacionales útiles para el diseño*. 1ra edición. Guatemala. 2014. 538 p.
6. CORZO, S. R. Mario. *Concepción de una sabandija sobre edificios de hormigón armado*. Guatemala. 2018. 215 p.

7. CRESPO, Aguado. *Introducción a la construcción*. [en línea]. [<http://www.ecured.cu/Cargasestructurales>]. [Consulta: noviembre 2016].
8. *Fuerzas aplicadas a una estructura*. [en línea]. [<http://estructuras.eia.edu.co/estructurasl/cargas/fuerzas%20y%20metodos.htm>]. [Consulta: noviembre 2016].
9. GHOSH, S. K. Ph. D., CHITTENDEN, R. S. E. *2000 IBC handbook structural provisions*. U.S.A. ICBO. 2001. 400 p.
10. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill. 2001. 810 p.
11. PARK, R. y PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*. 1a ed. México: Editorial Limusa. 1978. 713 p.
12. PIRALLA, Meli. *Diseño estructural*. 2a ed. México: Limusa Noriega editores. 578 p.
13. ROCHEL AWAD, Roberto. *Análisis y diseño sísmico de edificios*. 2a ed. Colombia: Fondo de editorial universal EAFIT, 2012. 524 p.