



**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

“ESTUDIO COMPARATIVO DE DISEÑOS ESTRUCTURALES DE VIVIENDAS DE CONCRETO REFORZADO MEDIANTE EL MÉTODO LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN) USANDO LA NORMA ECUATORIANA NEC-SE-VIVIENDA Y NEC-SE-HM; Y, LAS NORMAS AMERICANAS ASCE7-16 Y ACI318-14”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

FIGUEROA CHÁVEZ LOURDES VANESSA
GONZÁLEZ YAGUAL JONATHAN RAFAEL

TUTOR:

ING. RAÚL VILLO VERA, Msc.

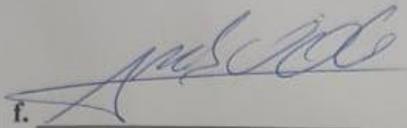
La Libertad, Ecuador

2019

CERTIFICACIÓN

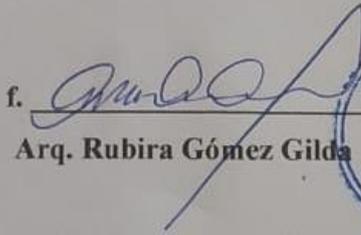
Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Figueroa Chávez Lourdes Vanessa - González Yagual Jonathan Rafael**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

f. 

Ing. Villao Vera Raúl Andrés

DIRECTOR DE LA CARRERA

f.  

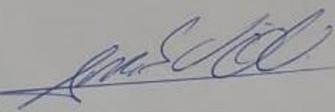
Arq. Rubira Gómez Gilda

La Libertad, a los 31 días del mes de Octubre del año 2019

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de tutor del trabajo de titulación, modalidad proyecto de investigación “ESTUDIO COMPARATIVO DE DISEÑOS ESTRUCTURALES DE VIVIENDAS DE CONCRETO REFORZADO MEDIANTE EL MÉTODO LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN) USANDO LA NORMA ECUATORIANA NEC-SE-VIVIENDA Y NEC-SE-HM; Y, LAS NORMAS AMERICANAS ASCE7-16 Y ACI318-14”, elaborado por la Srta. FIGUEROA CHÁVEZ LOURDES VANESSA, y el Sr. GONZÁLEZ YAGUAL JONATHAN RAFAEL, egresado de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingenieros Civiles, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la aprueba en su totalidad.

TUTOR

f. 

Ing. Villao Vera Raúl Andrés

La Libertad, a los 31 días del mes de Octubre del año 2019

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **Figuroa Chávez Lourdes Vanessa y González Yagual Jonathan Rafael**

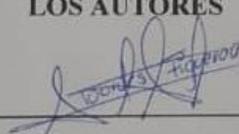
DECLARAMOS QUE:

El trabajo de titulación, "Estudio comparativo de diseños estructurales de viviendas de concreto reforzado mediante el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) usando la norma ecuatoriana NEC-SE-VIVIENDA y NEC-SE-HM; y, las normas americanas ASCE7-16 y ACI318-14" previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi/nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, me/nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del trabajo de titulación referido.

La Libertad, a los 31 días del mes de Octubre del año 2019

LOS AUTORES

f. 
Figuroa Chávez Lourdes Vanessa

f. 
González Yagual Jonathan Rafael

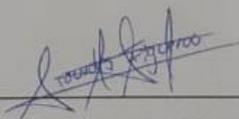
AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Figuroa Chávez Lourdes Vanessa** y **González Yagual Jonathan Rafael**

Autorizamos a la Universidad Estatal Península de Santa Elena a la **publicación** en la biblioteca de la institución del trabajo de titulación, “**Estudio comparativo de diseños estructurales de viviendas de concreto reforzado mediante el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) usando la Norma Ecuatoriana NEC-SE-VIVIENDA y NEC-SE-HM; y, las Normas Americanas ASCE7-16 y ACI318-14**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi/nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 31 días del mes de Octubre del año 2019

LOS AUTORES

f. 

Figuroa Chávez Lourdes Vanessa

f. 

González Yagual Jonathan Rafael

AGRADECIMIENTO

Mis sinceros agradecimientos a la Universidad Estatal Península de Santa Elena por haber permitido prepararme y formarme profesionalmente y seguir cumpliendo mis tan anhelados sueños.

Agradezco de manera especial a mi tutor Ing. Raúl Villao Vera, por aportar con sus conocimientos acertados y profesionales, ideas y experiencias encaminadas a facilitar cada una de las tareas de este proyecto.

Lourdes Figueroa Chávez

AGRADECIMIENTO

A Dios Todopoderoso, por guiarme y acompañarme en todo momento.

A la Universidad Estatal Península de Santa Elena, por la educación adecuada que me brindó.

A mi tutor académico, Ing. Raúl Villao Vera por ayudarme con empeño, brindando sus conocimientos y experiencias, que contribuyeron a una excelente ejecución del proyecto de titulación.

A mis docentes, que durante toda mi vida estudiantil sembraron sus conocimientos e inspiraron la pasión por las matemáticas y por ende a la Ingeniería Civil.

A mi compañera de tesis, Lourdes Figueroa por ser una persona importante durante toda la carrera, por creer en mí y por apoyarme a culminar la carrera juntos.

Jonathan González Yagual

DEDICATORIA

La presente tesis está dedicada principalmente a Dios, por ser fuente de inspiración y fortaleza, demostrándome que, con humildad, sabiduría y paciencia, todo es posible.

A mi familia, por su apoyo incondicional y que, con su amor y estima, estuvieron siempre presentes a lo largo de mi vida estudiantil, enseñándome a no desfallecer.

Dedico además a quienes desinteresadamente aportaron en el desarrollo de este proyecto.

Lourdes Figueroa Chávez

DEDICATORIA

Doy gracias, nuevamente, a Dios porque ha sido guía en cada paso que he dado y sin Él, no hubiese sido posible cumplir y conseguir una de las metas más importantes en mi carrera educativa.

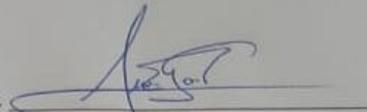
A mis padres, Mario González y Julia Yagual, por estar conmigo y quienes a lo largo de mi vida han velado por mi bienestar y educación, siendo mi apoyo incondicional en todo momento.

A mi hermana Rossana González, por haberme dado apoyo en todos los momentos que más necesitaba y por estar orgullosa de mí, por ser un ejemplo a seguir para ella.

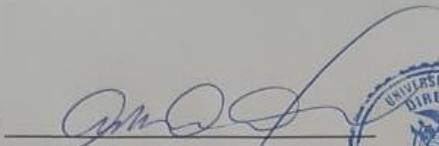
A mis familiares y amigos, por sus consejos y por tenderme su mano con la mayor sinceridad del mundo.

Jonathan González Yagual

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

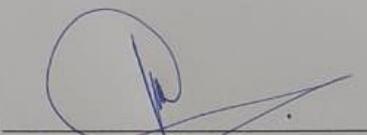
f. 

ING. JUAN GARCÉS VARGAS, MSC.
DECANO DE LA FACULTAD

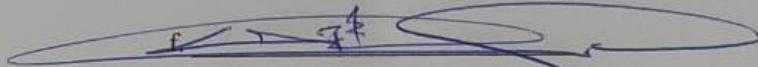
f. 

ARQ. GILDA RUBIRA GÓMEZ, MSC.
DIRECTOR DE CARRERA



f. 

ING. JAIME ARGUDO RODRÍGUEZ, PH.D.
COORDINADOR O DOCENTE DEL ÁREA

f. 

AB. VÍCTOR CORONEL ORTIZ, MSC.
SECRETARIO GENERAL

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO.....	VI
AGRADECIMIENTO.....	VII
DEDICATORIA	VIII
DEDICATORIA	IX
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	¡Error! Marcador no definido.
ÍNDICE GENERAL.....	XI
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XVI
ÍNDICE DE TABLAS	XIX
RESUMEN.....	XXIII
INTRODUCCIÓN	2
CAPÍTULO I.....	4
1 MARCO SITUACIONAL	4
1.1 Antecedentes	4
1.2 Planteamiento del problema.....	5
1.3 Alcance.....	7
1.4 Justificación	7
1.5 Objetivos de la investigación	8
1.5.1 Objetivo general	8
1.5.2 Objetivos específicos	8
1.6 Variables del estudio	8
1.6.1 Variable independiente.....	8
1.6.2 Variable dependiente.....	8
1.7 Metodología del estudio	9
CAPÍTULO II.....	10
2 MARCO TEÓRICO	10
2.1 Fundamentación teórica	10
2.1.1 Diseño de estructuras de concreto en EEUU.....	10
2.1.2 Diseño de estructuras de concreto reforzado en Ecuador.....	12
2.2 Marco conceptual.....	13
2.2.1 Concreto.....	13
2.2.2 Concreto reforzado	14

2.2.3	Funcionalidad, resistencia y seguridad estructural	15
2.2.4	Cargas	16
2.2.5	Carga muerta.....	16
2.2.6	Carga viva	17
2.2.7	Combinación de carga	17
2.2.8	Método LRFD	18
2.3	Marco Normativo.....	18
2.3.1	Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC15)	18
2.3.2	Requisitos de Norma Ecuatoriana para Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m (NEC-SE-VIVIENDA)	19
2.3.2.1	Cargas y combinaciones de carga	20
2.3.2.2	Requisitos de resistencia sísmica del sistema estructural	20
2.3.2.3	Requisitos mínimos para zapatas aisladas	20
2.3.2.4	Pórticos de hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM.	21
2.3.3	Requisitos de Norma Ecuatoriana para Estructuras de Hormigón Armado (NEC-SE-HM)	22
2.3.3.1	Hormigón Armado	22
2.3.3.2	Acero de Refuerzo.....	23
2.3.3.3	Elementos en flexión (Vigas).....	23
2.3.3.4	Elementos en flexo-compresión (Columnas).....	26
2.3.3.5	Refuerzo para resistir al cortante y conexión viga-columna	27
2.3.4	Requisitos de Norma Ecuatoriana para Cargas No Sísmicas (NEC-SE- CG) 27	
2.3.4.1	Combinación de Cargas	28
2.3.4.2	Combinación para el diseño por última resistencia.....	28
2.3.4.3	Cargas muertas y vivas	29
2.3.5	American Society Civil Engineers (ASCE7-16, 2016).....	32
2.3.5.1	Combinación de Cargas	32

2.3.6	American Concrete Institute (ACI 318S-14).....	33
2.3.6.1	Sistema estructural	33
2.3.6.2	Cargas de diseño	33
2.3.6.3	Combinación y factores de carga	34
2.3.6.4	Factores de reducción de resistencia	34
2.3.6.5	Vigas	35
2.3.6.6	Columnas	42
2.3.6.7	Nudos en pórticos especiales resistentes a momento	46
2.3.6.8	Cimentaciones	49
2.3.6.9	Requisitos de diseño y durabilidad	53
CAPÍTULO III.....		55
3	MARCO METODOLÓGICO.....	55
3.1	Elementos estructurales de diseño	55
3.1.1	Diseño a flexión de vigas	55
3.1.2	Diseño a cortante de vigas.....	63
3.1.3	Diseño de columna a flexo-compresión	66
3.1.4	Nudos en pórticos especiales resistentes a momento.....	74
3.1.5	Cimentación de la estructura	75
CAPITULO IV.....		79
4	ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIVIENDAS DE CONCRETO REFORZADO 79	
4.1	Especificaciones generales de la vivienda.....	79
4.1.1	Geometría de la vivienda estudiada	79
4.2	Diseño estructural de la vivienda bajo la Norma ASCE7-16, ACI 318-14	80
4.2.1	Materiales	81
4.2.2	Combinación de carga	81
4.2.3	Peso de la cubierta	81
4.2.4	Pendiente de la cubierta	81
4.2.5	Carga muerta.....	82

4.2.6	Diseño de vigas	83
4.2.6.1	Diseño a flexión por momento último negativo	84
4.2.6.2	Diseño a cortante de viga	90
4.2.7	Diseño de columnas	97
4.2.7.1	Diseño a flexo-compresión	97
4.2.7.2	Diseño a cortante.....	112
4.2.8	Conexión viga - columna	119
4.2.9	Diseño de cimentación	120
4.2.9.1	Diseño a cortante en dos direcciones de la cimentación	122
4.2.9.2	Diseño a cortante de la cimentación como viga	125
4.2.9.3	Diseño a flexión de la cimentación como viga.....	127
4.2.10	Diseño de riostra.....	128
4.2.10.1	Diseño a flexión	128
4.2.10.2	Diseño a cortante.....	131
4.3	Diseño estructural de la vivienda bajo la Norma NEC-15	132
4.3.1	Combinación de carga	132
4.3.2	Peso de la cubierta	133
4.3.3	Altura de la cubierta.....	133
4.3.4	Carga muerta.....	134
4.3.5	Diseño de vigas	135
4.3.5.1	Diseño a flexión por momento último negativo	136
4.3.5.2	Diseño a cortante.....	141
4.3.6	Diseño de columnas	148
4.3.6.1	Diseño a flexo-compresión	148
4.3.6.2	Diseño a cortante.....	163
4.3.7	Conexión viga – columna	169
4.3.8	Diseño de cimentación	170

4.3.8.1	Diseño a cortante en dos direcciones de la cimentación	172
4.3.8.2	Diseño a cortante de la cimentación como viga.	175
4.3.8.3	Diseño a flexión de la cimentación como viga.....	177
4.3.9	Riostras	178
4.3.9.1	Diseño a flexión.....	178
4.3.9.2	Diseño a cortante.....	180
CAPÍTULO V		182
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	182

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico N° 1 Curva típica Esfuerzo – Deformación para el concreto bajo compresión	14
Gráfico N° 2 Columna de concreto reforzado	15
Gráfico N° 3 Características de los elementos a flexión	23
Gráfico N° 4 Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.....	24
Gráfico N° 5 Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal	25
Gráfico N° 6 Separación de estribos	25
Gráfico N° 7 Separación de estribos	27
Gráfico N° 8 Ancho efectivo máximo de una viga.....	36
Gráfico N° 9 Área efectiva del nudo	48
Gráfico N° 10 Tipos de cimentaciones	49
Gráfico N° 11 Deformación específica y distribución equivalente de tensiones en una sección rectangular	55
Gráfico N° 12 Sección rectangular de una viga	58
Gráfico N° 13 Deformaciones unitarias, esfuerzos y posición del eje neutro para la cuantía balanceada	58
Gráfico N° 14 Valores para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en concreto	61
Gráfico N° 15 Fuerzas cortantes y esfuerzos de corte.....	64
Gráfico N° 16 Estribos transversales que cruzan las fisuras de corte.	65
Gráfico N° 17 Tipos de secciones de columna y distribución de armadura.....	67
Gráfico N° 18 Carga axial y momento despreciable.....	68
Gráfico N° 19 Carga axial grande y momento pequeño.....	68
Gráfico N° 20 Carga Axial grande y momento apreciable	69
Gráfico N° 21 Condición de carga balanceada	69
Gráfico N° 22 Momento grande y carga axial pequeña	70
Gráfico N° 23 Momento grande y carga axial despreciable.....	70
Gráfico N° 24 Zapata corrida.....	76
Gráfico N° 25 Zapata aislada sobre una carga puntual	77
Gráfico N° 26 Área de la vivienda.....	79
Gráfico N° 27 Proyección de elevación de la vivienda	80

Gráfico N° 28 Límites dimensionales de una viga	83
Gráfico N° 29 Dimensiones de la viga	84
Gráfico N° 30 Ancho tributario de las vigas	86
Gráfico N° 31 Momento último negativo de la viga	87
Gráfico N° 32 Acero requerido de la viga.....	90
Gráfico N° 33 Fuerza cortante última de la viga	90
Gráfico N° 34 Zona de confinamiento de la viga	94
Gráfico 35 Zona normal de la viga	95
Gráfico N° 36 Detalle del diseño de vigas	96
Gráfico N° 37 Límites dimensionales de una columna	97
Gráfico N° 38 Dimensiones de la columna	97
Gráfico N° 39 Carga Pu y momentos biaxiales.....	98
Gráfico N° 40 Columna y distribución de acero propuesto	99
Gráfico N° 41 Carga axial de compresión pura (Poc).....	100
Gráfico N° 42 Falla balanceada (Punto 2).....	100
Gráfico N° 43 Falla por tensión (Punto 3)	102
Gráfico N° 44 Punto intermedio entre la compresión pura y la falla balanceada (Punto 4)	104
Gráfico N° 45 Punto en la zona de falla por tensión (Punto 5).....	106
Gráfico N° 46 Zona de compresión (Punto 6)	108
Gráfico N° 47 Diagrama de Interacción de columna ACI-318.....	111
Gráfico N° 48 Distribución del acero de refuerzo	112
Gráfico N° 49 Zona de confinamiento de la columna	116
Gráfico N° 50 Zona normal de la columna	117
Gráfico N° 51 Detalles de diseño de columna	118
Gráfico N° 52 Conexión viga-columna	119
Gráfico N° 53 Diseño de Zapata – cortante en dos direcciones.....	122
Gráfico N° 54 Cortante en dos direcciones de la zapata.....	123
Gráfico N° 55 Diseño de zapata	128
Gráfico N° 56 Diseño de riostras	132
Gráfico N° 57 Límites dimensionales de una viga	135
Gráfico N° 58 Dimensiones de la viga	136
Gráfico N° 59 Ancho tributario de las vigas	137
Gráfico N° 60 Momento último negativo de la viga	138

Gráfico N° 61 Acero de refuerzo de la viga	141
Gráfico N° 62 Fuerza cortante última de la viga	142
Gráfico N° 63 Zona de confinamiento de la viga	145
Gráfico N° 64 Zona normal de la viga.....	146
Gráfico N° 65 Detalles de diseño de viga	147
Gráfico N° 66 Límites dimensionales de una columna	148
Gráfico N° 67 Dimensiones de la columna	148
Gráfico N° 68 Carga Pu y momentos biaxiales.....	149
Gráfico N° 69 Columna y distribución de acero propuesto	150
Gráfico N° 70 Carga axial de compresión pura	150
Gráfico N° 71 Falla balanceada (Punto 2).....	151
Gráfico N° 72 Punto en la zona de falla por tensión (Punto 3).....	153
Gráfico N° 73 Punto intermedio entre la compresión pura y la falla balanceada (Punto 4)	155
Gráfico N° 74 Zona de falla por tensión (Punto 5)	157
Gráfico N° 75 Punto en la zona de compresión (Punto 6)	159
Gráfico N° 76 Diagrama de Interacción de columna NEC-15	162
Gráfico N° 77 Distribución del acero de refuerzo de la columna	163
Gráfico N° 78 Zona de confinamiento de la columna	166
Gráfico N° 79 Zona normal de la columna	167
Gráfico N° 80 Detalle de diseño de columna	168
Gráfico N° 81 Conexión viga columna.....	169
Gráfico N° 82 Diseño de Zapata – Corte en dos direcciones	172
Gráfico N° 83 Corte en dos direcciones de la zapata	173
Gráfico N° 84 Diseño de Zapata.....	178
Gráfico N° 85 Diseño de riostra	181
Gráfico N° 86 Vivienda modelo del Trabajo de Titulación	192
Gráfico N° 87 Modelamiento de vivienda tipo MIDUVI	192
Gráfico N° 88 Detalles de Vigas según la Norma ACI 318-14	193
Gráfico N° 89 Detalles de Vigas según la Norma NEC-15	194
Gráfico N° 90 Detalle de Columnas según la Norma ACI318 – 14	195
Gráfico N° 91 Detalles de Columnas según la Norma NEC - 15.....	196
Gráfico N° 92 Detalles del Diseño de Zapata según las Normas ACI-318 y NEC-15	197

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas.....	22
Tabla 2 Combinación de Cargas NEC15	28
Tabla 3 Carga muerta: pesos de los materiales	29
Tabla 4 Carga viva: sobrecargas mínimas.....	30
Tabla 5 Combinación de carga.....	34
Tabla 6 Factor de reducción de resistencia Φ	35
Tabla 7 Altura mínima de vigas	35
Tabla 8 Momentos aproximados para vigas no preesforzadas	38
Tabla 9 Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas.....	38
Tabla 10 Método detallado para calcular v_c	39
Tabla 11 A_v , min requerido.....	39
Tabla 12 Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados	40
Tabla 13 Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante	41
Tabla 14 Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.....	44
Tabla 15 Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante	46
Tabla 16 Resistencia nominal del nudo a cortante V_n	47
Tabla 17 Resistencia axial máxima.....	51
Tabla 18 Método detallado para calcular Cortante nominal.....	52
Tabla 19 Límite para f'_c	53
Tabla 20 Factores de modificación	53
Tabla 21 Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto	54
Tabla 22 Cálculo del Cortante nominal	54
Tabla 23 Peso de la cubierta alivianada	81
Tabla 24 Pendiente de la cubierta alivianada.....	82
Tabla 25 Carga muerta de la cubierta.....	82
Tabla 26 Carga viva de la cubierta.....	83
Tabla 27 Peso de la cubierta alivianada	133
Tabla 28 Pendiente de la cubierta	133
Tabla 29 Carga muerta de la cubierta.....	134
Tabla 30 Carga viva de la cubierta.....	134
Tabla 31 Peso promedio por unidad de superficie de la cubierta P10	191
Tabla 31 Inclinación de la cubierta P10.....	191

NOTACIÓN - DISEÑO

NEC: Norma Ecuatoriana de Construcción.

ACI: American Concrete Institute.

ASCE: American Society Civil Engineers.

f_c : resistencia a la compresión del concreto.

f_y : esfuerzo a la fluencia del acero.

VIGAS

d: peralte o altura efectiva.

h: altura neta de la sección de la viga.

b: ancho mínimo de la viga.

L: luz total de la viga.

r: recubrimiento.

\emptyset : factor de reducción de resistencia a la flexión.

Y: peso específico del concreto.

Área I: área tributaria.

PPV: peso propio de la viga.

PPVm: peso propio mayorado de la viga.

PPcub: peso propio de cubierta.

qcub: carga uniforme de cubierta inclinada.

Qcub: carga lineal de la cubierta.

Qcubm: carga mayorada de cubierta.

qTOTAL: carga total mayorada.

qtot: carga total sin mayorar.

Mu: momento último de diseño.

ω : cuantía mecánica.

ρ_d : cuantía del acero requerido.

ρ_{\min} : cuantía mínima del acero.

ρ_b : cuantía balanceada.

ρ_{\max} : cuantía máxima del acero.

β_1 : valor para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

As: área del acero requerido.

λ : factor de modificación.

Øc: factor de reducción de resistencia a cortante.

P: carga puntual sobre a viga.

Vu: fuerza cortante última.

Vu^d: fuerza cortante ultima de diseño.

Vc: resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

Vs: resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo.

Av min: área de acero mínimo.

ZC: zona sísmica o zona de confinamiento en la viga.

ZN: zona normal.

S: espaciamiento entre eje de estribos.

N: cantidad de estribos.

db: diámetro de la varilla longitudinal.

S max: separación máxima entre ejes de estribos.

COLUMNAS

Øf: factor de reducción de resistencia a la flexo-compresión.

Ag: área bruta o área total de la columna.

Nu: carga axial Pu en la columna.

Lo: zona sísmica o zona de confinamiento en la columna.

Hn: longitud total de la columna.

Hc: ancho mínimo de la columna.

CIMENTACIÓN

Pt: carga total sin mayorar.

σadmterreno: esfuerzo admisible del suelo.

ΣP: carga total sobre la zapata.

A: área de la zapata cuadrada.

L: base de la zapata cuadrada.

F.S: factor de seguridad.

U: carga total última mayorada.

σu: esfuerzo último de diseño.

d: altura efectiva.

Lv: longitud vertical de la zapata.

b_o: perímetro de sección crítica.

rec: recubrimiento.

d1 y d2: distancias consideradas para el cálculo de los cortantes nominales en la zapata.

β : relación entre el lado largo y lado corto de la columna.

α : factor de acuerdo al tipo de columna.

X: diferencia entre la Longitud vertical y la distancia d2.

Wu: carga lineal sobre la zapata.

Vu: cortante último de diseño.

ρ : cuantía necesaria de acero.

ρ_{min} : cuantía mínima de acero.

As min: área de acero mínimo.

“ESTUDIO COMPARATIVO DE DISEÑOS ESTRUCTURALES DE VIVIENDAS DE CONCRETO REFORZADO MEDIANTE EL MÉTODO LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN) USANDO LA NORMA ECUATORIANA NEC-SE-VIVIENDA Y NEC-SE-HM; Y, LAS NORMAS AMERICANAS ASCE7-16 Y ACI318-14”

Autores: Figueroa Chávez Lourdes Vanessa
González Yagual Jonathan Rafael

Tutor: Ing. Villao Vera Raúl Andrés

RESUMEN

El estudio desarrollado como tema de tesis de investigación comprende el diseño estructural de una vivienda de concreto reforzado, empleando el método de los estados límites o también conocido como el método de resistencia última (LRFD) y los criterios de desempeño sísmico brindados por las normas que se emplearon en el proyecto para realizar la respectiva comparación. Se realiza un diseño estructural de una vivienda unifamiliar que tendrá 49 metros cuadrados de área total, la planta tendrá una forma arquitectónica cuadrada, además de ser proyectada como vivienda unifamiliar tipo hipotético, debido a que sus datos no pertenecen a algún proyecto construido o un proyecto en construcción, pero sí a una representación estándar de diseño estructural situada en el cantón La Libertad, provincia de Santa Elena. Se adopta una estructura con características tipo (MIDUVI) del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, con el fin de obtener una comparación en cuanto al análisis estructural bajo el marco normativo de NEC-15, ACI318-14, ASCE7-16.

Palabras Claves: *(diseño estructural, hormigón reforzado, normas (Ingeniería), viviendas)*

"COMPARATIVE STUDY OF REINFORCED CONCRETE HOUSING STRUCTURAL DESIGNED USING LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN (LRFD) METHOD, USING ECUADORIAN NATIONAL CODE NEC-SE-HOUSING AND NEC-SE-HM; AND, US CODE STANDARDS ASCE7-16 AND ACI318-14"

Authors: Figueroa Chávez Lourdes Vanessa
González Yagual Jonathan Rafael

Tutor: Ing. Villao Vera Raúl Andrés

ABSTRACT

This study was developed in the framework of graduation thesis and consist of the structural design of a reinforced concrete house, using limit state design method, also known as the Load and Resistance Factor method (LRFD). Seismic performance criteria provided by Ecuadorian Code (NEC-SE-HOUSING and NEC-SE-HM) and US Code Standards (ACI318-14 and ASCE7-16) were used for design comparison. The structural design is carried out on a single-family home dwelling with 49 square meters of total area, flour plant is squared. In addition, project s hypothetical in nature, these data don't belong to a built project or a project under construction, instead it corresponds to a standard representation of construction practices at La Libertad, country from Santa Elena Province. However, the structure has similarities with those built under the Ministry of Urban Development and Housing (MIDUVI) construction projects, in order to obtain a comparison as to structural analysis under the normative framework of NEC15, ACI318-14 AND ASCE7-16.

Keywords: *(structural design, reinforced concrete, engineering standards, dwellings)*

INTRODUCCIÓN

En el país es considerado una zona altamente sísmica por estar ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico. Durante el terremoto suscitado el 16 de abril del 2016 en la ciudad de Pedernales, provincia de Manabí, con una magnitud de $M_w = 7.8$ en la escala de Momento Sísmico de Hanks y Kanamori, cerca de 32.351 viviendas fueron afectadas en sus estructuras, provocando la muerte de muchos individuos. Este tipo de acontecimientos conlleva a reflexionar y a su vez brindar una mejor calidad en las estructuras edificadas en el país, dando uso a la norma ecuatoriana de construcción.

El presente proyecto de investigación tiene como finalidad realizar un estudio comparativo de viviendas mediante diseños estructurales de hormigón armado realizado con normas ecuatorianas y estadounidense, estudiando su desempeño estructural y su calificación como un sistema constructivo normado en el cantón La Libertad, provincia de Santa Elena en un futuro.

Para su efecto, se analizará los diseños estructurales de una vivienda unifamiliar, usando las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC SE VIVIENDA, NEC SE CG, NEC SE HM, y las Normas ASCE7-16 de la Asociación Estadounidenses de los Ingenieros Civiles, ACI318-14 del Instituto Estadounidense de Hormigón Armado. Dichas contienen los requerimientos necesarios para diseñar edificaciones de hormigón armado mediante el método de resistencia última, ecuaciones de diseño y criterios de desempeño sísmico.

La elaboración de estos diseños y su estudio comparativo permite obtener resultados del desempeño y comportamiento estructural en base a las normas antes mencionadas, siendo éstas, fuentes de información sobre los requerimientos necesarios para que las estructuras continúen en pie y no sufran colapsos, reduciendo así el índice de mortalidad de personas por derrumbamiento de estructuras con diseños deficientes.

Para el desarrollo de la investigación se han preparado 5 capítulos. En el **capítulo I** se muestra el marco situacional, detallando consecuencias de la mala práctica constructiva en el país y la importancia del diseño de estructuras basadas en la Norma

Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 y la Norma Americana ASCE7 – 16. También se presentan los objetivos de la investigación que se centran en un estudio comparativo de diseños estructurales de viviendas de concreto reforzado mediante el método LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN).

En el **capítulo II**, se desarrolla el marco teórico, conceptual y normativo que sirve de base y fundamento para el desarrollo del modelo planteado. En el **capítulo III**, se muestra la caracterización del método técnico aplicado LRFD, junto con los procedimientos y técnicas matemáticas.

En el **capítulo IV**, se presenta los diseños estructurales de una vivienda de concreto reforzado. Finalmente, en el **capítulo V**, se muestran las conclusiones y recomendaciones del estudio, los que servirán de guía para posteriores estudios.

CAPÍTULO I

MARCO SITUACIONAL

1.1 Antecedentes

El 16 de abril del 2016 en la ciudad de Pedernales, provincia de Manabí, se presentó un sismo con magnitud de Mw 7,8 en la escala de Richter; luego de lo cual se realizó la clasificación de las edificaciones dependiendo del grado de daño o afectación que causó el terremoto y, se reunió información de las arquitecturas en colapso, tales como: materiales empleados de uso constructivo, cimentación, número de pisos, elementos de la estructura, sistema constructivo, detalles de las fallas ocurridas por el sismo, entre otros.

Con esta recopilación de datos se realizaron análisis metodológicos que ponen en evidencia la mala práctica constructiva y la deficiente calidad de materiales empleados, demostrándose el incumplimiento prevalente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en los aspectos constructivos y estructurales. Se determina que existieron fallas básicamente en los siguientes aspectos: por fuerza cortante en la base de las columnas, uniones de elementos estructurales, efecto de piso blando, cimentación débil, deficiente rigidez en las conexiones viga-columna, falla de amarre en la cimentación, elevada fragilidad en la mampostería, diseño de esbeltez de columnas, entre otras. (M. Lenin Lara, Oct. 2018)

El sismo que se produjo el día domingo 31 de marzo del 2019 en el cantón Salinas, provincia de Santa Elena, registrado a partir de las 02:04 deja varias afectaciones estructurales en la zona costera. El Instituto Geofísico indicó que el evento principal fue de magnitud 6,1 con epicentro de 28,15 km en las afueras del cantón Salinas y profundidad de 5.00 km; otras 50 réplicas de magnitud entre 2,2 y 5,4 en la misma área.

El evento sísmico ocurrió por el deslizamiento de la placa de Nazca (Oceánica) debajo de la placa Sudamericana (Continental); técnicamente, se llama un proceso de subducción. Los mayores daños se produjeron en 32 viviendas en la zona norte de la

provincia, pertenecientes a las comunas de Montañita, San Pedro y Palmar que resultaron con paredes fisuradas, muros desplomados, provocado por las fuerzas laterales del sismo.

La importancia de que una estructura obtenga un factor de seguridad de un rango elevado conlleva directamente a la capacidad de soportar cargas máximas posibles que pueden ocurrir durante la vida útil de una estructura, sin tener problemas excesivos, al punto de que este colapse y los elementos estructurales fallen directamente a cortante, ocasionando la muerte de muchas personas.

Las construcciones de viviendas en sitios de alto riesgo sísmico deben de obedecer todas las normativas vigentes de construcción y riesgo de sismicidad, para asegurar la vida útil de la estructura. En Ecuador se encuentra vigente la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015.

La NEC 2015 es una norma que tiene un gran porcentaje de equivalencia con la norma estadounidense ASCE7-16, motivo por el cual, este trabajo de titulación realizará una comparación entre un diseño estructural de hormigón armado aplicando las normas antes mencionadas y, la caracterización de una vivienda de MIDUVI, para establecer posibles diferencias y similitudes en la parte constructiva que actualmente tiene el país.

A nivel nacional e internacional, el hormigón armado es uno de los materiales más populares y desarrollados en la industria de la construcción, que aprovecha de manera muy eficiente las características de buena resistencia a flexión y compresión, durabilidad, moldeabilidad, cumpliendo con una función extraordinaria, logrando un alto índice de comercialización, por lo tanto, resulta de gran importancia utilizar este material como un elemento estructural principal para el proyecto de diseño sismo-resistente en las viviendas.

1.2 Planteamiento del problema

Con base al riesgo sísmico, que depende de la amenaza sísmica y la vulnerabilidad estructural ($\text{RIESGO} = \text{AMENAZA} \times \text{VULNERABILIDAD}$), al aumentar cualquiera de estos dos parámetros, o ambos a la vez, aumenta el riesgo de la estructura y resulta

más difícil cumplir el objetivo de salvar vidas y propiedades.

La incertidumbre es la principal característica de esta ecuación, debido a que no se sabe con certeza la ubicación y el tiempo en que va a ocurrir un sismo, tampoco se puede predecir su magnitud y duración. Cabe destacar que la intensidad del sismo en cada región define los parámetros estructurales. Es de gran importancia considerar que mientras los esquemas arquitectónicos y estructurales se alejan más de los esquemas simples, las viviendas son más afectadas por los sismos.

Lamentablemente en la provincia de Santa Elena como en varias provincias del Ecuador no se cumplen los requerimientos mínimos de norma sísmica indispensables para tal fin. Sin embargo, es importante señalar que las normas sismo-resistentes no garantizan la inexistencia de daños ante un terremoto severo, sino que establecen requisitos mínimos para proteger la vida de las personas que ocupan la edificación.

En el Ecuador, se estima que el 15% de las viviendas tienen un diseño apto para resistir terremotos. La norma sísmica ecuatoriana ha sido recientemente actualizada (NEC-15) y no existe una adecuada difusión sobre los aspectos normativos que hacen a las estructuras resistentes a sismos, siendo este un grave problema que conlleva a una informalidad constructiva.

Los habitantes muchas veces, debido a sus limitados recursos económicos contratan maestros de obra y no emplean ingenieros civiles para construir estructuras, así como también existen casos de desactualización en la práctica profesional del Ingeniero Civil que no garantizan un desempeño eficiente de las estructuras.

Actualmente no existe un estudio comparativo de diseño estructural de viviendas de concreto reforzado mediante el método LRFD (Load And Resistance Factor Design) usando la Norma Ecuatoriana NEC-SE-VIVIENDA y NEC-SE-HM; y, las Normas Americanas ASCE7-16 y ACI318-14, con viviendas tipo MIDUVI, que permita determinar si existen diferencias de diseño, por lo tanto la presente investigación contiene un diseño innovador para la construcción de futuras viviendas del buen vivir en el cantón La Libertad.

1.3 Alcance

El presente proyecto contempla todos los procedimientos y normas necesarias para la ejecución de las distintas fases del diseño, describiendo una solución posible a los problemas del sistema estructural. Se diseñará y analizará un modelo matemático en tres dimensiones de una estructura de concreto reforzado para una vivienda siguiendo las normas NEC-15, ASCE7-16, ACI318-14 y empleando como filosofía principal la Resistencia Última LRFD, mediante memorias de cálculo, con la finalidad de determinar y analizar si el modelo elaborado tiene buen servicio, que restrinja cualquier daño y evitando colapsos.

Para el diseño estructural acorde a las normas americanas ASCE7-16, ACI318-14, y norma ecuatoriana NEC-15, se realizarán planos de diseño de todos elementos estructurales que conformen la estructura de concreto reforzado, adicionalmente, se redactará la memoria técnica de acuerdo a las especificaciones que requieren las normas empleadas.

1.4 Justificación

Debido a los acontecimientos naturales que ha atravesado el país como el terremoto del 16 de abril de 2016 que causó daños irreparables tanto materiales como pérdidas humanas, el sector constructor resultó comprometido a mejorar por el colapso de muchas edificaciones. Actualmente, no existen estudios realizados que muestren la certeza y confiabilidad de resistencia en base a las normas ecuatorianas y las normas americanas.

Frente a aquello, existe la necesidad de realizar un estudio comparativo de un diseño estructural de concreto reforzado, donde se analice y verifique los coeficientes, factores, resistencias, condiciones que emplean las normas al momento de diseñar una vivienda; de igual manera comprobar si los requerimientos de las normas están diseñadas para ser capaces de ser dúctiles a flexión y no fallen a cortante, evitando la muerte de centenares de personas y, que busque además concientizar a la población sobre la importancia de construir una vivienda segura cumpliendo con las respectivas normas de construcción.

1.5 Objetivos de la investigación

1.5.1 Objetivo general

Realizar un estudio comparativo de diseños estructurales de viviendas de concreto reforzado mediante la aplicación del método LRFD (Load and Resistance Factor Design), normas ecuatorianas NEC-SE-VIVIENDA, NEC-SE-HM; y, las normas americanas ASCE7-16 Y ACI318-14, que sirva como modelo para futuras inversiones en viviendas de la población en general.

1.5.2 Objetivos específicos

- Recopilar e investigar información necesaria sobre las normas de construcción ecuatorianas y americanas, identificando sus similitudes y diferencias.
- Elaborar los diseños estructurales basados en objetivos de desempeño sísmico de las estructuras de hormigón armado conforme NEC-SE-VIVIENDA, NEC-SE-HM, ASCE 7-16 y ACI318-14.
- Emplear la filosofía de diseño de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y criterios generales para el diseño estructural (Columnas, vigas, cimentación, entre otros.) que forman parte de la estructura principal de una vivienda.

1.6 Variables del estudio

1.6.1 Variable independiente

Método LRFD (Load and Resistance Factor Design)

1.6.2 Variable dependiente

Diseño estructural

1.7 Metodología del estudio

Para llevar a cabo el proyecto de titulación del diseño estructural de una vivienda de concreto reforzado se desarrollarán las siguientes actividades:

- Conceptualización de las viviendas de hormigón armado tipo MIDUVI.
- Pre diseño estructural.
- Modelo matemático en el programa SAP 2000.
- Análisis de cargas y combinaciones de cargas.
- Detalle del diseño de las normas ASCE7-16, NEC-15 y ACI 318-14.
- Planos de diseño estructural.
- Conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Fundamentación teórica

Actualmente existen diferentes formas para construir viviendas en base a varios tipos de estructuras. Es muy acertado tener en cuenta que la estructura es la parte fundamental por el cual se inicia la construcción de una vivienda, ya que la misma permite dar soporte a la casa para mantener los cimientos con gran firmeza.

2.1.1 Diseño de estructuras de concreto en EEUU

La primera edificación de concreto reforzado en Estados Unidos en Port Chester, Nueva York, en 1875 fue construido por William E. Ward. En 1883 presentó un artículo ante la American Society of Mechanical Engineers donde afirmaba haber obtenido la idea del concreto reforzado al observar a trabajadores ingleses en 1867 intentando limpiar el cemento endurecido de sus herramientas de hierro. Durante esos años, fue probablemente Thaddeus Hyatt, un estadounidense, quien analizó correctamente los esfuerzos en una viga de concreto reforzado y en 1877 publicó un libro titulado *An Account of Some Experiments with Portland Cement, Combined with Iron as a Building Material*. En este libro elogió el uso del concreto reforzado y dijo que “las vigas laminadas (acero) tienen que aceptarse con base en un acto de fe”. Hyatt puso mucho énfasis en la alta resistencia del concreto al fuego. (McCormac, 2014)

El concreto, al igual que la mayoría de los materiales pétreos, tiene una alta resistencia a la compresión y una muy baja resistencia a la tensión. El hormigón o concreto de refuerzo es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a la tensión de que carece el concreto, dando como resultado un elemento estructural soportante. (McCormac, 2014)

La selección del material estructural que se va a usar en una vivienda o edificación depende de la altura y claro de la estructura, el mercado de materiales, de las

condiciones de la cimentación, de los códigos locales de construcción y de consideraciones arquitectónicas. Las condiciones de la cimentación con frecuencia suelen afectar la selección del material por usar en la estructura de un edificio. Si las condiciones de la cimentación son pobres, puede ser más conveniente usar una estructura de acero debido al menor peso de ésta. (McCormac, 2014)

El código de construcciones en una ciudad específica puede favorecer más a uno de los materiales que a los otros. Por ejemplo, muchas ciudades tienen zonas de incendio en las que sólo pueden erigirse estructuras a prueba de fuego, lo cual favorece al concreto reforzado. (McCormac, 2014)

Finalmente, el factor tiempo favorece a las estructuras de acero, ya que éstas pueden erigirse mucho más rápidamente que las estructuras de concreto reforzado. Sin embargo, la ventaja del tiempo no es tan grande como podría parecer a primera vista, porque en caso de que la estructura deba estar calificada a prueba de fuego, el constructor tendrá que recubrir el acero con algún tipo de material incombustible después de montado el edificio. (McCormac, 2014)

Algunas ventajas del concreto reforzado como material estructural son:

- Resistencia considerable a la compresión por unidad de costo.
- Resistencia a las acciones del fuego.
- Las estructuras de hormigón armado son muy rígidas.
- Requiere poco mantenimiento.
- Posee larga vida de servicio.
- Capacidad de moldearse a requerimientos de diseño.
- Requiere mano de obra de baja calificación para su montaje.
- Mayor peso y volumen.

Para proyección y éxito del concreto, dándole un buen uso se debe tener claro que también existen desventajas del concreto. Algunas de ellas son las siguientes:

- 1) Resistencia baja a la tensión.

- 2) Requiere de cimbras para mantener el concreto y que el producto endurezca.
- 3) La baja resistencia por unidad de peso de concreto conlleva a miembros pesados.
- 4) La baja resistencia por unidad de volumen de concreto conlleva a miembros pesados.
- 5) Las propiedades del hormigón varían debido a las modificaciones en proporción y mezclado.

2.1.2 Diseño de estructuras de concreto reforzado en Ecuador

Tamayo (2014), escribió que los sistemas constructivos de edificios aún siguen evolucionando hasta la actualidad, se propone que su evolución se inició aproximadamente en el primer cuarto del siglo XX a partir de la introducción generalizada de dos tipos de estructuras. El abandono de las estructuras murarias para pasar al uso continuado de estructuras aporticadas.

En el Ecuador, los primeros intentos de abandono de las estructuras murarias se produjeron con la industrialización de los perfiles metálicos a fines del siglo XIX, dentro de la revolución industrial. Pero la verdadera aplicación masiva de este tipo de estructuras llegó con el hormigón armado, a partir de los años 40 del siglo pasado, y la mejora continuada de sus capacidades portantes, así como de sus métodos de cálculo. Todo ello permitió eliminar los cerramientos portantes, más pesados (>700 kg/m²) aligerando el conjunto del edificio, reduciendo su costo y aprovechando los metros cuadrados de suelo edificable. (Tamayo, 2014)

Entre las primeras edificaciones construidas en el Ecuador se tiene, el edificio de ocho pisos del Banco de la Previsora en Quito en el año 1937, el Edificio Juan Marcet de cinco pisos en Guayaquil en el año 1938, el Edificio Fiore de siete pisos en Guayaquil en el año 1939, entre otras. Las que fueron desarrolladas por técnicos italianos, pero dejaron sentando el legado de la construcción en estructura de hormigón. (Guerrero, 2009)

Actualmente, en el Ecuador la construcción con hormigón armado es uno de los principales sistemas constructivos, ya que prevalece la influencia tecnológica

norteamericana, de tal forma que nuestro actual código de la construcción es prácticamente una traducción del norteamericano. El principal problema de la construcción con hormigón en el Ecuador es que al principio se desarrollaron construcciones sin normas y especificaciones pertinentes lo cual permitiría dar mayor seguridad a la edificación. (Tamayo, 2014)

Por otro lado, el Ecuador ya está edificando con nuevos sistemas estructurales modernos basados en ensamblajes mixtos y material prefabricado. En este caso los sistemas de estructuras mixtas son aporticadas donde las vigas y columnas pueden ser de hormigón o de acero, o una mezcla de estos.

2.2 Marco conceptual

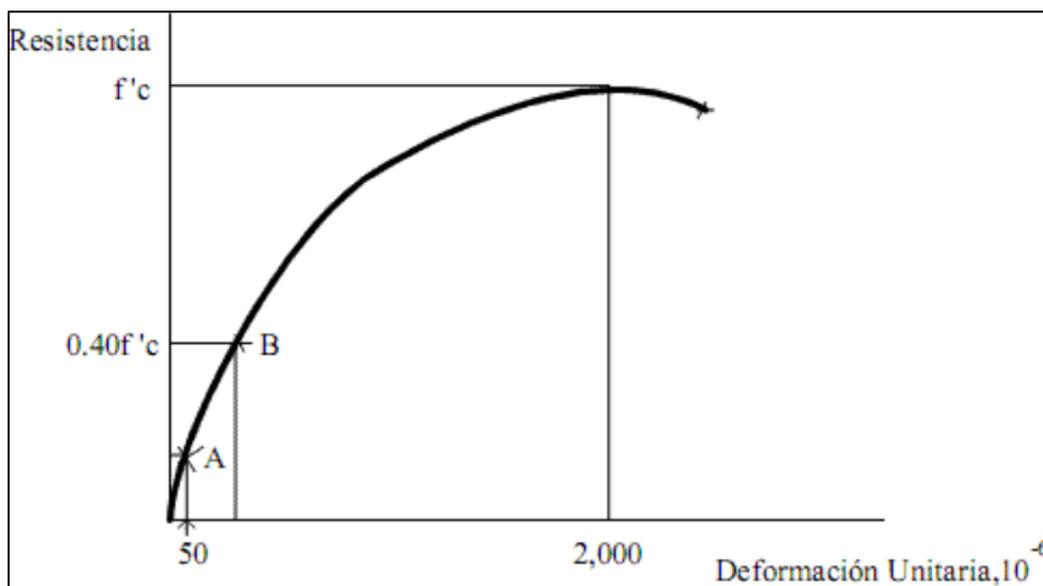
2.2.1 Concreto

El hormigón o concreto es considerado uno de los materiales más utilizados en el ámbito constructivo a nivel mundial. Está compuesto por cemento, agregados (piedra y arena), agua y aire. Este se presenta en una gran diversidad, dependiendo de las dimensiones de la estructura en proyección donde se usan encofrados para darle forma según los requerimientos otorgados por las normativas de construcción. Además de poseer propiedades principales como son: trabajabilidad, cohesividad, resistencia y durabilidad. (McCormac, 2014)

El hormigón no es un material especialmente elástico, esto se puede observar sencillamente si se somete a un espécimen a esfuerzos de compresión crecientes hasta llevarlo a la falla, si para cada nivel de esfuerzo se registra la deformación unitaria del material, como se muestra en el gráfico N° 1 que relaciona estos parámetros.

El módulo de elasticidad (E_c) se obtiene calculando la pendiente del segmento de recta que pasa por los puntos A y B, para lo cual es necesario obtener del trazo de la curva (o en el transcurso de la prueba) la ordenada correspondiente a las 50 micro-deformaciones y la abscisa correspondiente al esfuerzo $0.40f'_c$. También se puede observar en la siguiente ilustración que la deformación que corresponde a la resistencia del concreto es 0.002 cm/cm , que corresponde a 2,000 micro-deformaciones.

Gráfico N° 1 Curva típica Esfuerzo – Deformación para el concreto bajo compresión



Fuente: (ASTM C-469.)

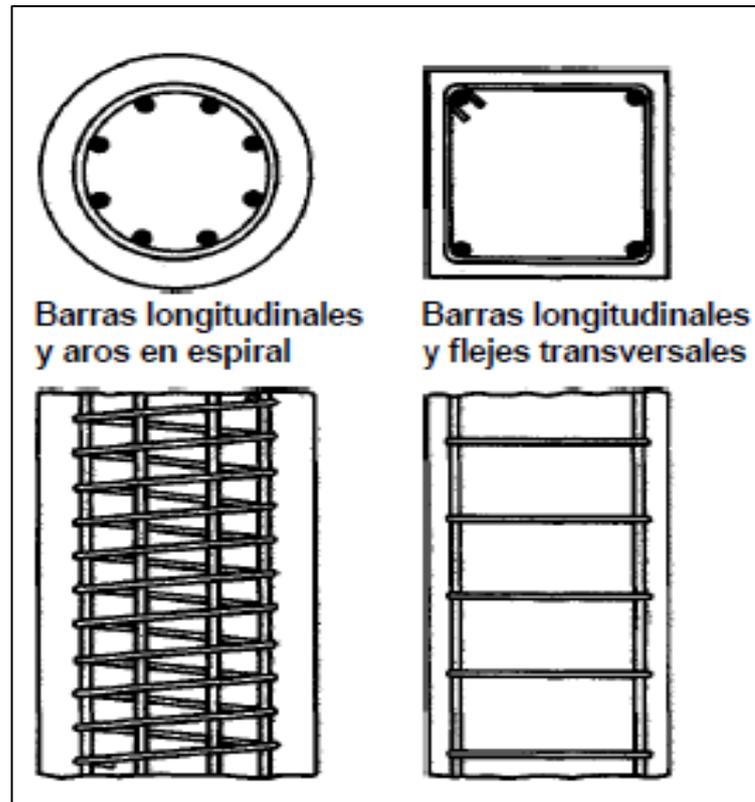
2.2.2 Concreto reforzado

Se utiliza el acero para reforzar el concreto debido a su alta resistencia a la tensión, principalmente en aquellos sitios donde la baja resistencia a la tensión del concreto limitaría la capacidad portante del elemento. El refuerzo, conformado usualmente por barras circulares de acero con deformaciones superficiales apropiadas para proporcionar adherencia, se coloca en las formaletas antes de vaciar el concreto. Una vez las barras estén completamente rodeadas por la masa de concreto endurecido, comienzan a formar parte integral del elemento. (Nilson, 2001)

La combinación resultante de los dos materiales, conocida como concreto reforzado, combina muchas de las ventajas de cada uno: el costo relativamente bajo, la buena resistencia al clima y al fuego, la buena resistencia a la compresión y la excelente capacidad de moldeo del concreto con la alta resistencia a la tensión y la aún mayor ductilidad y tenacidad del acero. Es precisamente esta combinación la que permite el casi ilimitado rango de usos y posibilidades del concreto reforzado en la construcción de edificios, puentes, presas, tanques, depósitos y muchas otras estructuras. (Nilson, 2001)

En el gráfico N° 2, se visualiza una columna de concreto reforzado de forma circular y cuadrada con sus respectivas barras longitudinales.

Gráfico N° 2 Columna de concreto reforzado



Fuente. Figura 1.14 de (Nilson Arthur -2001)

2.2.3 Funcionalidad, resistencia y seguridad estructural

Para que una estructura cumpla sus propósitos debe ser segura contra el colapso y funcional en condiciones de servicio. 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 la adecuada para todas las cargas que puedan llegar a actuar sobre ella.

Si la resistencia de la estructura, construida tal como se diseñó, pudiera predecirse en forma precisa, y si las cargas y sus efectos internos (momentos, cortantes, fuerzas axiales) se conocieran con precisión, la seguridad podría garantizarse proporcionando una capacidad portante ligeramente superior a la que se requiere para las cargas conocidas.

Sin embargo, existen diversas fuentes de incertidumbre en el análisis, diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado. Estas fuentes de incertidumbre, que requieren un margen de seguridad definido, pueden listarse a continuación:

- Las cargas reales pueden diferir de las supuestas.
- Las cargas reales pueden estar distribuidas de manera diferente a la supuesta.
- El comportamiento estructural real puede diferir del supuesto, debido a las limitaciones del conocimiento.
- Las suposiciones y simplificaciones inherentes a cualquier análisis pueden resultar en efectos calculados, momentos, cortantes, etc., diferentes de aquellos que de hecho actúan sobre la estructura.
- Las dimensiones reales de los elementos pueden diferir de aquellas especificadas.
- El refuerzo puede no estar en la posición definida.
- Las resistencias reales de los materiales pueden diferir de aquellas especificadas.

2.2.4 Cargas

Una de las tareas más importantes para la elaboración de un diseño estructural es la estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil. No pueden dejar de considerarse cargas que puedan presentarse con cierta probabilidad razonable. Una vez estimadas las cargas, el siguiente problema consiste en determinar cuál será la peor combinación de estas que pueda ocurrir en un momento dado.

2.2.5 Carga muerta

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar. Incluyen el peso propio de la estructura en estudio (paredes, pisos, techos, acabados, revestimientos, escaleras), así como también los elementos que se encuentran permanentemente unidos a ella.

Para diseñar una estructura de hormigón armado es necesario estimar los pesos o cargas muertas de las diversas partes para considerarlas en el diseño. Los tamaños y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se ha hecho el análisis estructural y se han seleccionado los elementos para la estructura.

2.2.6 Carga viva

Se define como carga viva una carga producida por el uso y la ocupación del edificio u otra estructura, que no se incluya en las cargas de construcción o cargas ambientales tales como carga de viento, carga de nieve, entre otros. La norma (ASCE 7-16, 2016) define también la carga de cubierta, que puede ser producida por cualquiera de los siguientes escenarios:

- Durante el mantenimiento por los trabajadores, el equipo, y materiales
- Durante la vida de la estructura por objetos móviles, tales como jardineras u otros pequeños objetos decorativos

2.2.7 Combinación de carga

Los elementos estructurales y la cimentación deben ser diseñados de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor a los efectos de las cargas factoradas. Los estados de carga se definen como cargas se presentarán durante la vida útil de la estructura. El cómo combinar las cargas en un estado de cargas depende de estudios probabilísticos en los cuales se tiene en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea de estas.

Las normas estipulan unas combinaciones de cargas básicas a tener en cuenta en el análisis, pero también debemos tener en cuenta, que, dentro de un estado de carga dado, existe la probabilidad de que la posición de la carga (en este caso la carga viva) produzca efectos críticos en la estructura, inclusive mayores a los que si la carga se considere actuando en la totalidad de esta.

2.2.8 Método LRFD

La utilización del método LRFD (Load and Resistance Factor Design), corresponde a un método de estados límites últimos, que considera factores para cada carga y para cada resistencia nominal.

Otro de los aspectos más importante de este método es la forma de combinar las cargas, ya que está considerado algunos factores que van a cambian el margen de seguridad de la vivienda o edificación, dando una mayor confiabilidad a la estructura. Estos factores corresponden a coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia de la estructura.

2.3 Marco Normativo

Para el análisis y comparación del diseño estructural de una vivienda de concreto reforzado se realizan los requerimientos de las siguientes normas:

- Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC15).
 - NEC-SE-VIVIENDA Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m.
 - NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado.
 - NEC-SE-CG Cargas No Sísmicas.
- American Society Civil Engineers (ASCE7-16, 2016).
- American Concrete Institute (ACI318-14, 2014).

Las fórmulas que se emplean en el diseño también son tomadas de libros de diseño estructural como Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac – Russell H. Brown en sus capítulos 4, 9 y 12 para el diseño de vigas, columnas y zapatas respectivamente; de igual manera Diseño de Estructuras de Concreto Arthur H. Nilson en base a sus capítulos 3, 8 y 16 para los diseños antes mencionados.

2.3.1 Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC15)

La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC15) se encuentra basada especialmente en las Normas de los Estados Unidos (ASCE7-16 para el análisis y ACI318-14 para el

diseño en hormigón armado), sin embargo existen ciertas diferencias que no constan en la norma americana.

2.3.2 Requisitos de Norma Ecuatoriana para Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m (NEC-SE-VIVIENDA)

La Norma Ecuatoriana de Construcción en la sección 2.3 (NEC-SE-VIVIENDA, 2015) presenta los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de viviendas sismo resistentes hasta de 2 pisos con luces de hasta 5.0 m, inclusive los conjuntos de viviendas adosadas que conforman un cuerpo estructural con dimensión máxima en planta de 30 m. Para el alcance de este código se considera Vivienda a las edificaciones con luces que no excedan 5.0 m y que no superen 2 niveles de altura de sus fachadas, o que no excedan 6.0 m de altura desde el suelo en cubierta plana y hasta 8.0 m en cubierta inclinada, hasta el nivel más alto de su cubierta y cuyo uso sea exclusivamente residencial. Toda vivienda debe ser diseñada en base a la selección de un sistema sismo resistente apropiado:

- Pórticos de hormigón armado resistente a momentos.
- Muros portantes
- Pórticos de acero

Los sistemas diferentes a los descritos deberán diseñarse con un método racional que garantice seguridad de vida de los ocupantes frente a la ocurrencia del sismo de diseño.

Los proyectos de vivienda requieren al menos los siguientes productos:

- Planos arquitectónicos, estructurales, sanitarios y eléctricos, estudio de suelos, presupuesto y especificaciones técnicas.
- Memoria técnica que incluya la descripción completa del sistema constructivo, proceso constructivo, materiales empleados y sus propiedades, procesos de control y aseguramiento de calidad necesarios para garantizar las condiciones de diseño.

2.3.2.1 Cargas y combinaciones de carga

Las cargas y combinaciones de carga, son determinadas de acuerdo a lo estipulado en las secciones 3.4.3, 4.1 y 4.2 de la norma (NEC-SE-CG, 2015).

2.3.2.2 Requisitos de resistencia sísmica del sistema estructural

En la sección 3.2 (NEC-SE-VIVIENDA, 2015) se establecen las características que deben cumplir los sistemas estructurales:

- Los pórticos resistentes a momentos y muros portantes deben estar dispuestos de tal manera que provean suficiente resistencia ante los efectos sísmicos en las 2 direcciones principales en planta.
- Un sistema de cimentación que transmita al suelo las cargas derivadas de la función estructural de cada pórtilo. Este sistema debe tener una rigidez apropiada, de manera que se prevengan asentamientos diferenciales.
- Asegurar que las conexiones entre cimentación, vigas, columnas, entrepiso y cubierta transmitan en forma efectiva las cargas desde la cubierta hasta la cimentación.

2.3.2.3 Requisitos mínimos para zapatas aisladas

La sección 4.4 (NEC-SE-VIVIENDA, 2015) establece los requisitos mínimos de las zapatas aisladas:

- Las zapatas aisladas deben ser cuadrangulares ó rectangulares en planta. Siempre que sea posible, deben estar colocadas tal que su centroide coincida con el centroide de la columna ó muro que recibe.
- La profundidad entre la superficie del contrapiso y el fondo de la zapata debe ser de 1.0 m. La menor dimensión de la zapata debe ser de 1.0 m ó lo que se sustente con un diseño de cimentación y el espesor mínimo de la zapata debe ser de 15 cm.

- El refuerzo a flexión de las zapatas aisladas debe colocarse en la parte inferior de la misma y en ambas direcciones, de manera uniforme en todo el ancho de la zapata.
- La cuantía mínima en cualquier dirección debe ser de 0.0018.
- La distancia libre mínima entre barras paralelas debe ser igual al diámetro de la barra pero no menor a 25 mm.
- La distancia máxima entre barras paralelas debe ser menor ó igual que 3 veces el espesor de la zapata pero no mayor que 30 cm ó lo que indique el diseño de la cimentación.

2.3.2.4 Pórticos de hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM.

La construcción de viviendas con este sistema estructural se limita a 2 pisos en terreno plano y sin posibilidad a ampliación en elevación. Cuando el terreno no sea plano, se requerirá un diseño más detallado que considere los efectos de torsión generados por la configuración irregular, por lo tanto, los requisitos de este capítulo se consideran insuficientes y el diseño deberá regirse a las especificaciones de la norma (NEC-SE-DS, 2015) y los correspondientes a hormigón y acero de esta norma.

En el sistema de pórticos resistentes a momento, la mampostería cumple una función divisoria de espacios y de seguridad, por lo que podrán usarse unidades de mampostería de al menos 7 cm de espesor. Se debe considerar y tomar las medidas necesarias para evitar que la mampostería afecte el desempeño del pórtico por la creación de irregularidades como columna corta y piso débil.

La norma (NEC-SE-VIVIENDA, 2015), no especifica el espesor máximo que debe usarse para que la mampostería cumpla una función divisoria de espacios y seguridad. En la tabla 1 del presente Trabajo de Titulación se exhiben los requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas.

Nota: La Norma Ecuatoriana de Construcción en la sección 2.3 del código (NEC-SE-VIVIENDA,2015) presenta los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de viviendas sismo resistentes hasta de 2 pisos con luces de hasta 5.0 m.

Sin embargo en la tabla 5 de la sección 5.2 (NEC-SE-VIVIENDA, 2015) se presenta el valor de 4 m como luz máxima para columnas y vigas.

Tabla 1 Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas

Número de pisos de la vivienda	Elemento	Luz máxima (m)	Altura total de entrepiso máxima (m)	Sección mínima base x altura (cm x cm)	Cuantía Longitudinal Mínima de acero laminado en caliente	Refuerzo de acero laminado Transversal Mínimo (estribos)
1	Columnas	4.0	2.50	20 x 20 (a)	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			15 x 20 (b)	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)
2	Columnas	4.0	2.50	Piso 1: 25 x 25 Piso 2: 20 x 20	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			20 x 20 (b)	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)

Fuente: Tabla 5.2 (NEC –SE VIVIENDA, 2015)

2.3.3 Requisitos de Norma Ecuatoriana para Estructuras de Hormigón Armado (NEC-SE-HM)

La Norma Ecuatoriana de Construcción en la sección 2.4 del código (NEC-SE-HM, 2015) presenta la clasificación de estructuras de hormigón armado de acuerdo al mecanismo dúctil esperado, especificando que los elementos de los pórticos especiales resistentes a sismo son las vigas y columnas descolgadas.

2.3.3.1 Hormigón Armado

En la sección 3.3.1 del código (NEC-SE-HM, 2015) establece los valores de la resistencia especificada a la compresión, siendo 21 MPa (210kg/cm²) el valor mínimo para hormigón normal y 35 MPa (350kg/cm²) el valor máximo para elementos de hormigón liviano.

2.3.3.2 Acero de Refuerzo

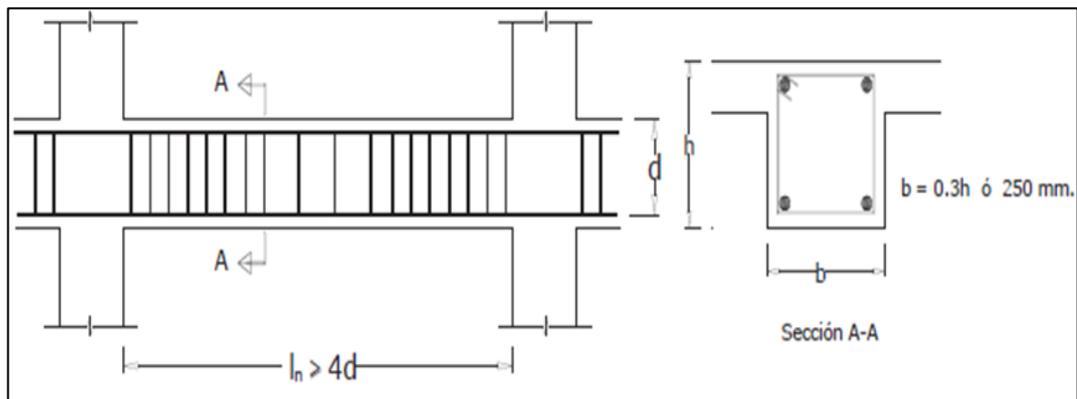
El código (NEC-SE-HM, 2015) en la sección 3.4 establece que el acero de refuerzo debe ser corrugado, a excepción en espirales o acero de pretensado donde se puede emplear acero liso. De igual forma, establece los diámetros del acero de refuerzo (d_b), siendo para barras corrugadas un diámetro mínimo de 8 mm y un diámetro máximo de 36 mm, y para estribos un diámetro mínimo de 10 mm y un diámetro máximo de 16 mm.

También se establece en la sección 3.4.7 (NEC-SE-HM, 2015) que los traslapes en columnas, muros y vigas se deben realizar de forma alternada, y bajo ninguna circunstancia podrán traslapar más del 50% del refuerzo en la longitud de traslape, adicionalmente, las distancias entre traslapes alternos deben ser mayores que 30 veces el diámetro de varilla de refuerzo.

2.3.3.3 Elementos en flexión (Vigas)

En la sección 4.2.1 del código (NEC-SE-HM, 2015) se establecen las características que deben presentar las vigas y otros elementos estructurales de pórticos en flexión.

Gráfico N° 3 Características de los elementos a flexión



Fuente: Sección 4.2.1 (NEC –SE HM, 2015)

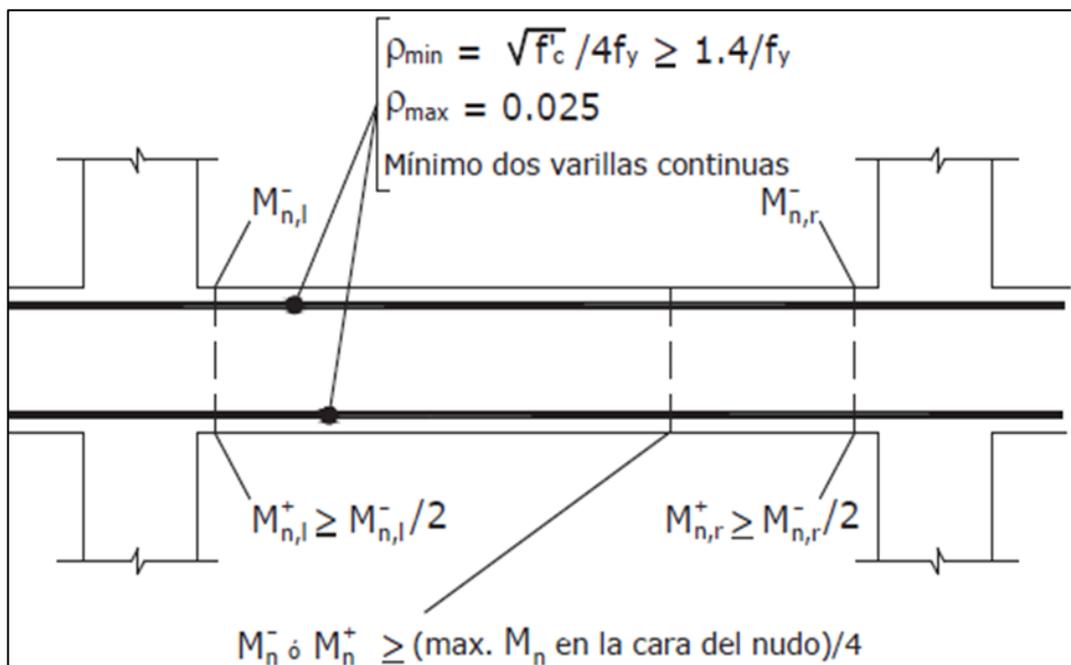
Como se muestra en el gráfico N°3, destacando las siguientes:

- Ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas.
- Resistir fuerzas fundamentalmente por flexión.

- Las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento, P_u , no exceda $0.10f'_cA_g$ en ninguna combinación de cargas en que participen cargas sísmicas.
- El ancho mínimo b sea 250 mm.
- El peralte mínimo cumpla con los requisitos para el control de deflexiones del (ACI318-14, 2014) de la sección 9.5.

En la sección 4.2.5 (NEC-SE-HM, 2015) se establece los requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión cuando por análisis se requiera, como se ilustra en el gráfico N° 4. Estos valores en términos de cuantía representan los mismos del A_s min según el código (ACI318-14, 2014).

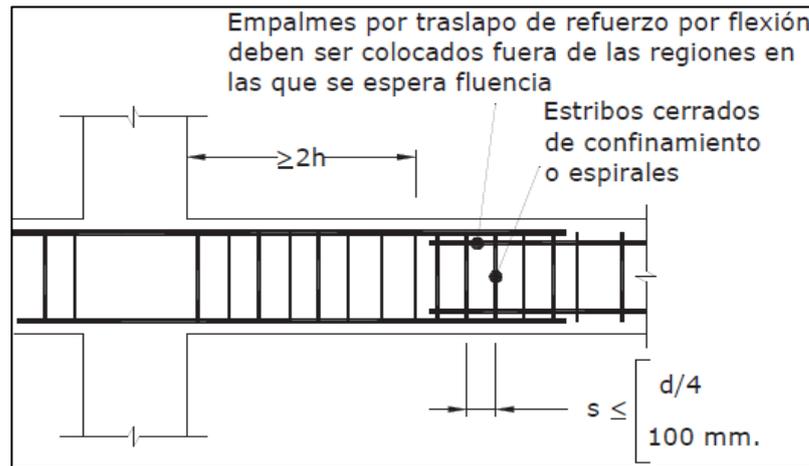
Gráfico N° 4 Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión



Fuente: Sección 4.2.5 (NEC –SE HM, 2014)

En la sección 4.2.8 (NEC-SE-HM, 2015) se establece que los estribos de confinamiento serán al menos de 10 mm de diámetro en toda la longitud de traslape de varillas de refuerzo longitudinal. El espaciamiento máximo en zonas de confinamiento ($2h$ de los extremos del elemento) no puede exceder $d/4$ o 100 mm, como se muestra en el gráfico N°5. Además, se considera que no se deben hacer traslapese en los nudos, distancias menores a la zona de confinamiento $2h$ y sitios donde el análisis indique la posible formación de rótulas plásticas.

Gráfico N° 5 Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal



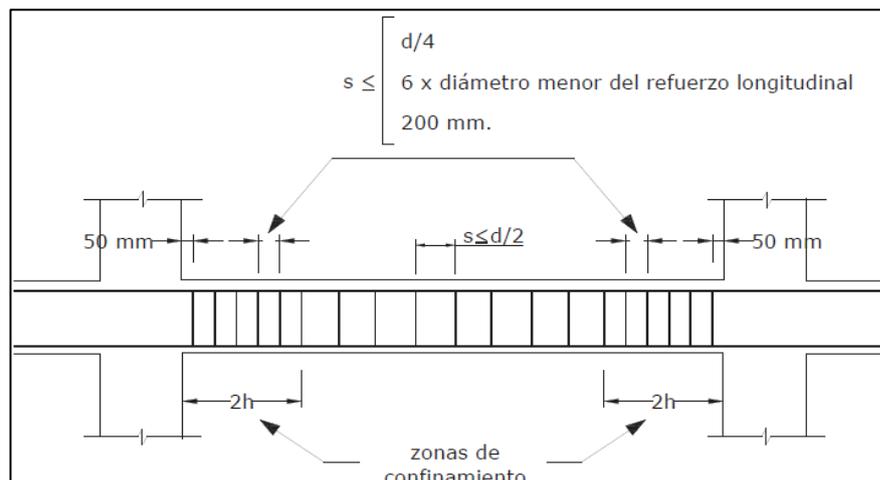
Fuente: Sección 4.2.8 (NEC –SE HM, 2015)

En los extremos de los elementos, el primer estribo se coloca a 50 mm y el último a la distancia 2h. En las regiones de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de:

- $d/4$
- 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal
- 200 mm

En regiones donde el refuerzo de confinamiento es de menor importancia, se debe colocar los estribos con espaciamiento máximo de $d/2$, como se muestra en el gráfico N°6 del presente Trabajo de Titulación.

Gráfico N° 6 Separación de estribos



Fuente: Sección 4.2.8 (NEC –SE HM, 2015)

2.3.3.4 Elementos en flexo-compresión (Columnas)

En la sección 4.3 del código (NEC-SE-HM, 2015) se establecen los requisitos que se aplican en las columnas, elementos de pórticos rígidos y otros elementos estructurales que contienen las siguientes características:

- Sean parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas.
- Soporten fuerzas axiales que excedan a $0.10f'_cA_g$ en las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas.
- La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300 mm.

En la sección 4.3.3 del código (NEC-SE-HM, 2015) se especifica la cuantía máxima de refuerzo longitudinal mediante la ecuación: $0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$ donde ρ_g es el área de refuerzo longitudinal y A_g es el área bruta de la sección. La sección 4.3.4 establece las consideraciones para el refuerzo transversal en elementos en flexo-compresión. Se debe proporcionar un confinamiento especial en una Longitud L_o medida a partir de la cara de cada nudo. La longitud L_o no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- 450 mm.

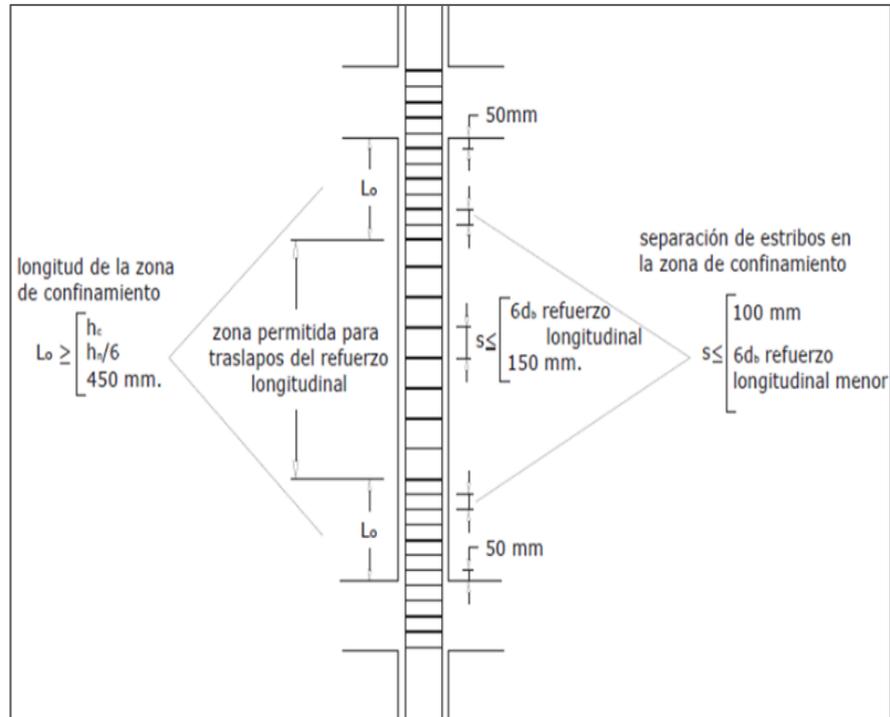
La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- 100 mm en L_o

En regiones fuera a L_o , la separación máxima del refuerzo entre estribos no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 200 mm.

En el gráfico N° 7 se presenta la separación de estribos correspondiente a la zona permitida para traslapes del refuerzo longitudinal y zona de confinamiento.

Gráfico N° 7 Separación de estribos



Fuente: Sección 4.3.4 (NEC –SE HM, 2015)

2.3.3.5 Refuerzo para resistir al cortante y conexión viga-columna

Las secciones 5.2.4 y 6.2 (NEC-SE-HM, 2015) establecen que se debe cumplir con las especificaciones encontradas en el capítulo 18 del código (ACI318-14, 2014).

2.3.4 Requisitos de Norma Ecuatoriana para Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG)

La Norma Ecuatoriana de Construcción en la sección 2.2.1 del código (NEC-SE-CG, 2015) establece las cargas a considerar en el cálculo y diseño de todo tipo de estructuras, divididas en cargas permanentes (cargas muertas mínimas en particular) y cargas variables (cargas vivas, viento y granizo). A su vez, estas cargas serán complementadas por cargas accidentales que son las cargas sísmicas (en construcción nueva y en rehabilitación) especificadas en las normas (NEC-SE-DS, 2015) y (NEC-SE-RE, 2015).

2.3.4.1 Combinación de Cargas

Las combinaciones de cargas empleadas en el código (NEC-SE-CG, 2015) son adoptadas de las normas americanas (ASCE7-16 y ACI318-14), generalmente las construcciones deben diseñarse para resistir las combinaciones de cargas permanentes, cargas variables (cargas vivas o también llamadas sobrecargas de uso, cargas estáticas por viento y cargas de granizo) y cargas accidentales (acciones sísmicas).

2.3.4.2 Combinación para el diseño por última resistencia

La sección 3.4.3 del código (NEC-SE-HM, 2015) establece que cuando sea apropiado, se debe investigar cada estado límite de resistencia. Los efectos más desfavorables, tanto de viento como de sismo, no necesitan ser considerados simultáneamente. Las estructuras, componentes y cimentaciones, deben ser diseñados de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones correspondientes a la tabla 2 del presente Trabajo de Titulación:

Tabla 2 Combinación de Cargas NEC15

<u>Combinación 1</u>
1,4D
<u>Combinación 2</u>
1,2D + 1,6L + 0,5max[Lr; S; R]
<u>Combinación 3*</u>
1,2D + 1,6max[Lr; S; R] + [L; 0,5W]
<u>Combinación 4*</u>
1,2D + 1,0W + L + 0,5max[Lr; S; R]
<u>Combinación 5*</u>
1,2D + 1,0E + L + 0,2S
<u>Combinación 6</u>
0,9D + 1,0W
<u>Combinación 7</u>
0,9D + 1,0E
*Para las combinaciones 3, 4 y 5; L = 0,5 kN/m ² si L ₀ ≤ 4,8 kN/m ² (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).

Fuente: Criterio 3.4.3 (MIDUVI & CAMICOM, NEC-SE-CG Carga No Sísmica, 2015)

2.3.4.3 Cargas muertas y vivas

Para calcular las cargas que se emplean en este Trabajo de Titulación, se usan los pesos específicos de los materiales cargas vivas de la sección 4.1 y 4.2 (NEC-SE-CG, 2015), como se muestra en la tabla 3 y tabla 4.

Tabla 3 Carga muerta: pesos de los materiales

Material	Peso Unitario kN/m ²
A. Rocas	
Basalto	29,0 - 30,0
Granito	26,0 a 28,0
Andesita	26,0 a 28,1
Sienita	27,0 a 29,0
Pórfido	26,0 a 27,0
Gabro	29,0 a 31,0
Arenisca	26,0 a 27,5
Calizas compactas y mármoles	27,0 a 28,0
Pizarra para tejados	28,0
B. Piedras artificiales	
Adobe	16,0
Amianto-cemento	20,0
Baldosa cerámica	18,0
Baldosa de gres	19,0
Hormigón simple	22,0
Hormigón armado	24,0
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19,0
Ladrillo cerámico prensado (20 a 30% de huecos)	14,0
Ladrillo cerámico prensado (40 a 50% de huecos)	10,0
Ladrillo artesanal	16,0
Bloque hueco de hormigón	12,0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8,5
C. Materiales granulares	
Arena seca	14,5
Arena húmeda	16,0
Arena saturada	18,0
Arena de pómez seca	7,0
Ripio seco	16,0
Ripio húmedo	20,0
Grava (canto rodado)	16,0
Gravilla seca	15,5
Gravilla húmeda	20,0
Tierra seca	14,0
Tierra húmeda	18,0
Tierra saturada	20,0
D. Morteros	
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5	20,0
Cemento compuesto cal y arena	18,0
Cal y arena	16,0
Yeso	10,0
E. Metales	
Acero	78,5
Aluminio	27,0

Bronce	85,0
Cobre	89,0
Estaño	74,0
Fundición gris	72,0
Latón	85,0
Plomo	114,0
Zinc	72,0
F. Materiales diversos	
Alquitrán	12,0
Asfalto	13,0
Cal	12,0
Hielo	9,0
Libros y documentos	8,5
Papel	11,0
Plásticos en planchas	21,0
Vidrio plano	26,0
Elementos secundarios	
G. Contrapisos y recubrimientos	
KN/m2	
Baldosa de mármol reconstruido, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0,22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0,20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0,16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0,22
H. Cielorrasos y Cubiertas	
KN/m2	
De yeso sobre listones de madera (incluidos los listones)	0,20
De mortero compuesto de cal y arena	0,55
Plancha ondulada de fibrocemento: de 8mm de espesor	0,20
de 6mm de espesor	0,15
Chapa ondulada de acero galvanizado: de 0,55 mm de espesor	0,07
de 0,8 mm de espesor	0,09
de 1,3 mm de espesor	0,14
Teja de barro cocido sin mortero	0,50
Teja plana con mortero de cemento	0,85
Teja de hormigón con mortero	1,15

Fuente: (MIDUVI & CAMICOM, NEC-SE-CG Carga No Sísmica, 2015)

Tabla 4 Carga viva: sobrecargas mínimas

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m2)	Carga Concentrada (kN)
Estadios y coliseos Graderíos Asientos fijos	4,80d 3,00d	
Adicional a las cargas vivas verticales, el diseño incluirá fuerzas horizontales aplicadas a cada fila de asientos, como sigue: * 400 N/m en dirección paralela, * 150 N/m en dirección perpendicular. Estas fuerzas no serán consideradas en forma simultánea.		
Fábricas / Industria / Manufactura Livianas Pesadas	6,00 12,00	9,0 13,40
Garaje (únicamente vehículos para pasajeros) Camiones y buses		2,0 a,b a,b
* Los pisos de estacionamientos o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de esta tabla o para las siguientes cargas concentradas:		

Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en una superficie de 100 mm por 100 mm. 13,4 KN; y Para losas en contacto con el suelo que son utilizadas para el almacenamiento de vehículos particulares, 10kN por rueda. Los estacionamientos para camiones y buses serán diseñados por algún método recomendado por AASHTO, MTOP, que contenga las especificaciones para cargas de camiones y buses.		
Gimnasios	4,80	
Graderíos para estadios y similares	4,80d	
véase Estadios y coliseos		
Hoteles (ver residencias)		
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0,70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3,00	
Cubiertas para áreas de paseo	4,80	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión		
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0,24 no reduc	
Todas las demás	1,00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8,90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1,40
Todos los otros usos		1,40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.		
Departamentos (ver residencias)		
Edificios de oficinas		
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primero piso	4,80	9,00
Oficinas	2,40	9,00
Corredores sobre el primer piso	4,00	9,00
Escaleras fijas	Ver sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
Escaleras y rutas de escape	4,80	g
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares	2,00	
Cuando la sobrecarga reducida de cubierta (menor a 1,0 Nm ²), calculada de conformidad con el [3,2,1], sea utilizada para el diseño de miembros estructurales continuos, la sobrecarga se aplicará en dos tramos adyacentes y en tramos alternados para obtener las máximas sollicitaciones.		
Hospitales		
Sala de quirófanos, laboratorios	2,90	4,50
Sala de pacientes	2,00	4,50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4,00	4,50
Instituciones penales		
Celdas	2,00	
Comedores	4,80	
Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad		
Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3,00	
Patios y terrazas peatonales	4,80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2.600 mm²)		1,40
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2,00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2,00	
Salones de uso público y sus corredores	4,80	
Salas de baile	4,80	

Salas de billar, bolos y otras áreas de recreación similares	3,60	
Salida de emergencia	4,80	
Únicamente para residencias unifamiliares	2,00	
Sistemas de pisos para circulación		
Para oficinas	2,40	9,00
Para centros de cómputo	4,80	9,00
Soportes para luces cenitales y cielos rasos accesibles		0,90
Unidades educativas		
Aulas	2,00	4,50
Corredores segundo piso y superior	4,00	4,50
Corredores primer piso	4,80	4,50
Veredas, áreas de circulación vehicular y patios que puedan estar cargados por camiones	12,00	35,60
*La carga concentrada de rueda será aplicada en un área de 10 mm x 100 mm		

Fuente: Tabla 9 (MIDUVI & CAMICOM, NEC-SE-CG Carga No Sísmica, 2015)

2.3.5 American Society Civil Engineers (ASCE7-16, 2016)

La normativa (ASCE 7-16, 2016) establece las cargas de diseño estructural mínimas para edificios y otras estructuras, determinando por medio de estas cargas muertas, vivas, sísmicas, de viento, de lluvia, de nieve, hielo y sus respectivas combinaciones adecuadas para la construcción.

2.3.5.1 Combinación de Cargas

El capítulo 2 de la norma (ASCE 7-16, 2016) proporciona las combinaciones de carga básicas para diseños, hay 7 combinaciones de carga básicas, cada miembro y conexión debe estar diseñado para la máxima fuerza o interacción de estas fuerzas (por ejemplo, fuerza axial más flexión) producidas por cualquiera de estas combinaciones.

Para cualquier miembro dado, como una viga de hormigón armado, se pueden encontrar diferentes combinaciones para controlar diferentes aspectos del diseño. (Charney, 2014, pág. 97). Las estructuras, componentes y cimientos deben diseñarse de manera que su resistencia de diseño sea igual o superior a los efectos de las cargas factorizadas en las siguientes combinaciones:

- 1) 1.4D
- 2) 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)
- 3) 1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (L o 0.5W)
- 4) 1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr o S o R)
- 5) 0.9D + 1.0W

$$6) 1.2D + Ev + Eh + L + 0.2S$$

$$7) 0.9D - Ev + Eh$$

Donde:

D = Carga muerta

E = Carga sísmica

L = Carga viva

Lr = Carga viva de cubierta

R = Carga de lluvia

S = Carga de nieve

W = Carga de viento

2.3.6 American Concrete Institute (ACI 318S-14)

El código (ACI 318-14, 2014) introduce los requisitos de los sistemas estructurales para construcciones inusuales o cuando se requiera mejorar el desempeño; a continuación, se detalla los requerimientos que se utilizarán en el diseño estructural de la vivienda.

.

2.3.6.1 Sistema estructural

En el capítulo 5 del código (ACI 318-14, 2014) se especifica para cada tipo de miembro estructural, incluyendo los requisitos generales, los límites de diseño, la resistencia requerida, la resistencia de diseño, los límites de refuerzo, el detallado del refuerzo y otros requisitos propios del tipo de miembro.

2.3.6.2 Cargas de diseño

Las disposiciones del capítulo 5 del código (ACI 318-14, 2014) se basan en la norma (ASCE/SEI 7-16, 2016). Las cargas de diseño incluyen, pero no se limitan a cargas muertas, cargas vivas, cargas de nieve, cargas de viento, efectos sísmicos, vibración, impacto, retracción, cambios de temperatura, flujo plástico, expansión del concreto de retracción compensada y asentamientos diferenciales previstos de los apoyos.

2.3.6.3 Combinación y factores de carga

En el capítulo 5 del código (ACI 318 –14, 2014) se indica que la resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes, como se muestra en la siguiente tabla 5 del Trabajo de Titulación:

Tabla 5 Combinación de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U=1.4D$	(5.3.1a)	D
$U=1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U=1.2D+1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)+(1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$	(5.3.1e)	E
$U=0.9D+1.0W$	(5.3.1f)	W
$U=0.9D+1.0E$	(5.3.1g)	E

Fuente: Tabla 5.3.1, Capítulo 5 (ACI 318-14, 2014)

2.3.6.4 Factores de reducción de resistencia

En el capítulo 21 del código (ACI 318-14, 2014), los factores de reducción de resistencia son compatibles con las combinaciones de carga de la norma (ASCE/SEI 7-16, 2016), las cuales forman la base para las combinaciones de mayoración de carga requeridas por el capítulo 5 del código (ACI 318-14, 2014).

Los propósitos de los factores de reducción de resistencia Φ son:

- Tener en cuenta la probabilidad de existencia de miembros con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones.
- Tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño.
- Reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida para el elemento sometido a los efectos de carga en consideración.
- Reflejar la importancia del elemento en la estructura.

En la tabla 6 del Trabajo de Titulación se muestra el factor de reducción de resistencia, Φ , que deben cumplir con las combinaciones de mayoración de carga requerida.

Tabla 6 Factor de reducción de resistencia Φ

Acción o Elemento Estructural		Φ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,9 de acuerdo con 21,2,2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, Φ debe cumplir con 21,2,3.
(b)	Cortante	0,75	Se presentan requisitos adicionales en 21,2,4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos
(c)	Torsión	0,75	-
(d)	Aplastamiento	0,65	-
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0,85	-
(f)	Cartelas y ménsulas	0,75	-
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0,75	-
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0,9	-
(i)	Elementos de concreto simple	0,6	-
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0,45 a 0,75 de acuerdo con el Capítulo 17	-

Fuente: Tabla 21.2.1, Capítulo 21 (ACI 318-14, 2014)

2.3.6.5 Vigas

Altura mínima de vigas

La altura total de la viga h , no debe ser menor que los límites dados en el capítulo 9 del código (ACI 318-14, 2014), que se ilustra en la tabla 7. Estos valores son aplicables para concreto de peso normal.

Tabla 7 Altura mínima de vigas

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

Fuente. Tabla 9.3.1.1, Capítulo 9 (ACI 318-14, 2014)

Límites dimensionales

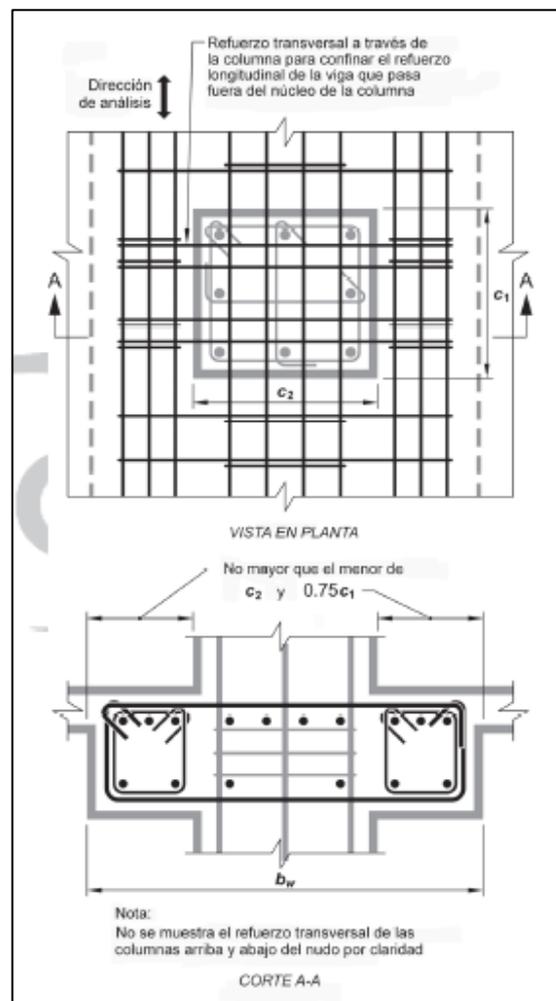
En la sección 18.6.2.1, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: Las vigas deben cumplir con los requerimientos que se muestran a continuación:

- La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$.
- El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 10 pulg.

La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0.75c_1$.

El gráfico N° 8 muestra un ejemplo del ancho efectivo máximo de una viga. Sección 18.6.2 del código (ACI 318-14, 2014).

Gráfico N° 8 Ancho efectivo máximo de una viga



Fuente: Figura 18.6.2, Capítulo 18 (ACI 318-14, 2014)

Límite de la deformación unitaria del refuerzo

El efecto de esta limitación es restringir la cuantía de refuerzo en vigas para mitigar el comportamiento frágil a flexión en caso de ocurrir una sobrecarga. La resistencia requerida para vigas se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del capítulo 5 y con los procedimientos de análisis del capítulo 6 del código (ACI 318–14, 2014).

Refuerzo longitudinal

En la sección 18.6.3.1, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como inferior. En cualquier sección, tanto para el refuerzo superior como para el inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor a lo requerido por 9.6.1.2, y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025.

Momentos flexionantes

En la sección 6.5.2 del código (ACI 318-14,2014) indica que: Los momentos y cortantes aproximados conducen a valores razonablemente conservadores para las condiciones indicadas cuando las vigas continuas y las losas en una dirección forman parte de un pórtico o de una construcción continua. Dado que la disposición de las cargas que produce valores críticos para los momentos en las columnas de pórticos difiere de aquella que produce momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de columnas deben evaluarse por separado.

Vigas de pórticos especiales resistentes a momentos

Esta sección aplica a las vigas de los pórticos especiales resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión y cortante.

En la sección 6.5.1 del código (ACI 318-14,2014) indica que: Se permite calcular M_u y V_u para cargas gravitacionales de acuerdo con esta sección para vigas continuas.

Para obtener el valor de M_u debe calcularse de acuerdo con la Tabla 8 y el valor de V_u con la tabla 9 respectivamente, como se muestra a continuación:

Tabla 8 Momentos aproximados para vigas no preesforzadas

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo ⁽¹⁾	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 10 pies (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

Fuente. Tabla 6.5.2, Capítulo 6 (ACI 318-14, 2014)

Tabla 9 Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas

Localización	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1.15 w_u \ell_n / 2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_u \ell_n / 2$

Fuente. Tabla 6.5.2, Capítulo 6 (ACI 318-14, 2014)

Los momentos de niveles de piso o de cubierta deben resistirse distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente debajo y por encima del piso bajo estudio en proporción a las rigideces relativas de las columnas considerando sus condiciones de restricción. Sección 6.5.5, capítulo 6 del código (ACI 318-14, 2014).

Refuerzo por cortante

En la sección 22.5.5, capítulo 22 del código (ACI 318-14, 2014) indica que la capacidad resistente a corte del hormigón simple v_c , puede calcularse mediante un método detallado, como se muestra en la tabla 10.

Tabla 10 Método detallado para calcular vc

vc (kgf)	
El menor de:	$vc = 0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d$
	$vc = (0.5 \lambda \sqrt{f'c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d$
	$\leq (0.5 \lambda \sqrt{f'c} + 176 \rho_w) b_w d$
	$\leq 0.93 \lambda \sqrt{f'c} b_w d$

Fuente. Tabla 22.5.5.1, Capítulo 22 (ACI 318-14, 2014)

Área mínima de refuerzo requerido (A_v , min)

Las expresiones (b) y (d) de la Tabla 11 llevan a un área mínima de refuerzo transversal independiente de la resistencia del concreto y controlan para resistencias del concreto menor a 4400 lb/pulg.2.

Tabla 11 A_v , min requerido

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$			
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps} f_{se} < 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)	
		$50 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)	
Preesforzadas con $A_{ps} f_{se} \geq 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	El mayor de:	$0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
			$50 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
			$\frac{A_{ps} f_{pu}}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

Fuente. Tabla 9.6.3.3, Capítulo 9 (ACI 318-14, 2014)

Recubrimiento del concreto

En la sección 20.6.1 del código (ACI318-14, 2014) indica que: A menos que el reglamento general de construcción exija un recubrimiento mayor de concreto para protección contra el fuego, el recubrimiento mínimo especificado debe cumplir con la sección 20.6.1.2 y 20.6.1.3 del código (ACI 318-14, 2014).

Se permite que todo acabado de concreto de un piso pueda considerarse como parte del recubrimiento requerido para efecto de consideraciones no estructurales. Sección 20.6.1.2, capítulo 20 del código (ACI 318-14, 2014).

Los elementos de concreto no preesforzados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo igual al menos al dado en la Tabla 12 del Trabajo de Titulación. Sección 20.6.1.3.1 del código (ACI318-14, 2014).

Tabla 12 Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento específico, cm.
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	7.62
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 6 a No. 18	2.08
		Barras No. 5, alambre W31 o D31, y menores	3.81
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 6 a No. 18	3.82
		Barras No. 11 y menores	1.90
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	3.82

Fuente. Tabla 20.6.1.3.1, Capítulo 20 (ACI 318-14, 2014)

Zona de confinamiento

En la sección 18.4.2.4 del código (ACI318-14, 2014) indica que: En ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud $2h$ medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 2 pulg. de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder $d / 2$ en toda la longitud de la viga. Sección 18.4.2.5 del código (ACI318-14, 2014). El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- (a) $d / 4$
- (b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- (d) 12 pulg.

Espaciamiento del refuerzo

En la sección 25.2.1, capítulo del código (ACI318-14, 2014) indica que: Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 1 pulg., diámetro nominal de una barra (d_b), y $(4/3)$ dag- tamaño nominal del agregado grueso.

En la sección 9.7.6.2.1, capítulo 9 del código (ACI 318–14, 2014) especifica que: Cuando se requiera, el refuerzo para cortante debe consistir en estribos, estribos cerrados de confinamiento o barras longitudinales dobladas.

Tabla 13 Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	s máximo, cm		
		Viga no preesforzada	Viga preesforzada
$> 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		24	
$> 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		12	

Fuente. Tabla 9.7.6.2.2, Capítulo 9 (ACI 318-14, 2014)

El espaciamiento máximo del refuerzo de cortante debe cumplir con la tabla 13, que se muestra a continuación. Sección 9.7.6.2.2. Tanto los estribos inclinados como el refuerzo longitudinal doblado para actuar como refuerzo de cortante deben estar espaciados de manera tal que cada línea a 45° que se extienda $d/2$ hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de refuerzo de cortante. Sección 9.7.6.2.3, capítulo 9 del código (ACI 318–14, 2014).

Refuerzo transversal

En la sección 9.7.6.2.1, capítulo 9 del código (ACI 318–14, 2014) especifica que: Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

- En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

En la sección 9.7.6.2.1, capítulo 9 del código (ACI 318–14, 2014) especifica que: El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 2 pulg. de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (c):

- (a) $d/4$.
- (b) Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.
- (c) 6 pulg.

2.3.6.6 Columnas

Límites dimensionales

En la sección 10.3.1, capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014) indica que: Los límites dimensionales no se han especificado los tamaños mínimos explícitos para columnas con el fin de permitir el uso de columnas de concreto reforzado con secciones transversales pequeñas en estructuras poco cargadas, tales como edificaciones de baja altura, ya sean residenciales o livianas de oficinas. Si se usan secciones transversales pequeñas, se requiere una mano de obra cuidadosa y los esfuerzos por retracción tienen mayor importancia.

Resistencia Requerida

La resistencia requerida para el diseño de columnas debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el capítulo 5 del código (ACI 318-14, 2014). En la sección 10.4.1.2, capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014) establece

que la resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del capítulo 6.

Fuerza axial y momento mayorado

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, de acuerdo a la sección 10.4.2.1, capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014), se debe considerar que P_u y M_u ocurren simultáneamente. Esos casos, la cuantía de refuerzo mínimo puede calcularse con base en el área requerida más que con base en el área real, pero la cuantía de refuerzo vertical no puede ser menor a 0.5 por ciento del área de sección transversal real.

Resistencia mínima a flexión de columnas

En la sección 18.7.3.1, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) establece que: Las columnas deben satisfacer 18.7.3.2 o 18.7.3.3.

Refuerzo longitudinal mínimo para cortante

En la sección 10.7.3.1, capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014) establece que el refuerzo longitudinal requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando las barras están rodeadas por estribos rectangulares o circulares. Para otras configuraciones de los estribos, debe colocarse una barra longitudinal en cada vértice o esquina y debe proveerse el refuerzo transversal apropiado.

En la sección 10.6.1.2, capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014) indica: Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_v min, en todas las regiones donde $V_u > 0.5 \phi V_c$.

Recubrimiento específico para elementos de concreto

En la sección 20.6.1.3.1, capítulo 20 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: Los elementos de concreto no preesforzados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo.

Refuerzo transversal

En la sección 18.7.5.1, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud ℓ_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

Tabla 14 Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 10,000$ lb./pulg. ²	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 10,000$ lb./pulg. ²	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 10,000$ lb./pulg. ²	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 10,000$ lb./pulg. ²	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Fuente. Tabla 18.7.5.4, Capítulo 18 (ACI 318-14, 2014)

La longitud ℓ_o debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 18 pulg.

En la sección 18.7.5.4, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido por la Tabla 14 del Trabajo de Titulación.

Refuerzo máximo para cortante

En la sección 10.7.6.5.2, capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: Cuando se requiera, debe colocarse refuerzo para cortante usando estribos, estribos cerrados de confinamiento o espirales.

Zona de confinamiento

En la sección 18.4.3.3, capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: En ambos extremos de la columna deben colocarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o en una longitud ℓ_o medida desde la cara del nudo.

El espaciamiento S_o no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- (a) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- (b) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- (c) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- (d) 12 pulg.

La longitud ℓ_o , no debe ser menor que la mayor entre (e) hasta (g):

- (e) Una sexta parte de la luz libre de la columna.
- (f) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- (g) 18 pulg.

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $S_o / 2$ de la cara del nudo. Sección 18.4.3.4, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014). Fuera de la longitud ℓ_o el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 10.7.6.5.2. Sección 18.4.3.5, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014).

En la tabla 15 del Trabajo de Titulación se presenta el espaciamiento máximo para el refuerzo cortante de una columna.

Tabla 15 Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

Vs	s máximo, cm		
		Columna no preesforzada	Columna preesforzada
$> 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$	El menor de:	d/2	3h/4
		24	
$> 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$	El menor de:	d/4	3h/8
		12	

Fuente. Tabla 10.7.6.5.2, Capítulo 10 (ACI 318-14, 2014)

2.3.6.7 Nudos en pórticos especiales resistentes a momento

En la sección 18.8.2.1, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) se especifica que: Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$. Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, para concretos de peso normal la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro o 26 veces el diámetro de la barra longitudinal más larga para concretos livianos. Sección 18.8.2.3, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014).

La altura h del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo, que genere cortante en el nudo y que sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Sección 18.8.2.1, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014).

Refuerzo transversal

En la sección 18.8.3.1, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) se especifica que: El refuerzo transversal del nudo debe cumplir con 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4 y 18.7.5.7, excepto en lo permitido en 18.8.3.2.

Cuando existan vigas que lleguen a los cuatro lados del nudo y el ancho de cada viga mida por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite reducir la cuantía de refuerzo especificada en 18.7.5.4 a la mitad, y el espaciamiento especificado en 18.7.5.3 se puede incrementar a 6 pulg. Dentro de la altura h de la viga menos alta. Sección 18.8.3.2, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014).

En la sección 18.8.3.3, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) se especifica que: Debe disponerse refuerzo transversal que pase a través del nudo para dar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna, cumpliendo con los requisitos de espaciamiento de 18.6.4.4, y con los requisitos de 18.6.4.2 y 18.6.4.3, cuando dicho confinamiento no es producido por una viga que llegue al nudo.

Resistencia a cortante

La resistencia nominal V_n en el nudo debe estar de acuerdo con la Tabla 16 del Trabajo de Titulación.

Tabla 16 Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Configuración del nudo	V_n (kgf)
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras	$5.3 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas	$4.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
Para otros casos	$3.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$

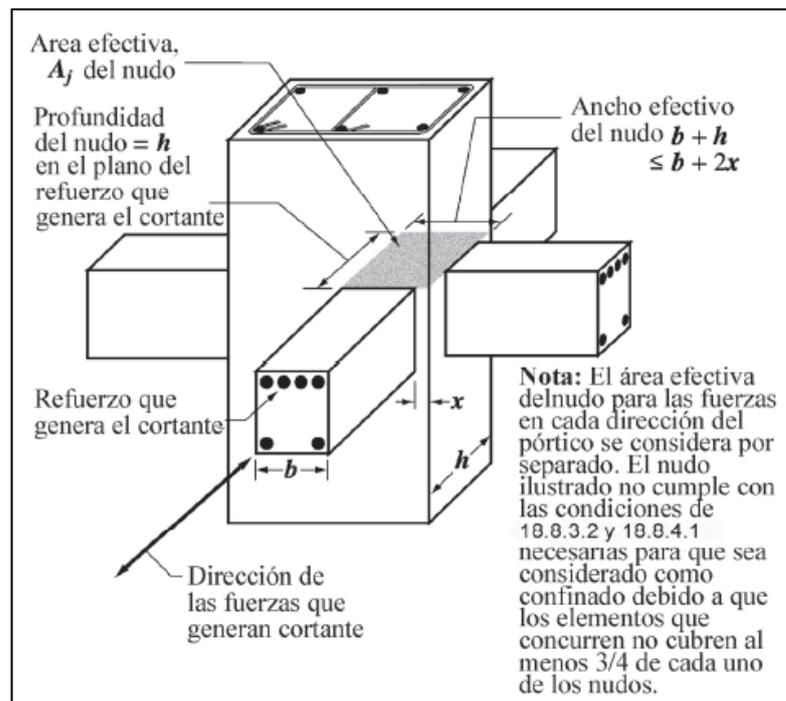
Fuente. Tabla 18.8.4.1, Capítulo 18 (ACI 318-14, 2014)

En la sección 18.8.4.3, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) indica que: El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, A_j , se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna, h , como se muestra en el gráfico N° 9.

El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

- (a) El ancho de la viga más la altura del nudo.
- (b) Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas al lado de la columna.

Gráfico N° 9 Área efectiva del nudo



Fuente. Figura 18.8.4, Capítulo 18 (ACI 318-14, 2014)

Detalles de la conexión viga- columna

En los nudos viga-columna y losa-columna, el área e refuerzo transversal calculado según 15.4.2 debe distribuirse dentro de una altura de la columna no menor que la mayor altura de las vigas o elementos de la losa que conectan a la columna. Sección 15.4.2.1, capítulo 15 del código (ACI 318-14, 2014).

Para nudos viga-columna, el espaciamiento del refuerzo transversal, s , no debe exceder la mitad de la altura de la viga de menor altura. Sección 15.4.2.2, capítulo 15 del código (ACI 318-14, 2014).

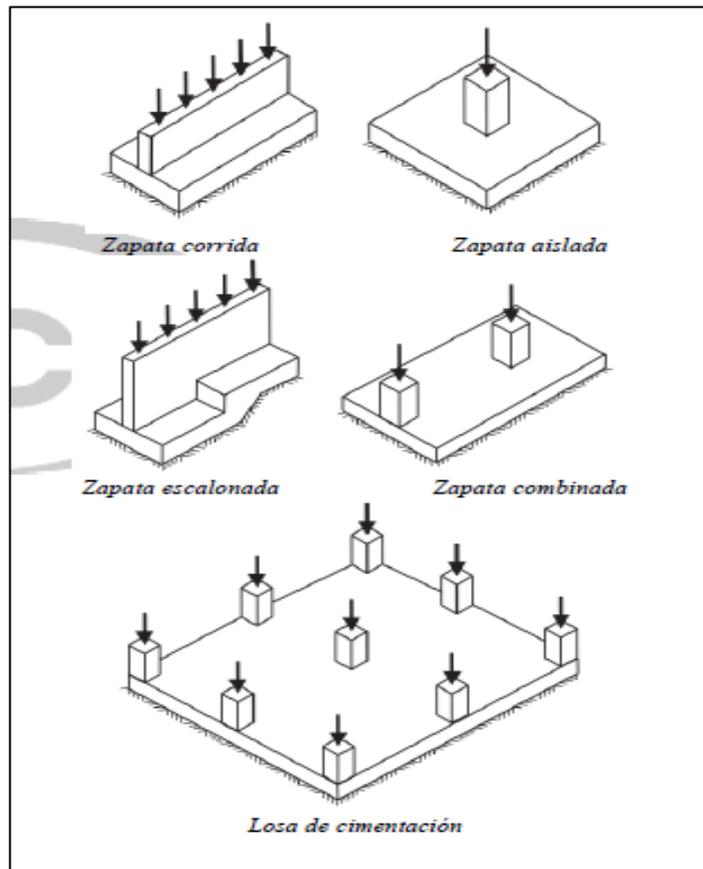
2.3.6.8 Cimentaciones

En el capítulo 13, sección 13.1.1 (ACI 318-14, 2014) se presentan los requerimientos aplicados para el diseño de la cimentación de la estructura, incluyendo cimentaciones superficiales de (a) hasta (e):

- (a) Zapatas corridas.
- (b) Zapatas aisladas.
- (c) Zapatas combinadas.
- (d) Losas de cimentación.
- (e) Vigas sobre el terreno.

En el gráfico N° 10 del Trabajo de Titulación se ilustra ejemplos de cimentaciones cubiertas en el capítulo 13 del código (ACI 318-14, 2014). Las zapatas escalonadas e inclinadas se consideran un subconjunto de otros tipos de zapatas.

Gráfico N° 10 Tipos de cimentaciones



Fuente: Figura 13.1.1, Capítulo 13 (ACI 318-14, 2014)

Criterio de diseño

En el capítulo 13, sección 13.2.6 (ACI 318-14, 2014) indica que: Las cimentaciones deben diseñarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas. La capacidad admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes deben determinarse mediante los principios de mecánica de suelos y de acuerdo con el reglamento general de construcción. El tamaño del área de la base de una zapata sobre el suelo o el número y distribución de los pilotes, generalmente se establece con base en estos valores admisibles para cargas no mayoradas (de servicio) tales como D, L, W y E, en cualquier combinación que controle el diseño.

El momento externo en cualquier sección de una zapata corrida, zapata aislada o cabezal de pilote debe determinarse pasando un plano vertical a través del miembro, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total del miembro que quede a un lado de dicho plano vertical. Sección 13.2.6.4, capítulo 13 del código (ACI 318-14, 2014).

Cimentaciones superficiales

En la sección 13.2.6, capítulo 13 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: El área mínima de la base de la cimentación debe calcularse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la cimentación al suelo o roca y de la capacidad portante admisible definida con base en principios de mecánica de suelos o de rocas. La altura total de la cimentación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 6 pulg. Sección 13.3.1.2 capítulo 13 del código (ACI 318-14, 2014).

Zapatas en dos direcciones

El diseño y detallado de zapatas aisladas en dos direcciones, deben cumplir con esta sección y con las disposiciones aplicables de los Capítulos 7 y 9 del código (ACI 318-14, 2014). En zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata en ambas direcciones. Sección 13.3.3.2 capítulo 13 del código (ACI 318-14, 2014).

Refuerzo mínimo para las conexiones entre miembros construidos en sitio y la cimentación.

En el capítulo 16, sección 16.3.4.1 (ACI 318-14, 2014) especifica que: Para las conexiones entre columnas o pedestales construidos en sitio y la cimentación, As a través de la interfaz debe ser al menos $0.005A_g$, donde A_g es el área bruta del miembro soportado.

Detalles para las conexiones entre miembros construidos en sitio y la cimentación.

En la base de columnas, pedestales o muros construidos en sitio, debe proporcionarse el refuerzo requerido para satisfacer 16.3.3 y 16.3.4, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la cimentación de apoyo, o mediante espigos (dowels). Sección 16.3.4.1, capítulo 16 del código (ACI 318-14, 2014).

Resistencia axial a compresión máxima.

En la sección 22.4.2.1, capítulo 22 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: La resistencia nominal axial a compresión, P_n , no debe ser mayor que P_n máx, como se define en la Tabla 17, donde P_o se calcula con la ecuación (22.4.2.2) para miembros no preesforzados y compuestos de concreto.

Tabla 17 Resistencia axial máxima

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)

Fuente. Tabla 22.4.2.1, Capítulo 22 (ACI 318-14, 2014)

En el capítulo 22, sección 22.4.2.4 (ACI 318-14, 2014) especifica que: Los estribos de refuerzo para miembros sometidos a compresión deben cumplir con las disposiciones para soporte lateral del refuerzo longitudinal dadas en 10.7.6.2 y 25.7.2.

Apoyo lateral de las barras longitudinales usando estribos o estribos cerrados de confinamiento.

En cualquier nivel el estribo o estribo cerrado de confinamiento inferior debe colocarse a no más de la mitad del espaciamiento entre los estribos o estribos cerrados de confinamiento por encima del borde superior de la zapata o de la losa. Sección 10.7.6.2.1, capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014).

Cálculo del cortante nominal de la zapata aislada.

En el diseño de la zapata aislada cuadrada mediante la verificación a cortante en 2 direcciones se emplea parte del capítulo 22 del código ACI318-14 para encontrar el cortante nominal y comprobar que el cortante ultimo del diseño cumple con la normativa, como se muestra en la tabla 18.

Tabla 18 Método detallado para calcular Cortante nominal

	Sistema mks esfuerzos en kg/cm ²
22,6,5,2(a)	$V_c = 1,1\lambda\sqrt{f'c}$
22,6,5,2(b)	$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda\sqrt{f'c}$
22,6,5,2(c)	$V_c = 0,27 \left(2 + \frac{\alpha_s}{b_0} \right) \lambda\sqrt{f'c}$

Fuente: Tabla 22.6.5.1 (a), (b) y (c) (ACI 318-14, 2014)

2.3.6.9 Requisitos de diseño y durabilidad

El valor de $f'c$ debe ser especificado en los documentos de construcción, como se muestra en la tabla 19. Sección 19.2.1.1, capítulo 19 del código (ACI 318-14, 2014).

Tabla 19 Límite para $f'c$

Aplicación	Concreto	$f'c$ Mínimo kg/cm ²	$f'c$ Máximo kg/cm ²
General	Peso normal y liviano	180	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	210	Ninguno
	Liviano	210	250

Fuente. Tabla 19.2.1.1, Capítulo 19 (ACI 318-14, 2014)

Para el diseño a cortante el factor de modificación se utiliza para tener en cuenta la relación entre la resistencia a tracción y a compresión del concreto, como se ilustra en la tabla 20. Sección 19.2.4.2, capítulo 19 del código (ACI 318-14, 2014).

Tabla 20 Factores de modificación

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330 Grueso: ASTM C330	0,75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330 Y C33 Grueso: ASTM C330	0,75 a 0,85
Arena, liviana	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C330	0,85
Arena, liviana, mezcla gruesa	Fino: ASTM C33 Grueso: Combinación de ASTM C330 y C33	0,85 a 1,00
Peso normal	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C33	1,00

Fuente: Tabla 19.2.4.2, Capítulo 19 (ACI318-14, 2014)

Los requisitos del capítulo 22 del código (ACI 318- 14, 2014) se aplican al cálculo de la resistencia nominal de las secciones de los miembros estructurales, como se muestra en la tabla 21.

Tabla 21 Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto

f'_c , kg/cm ²	β	
$180 \leq f'_c \leq 280$	0,85	(a)
$280 < f'_c < 560$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 280)}{70}$	(b)
$f'_c \geq 560$	0,65	(c)

Fuente: Tabla 22.2.2.4.3, Capítulo 22 (ACI318-14, 2014)

El capítulo 22 del código (ACI 318-14, 2014) especifica mediante fórmulas como se calcula el cortante último y el cortante nominal, como se muestra en la tabla 22. También se considera la tabla de factores de reducción de resistencia mencionada anteriormente.

Tabla 22 Cálculo del Cortante nominal

Sistema mks esfuerzos en kgf/cm ²
$v_u = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$
$v_u = (0.5 \lambda \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{v_u d}{M_u}) b_w d$
$\leq (0.5 \lambda \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w) b_w d$
$\leq 0.93 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$

Fuente: Tabla 22.5.5.1, Capítulo 22 (ACI318-14, 2014)

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Elementos estructurales de diseño

En el análisis y estructuración de una vivienda de hormigón armado o reforzado se realiza la identificación de los elementos principales que conforman el sistema estructural resistente. Adicionalmente se definen las propiedades, funciones y cargas que soportan cada uno de estos elementos; por ejemplo, las cargas adicionales a su propio peso, como carga muerta, y la sobrepuesta, carga viva.

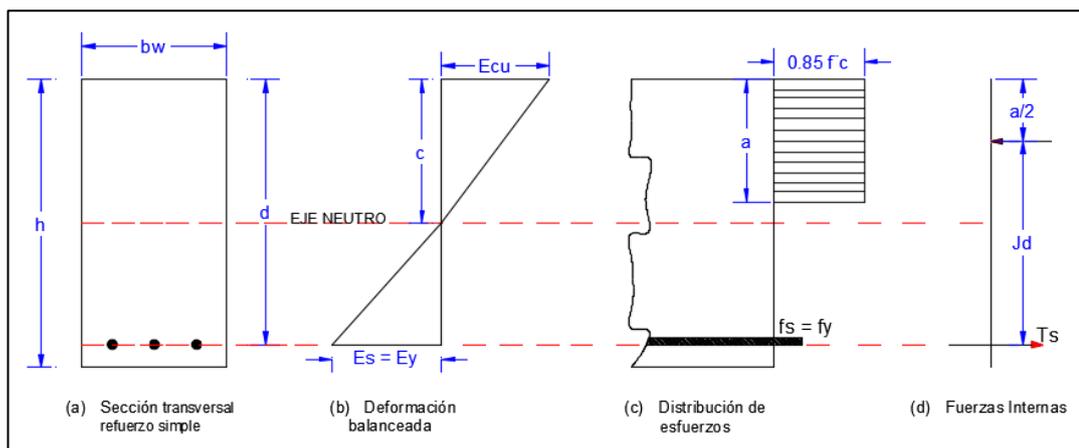
3.1.1 Diseño a flexión de vigas

Secciones rectangulares con refuerzo a tracción

Para la deducción de un modelo matemático de secciones rectangulares se debe cumplir que la resistencia provista sea mayor o igual a la requerida $\phi M_n \geq M_u$ según la sección 9.5.1.1, requisito de la normativa (ACI 318-14, 2014), capítulo 9. El factor de reducción de resistencia elementos a flexión, sección 21.2, tabla 21.2.1. es $\phi=0.9$.

En el gráfico N° 11 se presenta la deformación específica y distribución equivalente de tensiones en una sección rectangular.

Gráfico N° 11 Deformación específica y distribución equivalente de tensiones en una sección rectangular



Fuente: Temas de Hormigón Armado (Marcelo Romo, 2008)

En el diseño de secciones rectangulares que solo tienen armadura a tracción (vigas sub-reforzadas), las condiciones de equilibrio son las siguientes:

Equilibrio de fuerzas:

$$C_c = T_s$$

$$0.85f'_c b_w a = A_s f_y = \rho b_w d f_y \quad (1)$$

ρ = cuantía de refuerzo

$$a = \beta_1 C$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b_w} = \frac{\rho f_y d}{0.85f'_c}$$

Consideraciones de β_1

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 = 0.65 \text{ para } f'_c \leq 560 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$0.65 \leq \beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \leq 0.85$$

Equilibrio de momentos:

$$Mn = (C_c \text{ ó } T_s) \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mn = \rho b_w d f_y \left(d - \frac{0.5 \rho d f_y}{0.85 f'_c}\right) \quad (2)$$

Dividiendo ambos lados de la ecuación (2) para bd^2 se obtiene un coeficiente de resistencia nominal R_n :

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho f_y}{0.85 f'_c}\right) \quad (3)$$

Si b_w y d están prefijados, ρ se obtiene resolviendo la ecuación cuadrática para R_n :

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'c}} \right) \quad (4)$$

La ecuación (3) se puede usar para determinar la cuantía de acero ρ conociendo M_u o viceversa si se conoce las propiedades de la sección b_w y d . Reemplazando $M_n = M_u/\phi$, ($\phi M_n \geq M_u$) en la ecuación (3), dividiendo ambos lados de la ecuación para $f'c$:

$$\frac{M_u}{\phi f'c b_w d^2} = \frac{\rho f_y}{f'c} \left(1 - \frac{0.5 \rho f_y}{0.85 f'c} \right)$$

Se define la cuantía mecánica : $\omega = \frac{\rho f_y}{f'c}$

Reemplazando ω en la ecuación anterior:

$$\frac{M_u}{\phi f'c b_w d^2} = \omega (1 - 0.59 \omega) \quad (5)$$

El momento de resistencia nominal es función de la compresión en el concreto, que será considerado en diseño de vigas en el capítulo IV.

Cuantía de armado

En una viga, la cuantía de armado es el cociente entre la sección transversal de acero y la sección efectiva de hormigón; se representa con el símbolo " ρ "

Para vigas rectangulares se tendrá la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

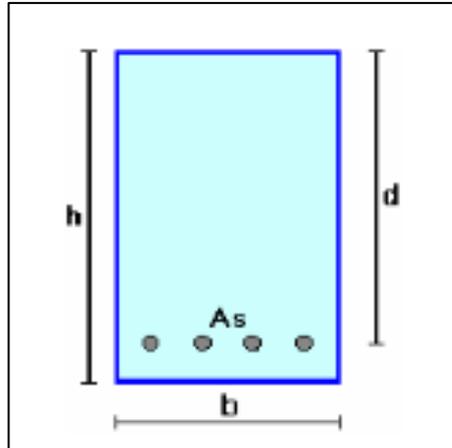
Donde:

A_s = Sección transversal de acero de tracción

b= Base de la sección rectangular

d= Altura efectiva de la sección rectangular

Gráfico N° 12 Sección rectangular de una viga

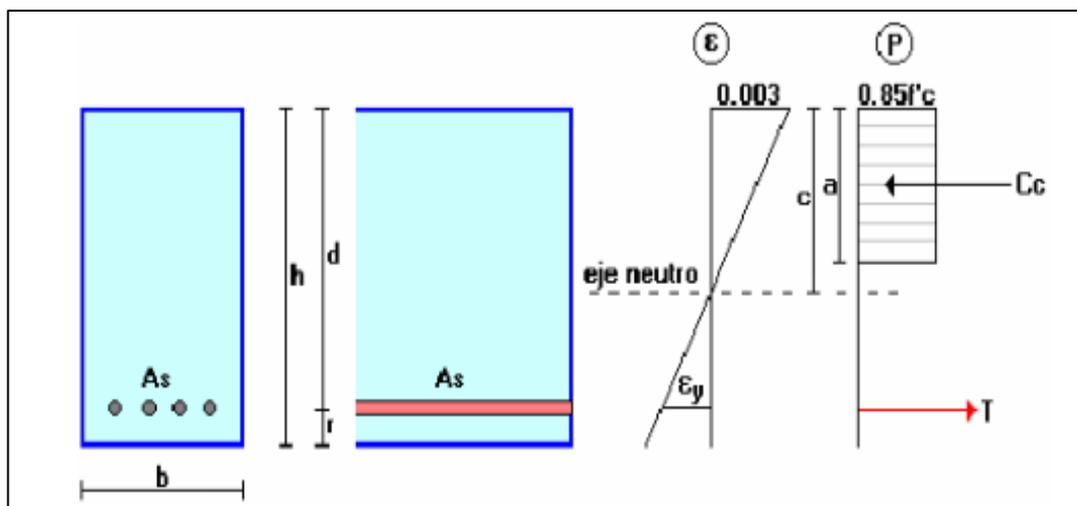


Fuente: Temas de Hormigón Armado (Marcelo Romo, 2008)

Cuantía balanceada

Es la cuantía de armado en una viga que simultáneamente provoca la deformación unitaria máxima permitida en el hormigón de compresión (0.003), y que el acero de tracción empiece a fluir. Se dibuja la sección transversal (en este caso una sección rectangular) de una viga con su diagrama de deformaciones y de fuerzas para la condición balanceada, como se muestra en el gráfico N° 13.

Gráfico N° 13 Deformaciones unitarias, esfuerzos y posición del eje neutro para la cuantía balanceada



Fuente: Temas de Hormigón Armado (Marcelo Romo, 2008)

La deformación unitaria en el acero, el instante de iniciar la fluencia se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

Se puede calcular la posición del eje neutro por semejanza de triángulos:

$$\frac{c}{0.003} = \frac{d-c}{\varepsilon_y}$$

Reemplazar ε_y :

$$\frac{c}{0.003} = \frac{d-c}{\frac{f_y}{E_s}}$$

El módulo de elasticidad del acero E_s es 2'100.000 kg/cm²

$$\frac{c}{0.003} = \frac{d-c}{\frac{f_y}{2100000}}$$

Simplificando:

$$\left(\frac{c}{0.003} \right) = \left(\frac{f_y}{2100000} \right) = d - c$$

$$\frac{c \cdot f_y}{6300} = d - c$$

$$c \cdot f_y = 6300 (d - c)$$

$$c \cdot f_y = 6300d - 6300c$$

Despejando "e"

$$c \cdot f_y + 6300c = 6300d$$

$$c \cdot (f_y + 6300) = 6300d$$

$$c = \frac{6300}{f_y + 6300} \cdot d$$

La resultante de compresión en el hormigón es:

$$C_c = 0.85 f'_c \cdot b \cdot a$$

La relación entre la altura del bloque de compresión y la posición del eje neutro es:

$$a = \beta_1 \cdot c$$

Se reemplaza en la ecuación previa:

$$C_c = 0.85 f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c$$

Reemplazando el valor de "c"

$$C_c = 0.85 f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot \frac{6300}{f_y + 6300} \cdot d$$

Por otro lado, la fuerza de tracción en el acero es:

$$T = A_s \cdot f_y$$

Pero por equilibrio las fuerzas de tracción y compresión deben ser iguales:

$$T = C$$

$$A_s \cdot f_y = 0.85 f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot \frac{6300}{f_y + 6300} \cdot d$$

Dado que la cuantía de armado es $A_s / (b \cdot d)$ conviene reproducir esa expresión en el miembro izquierdo.

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{0.85 f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{6300}{f_y + 6300}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{6300}{f_y + 6300}$$

La cuantía obtenida es la cuantía balanceada de una viga rectangular

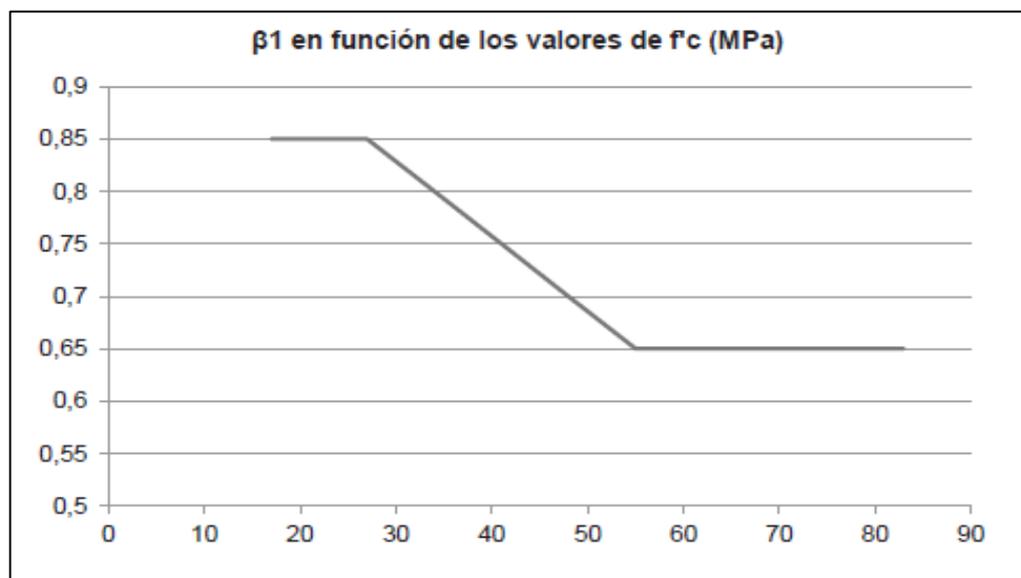
$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6300}{f_y + 6300}$$

Si se divide numerador y denominador de la fracción derecha para el módulo de elasticidad del acero “Es”, se obtiene una expresión alternativa para la cuantía balanceada de una viga rectangular.

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{0.003}{\frac{f'_y}{E_s} + 0.003}$$

En el cálculo de la cuantía balanceada se emplea un valor β_1 que se obtiene mediante los criterios del capítulo 22 del código (ACI318-14, 2014) o del gráfico 28 de (NEC-SE-HM, 2015).

Gráfico N° 14 Valores para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en concreto



Fuente: Sección 4.1 (MIDUVI & CAMICOM, 2015).

Para verificar si la cuantía necesaria es correcta se evalúa la cuantía mínima y la cuantía máxima de acuerdo al capítulo 9 del código (ACI318-14, 2014). Una vez encontrada la cuantía balanceada se puede aplicar la fórmula de la cuantía requerida del acero:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Refuerzo mínimo para flexión en vigas

El área mínima de refuerzo $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$.

$$(a) \frac{0.80 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot d \qquad (b) \frac{14}{f_y} b_w \cdot d$$

Refuerzo máximo para flexión en vigas

La cuantía máxima aplica a la sección de estudio para obtener la cantidad de acero máximo con la que se puede reforzar la viga.

$$A_s = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

Cuantía máxima de armado

Según la norma (ACI 318-14, 2014), establece que, en zona afectada por sismos como lo es el Ecuador que está ubicado sobre el cinturón de fuego la cuantía máxima de armado se debería limitar al 50% de la cuantía balanceada. Entonces:

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b$$

Cuantía mínima de armado

En aquellas vigas en que las dimensiones geométricas superan a la capacidad resistente requerida sin rotura por tracción del hormigón, se deberá proveer un armado mínimo

que sea capaz de absorber, con márgenes de seguridad apropiados. El código (ACI 318-14, 2014) establecen que el armado mínimo deberá ser:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

La cuantía mecánica se desarrolla de acuerdo al artículo 9.5.1.1 del código (ACI318-14, 2014), y considerando el capítulo 21.

3.1.2 Diseño a cortante de vigas

Según Baca (2008) “el comportamiento de las piezas estructurales de hormigón armado sometidas a fuerzas cortantes es más complicado que su comportamiento bajo sollicitaciones flexionantes”.

La resistencia a la compresión y a la tracción del hormigón simple, la orientación del refuerzo de acero con relación a las fisuras de corte, y la proximidad de cargas concentradas, el nivel dentro de la viga en el que actúan las cargas, son algunos de los factores que precisan los mecanismos que se desenvuelven internamente de los elementos estructurales para soportar las fuerzas cortantes.

Los componentes del hormigón armado causados por fuerzas cortantes constantemente están sometidos a la operación de momentos flectores. Probablemente mostrarán sollicitaciones axiales y torsiones obteniendo un comportamiento brusco a la estructura. De acuerdo con la teoría de las vigas, existen variedades de materiales homogéneos, isotrópicos, elásticos y varias propiedades que se modifican dependiendo de los factores que se presente. La figuración una vez obtenido un máximo nivel, procede a cambiar el comportamiento estructural de la edificación.

Los esfuerzos cortantes

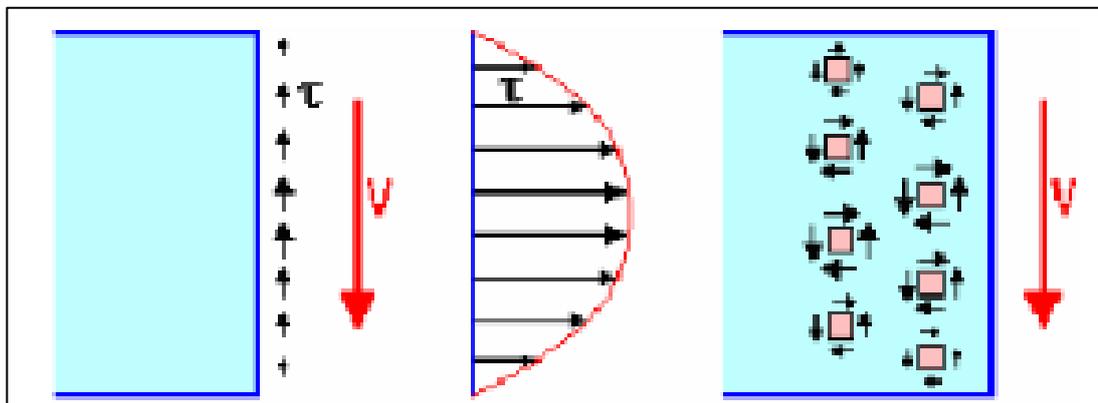
Las fuerzas cortantes transversales externas V , que intervienen sobre los elementos estructurales, deben soportar esfuerzos cortantes internos τ , y a su vez esfuerzos

transversales, como se muestra el gráfico N° 15, considerando que por equilibrio pueden generar cortantes horizontales como se muestra a continuación:

Según Baca (2008) “la Resistencia de Materiales permite definir las ecuaciones que describen la variabilidad del flujo de cortante, y de los esfuerzos cortantes internos τ , en función de la altura a la que se miden tales esfuerzos, para materiales homogéneos, isotrópicos y elásticos”.

En el proceso del hormigón armado, el código (ACI 318-14, 2014) especifica las siguientes fórmulas que se usarán en el Capítulo IV del Trabajo de Titulación.

Gráfico N° 15 Fuerzas cortantes y esfuerzos de corte



Fuente: Temas de Hormigón Armado (Marcelo Romo, 2008)

Diseño a cortante de vigas

Las vigas de hormigón armado presentan dos mecanismos para resistir a las fuerzas cortantes:

- Resistencia pura del hormigón
- Resistencia del acero transversal o diagonal

Como efecto, la capacidad resistente nominal V_n , viene dada por la siguiente expresión de la sección 22.5.1.1, capítulo 22 del código (ACI 318-14, 2014).

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n : Capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado

V_c : Capacidad resistente a corte del hormigón simple

V_s : Capacidad resistente a corte del acero de refuerzo

La capacidad resistente a corte del hormigón simple V_c , se debe calcular de acuerdo con la sección 22.5.5, capítulo 22 del código (ACI 318-14, 2014).

$$v_c = 2\lambda\sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

Donde:

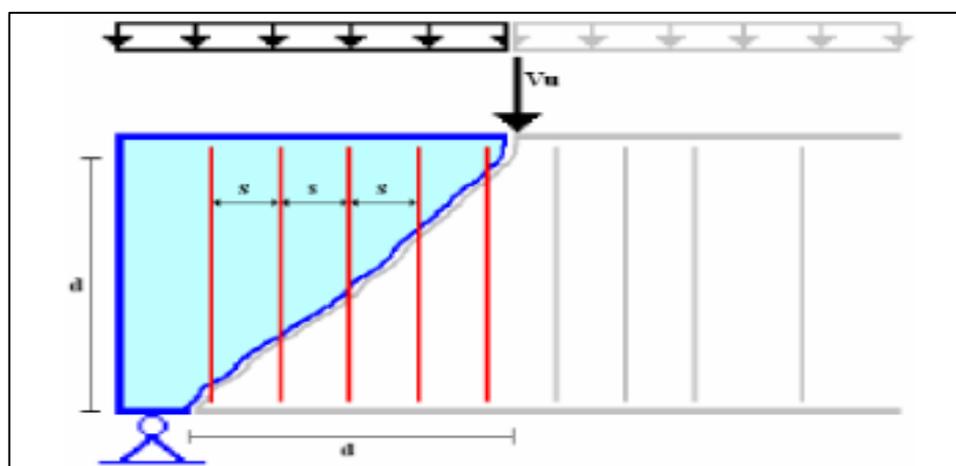
V_c : Capacidad resistente a corte del hormigón simple.

λ = Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión.

b_w : Ancho del alma resistente al cortante.

d : Distancia desde el centroide del acero de refuerzo hasta la fibra extrema en compresión.

Gráfico N° 16 Estribos transversales que cruzan las fisuras de corte.



Fuente: Temas de Hormigón Armado (Marcelo Romo, 2008)

Para obtener el valor de v_c también se puede realizar el cálculo mediante la tabla 22.5.5.1 del código (ACI 318-14, 2014). En cada sección donde $V_u > \phi v_c$, debe

colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación 22.5.10.1 del código (ACI 318-14, 2014).

$$v_s \geq \frac{Vu}{\phi} - v_c$$

Donde:

v_s = Capacidad resistente a corte del acero de refuerzo

Vu = Cortante último

ϕ = Factor de reducción de la resistencia

v_c = Capacidad resistente a corte del hormigón simple.

Nota: Si para la resistencia nominal al cortante se obtiene un resultado negativo, se considera emplear el área de acero mínimo de varilla; es decir el diámetro de la varilla de los estribos.

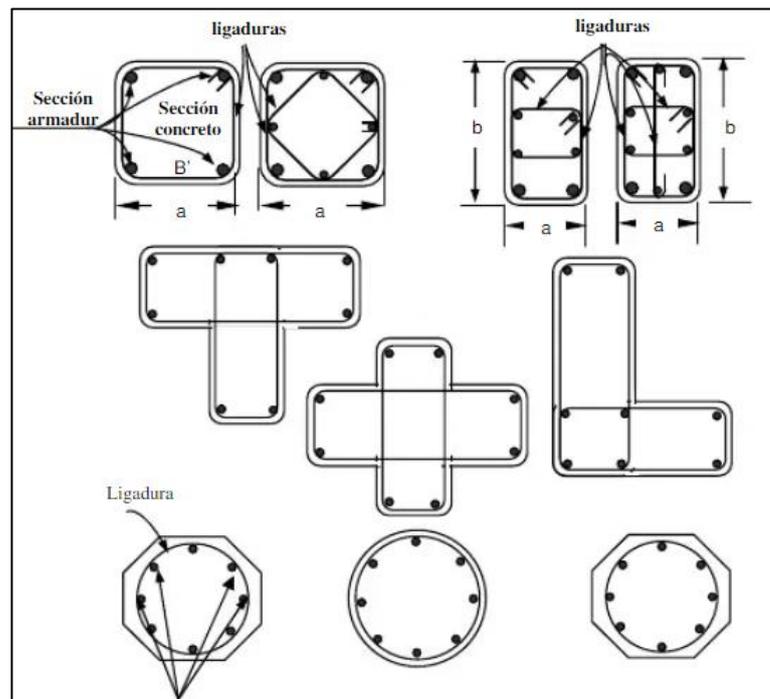
Para comprobar que la cuantía de acero requerida es considerable, se verifica calculando la cuantía mínima de acuerdo con la ecuación que muestra la sección 9.6.1.2 del código ACI 318-14, y para el valor de la cuantía máxima según la sección 18.6.3.1, el refuerzo ρ no debe exceder 0.025.

3.1.3 Diseño de columna a flexo-compresión

Según Nico (2013), “las columnas de hormigón armado son elementos lineales, que en una edificación se encarga de trasladar cargas de las vigas o losas para que se apoyen en ellas, transmitiendo está al punto de fundación, es decir a la cimentación de la estructura”.

Por lo general las columnas en la mayoría de estos casos trabajan a compresión simple, y se ven sometida a esfuerzos de tracción por flexión por excentricidad de carga u otros esfuerzos de pandeo. En columnas existen tipos de secciones, en cada una de ellas se distribuye de manera ideal la ubicación del acero, como se muestra en el gráfico N° 17 del Trabajo de Titulación.

Gráfico N° 17 Tipos de secciones de columna y distribución de armadura



Fuente: Figura 1.14 de (Nilson Arthur -2001)

Factores que afectan el pandeo

El pandeo se produce por un efecto de inestabilidad elástica haciendo que las fuerzas a compresión sean afectadas por flexión y este comience a causar pandeo. Los factores que influyen a que se presente un caso de pandeo son las siguientes:

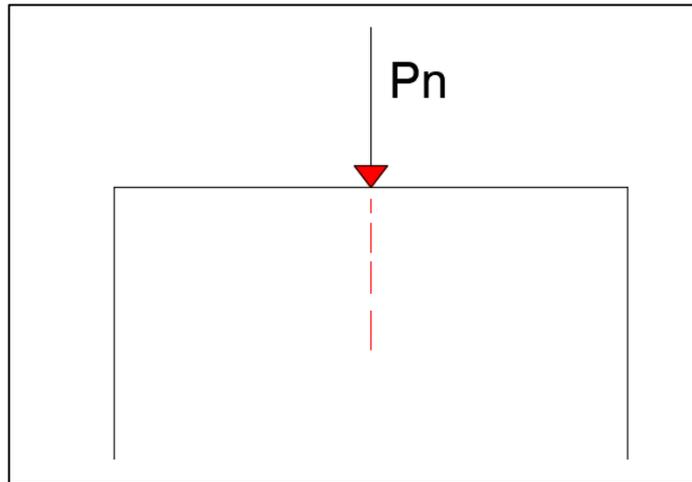
- Altura
- Esbeltez (altura de la columna y momento de inercia)
- Momento de inercia
- Condiciones de apoyo

Carga axial y flexión

Carga axial y momento despreciable:

En este caso, la columna falla por aplastamiento del concreto, alcanzando su máxima resistencia a la compresión. A continuación, se presenta el gráfico N° 18 de carga axial y momento despreciable.

Gráfico N° 18 Carga axial y momento despreciable

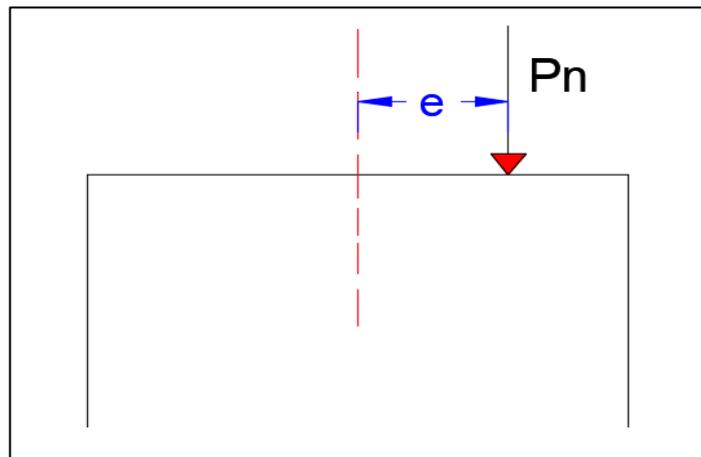


Fuente: Figueroa Chávez - González Yagual

Carga axial grande y momento pequeño

En este caso, la columna falla por aplastamiento del concreto, alcanzando su máxima resistencia a la compresión, además de considerar que la compresión tiende a ser mayor en un lado. A continuación, se presenta el gráfico N° 19 de carga axial grande y momento pequeño:

Gráfico N° 19 Carga axial grande y momento pequeño



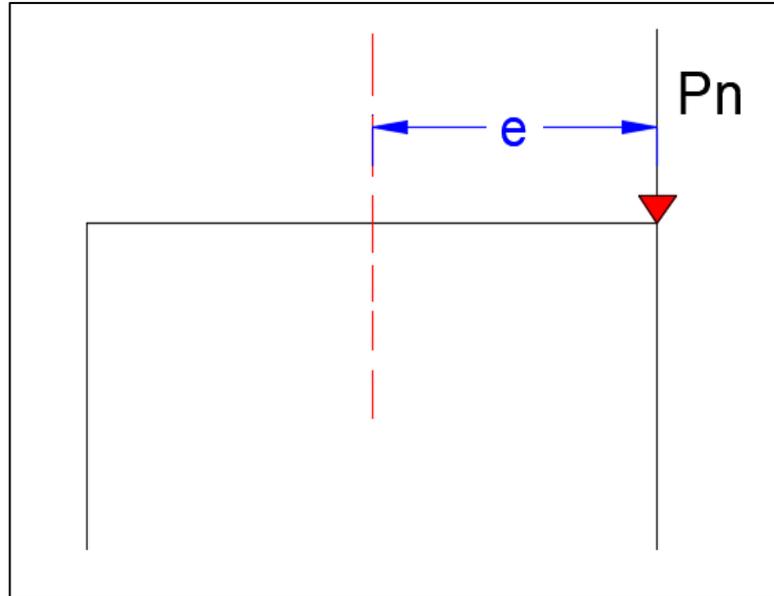
Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Carga axial grande y momento apreciable

Estas tienen características comunes a la anterior, sin embargo, aumenta la apariencia de esfuerzos de tensión fallando por aplastamiento del concreto a un lado de la

columna. A continuación, se presenta el gráfico N° 20 de carga axial grande y momento apreciable:

Gráfico N° 20 Carga Axial grande y momento apreciable

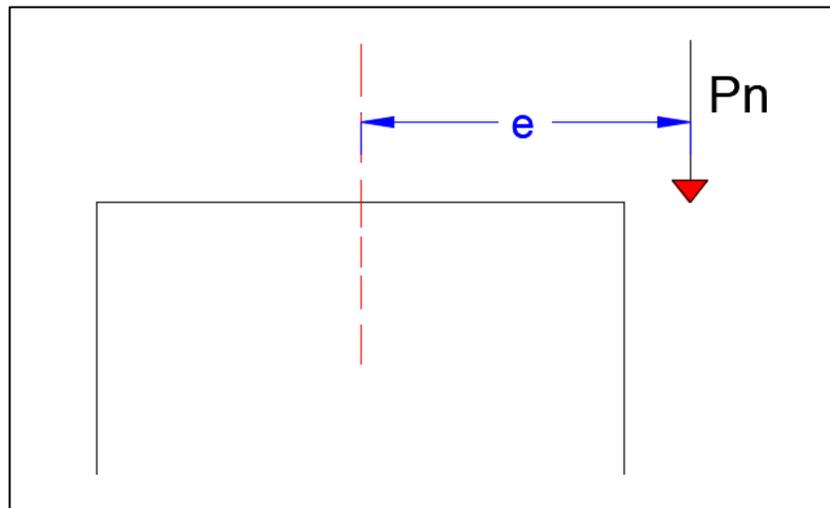


Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Condición de carga balanceada

La excentricidad se desplaza mucho al igual que el esfuerzo de fluencia y la compresión. A continuación, se presenta el gráfico N° 21 que indica la condición de carga balanceada:

Gráfico N° 21 Condición de carga balanceada

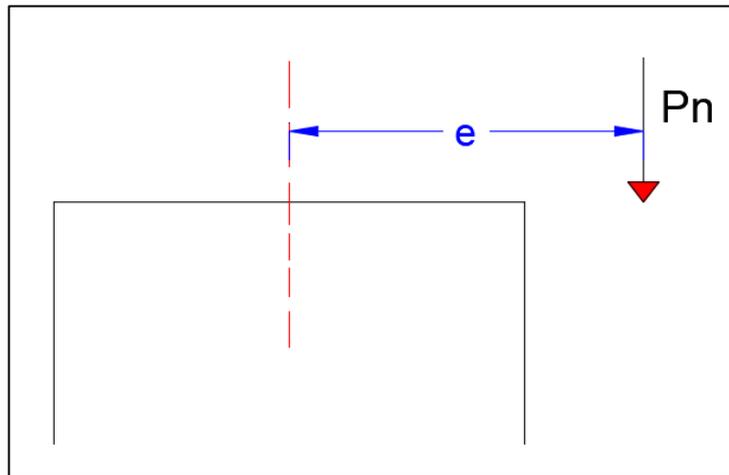


Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Momento grande y carga axial pequeña

Ésta falla al instante en que el esfuerzo de fluencia llega en las barras del lado de tensión. A continuación, se presenta el gráfico N° 22 que muestra el momento grande y carga axial pequeña:

Gráfico N° 22 Momento grande y carga axial pequeña

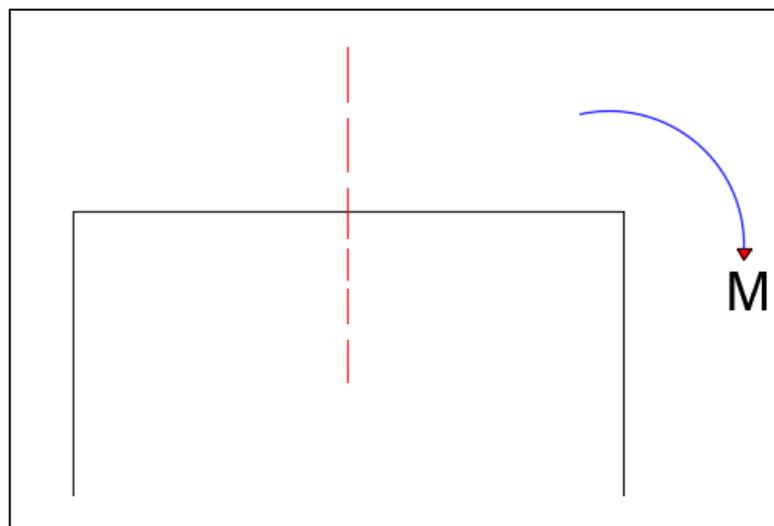


Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Momento grande y carga axial despreciable

Comportamiento similar al de una viga. A continuación, se presenta el gráfico N° 23 que muestra el momento grande y carga axial despreciable:

Gráfico N° 23 Momento grande y carga axial despreciable



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Resistencia mínima a flexión

En la sección 18.7.3.2, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) indica que: Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con la fórmula que se presenta a continuación:

$$\Sigma M_{nc} \geq (6 / 5) \Sigma M_{nb}$$

Donde:

ΣM_{nc} : Es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

ΣM_{nb} : Es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe cumplirse con la ecuación (18.7.3.2) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico. Sección 18.7.3.2, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014).

Límites del refuerzo

Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

En la sección 10.6.1.1, capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: Para columnas no preesforzadas y columnas preesforzadas con $f_{pe} < 225 \text{ lb/pulg.}^2$ de valor promedio, el área de refuerzo longitudinal A_{st} no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.08A_g$.

Donde:

A_{st} = Área total del refuerzo longitudinal.

A_g = Área bruta de la sección de concreto

En la sección 10.6.2.2, capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: Cuando se requiere refuerzo para cortante A_v min debe ser el mayor entre (a) y (b) que se muestran a continuación:

$$(a) A_v \min \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{bw.S}{\sqrt{f_y t}} \quad (b) A_v \min \geq 0.35 \frac{bw.S}{\sqrt{f_y t}}$$

Refuerzo longitudinal

En la sección 10.7.3.1 capítulo 10 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: Para columnas no preesforzadas y columnas preesforzadas con $f_{pe} < 225$ lb/pulg.2 de valor promedio, el número mínimo de barras longitudinales debe cumplir con (a), (b) o (c):

- a) Tres dentro de estribos triangulares.
- b) Cuatro dentro de estribos rectangulares o circulares.
- c) Seis para barras rodeadas por espirales o para columnas de pórticos especiales resistentes a momento rodeados por estribos de confinamiento circulares.

Resistencia al cortante

Para miembros no preesforzados sometidos a compresión axial, V_c debe calcularse por medio de la siguiente ecuación, que se encuentra en la sección 22.5.6.1 del código ACI 318-14, 2014.

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{Nu}{140 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} bw. d$$

Donde:

V_c = Cortante nominal

N_u = Carga axial mayorada normal a la sección transversal

A_g = Área bruta de la sección del concreto

Estribos de columnas

En la sección 25.7.2.1 capítulo 25 del código (ACI 318-14, 2014) indica que: Los estribos de columnas deben ser barras corrugadas cerradas con un espaciamiento que cumplan con (a) y (b):

- a) Espaciamiento libre de al menos $(4/3) d_{agg}$.
- b) El espaciamiento centro a centro no debe exceder el menor de 16db de barra longitudinal, 48db de barra de estribo y la menor dimensión del miembro.

En la sección 25.7.2.2 capítulo 25 del código (ACI 318-14, 2014) indica que: El diámetro de la barra del estribo debe ser al menos (a) o (b):

- a) Barras No. 3 encerrando barras longitudinales No. 10 o menores.
- b) Barras No. 4 encerrando barras longitudinales No. 11 o mayores o paquetes de barras longitudinales

Refuerzo transversal

En la sección 18.7.5.3, capítulo 18 del código (ACI 318-14, 2014) especifica que: La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (c):

- a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- c) So según se calcule por medio de la ecuación:

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$$

Donde:

S_o = Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud ℓ_o

h_x = Espaciamiento máximo.

3.1.4 Nudos en pórticos especiales resistentes a momento

Longitud de desarrollo de barras en tracción

En la sección 18.8.5.1, capítulo 18 del (ACI 318-14, 2014) especifica que: Para diámetros de barras No. 3 a No. 11 terminadas con gancho estándar ℓ_{dh} se debe determinar mediante la ecuación (18.8.5.1), pero ℓ_{dh} debe ser al menos igual al mayor valor entre 8db y 6 pulg. para concreto de peso normal, y debe ser al menos igual al mayor valor entre 10db y 7.5 pulg. Para concreto liviano.

$$\ell_{dh} = f_y \cdot db / (17 \lambda \sqrt{f'_c})$$

Donde:

ℓ_{dh} = Longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar.

db = Diámetro nominal de una barra.

En la sección 18.8.5.3, capítulo 18 del (ACI 318-14, 2014) especifica que: Para barras de diámetro No. 3 a No. 11, ℓ_d , la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta, debe ser al menos igual a la mayor de (a) y (b):

- (a) 2.5 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo la barra no excede de 12 pulg.
- (b) 3.25 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 12 pulg.

Detalle de la conexión viga- columna

En la sección 15.4.2, capítulo 15 del (ACI 318-14, 2014) detalla que: El área de todas las ramas del refuerzo transversal en cada dirección principal de los nudos viga-columna y losa-columna debe ser al menos la mayor de (a) y (b):

$$(a) A_v \min \geq 0.2 \sqrt{f'c} \frac{bw.S}{f_{yt}}$$

$$(b) A_v \min \geq 3.5 \frac{bw.S}{f_{yt}}$$

Donde:

b = Es la cimentación de la sección de la columna perpendicular a la dirección bajo consideración.

s = Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal o refuerzo transversal

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia f y del refuerzo transversal.

3.1.5 Cimentación de la estructura

Según Torres (2018), la “cimentación es un elemento estructural principal en una construcción, ésta actúa como soporte de los demás elementos estructurales”. Además, está encargada de transmitir cargas al terreno natural y por ende debe estar bien diseñada y adaptarse al terreno para que estas tengan la misma profundidad, ya sean zapatas, losas de cimentación, cimentación por pilote, entre otros, caso contrario desarrollarán fallas en todos los elementos estructurales de la edificación.

En general, las cimentaciones cumplen dos funciones primordiales: anclar un edificio en determinado sitio y transmitir las cargas de esa construcción a la tierra. Para esto se elabora un cálculo que define no sólo el tipo de cimentación, sino sus dimensiones y profundidad. Esto no sólo va en relación con el peso del edificio, sino también intervienen factores como el uso que se le dará al edificio, la densidad del suelo en donde se va a construir, viento y sismos, entre otros factores. A continuación, se muestra varios tipos de cimentaciones que son catalogadas en tres grupos:

- Cimentaciones profundas
 - Pilas o pilotes
- Cimentaciones medias
 - Cajones de cimentación

- Cimentaciones superficiales
 - Zapatas contratraves

Cimentaciones superficiales

Los tipos de cimentaciones superficiales pueden ser zapatas o contratraves, que por lo general son utilizadas en viviendas de un solo piso.

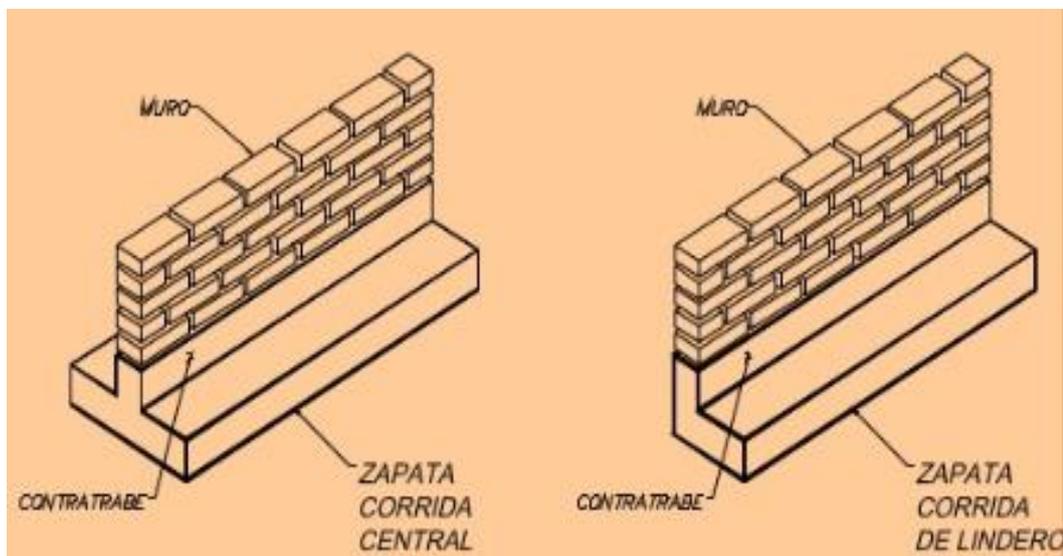
Zapatas

Elemento estructural que por lo general son de concreto armado, estos pueden ser zapatas corridas y zapatas aisladas.

- **Zapatas corridas**

Para Torres (2018), “las zapatas corridas se desplazan en el borde de predio y deben ser cerradas para otorgarle una estabilidad a la vivienda”. Al ser cimentaciones superficiales, pueden desplantarse desde los 60 centímetros bajo el nivel de tierra y llegar a los 2 metros, al pasar ese umbral se requerirá de un cajón de cimentación. A continuación, se presenta el gráfico N° 24 que muestra un ejemplo de una zapata corrida:

Gráfico N° 24 Zapata corrida

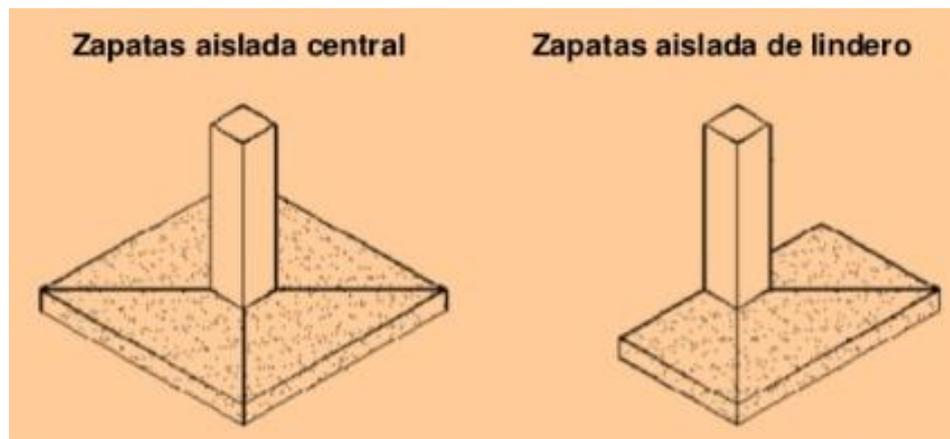


Fuente: Nuevas Tecnologías en Acero de Refuerzo (Vivienda, 2016)

- **Zapatas aisladas**

Según Torres (2018), al momento de recibir cargas puntuales que bajan de columnas, se recomienda utilizar zapatas aisladas. “Es el cálculo el que determina las dimensiones tanto de la base como de la viga de la zapata, así como su armado. En la parte alta de las zapatas se coloca una dala de desplante que llega unos centímetros sobre el nivel de tierra y a la que irán anclados los muros”. A continuación, se presenta el siguiente gráfico N° 25 que muestra ejemplos de zapatas aisladas sobre una carga puntual:

Gráfico N° 25 Zapata aislada sobre una carga puntual



Fuente: Nuevas Tecnologías en Acero de Refuerzo (Vivienda, 2016)

En la sección 13.3.3.3, capítulo 13 del código (ACI 318-14, 2014) detalla que: En zapatas rectangulares, el refuerzo debe distribuirse de acuerdo con (a) y (b).

- a) El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en todo el ancho de la zapata.
- b) Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total, $\gamma_s A_s$, debe distribuirse uniformemente en una franja de ancho igual a la longitud del lado corto de la zapata, centrada con respecto al eje de la columna o pedestal. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta, $(1-\gamma_s) A_s$, debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata, y γ_s se calcula por medio de:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)}$$

Donde:

γ_s = Factor utilizado para determinar la porción del refuerzo localizado en la banda central de una zapata.

β = Es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

Resistencia axial a compresión máxima

En la sección 22.4.2.2 capítulo 22 del (ACI 318-14, 2014) detalla que: Para miembros no preesforzados y compuestos de acero y concreto, P_o debe calcularse usando:

$$P_o = 0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Donde:

A_{st} = Es el área total del refuerzo longitudinal no preesforzado.

A_g = Área bruta de la sección de concreto.

CAPITULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIVIENDAS DE CONCRETO REFORZADO

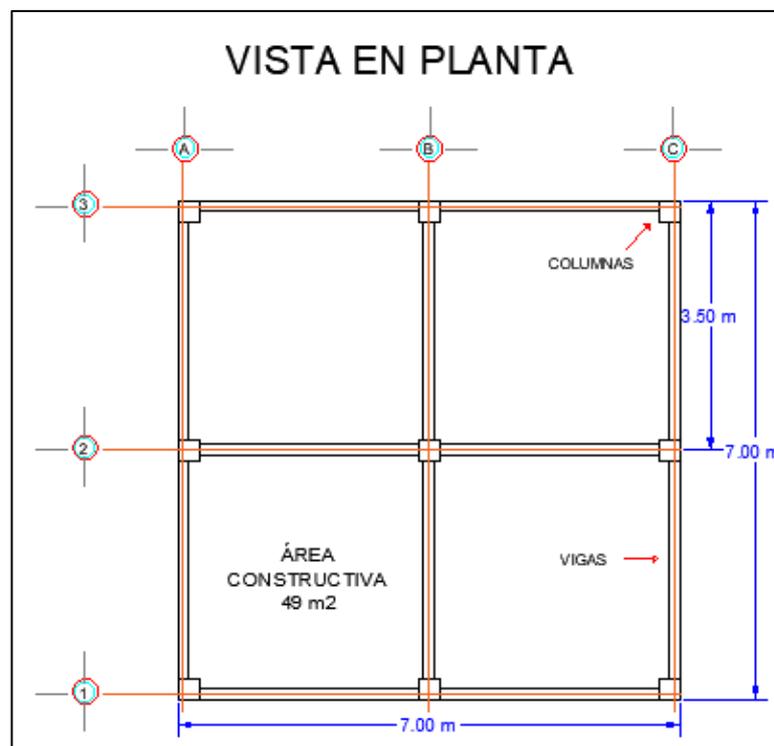
En este capítulo, se describe la geometría de la vivienda y los requerimientos para los diseños de las secciones de los elementos estructurales mediante la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-VIVIENDA, NEC-SE-HM, NEC-SE-CG y bajo las Normas Americanas ASCE7-16, ACI 318-14.

4.1 Especificaciones generales de la vivienda

4.1.1 Geometría de la vivienda estudiada

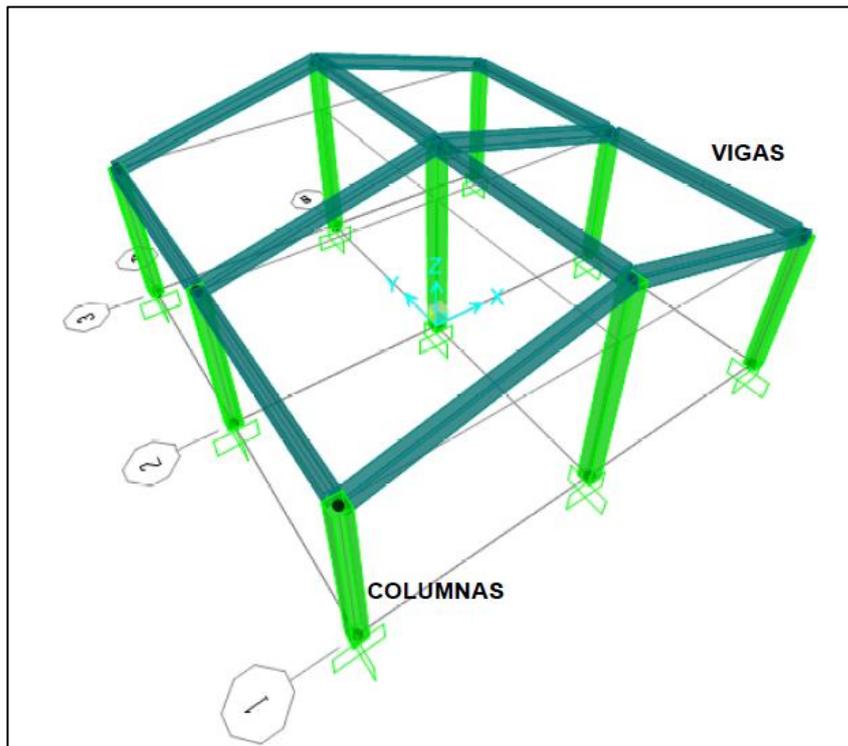
La vivienda es regular en planta e irregular en elevación. La estructura tiene un área de 49 m^2 en planta, con forma arquitectónica cuadrada. En el gráfico N° 26 se observa la distribución de vigas y columnas en planta. Las características y elevación de la vivienda se proyectan en el gráfico N° 27.

Gráfico N° 26 Área de la vivienda



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Gráfico N° 27 Proyección de elevación de la vivienda



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

La estructura tiene un total de 9 columnas, las cuales tienen una distancia de 3.5 metros entre columna. Las columnas que se encuentran en la parte intermedia de la vivienda, poseen una altura superior a las demás columnas, debido a que la estructura tiene como característica una cubierta a dos aguas. La vivienda cuenta con 12 vigas principales aporcadas en direcciones VPx y VPy, con luces de 3.6 metros.

La cubierta a dos aguas tiene una pendiente de 15 grados (Por cada metro lineal tiene una elevación de 27 cm). El tipo de cubierta que se va a utilizar en la vivienda tiene las siguientes características: Cubierta alivianada de (fibro - cemento) sujeta a correas metálicas tipo CG 80 como soporte.

4.2 Diseño estructural de la vivienda bajo la Norma ASCE7-16, ACI 318-14

Con el fin de analizar la aplicabilidad de las Normas Americanas ASCE7-16 y ACI318-14, se procuró utilizar los parámetros mínimos estipulados en dicha norma y mencionados en el capítulo II y III de este Trabajo de Titulación.

4.2.1 Materiales

El refuerzo del acero en varillas f_y es de 4200 kg/cm² de acuerdo con la sección 20.2.2.4 del ACI318-14. Para pórticos especiales resistentes a momentos, con un concreto de peso normal se utiliza un hormigón con resistencia a los 28 días a compresión f'_c de 210 kg/cm², de acuerdo con la tabla 19 del capítulo II.

4.2.2 Combinación de carga

El cálculo de las cargas muertas y la especificación de la carga viva, se realiza una sola vez para los dos modelos, debido a que los valores son los mismos especificados en la normativa ASCE7-16 y NEC-15. Para el desarrollo del diseño a flexión de la viga se considera el peso que va a recaer sobre las vigas, en este caso, las cargas permanentes y las cargas vivas.

4.2.3 Peso de la cubierta

Existen varios pesos de cubiertas alivianadas de (fibro – cemento), como se muestra a continuación:

Tabla 23 Peso de la cubierta alivianada

Peso de la cubierta alivianada		
Tipo		Unidad
P 10	15	kg/m ²
P7 92	12	kg/m ²
P7 111	12	kg/m ²

Fuente: Placas de fibrocemento (Eternit, 2019)

Se considera una cubierta de (fibro – cemento) tipo P7 92, que tiene un peso de 12 kg/m², siendo un tipo de cubierta típica en el Ecuador de la marca Eternit.

4.2.4 Pendiente de la cubierta

Para obtener una cubierta con dos caídas de agua es necesario considerar una pendiente adecuada por donde circule el flujo de agua con facilidad hasta llegar al canal de

recolección y desalojo. A continuación, se detalla la pendiente que va a tener la viga en consideración a la cubierta por cada metro lineal, hasta obtener la relación altura - pendiente de la cubierta.

Tabla 24 Pendiente de la cubierta aliviada

PENDIENTE DE LA CUBIERTA		
ÁNGULO	PENDIENTE	ALTURA (cm)
15	27%	27 cm
20	36%	36 cm
25	47%	47 cm
30	58%	58 cm

Fuente: Placas de fibrocemento (Eternit, 2019)

La viga tiene una pendiente de 27 % y un ángulo de 15°, lo que significa que por cada metro lineal se tiene 27 cm de elevación, obteniendo un total de 94,5 cm de elevación. Para el diseño de la vivienda se toma una altura fija de 90 cm de elevación.

4.2.5 Carga muerta

Para obtener la carga muerta se toma en consideración, el peso de la cubierta, las instalaciones y las correas que darán soporte a la cubierta, estas correas son de acero de tipo (CG80x40x15x15) de la marca Novacero. A continuación, se muestra la tabla 25 de la carga muerta total a considerar.

Tabla 25 Carga muerta de la cubierta

CARGA MUERTA			
Ocupación	Peso	Unidad	Características
Cubierta	12	kg/m ²	Eternit P7 92
Instalaciones	5	kg/m ²	
Correa	2,09	kg/m ²	Novacero CG80x40x15x1.5
Total Carga Muerta	19,09	kg/m ²	
Total Aproximado	20	kg/m ²	

Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Se tiene el peso de carga viva considerando las cubiertas planas, inclinadas y curvas, que se ilustra en la siguiente tabla:

Tabla 26 Carga viva de la cubierta

CARGA VIVA	
Material	Peso
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	100 kg/m ²

Fuente: Cargas vivas (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Seguido de haber obtenido las cargas muertas y las cargas vivas a considerarse en el diseño de la vivienda, se calcula la carga mayorada a partir de la combinación de carga. Para la carga mayorada se utiliza la ecuación 5.3.1b, tabla 5, capítulo II del presente Trabajo de Titulación. Por motivo de inspección y por tratarse de una estructura de un piso no se controlan las cargas sísmicas, pero si las cargas vivas y las cargas muertas como se muestra a continuación:

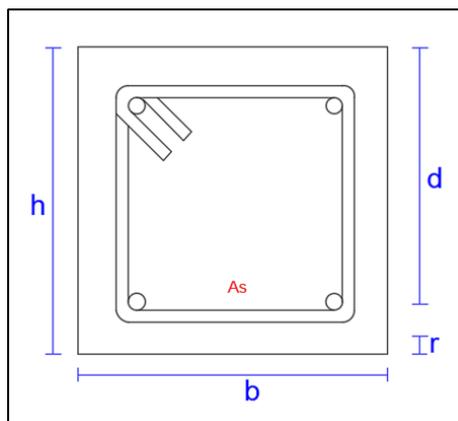
CARGA MAYORADA

$$\begin{aligned}U &= 1.2D + 1.6L \\U &= 1.2 \left(20 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 \left(100 \frac{kg}{m^2} \right) \\U &= \left(24 \frac{kg}{m^2} \right) + \left(160 \frac{kg}{m^2} \right) \\U &= 182,908 \frac{kg}{m^2}\end{aligned}$$

4.2.6 Diseño de vigas

Los limites dimensionales para las vigas según el ACI 318-14 son los siguientes: la base b de la viga es de 25 cm, una altura h de 25 cm y el recubrimiento de 3 cm, como se muestra en el gráfico.

Gráfico N° 28 Limites dimensionales de una viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Para obtener el peralte d , se tiene el cálculo con la siguiente fórmula:

$$d = h - r - \frac{\phi_v}{2} - \phi_{est}$$
$$d = 25\text{cm} - 3\text{cm} - \frac{1.2\text{cm}}{2} - 1\text{cm}$$
$$d = 20,4\text{cm}$$
$$d \approx 20\text{cm}$$

donde:

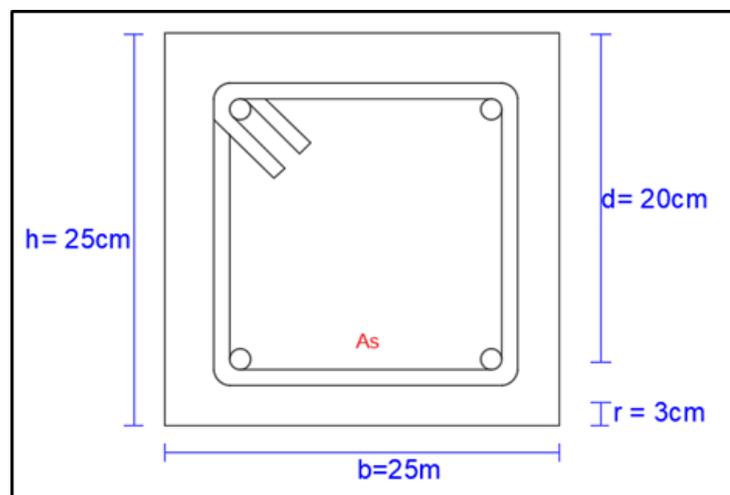
h = Altura

r = Recubrimiento

ϕ_v = Diámetro de la varilla

ϕ_{est} = Diámetro del estribo

Gráfico N° 29 Dimensiones de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.2.6.1 Diseño a flexión por momento último negativo

Luego de conseguir las dimensiones de las vigas de la vivienda, se calcula el peso propio de la viga, a partir de la siguiente fórmula donde se considera la densidad del concreto.

PESO PROPIO DE LA VIGA	
PPV= b.h.L.Y	
PPV=	(0.25m)(0.25m)(2400 kg/m ³)
PPV=	150 kg/m

El peso propio de la viga es multiplicado por el factor de mayoración de 1.2 como se muestra a continuación:

PESO PROPIO DE LA VIGA MAYORADA		
PPVm = 1.2(PPV)		
PPVm = 1.2(150kg)		
PPVm=	180	kg/m

A continuación, se muestra el peso propio de la cubierta por carga viva, a partir de la multiplicación de la carga viva de cubiertas planas y el ancho tributario que es igual a 3.5 m. Luego se mayor el peso obtenido por el factor de 1.6.

CARGA VIVA	
PPCub = q cub. ancho tributario	
PPCub = (100kg/m ²)(3.5m)	
PPCub=	350 kg/m

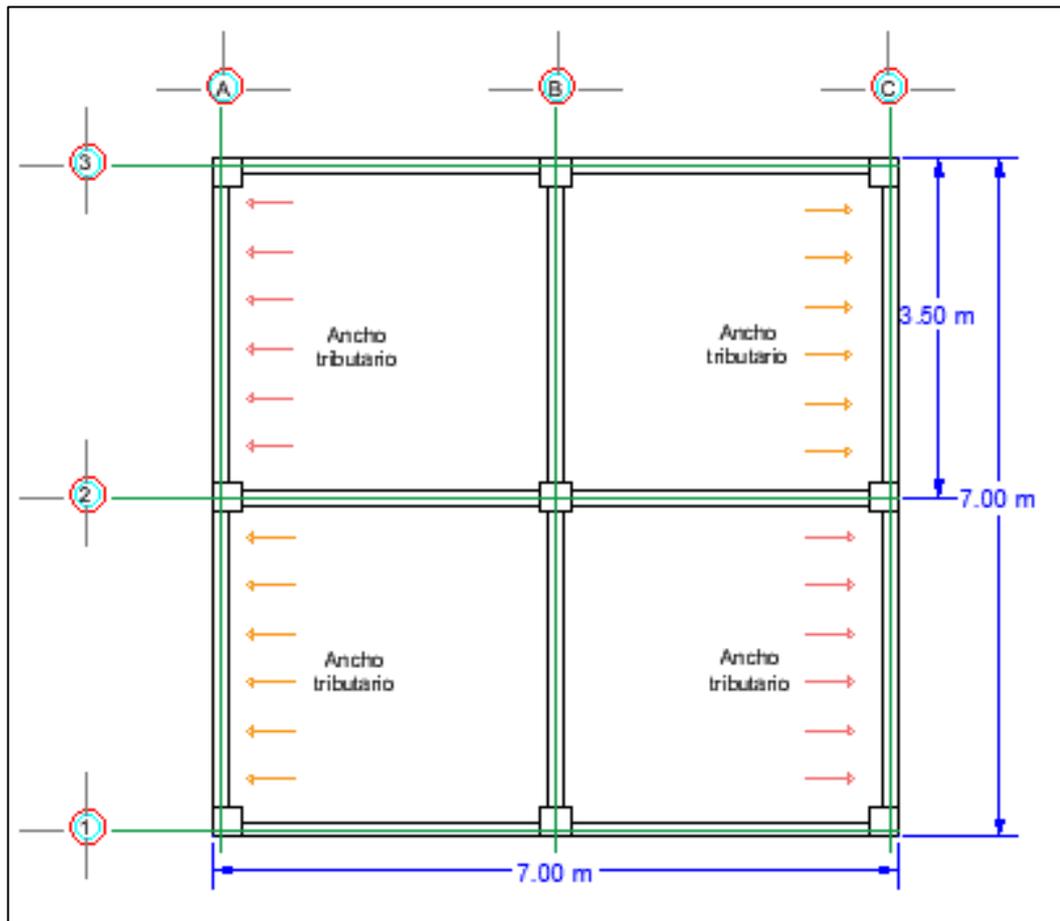
CARGA VIVA MAYORADA	
CVm = 1.6(PPcub)	
CVm = 1.6(350kg)	
CVm=	560 kg/m

Se obtiene el peso propio de la cubierta por carga muerta, a partir de la multiplicación de la carga permanente y el ancho tributario que es igual a 3.5 m. Luego se mayor el peso obtenido por el factor de 1.2.

CARGA MUERTA	
CM = Carga permanente. Ancho Tributario	
CM= (20 kg/m ²)(3.5m)	
CM=	70 kg

CARGA MUERTA MAYORADA	
CMm=1.2(CM)	
CMm = 1.2(70kg)	
CMm=	84 kg/m

Gráfico N° 30 Ancho tributario de las vigas



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Sumatoria de las cargas vivas y cargas muertas mayoradas en la siguiente ecuación:

CARGA MAYORADA SOBRE VIGA W_u	
$W_u = CV_m + CM_m$	
$W_u = 560\text{kg/m} + 84\text{kg/m}$	
$W_u =$	644 kg/m

Una vez calculada la mayoración de las cargas, se tiene la carga total de la cubierta que descansará sobre la viga, como se muestra a continuación:

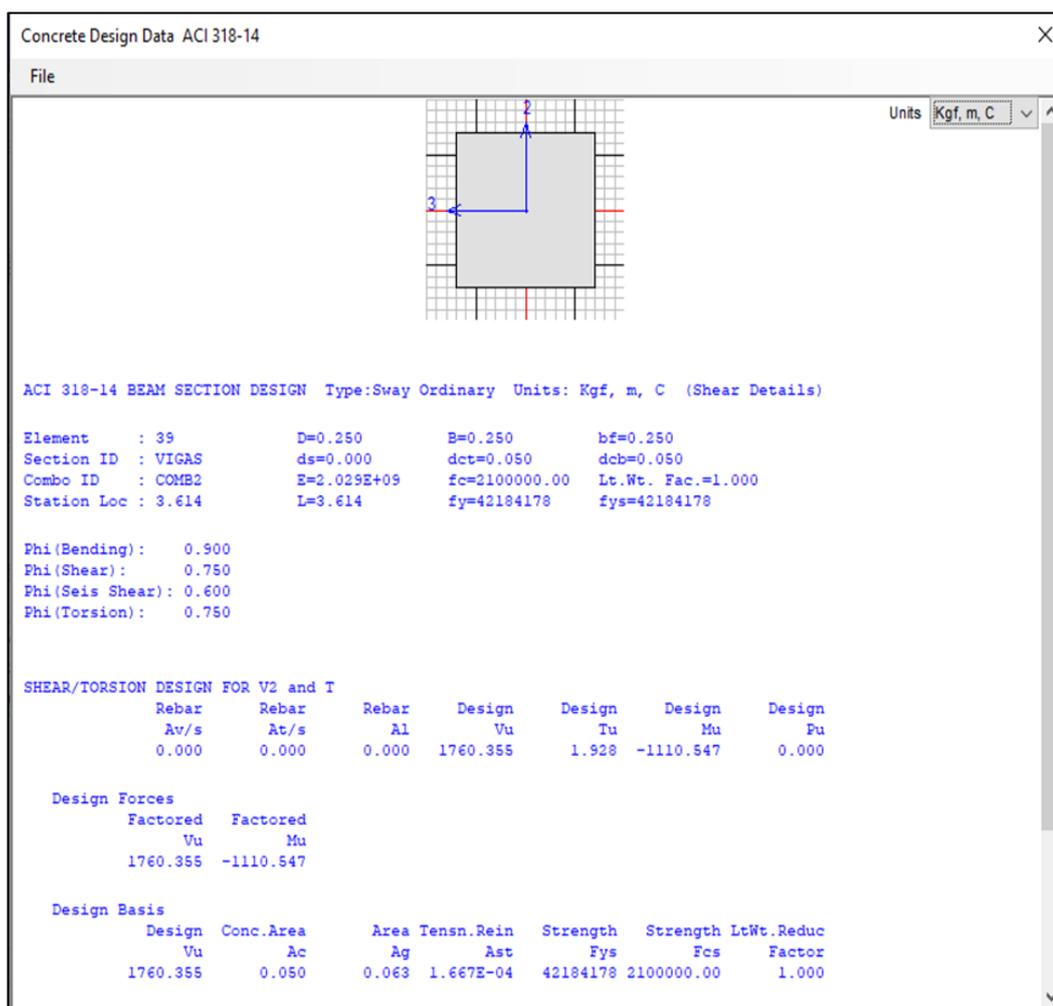
CARGA TOTAL EN VIGA	
$q = q_u + PPV_m$	
$q = 161\text{kg/m} + 144\text{kg/m}$	
$q =$	824 kg/m

Mediante el análisis del programa computacional SAP 2000 al que es sometido la estructura, se obtiene el momento último negativo que sirve para calcular el área necesario de acero longitudinal en las zonas de cara a la columna.

MOMENTO ÚLTIMO NEGATIVO
OBTENIDO DEL PROGRAMA

Mu= 1110.547 kg.m
Mu= 111054.700 kg.cm

Gráfico N° 31 Momento último negativo de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Con el resultado del momento último negativo y mediante el equilibrio de fuerzas en secciones rectangulares con refuerzo a tracción, se considera los factores de reducción de resistencia de la tabla 21.2.1 del ACI318-14, continuamente se calcula la cuantía mecánica por la ecuación:

CUANTÍA MECÁNICA	
$M_u = \phi f' c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$	
$111054.700 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 0.9(210 \text{ Kg/cm}^2)(25 \text{ cm})(20 \text{ cm})^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$	
$111054.700 = 1890000 \omega (1 - 0.59 \omega)$	
$0.0588 = \omega - 0.59 \omega^2$	
$0.59 \omega^2 - \omega + 0.0588 = 0$	
a	0.59
b	-1
c	0.0588
$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$	$\omega (+) = 1.6340$
	$\omega (-) = 0.0610$

Donde:

M_u = Momento último negativo

ϕ = Factor de reducción de resistencia

$f'c$ = Resistencia a la compresión del hormigón

b = Base

h = Altura

ω = Cuantía mecánica

Se escoge el valor menor de la cuantía mecánica y se procede a calcular la cuantía de acero requerida mediante la fórmula:

CUANTÍA DEL ACERO REQUERIDO	
$\rho_d = \omega \frac{f'c}{f_y}$	$\rho_d = 0.0610 \frac{210 \text{ Kg/cm}^2}{4200 \text{ Kg/cm}^2}$
$\rho_d =$	0.0030

Para comprobar que la cuantía de acero requerida es considerable, se verifica calculando la cuantía mínima de acuerdo con ecuación que muestra la sección 9.6.1.2 del ACI 318-14, y para el valor de la cuantía máxima según la sección 18.6.3.1, el refuerzo ρ no debe exceder 0.025.

CUANTÍA MÍNIMA DEL ACERO	
$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$	$\rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2}$
$\rho_{\min} =$	0.0033

Si se comprueba que la cuantía de acero requerida cumple con la siguiente condición, ésta es aceptada, caso contrario, se elige la cuantía mínima como cuantía de diseño.

ρ_{min}	$< \rho_d <$	ρ_{max}
0.0033	0.0030	0.025
INCORRECTO		

Luego se procede a calcular el área del acero mediante la ecuación:

ÁREA DEL ACERO	
$A_s = \rho_{min} bd$	
$A_s = 0.0033(25cm)(20cm)$	
$A_s =$	1.67 cm ²

Una vez obtenido el área de acero total a emplear, se analiza el número de varillas a utilizar, dando como resultado 2 varillas Ø 12 mm.

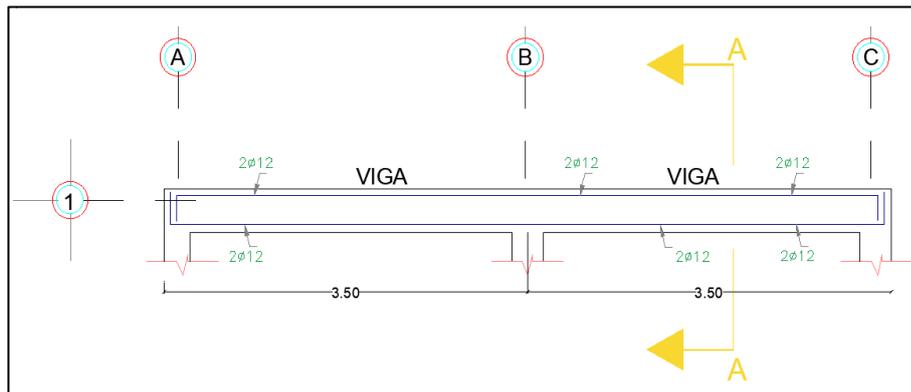
$A_{\text{Ø12}} =$	$A = \pi r^2$	1.1310	cm ²
$A_{\text{Ø12}} =$	$A = \pi(0.6cm)^2$	1.1310	cm ²
		2.26	cm ²

$1.67 \text{ cm}^2 \leq 2.26 \text{ cm}^2$
$A_s \quad 2 \text{ Ø } 12$

Nota: De acuerdo a los resultados obtenidos, se comprueba que la viga no necesita refuerzo a compresión debido al empleo del momento negativo. Sin embargo, la parte superior de la viga no puede quedar sin refuerzo longitudinal y se procede a utilizar el área de acero mínimo.

ACERO REQUERIDO DE LA VIGA	
A_s	4 Ø 12 mm

Gráfico N° 32 Acero requerido de la viga



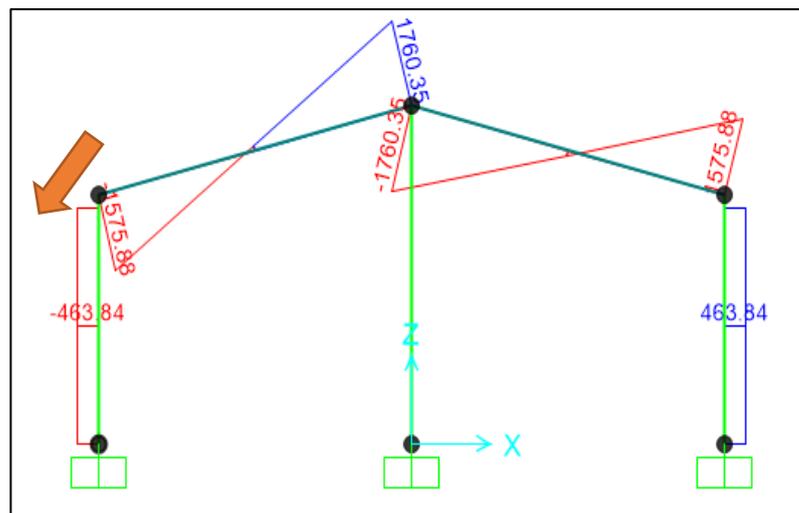
Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.2.6.2 Diseño a cortante de viga

El valor de la fuerza cortante última se obtiene de SAP 2000, como se muestra a continuación:

FUERZA CORTANTE ÚLTIMA OBTENIDO DEL PROGRAMA	
Vu =	1760.36 kg

Gráfico N° 33 Fuerza cortante última de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Para el desarrollo del diseño a cortante de la viga se considera principalmente la resistencia a cortante, escogiendo el resultado menor de las ecuaciones establecidas la tabla 10 del presente Trabajo de Titulación.

Se considera un factor de modificación lambda $\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal de acuerdo a la tabla 20 del capítulo II.

CORTANTE NOMINAL	
$v_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_d \frac{V_u d}{M_u} \right) bd \leq$	
$v_c = (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_d) bd \leq$	
$V_c = 0.93\lambda\sqrt{f'_c} cbd$	
vc	3715.838 kg
vc	3916.178 kg
vc	6738.490 kg

Menor	3715.838 kg
-------	-------------

Luego de obtener el valor del cortante nominal proporcionada por el concreto, éste es multiplicado por el factor de reducción de resistencia para elementos estructurales a cortante $\phi = 0.75$ de acuerdo con la Tabla 6.

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA	
$\phi v_c = 0.75 v_c$	
$\phi v_c = 0.75 (3715.838)$	
$\phi v_c =$	2786.88 kg

En la sección 9.6.3.1 (ACI318-14,2014) se especifica que debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante A_v , mínimo en todas las secciones donde:

$V_u > 0.5 \phi v_c$	
$V_u > 0.5 (2786.88)$	
$1760.355 \text{ kg} > 1393.44 \text{ kg}$	

Para obtener el área mínima de refuerzo A_v , min se calcula mediante la ecuación que se presenta en la tabla 11, capítulo II del Trabajo de Titulación.

<p>A_v, min REQUERIDO</p> $A_{v,min} \geq 3.5 \left(\frac{b_w \cdot s}{f_y} \right)$ $A_{v,min} \geq 3.5 \left(\frac{25 \text{ cm} * 10 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right)$ $A_{v,min} \geq 0.21 \text{ cm}^2$

El espaciamiento longitudinal de refuerzo a cortante S, será igual a d /2 de la viga correspondiente a la sección 9.7.6.2.2 (ACI318-14, 2014). Una vez obtenido el área mínima de refuerzo A_v min a emplear, se analiza el área de estribo a utilizar, dando como resultado varillas Ø 8 mm como refuerzo transversal de la viga.

$A_{\text{Ø8}} =$	$A = \pi r^2$ $A = \pi(0.4 \text{ cm})^2$	0.5027	cm ²
		0.50	cm ²

$0.21 \text{ cm}^2 \leq 0.50 \text{ cm}^2$ 1 Ø 8mm @ 10 cm
--

El refuerzo a cortante para miembros no preesforzados se debe calcular mediante la ecuación de la sección 22.5.10.5.3, capítulo 22 (ACI318-14,2014). Luego es multiplicado por el factor de reducción de resistencia para elementos estructurales a cortante $\phi = 0.75$ de acuerdo con la Tabla 6.

<p>RESISTENCIA AL CORTANTE</p> $v_s = \frac{A_v f_y d}{S}$ $v_s = \frac{0.50 \text{ cm}^2 \left(\frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right) (20 \text{ cm})}{10 \text{ cm}}$ $v_s = 4200 \text{ kg}$
--

$\phi \text{ vs} = 0.75 v_s$ $\phi \text{ vs} = 0.75 (4200)$ $\phi \text{ vs} = 3150 \text{ kg}$
--

La resistencia nominal al cortante es igual a la sumatoria de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto v_c y la resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante v_s .

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi v_c + \phi v_s \\ \phi V_n &= 2786.88 + 3150 \\ \phi V_n &= 5936.88 \text{ kg} \end{aligned}$$

La resistencia de diseño al cortante debe cumplir con la siguiente ecuación correspondiente a la sección 22.5.1.1, capítulo 22 (ACI318-14, 2014).

RESISTENCIA DE DISEÑO AL CORTANTE

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 1760.355 \text{ kg} &\leq 5936.88 \text{ kg} \end{aligned}$$

Para realizar la separación de estribos en las vigas se debe considerar la zona de confinamiento y la zona de normal de acuerdo a los requisitos de la Tabla 9.7.6.2.2 del ACI318-14.

ZONA DE CONFINAMIENTO

$$\begin{aligned} ZC &= 2h \\ ZC &= 2(25\text{cm}) \\ ZC &= 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

En la zona de confinamiento el primer estribo se coloca a 50mm y el ultimo a una distancia de 2h. El espaciamiento máximo de los estribos en esta zona está establecido entre el valor menor de:

ESPACIAMIENTO

S	d/4	5	cm
S	6db	7.2	cm
S	200	20	cm

Smáx	5	cm
1er estribo	5	cm

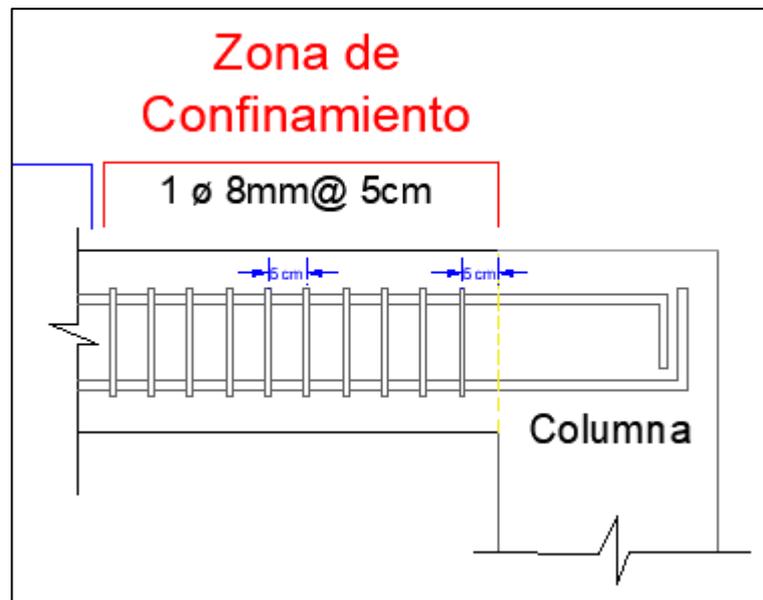
Se procede a determinar el número de estribos necesarios para la zona de confinamiento:

CANTIDAD DE RAMALES		
$N = \frac{ZC}{s}$	$N = \frac{45\text{cm}}{5\text{cm}}$	
N=	9	estribos

1 Ø 8 mm @ 5cm

Por lo tanto, la cantidad de estribos en la zona de confinamiento es de 10 ramales con una separación de 5 cm, como se muestra en el gráfico 34.

Gráfico N° 34 Zona de confinamiento de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

La zona normal es la zona donde los refuerzos de confinamiento son de menor importancia y la separación entre estribos no debe ser mayor a $d/2$. Se procede a determinar el número de estribos necesarios para la zona normal.

ZONA NORMAL	
$ZN = L - 2ZC$	
ZN =	350cm - 2 (50 cm)
ZN =	250 cm

El espaciamiento máximo de los estribos en esta zona está establecido entre el valor menor de:

ESPACIAMIENTO			
S	d/2	10	cm
S	8db	9.6	cm
S	300	30	cm

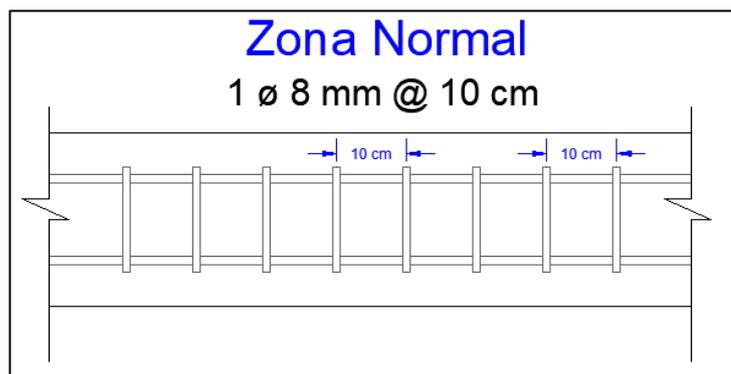
Smáx	9.6	cm
smáx	10	cm

El número de estribos debe ser un numero entero, por lo tanto, se encuentra un espaciamiento que no supere al espaciamiento máximo. Por lo tanto, la cantidad de estribos en la zona normal de la viga es de 24 ramales con una separación de 10 cm, a partir de la distancia desde el centro de los estribos de las zonas de confinamiento de los extremos, como se muestra en el gráfico 35.

CANTIDAD DE RAMALES	
$N = \frac{ZN}{s}$	$N = \frac{250cm}{10cm}$
N=	25 estribos

1 Ø8 mm @ 10cm

Gráfico 35 Zona normal de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Gráfico N° 36 Detalle del diseño de vigas

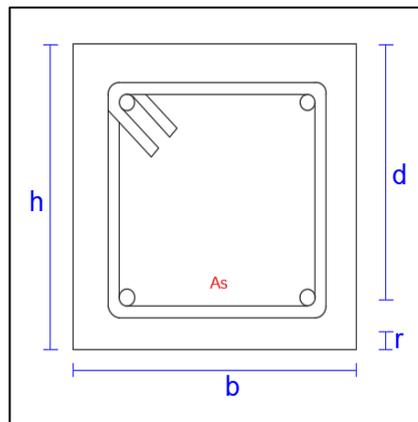


Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.2.7 Diseño de columnas

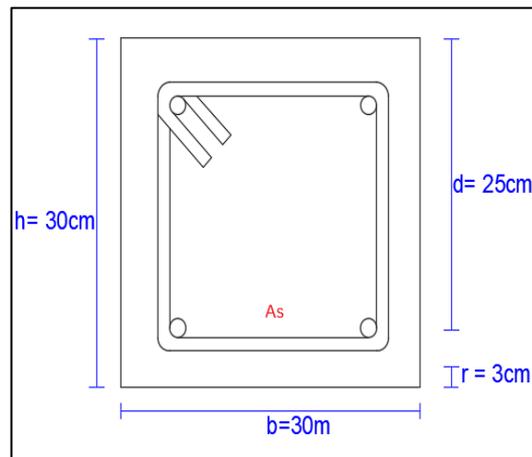
Los límites dimensionales para columnas son los siguientes: Para elementos a flexo compresión, de acuerdo con la sección 10.3.1 del CI 318-14, se considera un ancho b y una altura h mayor o igual a 30 cm, el recubrimiento de 3 cm y una luz libre 250cm, como se muestra en el gráfico.

Gráfico N° 37 Límites dimensionales de una columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Gráfico N° 38 Dimensiones de la columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

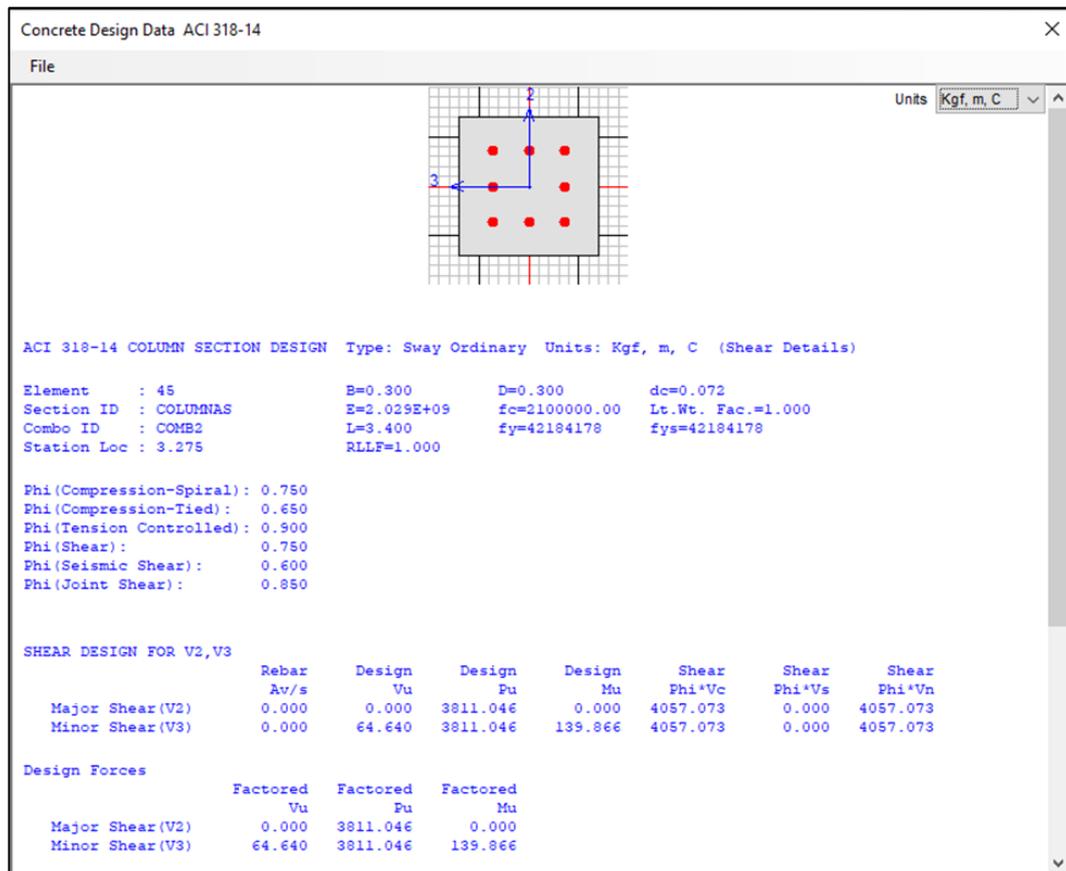
4.2.7.1 Diseño a flexo-compresión

Para el diseño a flexo-compresión se considera las cargas que son transmitidas hacia la columna, transformadas en Carga axial. En el análisis de la estructura mediante SAP 2000 se establece la carga P_u en la columna.

Pu y Mu	
OBTENIDO DE PROGRAMA	
Pu=	3811.046 kg
Mu=	139.866 kg.m

A continuación, se especifica la carga axial Pu y los momentos biaxiales de diseño:

Gráfico N° 39 Carga Pu y momentos biaxiales



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Se calcula el área bruta y el acero propuesto, tomando en consideración la cuantía máxima y la cuantía mínima según la sección 10.6.1.1, donde indica que el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 0.01 Ag ni mayor que 0.08 Ag.

ÁREA BRUTA	
Ag=b.h	
Ag=	30 cm2 * 30 cm2
Ag=	900 cm2

ACERO MÍNIMO	
$A_s = \rho \min A_g$	
$A_s =$	0.01 (900cm ²)
$A_s =$	9.00 cm ²

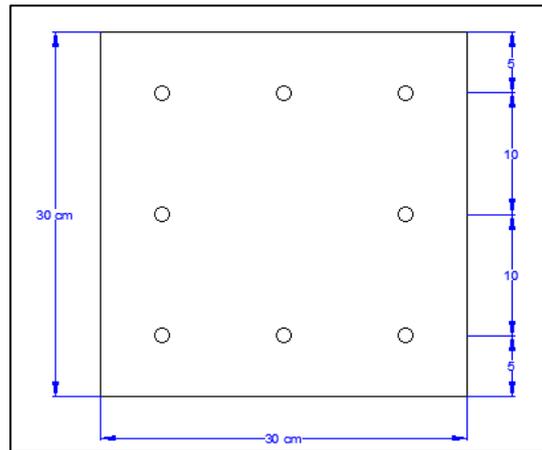
ACERO MÁXIMO	
$A_s = \rho \max A_g$	
$A_s =$	0.08 (900cm ²)
$A_s =$	72.00 cm ²

ACERO PROPUESTO			
$A_{\emptyset 12} =$	$A = \pi r^2$	1.13	cm ²
	$A = \pi(0.6cm)^2$		
A_s	8 \emptyset 12mm	9.05	cm ²

Diagrama de interacción de la columna.

Gráfico N° 40 Columna y distribución de acero propuesto

DATOS	
f'_c	210 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
h	30.00 cm
b	30.00 cm
A_s	8 barras \emptyset 12mm
A_s	9.05 cm ²
A_g	900.00 cm ²
d	25 cm
rec	5 cm
E_y	2000000 kg/cm ²
β_1	0.85

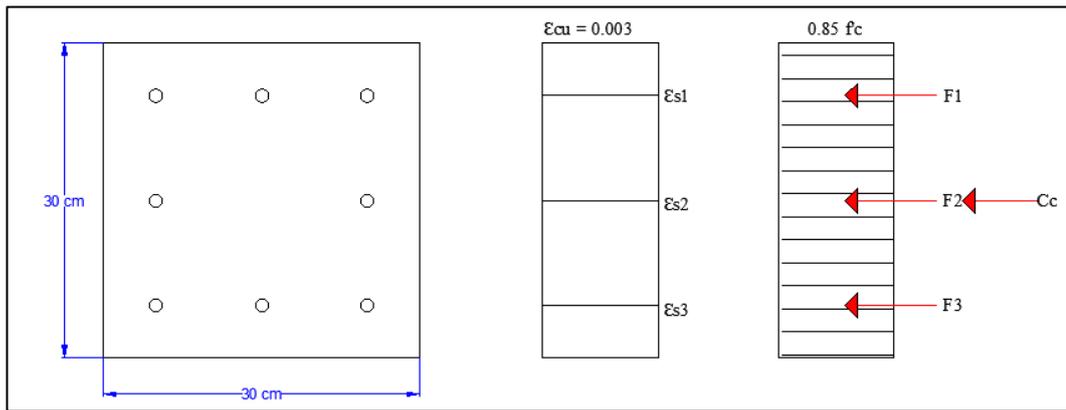


Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Obtención de P_{oc} (Punto 1)

El punto P_{oc} , que corresponde a la carga axial de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme.

Gráfico N° 41 Carga axial de compresión pura (Poc)



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

OBTENCIÓN DE Poc (PUNTO 1)

$$P_{oc} = 0.85 f' c (A_g - A_s) + A_s f_y$$

Poc= 1 * 210 kg/cm² (900 cm² - 9.05 cm²) + 9.05 cm² * 4200 cm²

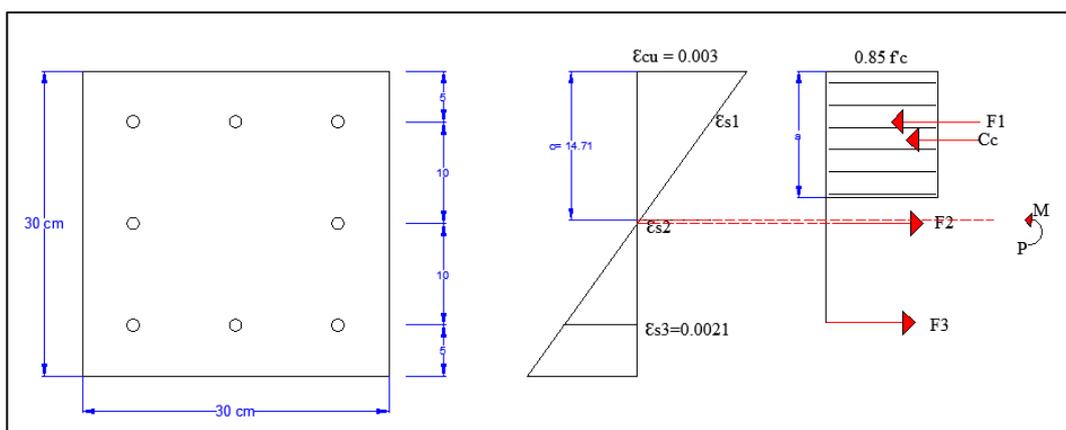
Poc= 197035.76 kg

Poc= 197.04 ton

Obtención del punto de falla balanceada (Punto 2)

El estado de deformaciones unitarias se fija de tal manera que la deformación en la fibra extrema en compresión es igual a la deformación máxima útil del concreto ϵ_{cu} (0.003 según el Reglamento ACI 318-14), y la deformación en el acero de tensión más alejado del eje neutro es igual a la deformación de fluencia ϵ_y (0.0021 para acero de 4200 kg/cm² de esfuerzo de fluencia).

Gráfico N° 42 Falla balanceada (Punto 2)



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Por triángulos semejantes

(PUNTO 2)

$$\frac{0.003}{C} = \frac{0.0021}{d - C}$$

$$0.0021C = 0.003 * (25 \text{ cm} - C)$$

C= 14.71 cm

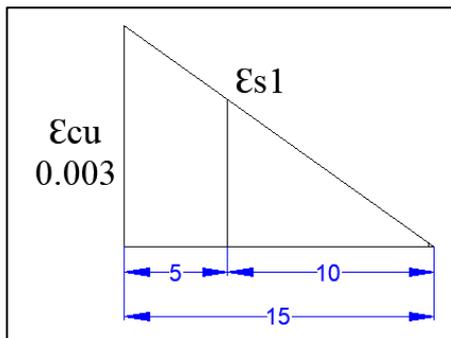
$$a = 0.85 (C)$$

$$a = 0.85 * 14.71 \text{ cm}$$

$$a = 12.50 \text{ cm}$$

$$a/2 = 6.25 \text{ cm}$$

➤ Esfuerzo en el acero fs1



ESFUERZOS EN EL ACERO fs1

$$\frac{0.003}{h/2} = \frac{\epsilon_{s1}}{h/2 - r}$$

$$\frac{0.003}{15 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s1}}{15 \text{ cm} - 5 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.003 * (15 \text{ cm} - 5 \text{ cm}) / 15 \text{ cm}$$

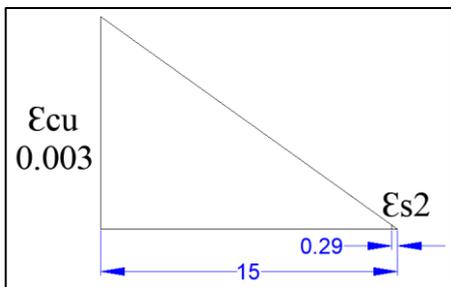
εs1= 0.00200

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} * E_y$$

$$f_{s1} = 0.002 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

f_{s1}= 4000.00 kg/cm²

➤ Esfuerzo en el acero fs2



ESFUERZOS EN EL ACERO fs2

$$\frac{0.003}{\frac{h}{2}} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{h}{2} - C}$$

$$\frac{0.003}{\frac{30 \text{ cm}}{2}} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{30 \text{ cm}}{2} - 14.71 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s2} = 0.003 * (15 \text{ cm} - 14.71 \text{ cm}) / (15 \text{ cm})$$

εs2= 6E-05

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_y$$

$$f_{s2} = 5.88235E-05 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

f_{s2}= 117.65 kg/cm²

➤ Esfuerzo en el acero fs3

ESFUERZOS EN EL ACERO fs3

εs3= 0.0021

f_{s3}= 4200 kg/cm²

➤ Fuerzas en el acero

FUERZAS EN EL ACERO				
f1=	As1fs1	=	3.39 cm ² *	4000.00 kg/cm ² = 13571.68 kg
f2=	As2fs2	=	2.26 cm ² *	117.65 kg/cm ² = 266.11 kg
f3=	As3fs3	=	3.39 cm ² *	4200 kg/cm ² = 14250.26 kg

➤ Fuerzas en el concreto

FUERZAS EN EL CONCRETO				
$C_c = 0.85 f'_c * a * C$				
Cc=	0.85 *	210 kg/cm ²	* 12.50 cm *	14.71 cm
Cc=	32812.50 kg			

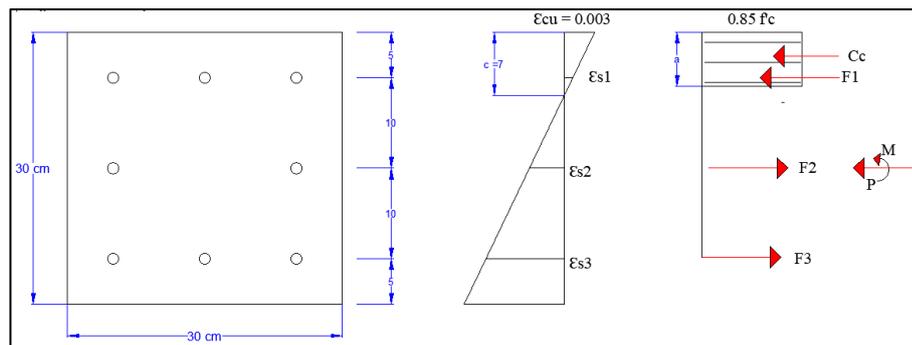
➤ Cálculo de Momento flexionante resistente M

CÁLCULO DE MOMENTO			
	F=P	BRAZO	MOMENTO
F1	13571.68 kg	10.00 cm	135716.80 kg.cm
F2	-266.11 kg	0.00 cm	0.00 kg.cm
F3	-14250.26 kg	-10.00 cm	142502.64 kg.cm
Cc	32812.50 kg	8.75 cm	287109.38 kg.cm
	31867.80 kg		565328.82 kg.cm
P	31.87 ton		M 5.65 ton.m

Obtención del punto en la zona de falla por tensión (Punto 3)

Con la profundidad del eje neutro supuesto, se obtuvo una carga axial de tensión como se muestra a continuación.

Gráfico N° 43 Falla por tensión (Punto 3)



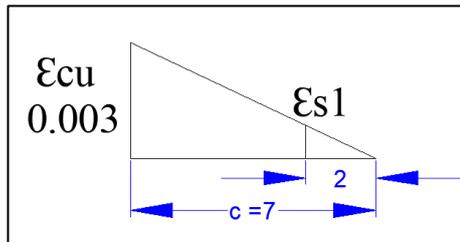
Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Por triángulos semejantes

(PUNTO 3)	
C =	7.35 cm
C ≈	7.00 cm

a =	0.85 (C)
a =	0.85 * 7.00 cm
a =	5.95 cm
a/2 =	2.98 cm

➤ Esfuerzo en el acero fs1



ESFUERZOS EN EL ACERO fs1

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{C - r}$$

$$\frac{0.003}{7\text{cm}} = \frac{\epsilon_{s1}}{7\text{cm} - 5\text{cm}}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.003 * (7\text{cm} - 5\text{cm}) / 7\text{cm}$$

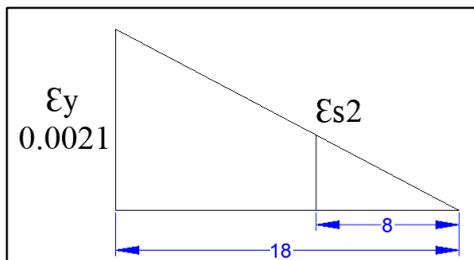
$$\epsilon_{s1} = 0.000857143$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} * E_y$$

$$f_{s1} = 0.000857143 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s1} = 1714.29 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Esfuerzo en el acero fs2



ESFUERZOS EN EL ACERO fs2

$$\frac{0.0021}{d - C} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{h}{2} - C}$$

$$\frac{0.0021}{25\text{cm} - 7\text{cm}} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{30\text{cm}}{2} - 7\text{cm}}$$

$$\epsilon_{s2} = 0.0021 * (15\text{cm} - 7\text{cm}) / (25\text{cm} - 7\text{cm})$$

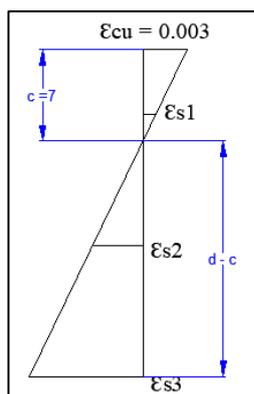
$$\epsilon_{s2} = 9\text{E-}04$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_y$$

$$f_{s2} = 0.000933333 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = 1866.67 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Esfuerzo en el acero fs3



ESFUERZOS EN EL ACERO fs3

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s3}}{d - C}$$

$$\frac{0.003}{7\text{cm}} = \frac{\epsilon_{s3}}{25\text{cm} - 7\text{cm}}$$

$$\epsilon_{s3} = 0.003 * (25\text{cm} - 7\text{cm}) / (7\text{cm})$$

$$\epsilon_{s3} = 8\text{E-}03$$

$$f_{s3} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Fuerzas en el acero

FUERZAS EN EL ACERO						
f1=	As1fs1	=	3.39 cm ² *	1714.29 kg/cm ²	=	5816.43 kg
f2=	As2fs2	=	2.26 cm ² *	1866.67 kg/cm ²	=	4222.30 kg
f3=	As3fs3	=	3.39 cm ² *	4200.00 kg/cm ²	=	14250.26 kg

➤ Fuerzas en el concreto

FUERZAS EN EL CONCRETO						
$C_c = 0.85 f'_c * a * C$						
Cc=	0.8500 *	210 kg/cm ²	*	5.95 cm *	7.00 cm	
Cc=	7434.53 kg					

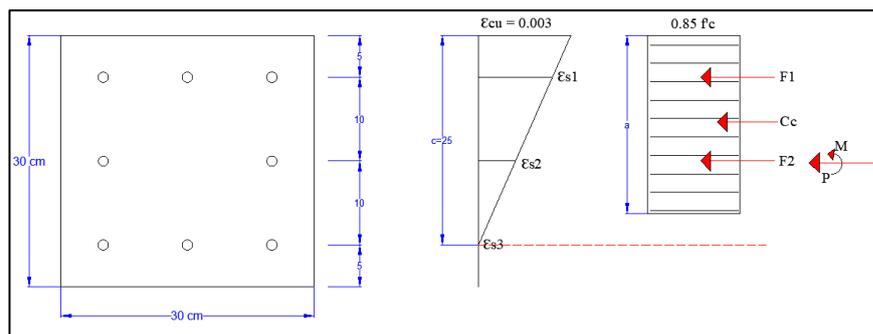
➤ Cálculo de Momento flexionante resistente M

CÁLCULO DE MOMENTO					
F=P		BRAZO	MOMENTO		
F1	5816.43 kg	10.00 cm	58164.34 kg.cm		
F2	-4222.30 kg	0.00 cm	0.00 kg.cm		
F3	-14250.26 kg	-10.00 cm	142502.64 kg.cm		
Cc	7434.53 kg	12.03 cm	89400.16 kg.cm		
		-5221.61 kg	290067.15 kg.cm		
P		-5.22 ton	M		2.90 ton.m

Obtención de un punto entre el 1 y el 2 (punto 4) en la zona de compresión

El punto 4 se calcula para tener un punto intermedio entre el punto correspondiente a compresión pura y el de falla balanceada. El estado de deformaciones supuesto es tal que en el lecho inferior de acero se tiene una deformación nula.

Gráfico N° 44 Punto intermedio entre la compresión pura y la falla balanceada (Punto 4)



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

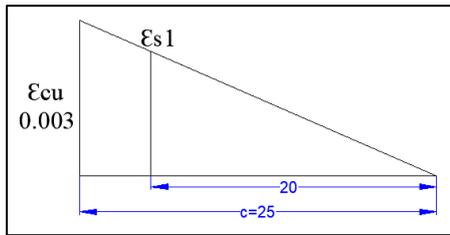
Por triángulos semejantes

(PUNTO 4)

$C = 25 \text{ cm}$

$a = 0.85 \quad (C)$
 $a = 0.85 * 25.00 \text{ cm}$
 $a = 21.25 \text{ cm}$
 $a/2 = 10.63 \text{ cm}$

➤ Esfuerzo en el acero fs1



ESFUERZOS EN EL ACERO fs1

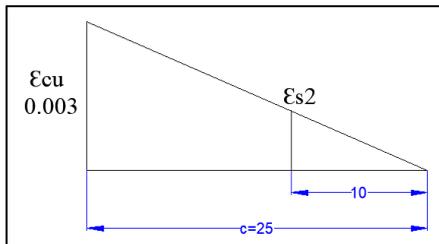
$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{C - r}$$

$$\frac{0.003}{25 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s1}}{25 \text{ cm} - 5 \text{ cm}}$$

$\epsilon_{s1} = 0.003 * (25 \text{ cm} - 5 \text{ cm}) / 25 \text{ cm}$
 $\epsilon_{s1} = 0.0024$

$f_{s1} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

➤ Esfuerzo en el acero fs2



ESFUERZOS EN EL ACERO fs2

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s2}}{C - \frac{h}{2}}$$

$$\frac{0.003}{25 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s2}}{25 \text{ cm} - \frac{30 \text{ cm}}{2}}$$

$\epsilon_{s2} = 0.003 * (25 \text{ cm} - 15 \text{ cm}) / (25 \text{ cm})$
 $\epsilon_{s2} = 1E-03$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_y$$

$f_{s2} = 0.0012 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{s2} = 2400.00 \text{ kg/cm}^2$

➤ Esfuerzo en el acero fs3

ESFUERZOS EN EL ACERO fs3

$\epsilon_{s3} = 0$

➤ Fuerzas en el acero

FUERZAS EN EL ACERO			
f1=	As1fs1 =	3.39 cm ² * 4200.00 kg/cm ²	= 14250.26 kg
f2=	As2fs2 =	2.26 cm ² * 2400.00 kg/cm ²	= 5428.67 kg
f3=	As3fs3 =	3.39 cm ² * 0 kg/cm ²	= 0.00 kg

➤ Fuerzas en el concreto

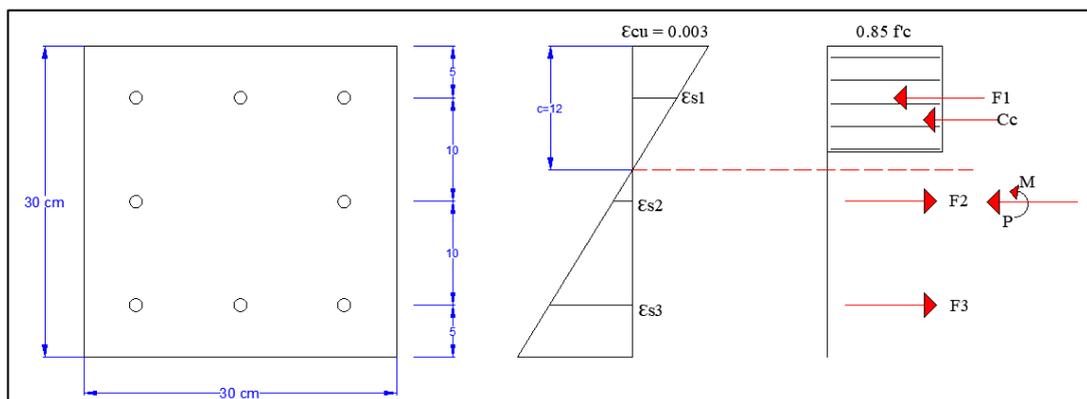
FUERZAS EN EL CONCRETO			
$C_c = 0.85 f'_c * a * C$			
Cc=	0.85 *	210 kg/cm ² *	21.25 cm * 25.00 cm
Cc=	94828.13 kg		

➤ Cálculo de Momento flexionante resistente M

CÁLCULO DE MOMENTO			
	F=P	BRAZO	MOMENTO
F1	14250.26 kg	10.00 cm	142502.64 kg.cm
F2	5428.67 kg	0.00 cm	0.00 kg.cm
F3	0.00 kg	-10.00 cm	0.00 kg.cm
Cc	94828.13 kg	4.38 cm	414873.05 kg.cm
	114507.06 kg		557375.69 kg.cm
P	114.51 ton		M 5.57 ton.m

Obtención del punto en la zona de falla por tensión (Punto 5)

Gráfico N° 45 Punto en la zona de falla por tensión (Punto 5)



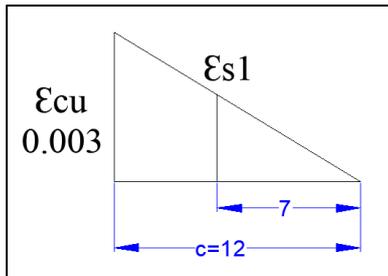
Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Por triángulos semejantes

(PUNTO 5)	
C =	12.50 cm
C ≈	12.00 cm

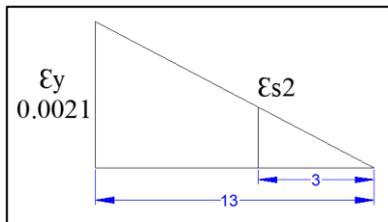
a =	0.85 (C)
a =	0.85 * 12.00 cm
a =	10.20 cm
a/2 =	5.10 cm

➤ Esfuerzo en el acero fs1



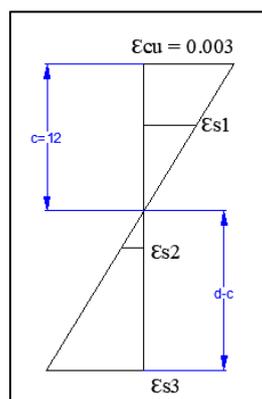
ESFUERZOS EN EL ACERO fs1	
$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{C - r}$	
$\frac{0.003}{12\text{cm}} = \frac{\epsilon_{s1}}{12\text{cm} - 5\text{cm}}$	
εs1 =	0.003 * (12 cm - 5 cm) / 12 cm
εs1 =	0.00175
$f_{s1} = \epsilon_{s1} * E_y$	
fs1 =	0.00175 * 2000000 kg/cm2
fs1 =	3500.00 kg/cm2

➤ Esfuerzo en el acero fs2



ESFUERZOS EN EL ACERO fs2	
$\frac{0.0021}{d - C} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{h}{2} - C}$	
$\frac{0.0021}{25\text{cm} - 12\text{cm}} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{30\text{cm}}{2} - 12\text{cm}}$	
εs2 =	0.0021 * (15 cm - 12 cm) / (25 cm - 12 cm)
εs2 =	5E-04
$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_y$	
fs2 =	0.000484615 * 2000000 kg/cm2
fs2 =	969.23 kg/cm2

➤ Esfuerzo en el acero fs3



ESFUERZOS EN EL ACERO fs3	
$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s3}}{d - C}$	
$\frac{0.003}{12\text{cm}} = \frac{\epsilon_{s3}}{25\text{cm} - 12\text{cm}}$	
εs3 =	0.003 * (25 cm - 12 cm) / (12 cm)
εs3 =	3E-03
fs3 =	4200 kg/cm2

➤ Fuerzas en el acero

FUERZAS EN EL ACERO				
f1=	As1fs1	=	3.39 cm ² *	3500.00 kg/cm ² = 11875.22 kg
f2=	As2fs2	=	2.26 cm ² *	969.23 kg/cm ² = 2192.35 kg
f3=	As3fs3	=	3.39 cm ² *	4200.00 kg/cm ² = 14250.26 kg

➤ Fuerzas en el concreto

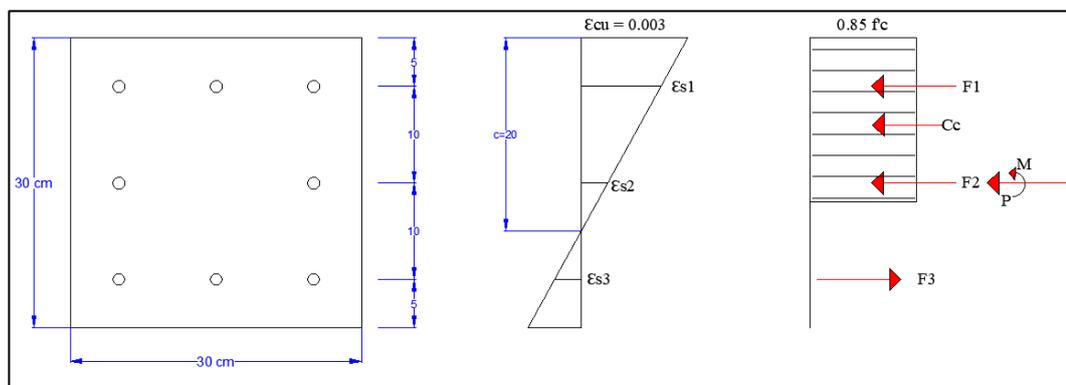
FUERZAS EN EL CONCRETO				
$C_c = 0.85 f'_c * a * C$				
Cc=	0.85 *	210 kg/cm ²	* 10.20 cm *	12.00 cm
Cc=	21848.40 kg			

➤ Cálculo de Momento flexionante resistente M

CÁLCULO DE MOMENTO			
	F=P	BRAZO	MOMENTO
F1	11875.22 kg	10.00 cm	118752.20 kg.cm
F2	-2192.35 kg	0.00 cm	0.00 kg.cm
F3	-14250.26 kg	-10.00 cm	142502.64 kg.cm
Cc	21848.40 kg	9.90 cm	216299.16 kg.cm
	17281.01 kg		477554.01 kg.cm
P	17.28 ton		M 4.78 ton.m

Obtención del punto en la zona de compresión (Punto 6)

Gráfico N° 46 Zona de compresión (Punto 6)



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

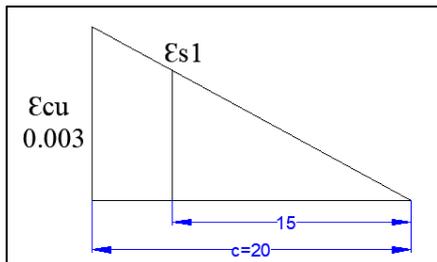
Por triángulos semejantes

(PUNTO 6)

C ≈ 20.00 cm

a= 0.85 (C)
a= 0.85 * 20.00 cm
a= 17.00 cm
a/2= 8.50 cm

➤ Esfuerzo en el acero fs1



ESFUERZOS EN EL ACERO fs1

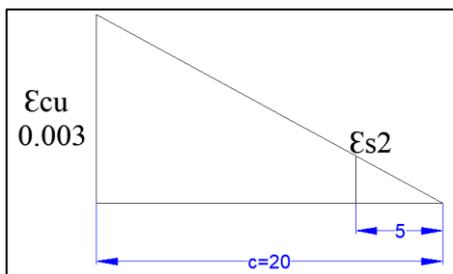
$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{C - r}$$

$$\frac{0.003}{20\text{cm}} = \frac{\epsilon_{s1}}{20\text{cm} - 5\text{cm}}$$

εs1= 0.003 * (20 cm - 5 cm) / 20 cm
εs1= 0.00225

fs1= 4200 kg/cm2

➤ Esfuerzo en el acero fs2



ESFUERZOS EN EL ACERO fs2

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s2}}{C - \frac{h}{2}}$$

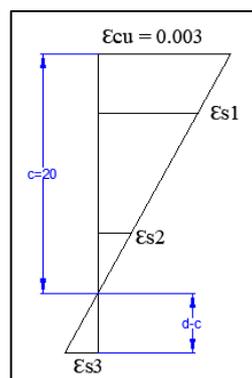
$$\frac{0.003}{20\text{cm}} = \frac{\epsilon_{s2}}{20\text{cm} - \frac{30\text{cm}}{2}}$$

εs2= 0.003 * (20 cm - 15 cm) / (20 cm)
εs2= 7.5E-04

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_y$$

fs2= 0.00075 * 2000000 kg/cm2
fs2= 1500.00 kg/cm2

➤ Esfuerzo en el acero fs3



ESFUERZOS EN EL ACERO fs3

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s3}}{d - C}$$

$$\frac{0.003}{20\text{cm}} = \frac{\epsilon_{s2}}{25\text{cm} - 20\text{cm}}$$

εs3= 0.003 * (25 cm - 20 cm) / (20 cm)
εs3= 8E-04

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} * E_y$$

fs3= 8E-04 * 2000000 kg/cm2
fs3= 1500.00 kg/cm2

➤ Fuerzas en el acero

FUERZAS EN EL ACERO				
f1=	As1fs1	=	3.39 cm ² *	4200.00 kg/cm ² = 14250.26 kg
f2=	As2fs2	=	2.26 cm ² *	1500.00 kg/cm ² = 3392.92 kg
f3=	As3fs3	=	3.39 cm ² *	1500.00 kg/cm ² = 5089.38 kg

➤ Fuerzas en el concreto

FUERZAS EN EL CONCRETO				
$C_c = 0.85 f'c * a * C$				
Cc=	0.85 *	210 kg/cm ² *	17.00 cm *	20.00 cm
Cc=	60690.00 kg			

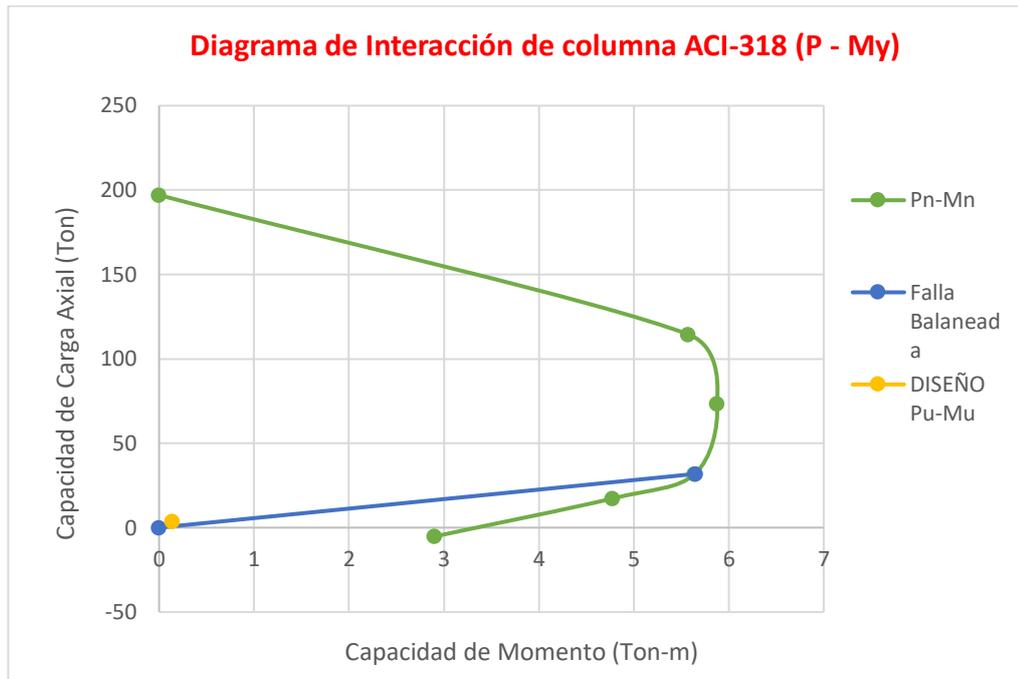
➤ Cálculo de Momento flexionante resistente M

CÁLCULO DE MOMENTO			
	F=P	BRAZO	MOMENTO
F1	14250.26 kg	10.00 cm	142502.64 kg.cm
F2	3392.92 kg	0.00 cm	0.00 kg.cm
F3	-5089.38 kg	-10.00 cm	50893.80 kg.cm
Cc	60690.00 kg	6.50 cm	394485.00 kg.cm
	73243.80 kg		587881.44 kg.cm
P	73.24 ton		M 5.88 ton.m

Representación del Diagrama de interacción de la columna

Pn	Mn	Puntos
197.04 ton	0	1
114.51 ton	5.57	4
73.24 ton	5.88	6
31.87 ton	5.65	2
17.28 ton	4.78	5
-5.22 ton	2.90	3
Falla Balanceada		
P	M	
0.00	0.00	
31.87	5.65	2
Pu	Mu	
3.81 ton	0.14 ton.m	

Gráfico N° 47 Diagrama de Interacción de columna ACI-318



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

A continuación se tiene el valor de la cuantía de la columna:

Cuantía de la columna	
$\rho = \frac{A_s}{A_g}$	$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$
$\rho = \frac{9.05 \text{ cm}^2}{900 \text{ cm}^2}$	$q = 0.00101 \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{210 \text{ kg/cm}^2}$
$\rho = 0.0101$	$q = 0.02011$

Carga axial resistente al diseño

Se calcula la carga axial resistente al diseño, esta carga es la que va a soportar la columna sin sufrir efectos de excentricidad en x y y.

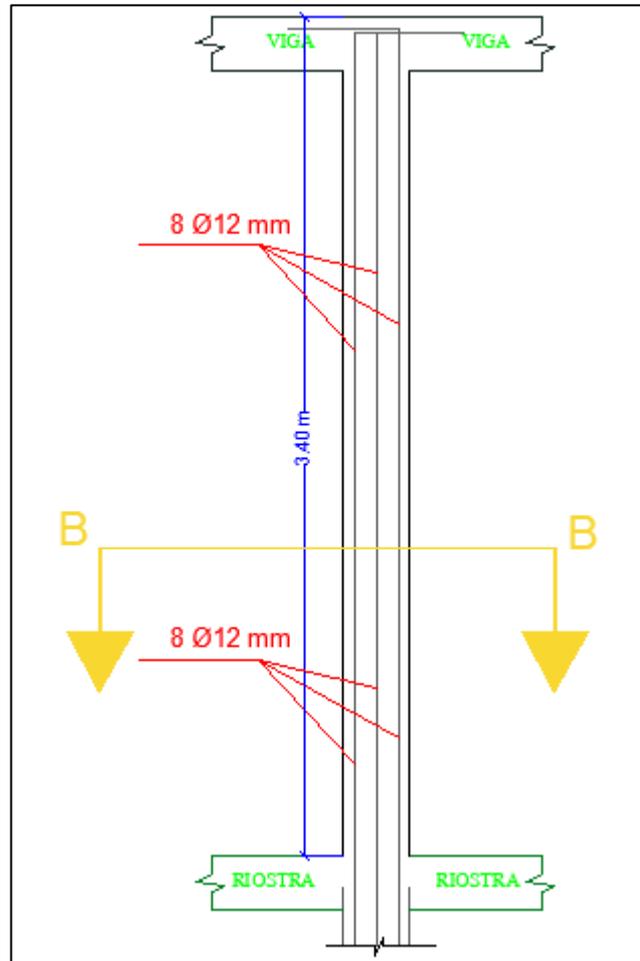
Carga axial resistente de diseño	
$P_{RO} = F_r * (f'_c (A_c) + A_s * F_Y)$	
$P_{RO} = 0.65 * (210 \text{ kg/cm}^2 (900 \text{ cm}^2 - 9.05 \text{ cm}^2) + A_s * F_Y)$	
$P_{ro} =$	159616 kg
$P_{ro} =$	160 tn

Donde:

FR = Factor de resistencia a flexo compresión

Ac= Área del concreto

Gráfico N° 48 Distribución del acero de refuerzo



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.2.7.2 Diseño a cortante

<p>PESO PROPIO DE LA COLUMNA</p> <p>PPCol = 1,2 Volumen * Y</p> <p>PPCol = 1.2 (0.3m)(0.3m)(3.4 m)(2400 kg/m³)</p> <p>PPCol = 881.28 kg</p>
--

<p>CARGA AXIAL TOTAL DE LA COLUMNA</p> <p>PuT = Pu + PPCol</p> <p>PuT = 3811.046kg + 881.28kg</p> <p>PuT = 4692.326 kg</p>
--

Para el diseño a cortante de la columna se considera principalmente la resistencia nominal a cortante mediante las ecuaciones establecidas en el capítulo 22 del ACI318-14 al igual que las vigas. Se considera un factor lambda $\lambda = 1$ de acuerdo a la tabla 19.2.4.2.

CORTANTE DE DISEÑO	
$V_c = 0.53 \left(1 + \left(\frac{Nu}{140 A_g} \right) \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$	
$V_c = 0.53 \left(1 + \left(\frac{4692.326 \text{ kg}}{140 (900 \text{ cm}^2)} \right) \right) \lambda \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (30\text{cm})(25\text{cm})$	
$V_c =$	5974.84 kg

$\emptyset V_c$	4481.13 kg
-----------------	------------

Para obtener el área mínima de refuerzo $A_v \text{ min}$, se calcula mediante la ecuación 10.6.2.2 del código (ACI318-14,2014).

REFUERZO PARA CORTANTE - $A_v \text{ min}$	
a) $A_{v \text{ min}} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$	
$A_{v \text{ min}} \geq 0.2 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \left(\frac{30\text{cm}(12\text{cm})}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$	
$A_v \text{ min} \geq$	0.248 cm ²
b) $A_{v \text{ min}} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$	
$A_{v \text{ min}} \geq 3.5 \frac{30\text{cm}(12\text{cm})}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$	
$A_v \text{ min} \geq$	0.300 cm ²

Cuando se requiere refuerzo para cortante, $A_v \text{ min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

MAYOR	
$A_v \text{ min} \geq$	0.300 cm ²

Una vez obtenido el área mínima de refuerzo A_v min a emplear, se analiza el área de estribo a utilizar, dando como resultado varillas \emptyset 8 mm como refuerzo transversal de la columna.

ACERO DE REFUERZO			
$A_{\emptyset 8} =$	$A = \pi r^2$ $A = \pi(0.4m)^2$	0.5027	cm ²
		0.50	cm ²

SI $A \geq A_{vmin}$	
As	1\emptyset 8 mm @ 12cm

El refuerzo a cortante para miembros no preesforzados se debe calcular mediante la ecuación de la sección 22.5.10.5.3, capítulo 22 (ACI318-14,2014). Luego es multiplicado por el factor de reducción de resistencia para elementos estructurales a cortante $\emptyset = 0.75$ de acuerdo con la Tabla 6.

RESISTENCIA AL CORTANTE	
$V_s = \frac{A_v F_y d}{s}$	
$V_s = \frac{0.5cm^2 (4200 \frac{kg}{cm^2}) (25cm)}{12cm}$	
$V_s =$	4398.22972 kg
$\emptyset V_s$	3298.67 kg

La resistencia nominal al cortante es igual a la sumatoria de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto v_c y la resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante v_s .

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE	
$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$	
$\emptyset V_n = 4481.13kg + 3298.67kg$	
$\emptyset V_n =$	7779.80 kg

La resistencia de diseño al cortante debe cumplir con la siguiente ecuación correspondiente a la sección 22.5.1.1, capítulo 22 (ACI318-14, 2014).

REFUERZO A CORTANTE DEBE CUMPLIR		
	$V_u \leq \phi V_n$	
64.64 kg	\leq	7779.80 kg
		OK

Para realizar la separación de estribos en las columnas se debe considerar la zona de confinamiento y la zona de normal de acuerdo a los requisitos para los estribos en la sección 18.4.3.3 de la norma ACI318-14.

ZONA DE CONFINAMIENTO		
Lo		
Hc =	300 mm	30 cm
Hn/6	340cm/6	56,7 cm
450 mm		45 cm

MAYOR	=	56.67	cm
	\approx	55	cm

En la zona de confinamiento el primer estribo se coloca a 50 mm y el último a una distancia de 500 mm. El espaciamiento máximo de los estribos en esta zona está establecido entre los valores de:

ESPACIAMIENTO		
S	6db	0.072
S	100	0.1

Smax	0.1 m
Smax	10 cm

1er estribo	5 cm
-------------	------

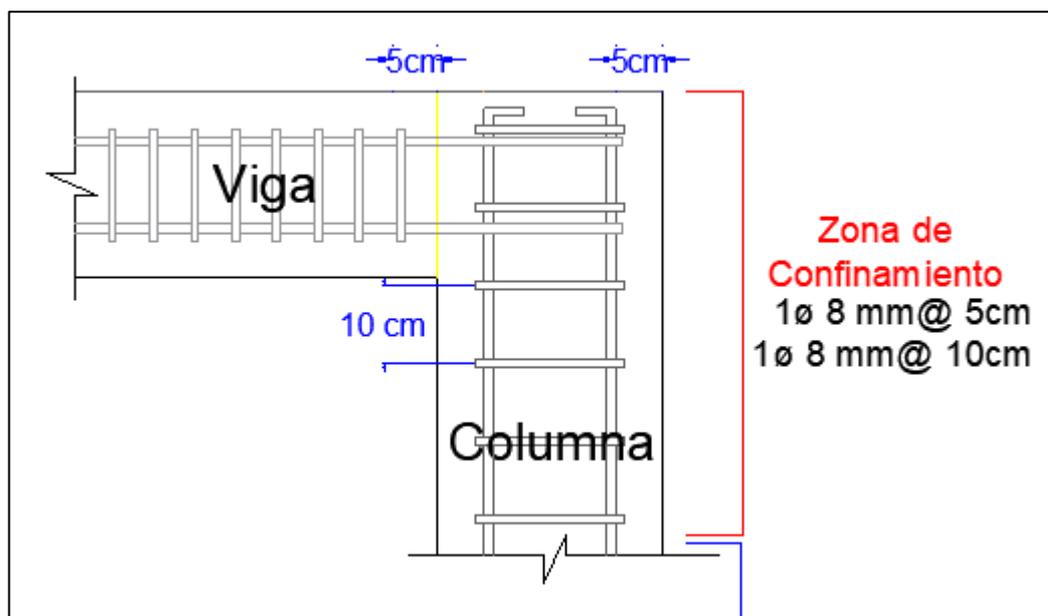
Se determina el número de estribos necesarios para la zona de confinamiento. Por lo tanto, en la zona de confinamiento se elige un espaciamiento que permite obtener una cantidad de estribos entera.

CANTIDAD DE RAMALES	
$N = \frac{L_o}{s}$	$N = \frac{50\text{cm}}{10\text{cm}}$
N=	5 estribos

1 Ø 8 mm @5cm
1 Ø 8mm@10cm

Por lo tanto, la cantidad de estribos en la zona de confinamiento es de: El primer ramal con una separación de 5 cm y 5 ramales a una separación de 10 cm con diámetros Ø 8 mm, como se muestra a continuación:

Gráfico N° 49 Zona de confinamiento de la columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

La zona normal es la zona donde los refuerzos de confinamiento son de menor importancia y la separación entre estribos no debe ser mayor a 150 mm.

ZONA NORMAL	
$ZN = Hn - 2Lo$	
ZN =	340cm - 2 (55cm)
ZN =	230 cm

ESPACIAMIENTO		
S	6db	0.084
S	150	0.15

Smax	0.15 m
Smax	15 cm

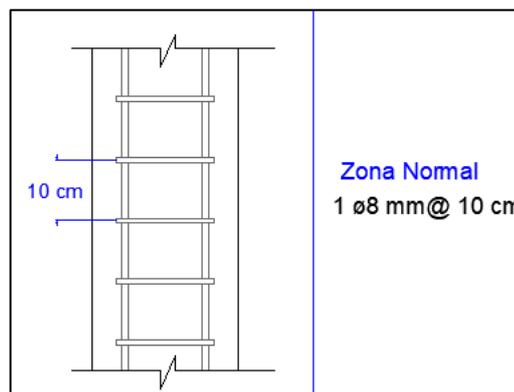
Se procede a determinar el número de estribos necesarios para la zona normal; el número de estribos debe ser un numero entero, por lo tanto, se encuentra un espaciamiento que no supere al espaciamiento máximo.

CANTIDAD DE RAMALES	
$N = ZN/s$	
N=	230cm / 10cm
N=	23 estribos

1 \varnothing 8mm@10cm

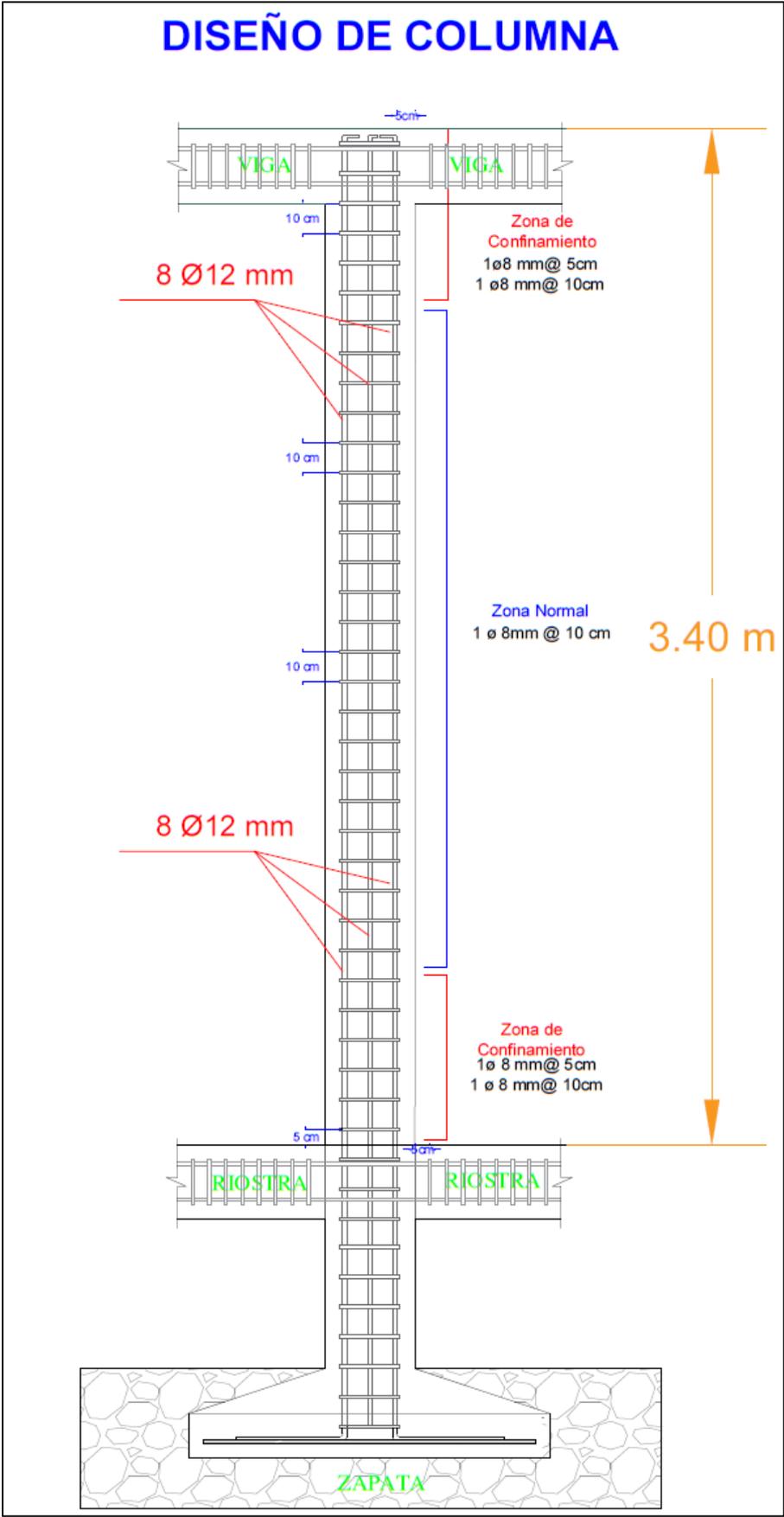
Nota: La cantidad de estribos en la zona normal es de 22 ramales de 8 mm de diámetro con una separación de 10 cm, considerando la distancia desde el centro de los estribos de las zonas de confinamiento superior e inferior, como se muestra en el gráfico 50 del presente Trabajo de Titulación.

Gráfico N° 50 Zona normal de la columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Gráfico N° 51 Detalles de diseño de columna

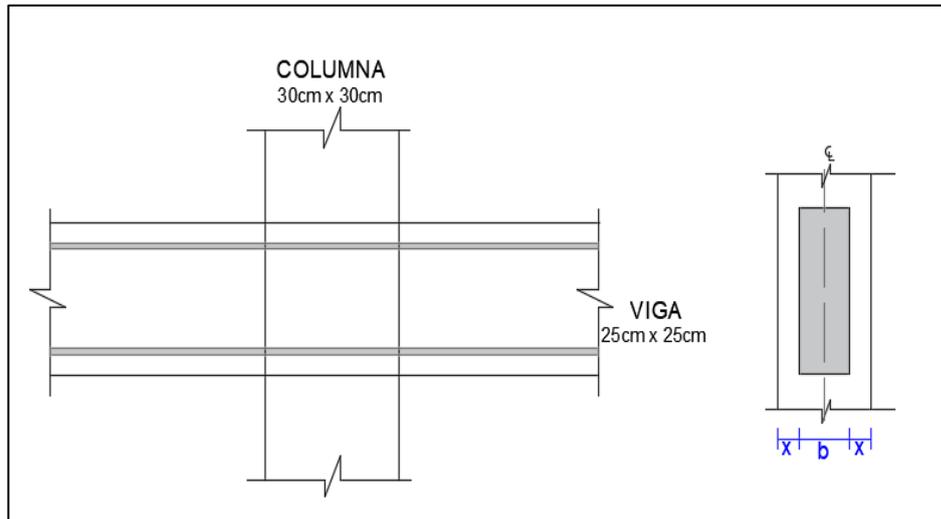


Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.2.8 Conexión viga - columna

El análisis se realiza para la columna interior (30x30 cm), en donde se conectan 4 vigas principales (25x25 cm), una en cada cara de columna. El gráfico refleja los siguientes cálculos:

Gráfico N° 52 Conexión viga-columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Es conveniente que las vigas que lleguen al nudo confinen la conexión, para lo cual debe cumplirse que:

$$\frac{b_{viga}}{B_{columna}} \geq 0.75$$

$$\frac{25}{30} \geq 0.75$$

$$0,833 \geq 0.75$$

Para la determinación del ancho efectivo, es recomendable centrar la viga para mejorar el confinamiento, por ello se tiene:

$$b_j = B + 2X$$

$$b_j = 25 + 2(2,5) = 30 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 30 * 30 = 900 \text{ cm}^2$$

A partir del acero longitudinal descrito en el cálculo del diseño de la viga, se procede a revisar la conexión por cortante, despreciando la contribución del cortante de la columna por simplicidad.

$$V_{ej} = 1.25(A_s^- + A_s^+)f_y$$

$$V_{ej} = 1.25(1,96\text{cm}^2)4200 \text{ kg/cm}^2 = 10290 \text{ kg}$$

$$\phi V_{nj} = 5,3[\sqrt{f'_c} A_j]$$

$$\phi V_{nj} = 5,3[\sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 * 900\text{cm}^2] = 69123,867 \text{ kg} > 10290 \text{ kg}$$

$$\phi V_{nj} > V_{ej} \quad \text{"OK"}$$

4.2.9 Diseño de cimentación

El diseño de la zapata se dimensiona de acuerdo al tipo de suelo que se encuentra en la Provincia de Santa Elena. El terreno tiene un suelo de tipo SC según la Clasificación por la Carta de Plasticidad de Casagrande. En este caso se emplea una zapata aislada cuadrada o también conocida como zapata para una sola columna por ser una vivienda de un piso.

Se toma en cuenta las cargas que transmite la columna hacia la zapata y el esfuerzo admisible del terreno. Se calcula el peso propio de la zapata de un 10% de las cargas de la columna, incluyendo el peso propio de la columna.

PESO PROPIO DE LA ZAPATA		
Pc		3811.05 kg
Peso Propio	10%Pc	381.10 kg

CARGA TOTAL	
	$\Sigma P = P_c + P_{Pz}$
ΣP	3811.05kg + 381.10kg
ΣP	4192.15 kg

Se calcula el área de la zapata con la carga total y el esfuerzo admisible del suelo. El esfuerzo admisible del suelo se obtiene mediante estudios de suelos ejecutados al terreno (se adjunta resumen de informe de suelos).

ÁREA DE LA ZAPATA	
	$A = (P_c + P_{Pz}) / \sigma_{adm\text{terreno}}$
A=	$\Sigma P / \sigma_{adm\text{terreno}}$
A=	4192.15kg / 1.76kg/cm ²
A=	2381.90 cm ²

Al ser una zapata cuadrada las dimensiones se obtienen en base al área y se aproxima a una medida constructiva.

DIMENSIONES	
$L = \sqrt{A}$	$L = \sqrt{2381.90\text{cm}^2}$
L=	48.80 cm
L≈	49.00 cm
L≈	50 cm

De acuerdo al capítulo 13 del código ACI 318-14 se especifica que la anchura mínima L es de 1 metro para estructuras pequeñas, 1,20 m para viviendas de un piso y no menos de 1,50m para edificios pequeños. Se calcula el esfuerzo último de diseño en base a la carga mayorada y el área de la zapata:

ESFUERZO ÚLTIMO DE DISEÑO	
$\sigma_u = \frac{\Sigma P}{A}$	$\sigma_u = \frac{4192.15\text{kg}}{(120\text{cm})^2}$
	0.29 kg/cm ²

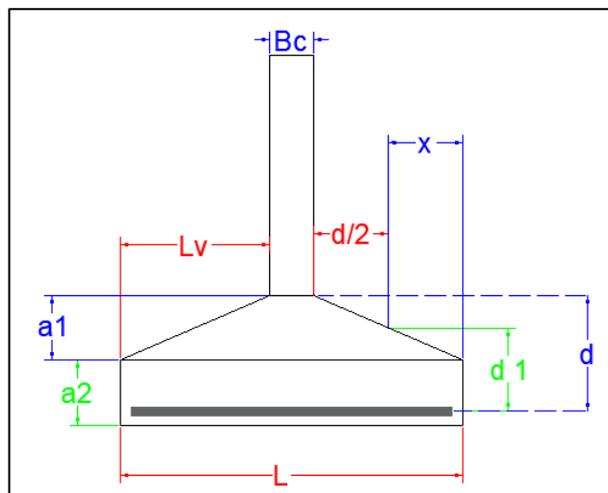
Para ratificar si la zapata está bien diseñada se verifica mediante:

- Cortante en dos direcciones de la cimentación
- Cortante como viga
- Flexión.

4.2.9.1 Diseño a cortante en dos direcciones de la cimentación

En el diseño a cortante en dos direcciones se considera la dimensión calculada de la zapata y la sección de la columna para obtener la longitud vertical "Lv" mostrada en la gráfica:

Gráfico N° 53 Diseño de Zapata – cortante en dos direcciones



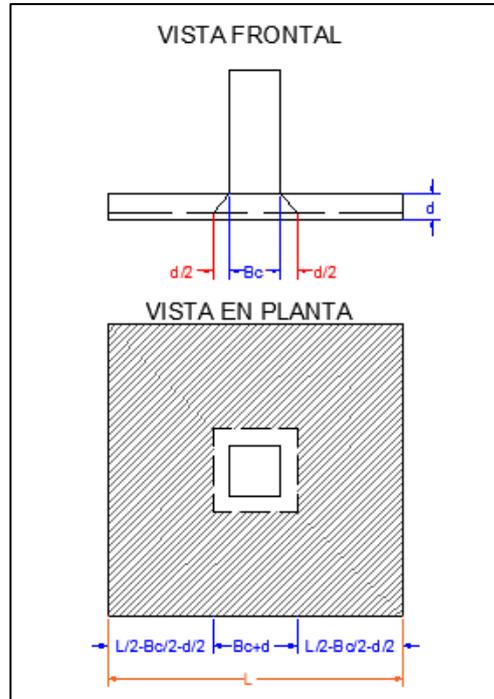
Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

LONGITUD VERTICAL	
$L_v = \frac{L - B_c}{2}$	$L_v = \frac{120\text{cm} - 30\text{cm}}{2}$
$L_v =$	45 cm
$L_v =$	0.45 m

En el diseño a cortante en dos direcciones, la sección crítica de la zapata se encuentra a $d/2$ de la cara de la columna. Esta sección crítica está relacionada con el perímetro

alrededor del área penetrada b_o , donde a_1 es el ancho de la columna. Para hallar este perímetro se calcula una altura efectiva.

Gráfico N° 54 Cortante en dos direcciones de la zapata



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

ALTURA EFECTIVA DE ZAPATA

$$d = H - \text{rec} - \frac{\emptyset \text{ dv}}{2} \quad d = 30\text{cm} - 5\text{cm} - \frac{1.2\text{cm}}{2}$$

d= 24.4 cm

PERÍMETRO

$$b_o = 4(a_1 + d) \quad b_o = 4(15\text{cm} + 20.33\text{cm})$$

bo= 157.60 cm

En base a la figura se procede a calcular d_1 mediante la aplicación de geometría básica.

$$d_1 = d - \left(\frac{a_1}{L_v}\right) \left(\frac{d}{2}\right) \quad d_1 = 24.4\text{cm} - \left(\frac{15\text{cm}}{45\text{cm}}\right) \left(\frac{24.4\text{cm}}{2}\right)$$

d1= 20.33 cm

d1= 0.20 m

Se calcula el Cortante último de acuerdo al esfuerzo último de diseño por la diferencia entre el área total de la zapata con el área de la sección crítica.

CORTANTE ÚLTIMO	
$V_u = \sigma_{II}(A - A_0)$	$V_u = 0.29 \text{kg/cm}^2 ((120 \text{cm})^2 - (39.4 \text{cm})^2)$
$V_u =$	3740.23 kg

Para verificar si cumple la resistencia última a cortante en dos direcciones se considera los criterios de acuerdo al capítulo 22 del ACI 318-14.

En el primer criterio el valor de β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, al ser una columna cuadrada se estima $\beta=1$. El valor de λ depende del peso del concreto, siendo un concreto de peso normal entonces $\lambda=1$.

CORTANTE NOMINAL	
$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d_1$	
$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1}\right) (1) \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (157.60 \text{cm})(20.33 \text{cm})$	
$V_c =$	73836.58 Kg
$V_c =$	73.84 Ton

En el segundo criterio el valor de α_s va de acuerdo al tipo de columna que va a soportar la zapata, siendo un valor adimensional de 20 para columnas esquineras, 30 para columnas de borde y 40 para columnas interiores. Como el análisis se realiza a la columna de borde, se elige $\alpha_s = 30$.

CORTANTE NOMINAL	
$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha d_1}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d_1$	
$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{30 * 20.33 \text{cm}}{157.60 \text{cm}}\right) \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (157.60 \text{cm})(20.33 \text{cm})$	
$V_c =$	73606.75 Kg
$V_c =$	73.61 Ton

Se calcula el tercer criterio con las variables involucradas para obtener el último Cortante nominal.

CORTANTE NOMINAL	
$V_c = 1.1\lambda\sqrt{f'c}b_0d_1$	
$V_c = 1.1(1)\sqrt{210kg/cm^2}(157.60cm)(20.33cm)$	
$V_c =$	51081.91 Kg
$V_c =$	51.08 Ton

Después de analizar los diferentes criterios, se escoge el cortante nominal menor y se multiplica por el factor de reducción de resistencia ϕ . Si el cortante último es menor o igual al resultado del producto mencionado anteriormente, entonces el diseño es correcto.

V_{cMenor}	51081.91 kg
$\phi V_c = 0.75(51081.91kg)$	
$\phi V_c =$	38311.43 kg

$V_u \leq \phi V_c$
OK

4.2.9.2 Diseño a cortante de la cimentación como viga

Para el diseño a cortante como viga se calcula mediante geometría básica el d_2 y a su vez se calcula un valor X, ambos resultados sirven para calcular el cortante último.

$d_1 = d - \left(\frac{a_2}{L_v}\right)(d)$	
$d_1 = 24.4cm - \left(\frac{15cm}{45cm}\right)(24.4cm)$	
$d_2:$	16.27 cm
$d_2:$	0.16 m

$$X = L_v - d_2$$

$$X = 45\text{cm} - 16.27\text{cm}$$

$$X = 28.73 \text{ cm}$$

$$X = 0.29 \text{ m}$$

Se procede a calcular una carga distribuida de acuerdo al esfuerzo último de diseño y a la longitud de la zapata.

CARGA DISTRIBUIDA

$$W_u = \sigma_u L \quad W_u = 0.29\text{kg/cm}^2 * 120\text{cm}$$

$$W_u = 34.93 \text{ kg/cm}$$

Con la carga lineal se determina el cortante último V_u por la distancia X obtenida anteriormente.

CORTANTE ÚLTIMO

$$V_u = W_u X \quad V_u = 34.93\text{kg/cm} * 28.73\text{cm}$$

$$V_u = 1003.79 \text{ kg}$$

Para desarrollar el diseño a cortante como viga se considera principalmente la resistencia nominal a cortante mediante las ecuaciones establecidas en el capítulo 22 del ACI318-14. Se considera un factor lambda λ de acuerdo a la tabla 19.2.4.2 de la misma norma:

CORTANTE NOMINAL

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}Ld_2$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210\text{kg/cm}^2}(120\text{cm})(16.27\text{cm})$$

$$V_c = 14992.20 \text{ Kg}$$

Se multiplica por el factor de reducción de resistencia ϕ . Si el cortante último es menor o igual al resultado del producto mencionado anteriormente, entonces el diseño es correcto.

$$\phi V_c = 0.75(14992.20 \text{ kg})$$

$$\phi V_c = 11244 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad \text{OK}$$

4.2.9.3 Diseño a flexión de la cimentación como viga.

Para el diseño a flexión se calcula el Momento Último, considerando la carga distribuida y la longitud vertical L_v calculados anteriormente, mediante la fórmula:

MOMENTO ÚLTIMO	
$M_u = \frac{W_u L_v^2}{2}$	$M_u = \frac{34.93 \text{ kg/cm} * (45 \text{ cm})^2}{2}$
$M_u =$	35371.27 kg.cm

Para el correcto diseño a flexión se calcula la cuantía necesaria de acero mediante la fórmula:

CUANTÍA NECESARIA	
$\rho = \frac{0.85 * f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi * f'c * b * d^2}} \right]$	
$\rho = \frac{0.85 * 210 \text{ Kg/cm}^2}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 35371.27 \text{ kg.cm}}{0.85 * 0.9 * 210 \text{ Kg/cm}^2 * 120 \text{ cm} * (24.4 \text{ cm})^2}} \right]$	
$\rho =$	0.0001312

Si la cuantía necesaria es menor que la cuantía mínima de acero, se considera el valor de la cuantía mínima para el cálculo del área de acero A_s .

CUANTÍA MÍNIMA	
$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$	$\rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2}$
$\rho_{\min} =$	0.00333333

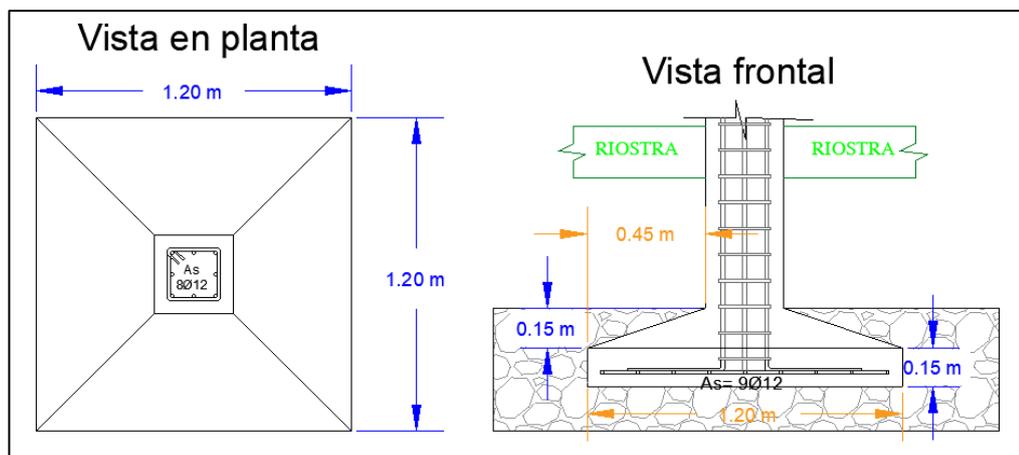
ÁREA DE ACERO MÍNIMO	
$A_{s_{min}} = \rho_{min} bd$	$A_{s_{min}} = 0.0033 * 120cm * 24.4cm$
$A_{s_{min}} =$	9.76 cm^2

Una vez obtenido el área de acero total a emplear. Se analiza el número de varillas a utilizar.

AØ12=	$A = \pi r^2$	1.1310 cm ²
	$A = \pi(0.6cm)^2$	

As	9Ø12	10.18 cm ²	OK
-----------	-------------	-----------------------	----

Gráfico N° 55 Diseño de zapata



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.2.10 Diseño de riostra

4.2.10.1 Diseño a flexión

Para el desarrollo del diseño a flexión de las vigas de riostras, se calcula el módulo de elasticidad del concreto y el momento de inercia de la sección. El momento de inercia se elige en un 50% porque reduce el momento último y evita agrietamiento en la viga de riostra.

Módulo de Elasticidad
$E_H = 15000\sqrt{f'_c}$ $E_H = 15000\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$ $E_H = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$

Momento de Inercia
$I = \frac{b h^3}{12}$ $I = \frac{(25 \text{ cm})(25 \text{ cm})^3}{12} * 0.5$ $I = 16276.04 \text{ cm}^4$

Momento último
$M = \left(\frac{6 E_H * I}{l^2} \right) \delta_{adm}$ $M = \left(\frac{6 \left(217370.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (16276.04 \text{ cm}^4)}{(350 \text{ cm})^2} \right) * 0.5 \text{ cm}$ $M = 86643.28 \text{ kg/cm}^2$ $M_u = 1.6 (86643.28 \text{ kg/cm})$ $M_u = 138629.24 \text{ kg.cm}$

Con el resultado del momento último y empleando el equilibrio de fuerzas en secciones rectangulares a tracción, se considera los factores de reducción de resistencia de la tabla 21.2.1 del ACI 318-14, continuamente se calcula la cuantía mecánica por la ecuación:

CUANTÍA MECÁNICA	
$M_u = \phi f'_c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$ $138629.24 \text{ Kg. cm} = 0.9(210 \text{ Kg/cm}^2)(25 \text{ cm})(20 \text{ cm})^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$ $138629.24 = 1890000 \omega (1 - 0.59 \omega)$ $0.0733 = \omega - 0.59 \omega^2$ $0.59 \omega^2 - \omega + 0.0733 = 0$	
a	0.59
b	-1
c	0.0733
$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$	$\omega (+) = 1.6181$ $\omega (-) = 0.0768$

Se escoge el valor menor de la cuantía mecánica y se procede a calcular la cuantía de acero requerido mediante la fórmula:

CUANTÍA DEL ACERO REQUERIDO	
$\rho_d = \omega \frac{f'_c}{f_y}$	$\rho_d = 0.0768 \frac{210 \text{Kg/cm}^2}{4200 \text{Kg/cm}^2}$
$\rho_d =$	0.0038

Para comprobar que la cuantía de acero requerida es considerable, se verifica calculando la cuantía mínima de acuerdo con la ecuación que muestra la sección 9.6.1.2 del ACI 318-14.

CUANTÍA MÍNIMA DEL ACERO	
$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$	$\rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{Kg/cm}^2}$
$\rho_{\min} =$	0.0033

ρ_{\min}	$<$	ρ_d	$<$	ρ_{\max}
0.0033		0.0038		0.0250
OK				

Luego se procede a calcular el área del acero mediante la ecuación:

ÁREA DEL ACERO	
$A_s = \rho_d b d$	
$A_s = 0.0038(25\text{cm})(20\text{cm})$	
$A_s =$	1.92 cm²

Una vez obtenido el área de acero total a emplear, se analiza el número de varillas a utilizar, dando como resultado 2 varillas Ø 12 mm.

AØ12=	$A = \pi r^2$	1.1310 cm ²
	$A = \pi(0.6\text{cm})^2$	1.1310 cm ²
		2.26 cm ²
A_s	2Ø12 mm	

4.2.10.2 Diseño a cortante

Para el diseño a cortante de la viga de riostra, se considera de igual manera el módulo de elasticidad y el momento de inercia para el cálculo del Cortante Último.

Momento último	
$v = \left(\frac{12 E_H * I}{l^3} \right) \delta_{adm}$	
$v = \left(\frac{12 \left(217370.65 \frac{kg}{cm^2} \right) (16276.04 cm^4)}{(350 cm)^3} \right) * 0.5 cm$	
v =	495.10 kg/cm ²
vu =	1.6 (495.10 kg/cm)
vu =	792.17 kg.cm

De acuerdo a la ecuación del capítulo 22 del código ACI 318-14 se calcula la resistencia nominal al cortante.

Resistencia al corte	
$v_s = 2.1 \sqrt{f'_c} b.d$	
$v_s = 2.1 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} (25 cm)(20 cm)$	
v _s =	15215.95 kg/cm ²

Una vez obtenido la resistencia nominal al cortante se calcula el espaciamiento de los estribos.

RESISTENCIA AL CORTANTE	
$S = \frac{A_v f_y d}{v_s}$	
$S = \frac{2.26 cm^2 \left(\frac{4200 kg}{cm^2} \right) (20 cm)}{15215.95 kg/cm^2}$	
S =	12.49 cm
S ≈	10 cm

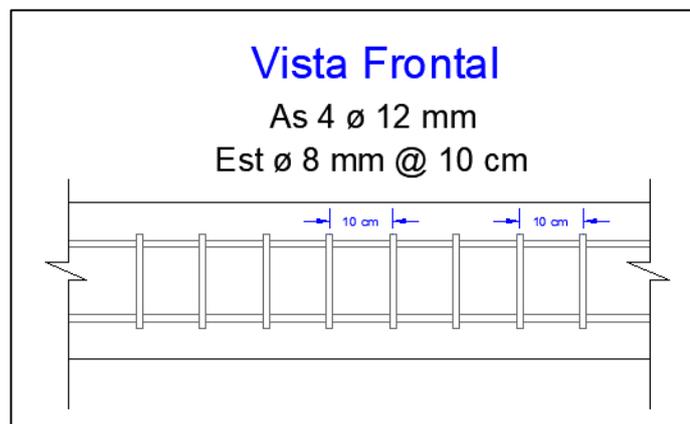
Para obtener el área mínima de refuerzo Av, min se calcula mediante la ecuación que se presenta en la tabla 11, capítulo II del Trabajo de Titulación.

<p>A_v, min REQUERIDO</p> $A_{v,min} \geq 3.5 \left(\frac{b_w \cdot s}{f_y} \right)$ $A_{v,min} \geq 3.5 \left(\frac{25 \text{ cm} * 10 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right)$ $A_{v,min} \geq 0.21 \text{ cm}^2$

<p>AØ8=</p> $A = \pi r^2$ $A = \pi(0.4 \text{ cm})^2$	<p>0.5027</p>	<p>cm²</p>
	<p>0.50</p>	<p>cm²</p>

<p>$0.21 \text{ cm}^2 \leq 0.50 \text{ cm}^2$</p> <p>1 Ø 8mm @ 10 cm</p>
--

Gráfico N° 56 Diseño de riostras



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.3 Diseño estructural de la vivienda bajo la Norma NEC-15

Con el fin de analizar la aplicabilidad de la Norma Ecuatoriana NEC-15, se utiliza los parámetros mínimos estipulados en dicha norma y mencionados en el capítulo II y III de la presente disertación.

4.3.1 Combinación de carga

El cálculo de las cargas muertas y la especificación de la carga viva, se realiza una sola vez para los dos modelos, debido a que los valores son los mismos especificados en la

normativa ASCE7-16 y NEC-15. Para el desarrollo del diseño a flexión de la viga se considera el peso que va a recaer sobre las vigas, en este caso, las cargas permanentes y las cargas vivas.

4.3.2 Peso de la cubierta

Existen varios pesos de cubiertas alivianadas de (fibro – cemento), como se muestra a continuación:

Tabla 27 Peso de la cubierta alivianada

Peso de la cubierta alivianada		
Tipo		Unidad
P 10	15	kg/m ²
P7 92	12	kg/m ²
P7 111	12	kg/m ²

Fuente: Placas de fibrocemento (Eternit, 2019)

Se considera una cubierta de (fibro – cemento) tipo P7 92, que tiene un peso de 12 kg/m², siendo un tipo de cubierta típica en el Ecuador de la marca Eternit.

4.3.3 Altura de la cubierta

Para obtener una cubierta con dos caídas de agua es necesario considerar una pendiente adecuada por donde circule el flujo de agua con facilidad hasta llegar al canal de recolección y desalojo. A continuación, se detalla la pendiente que va a tener la cubierta por cada metro lineal, hasta obtener la relación altura - pendiente de la cubierta.

Tabla 28 Pendiente de la cubierta

Pendiente de la cubierta		
ÁNGULO	PENDIENTE	ALTURA (cm)
15	27%	27 Cm
20	36%	36 Cm
25	47%	47 Cm
30	58%	58 Cm

Fuente: Placas de fibrocemento (Eternit, 2019)

La viga tiene una pendiente de 27 % y un ángulo de 15°, lo que significa que por cada metro lineal se tiene 27 cm de elevación, obteniendo un total de 94,5 cm de elevación. Para el diseño de la vivienda se toma una altura fija de 90 cm de elevación.

4.3.4 Carga muerta

Para obtener la carga muerta se toma en consideración, el peso de la cubierta, las instalaciones y las correas que darán soporte a la cubierta, estas correas son de acero de tipo (CG80x40x15x15) de la marca Novacero. A continuación, se muestra la tabla de la carga muerta total a considerar.

Tabla 29 Carga muerta de la cubierta

CARGA MUERTA			
Cubierta	12 kg/m ²	Eternit	P7 92
Instalaciones	5 kg/m ²		
Correa	2,09 kg/m ²	Novacero	CG80x40x15x1.5
Total Carga Muerta	19,09 kg/m ²		
APROXIMADO	20 kg/m ²		

Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Se tiene el peso de carga viva considerando las cubiertas planas, inclinadas y curvas, de acuerdo con la tabla 9, capítulo II del presente Trabajo de Titulación.

Tabla 30 Carga viva de la cubierta

CARGA VIVA	
Material	Peso
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	71 kg/m ²

Fuente: Tabla 9 (MIDUVI & CAMICOM, NEC-SE-CG Carga No Sísmica, 2015)

Seguido de haber obtenido las cargas muertas y las cargas vivas a considerarse en el diseño de la vivienda, se calcula la carga mayorada a partir de la combinación de carga. Para la carga mayorada se utiliza la combinación 2, tabla 2 del presente Trabajo de Titulación. Por motivo de inspección y por tratarse de una estructura de un piso no se controlan las cargas sísmicas, pero si las cargas vivas y las cargas muertas como se muestra a continuación:

CARGA MAYORADA

$$U = 1.2D + 1.6L$$

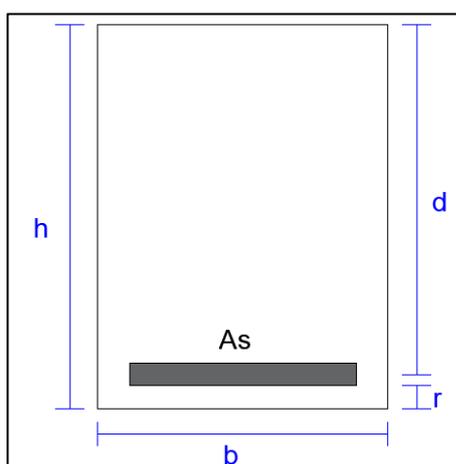
$$U = 1.2(20 \text{ kg/m}^2) + 1.6(71 \text{ kg/m}^2)$$

$$U = (24 \text{ kg/m}^2) + (113.6 \text{ kg/m}^2)$$

$$U = 137.6 \text{ kg/m}^2$$

4.3.5 Diseño de vigas

Gráfico N° 57 Límites dimensionales de una viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Los límites dimensionales para vigas son los siguientes: Para elementos a flexión, se considera un ancho b igual a 20 cm, una altura h de 15 cm y el recubrimiento de 3 cm, de acuerdo con la tabla 1, del capítulo II, donde considera los requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón. A continuación, se ilustra en el gráfico 58, los límites dimensionales de una viga.

Para obtener el peralte d , se tiene el cálculo con la siguiente fórmula:

$$d = h - r - \frac{\phi v}{2} - \phi_{estribo}$$

$$d = 20\text{cm} - 3\text{cm} - \frac{1.2\text{cm}}{2} - 1\text{cm}$$

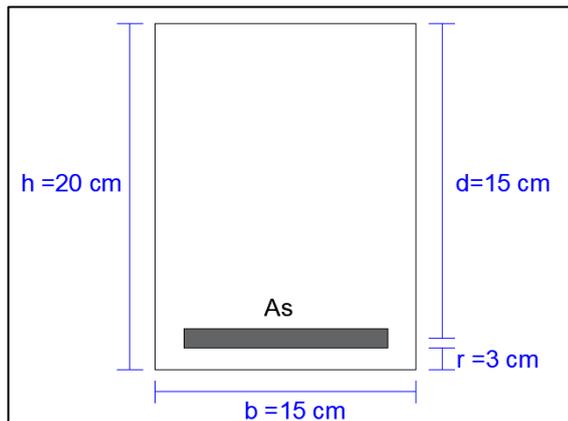
$$d = 15,4 \qquad d \approx 15$$

Donde:

ϕv = Diámetro de la varilla longitudinal #12

$\phi_{estribo}$ = Diámetro del estribo #10

Gráfico N° 58 Dimensiones de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.3.5.1 Diseño a flexión por momento último negativo

Luego de obtener las dimensiones de las vigas de la vivienda, se calcula el peso propio de la viga, a partir de la siguiente fórmula donde se considera la densidad del concreto.

PESO PROPIO DE LA VIGA	
$PPV = b \cdot h \cdot \gamma$	
PPV =	$(0.15\text{m})(0.2\text{m})(2400 \text{ kg/m}^3)$
PPV =	72 kg/m

El peso propio de la viga es multiplicado por el factor de mayoración de 1.2 como se muestra a continuación:

PESO PROPIO DE LA VIGA MAYORADA	
$PPVm = 1.2(PPV)$	
$PPVm = 1.2(72\text{kg})$	
PPVm =	86 kg/m

A continuación, se muestra el peso propio de la cubierta por carga viva, a partir de la multiplicación de la carga viva de cubiertas planas y el ancho tributario que es igual a 3.5 m. Luego se mayor el peso obtenido por el factor de 1.6.

CARGA VIVA	
$PPCub = q \text{ cub. ancho tributario}$	
PPCub =	$(71\text{kg/m}^2)(3.5\text{m})$
PPCub =	248.5 kg/m

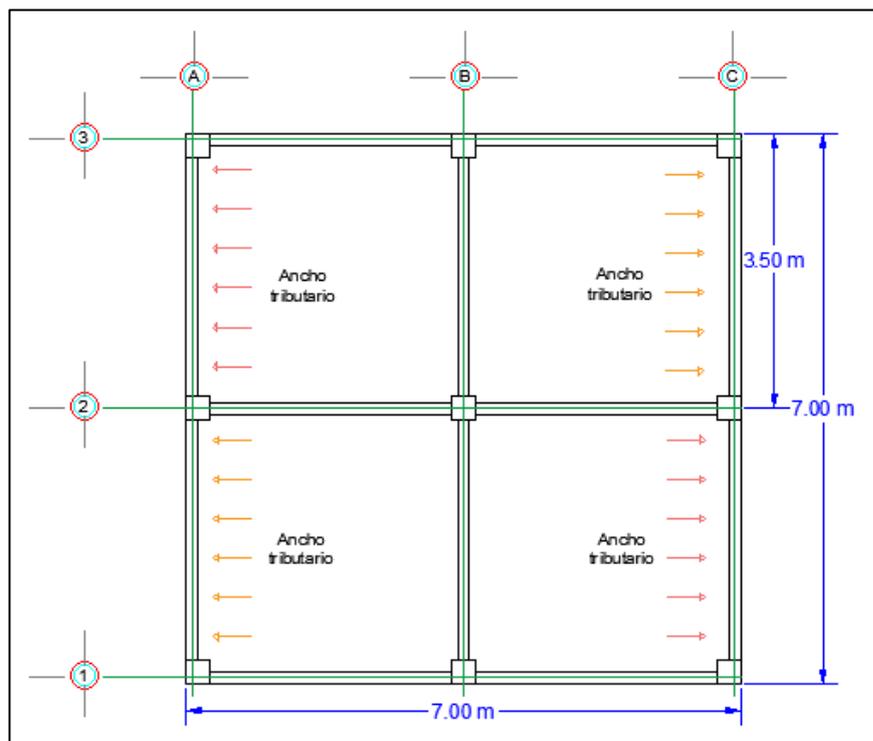
CARGA VIVA MAYORADA	
$CVm = 1.6(Q_{cub})$	
$CVm = 1.6(248.5\text{kg})$	
CVm=	398 kg/m

Se obtiene el peso propio de la cubierta por carga muerta, a partir de la multiplicación de la carga permanente y el ancho tributario que es igual a 3.5 m. Luego se mayorada el peso obtenido por el factor de 1.2.

CARGA MUERTA	
CM = Carga permanente. Ancho Tributario	
$CM = (20 \text{ kg/m}^2)(3.5\text{m})$	
CM=	70 kg

CARGA MUERTA MAYORADA	
$CMm = 1.2(CM)$	
$CMm = 1.2(70\text{kg})$	
CMm=	84 kg/m

Gráfico N° 59 Ancho tributario de las vigas



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Sumatoria de las cargas vivas y cargas muertas mayoradas en la siguiente ecuación:

CARGA MAYORADA SOBRE VIGA Wu

$$Wu = CVm + CMm$$

$$Wu = 398kg/m + 84kg/m$$

$$Wu = 482 \text{ kg/m}$$

Una vez calculada la mayoración de las cargas, se tiene la carga total de la cubierta que descansará sobre la viga, como se muestra a continuación:

CARGA TOTAL EN VIGA

$$q = qu + PPVm$$

$$q = 482kg/m + 86kg/m$$

$$q = 568 \text{ kg/m}$$

Mediante el análisis del programa computacional SAP 2000 al que es sometido la estructura, se obtiene el momento último negativo que sirve para calcular el área necesario de acero longitudinal en las zonas de cara a la columna.

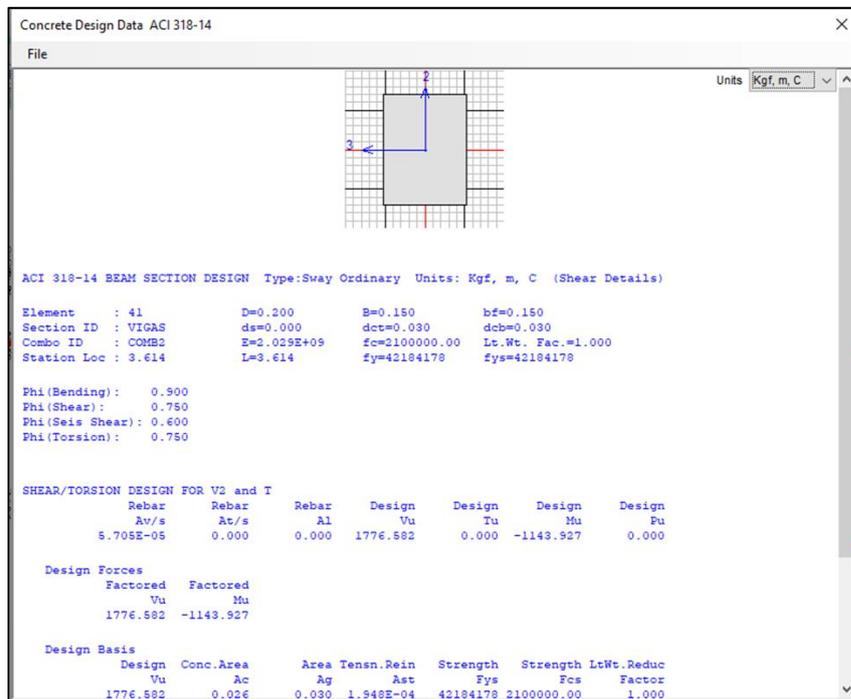
MOMENTO ÚLTIMO NEGATIVO

OBTENIDO DEL PROGRAMA

$$Mu = 1143,927 \text{ kg.m}$$

$$Mu = 114392,700 \text{ kg.cm}$$

Gráfico N° 60 Momento último negativo de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Con el resultado del momento último negativo y mediante el equilibrio de fuerzas en secciones rectangulares con refuerzo a tracción como se muestra en la sección 1.13.6 de NEC-SE-VIVIENDA se calcula la cuantía mecánica; tomando en consideración los factores de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ para secciones controladas por tracción de acuerdo con la tabla 3.3.4 de (NEC-SE-HM).

CUANTÍA MECÁNICA	
$M_u = \phi f'c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega)$	
$114392,700 \text{Kg. cm} = 0.9(210 \text{Kg/cm}^2)(15 \text{cm})(17 \text{cm})^2 \omega (1 - 0.59\omega)$	
$114392,700 = 819315\omega (1 - 0.59\omega)$	
$0.01396 = \omega - 0.59\omega^2$	
$0.59\omega^2 - \omega + 0.01396 = 0$	
a	0,59
b	-1
c	0,1396
$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$	
$\omega (+) =$	1,5414
$\omega (-) =$	0,1535

Donde:

M_u = Momento último positivo

ϕ = Factor de reducción de resistencia

$f'c$ = Resistencia a la compresión del hormigón

b = Base

h = Altura

ω = Cuantía mecánica

Se escoge el valor menor de la cuantía mecánica y se procede a calcular la cuantía de acero requerida mediante la fórmula:

CUANTÍA DEL ACERO REQUERIDO	
$\rho_d = \omega \frac{f'c}{f_y}$	$\rho_d = 0,1535 \frac{210 \text{Kg/cm}^2}{4200 \text{Kg/cm}^2}$
$\rho_d =$	0,0077

Para comprobar que la cuantía de acero requerida es considerable, se verifica calculando la cuantía mínima de acuerdo con ecuación que muestra la sección 4.2.5 de NEC-SE-HM, y para el valor de la cuantía máxima se necesita conocer la cuantía balanceada según la sección 1.13.6 de NEC-SE-VIVIENDA.

CUANTÍA MÍNIMA DEL ACERO	
$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$	$\rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{Kg/cm}^2}$
$\rho_{\min} =$	0,0033

CUANTÍA BALANCEADA DEL ACERO	
$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$	
$\rho_b = 0.85(0.85) \frac{210 \text{Kg/cm}^2}{4200 \text{Kg/cm}^2} \left(\frac{6000}{6000 + 4200 \text{Kg/cm}^2} \right)$	
$\rho_b =$	0,0213

CUANTÍA MÁXIMA DEL ACERO	
$\rho_{\max} = 0.5\rho_b$	
$\rho_{\max} = 0.5(0.0213)$	
$\rho_{\max} =$	0,0106

Si se comprueba que la cuantía de acero requerida cumple con la siguiente condición, ésta es aceptada, caso contrario, se elige la cuantía mínima como cuantía de diseño.

ρ_{\min}	$< \rho_d <$	ρ_{\max}
0,0033	0,0077	0,025
OK		

Luego se procede a calcular el área del acero a emplear mediante la ecuación:

ÁREA DEL ACERO	
$A_s = \rho_d b d$	
$A_s = 0.0077(15\text{cm})(17\text{cm})$	
$A_s =$	1,96 cm ²

Una vez obtenido el área de acero total a emplear, se analiza el número de varillas a utilizar, dando como resultado 2 varillas Ø 10 mm.

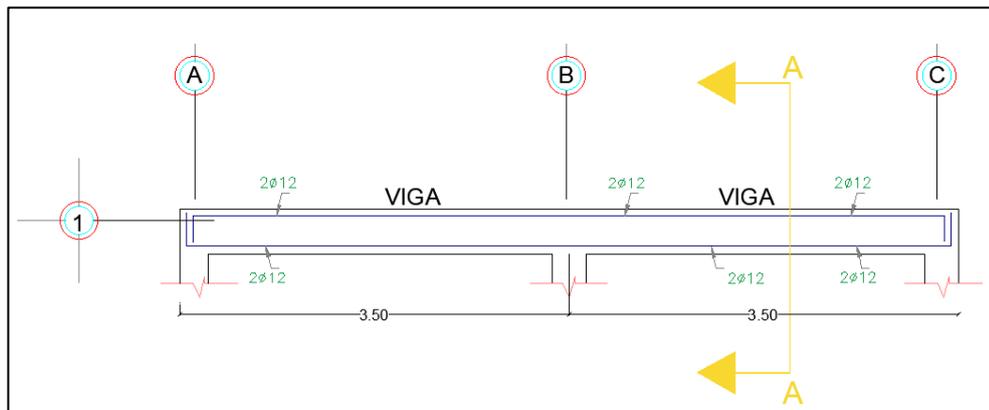
	$A = \pi r^2$		cm ²
$A_{\text{Ø12}} =$	$A = \pi(0.6\text{cm})^2$	1,1310	cm ²
		2,26	cm ²

$1,96 \text{ cm}^2 \leq 2.26 \text{ cm}^2$ As 2 Ø 12

Nota: De acuerdo a los resultados obtenidos, se comprueba que la viga no necesita refuerzo a compresión debido al empleo del Momento Negativo. Sin embargo, la parte superior de la viga no puede quedar sin refuerzo longitudinal y se procede a utilizar el área de acero mínimo.

ACERO REQUERIDO DE LA VIGA As 4 Ø 12 mm

Gráfico N° 61 Acero de refuerzo de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

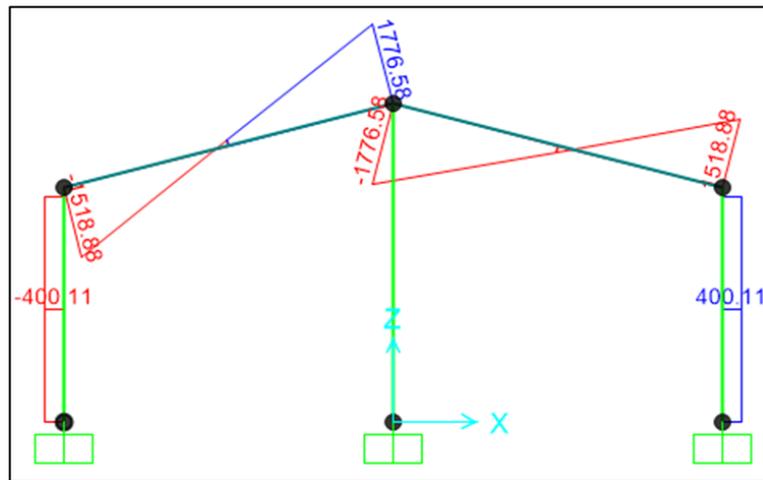
4.3.5.2 Diseño a cortante

En la sección 5.1.2 de NEC-SE-HM, especifica que la resistencia al cortante por el hormigón en elementos no preesforzados y por el refuerzo de cortante se harán conforme a lo estipulado en las secciones del capítulo 11 del ACI 318-14.

El valor de la fuerza cortante última se obtiene de SAP 2000, como se muestra a continuación:

FUERZA CORTANTE ÚLTIMA OBTENIDO DEL PROGRAMA V_u = 1776,582 kg
--

Gráfico N° 62 Fuerza cortante última de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Se obtiene el Cortante último de diseño y la resistencia nominal proporcionada por el refuerzo del cortante, calculada de acuerdo con C.11.4, C11.9.9 o C.11.11 de NEC-SE-HM, tomando en consideración los factores de reducción de resistencia $\phi = 0.75$ para secciones controladas por cortante y torsión de acuerdo con la tabla 3.3.4 de (NEC-SE-HM).

CORTANTE NOMINAL	
$V_c = 0.53\sqrt{f'cbd}$	
$V_c = 0.53$	$(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2})(15\text{cm})(17 \text{ cm})$
$V_c =$	$1958,50957 \text{ kg}$

Luego de obtener el valor del cortante nominal proporcionada por el concreto, éste es multiplicado por el factor de reducción de resistencia para elementos estructurales a cortante $\phi = 0.75$ de acuerdo con NEC-SE-HM, 3.3.4.

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA	
$\phi v_c = 0.75 v_c$	
$\phi v_c = 0.75$	$(1958,50957)$
$\phi v_c =$	$1468,88 \text{ kg}$

Siempre que V_u , sea mayor que $0.5 \phi V_c$ se requiere un área mínima de refuerzo para cortante no menor que la especificada por las ecuaciones (C.11-13) o (C.11-14).

$V_u > 0.5 \phi v_c$ $V_u > 0.5 (1468,88 \text{ kg})$ $1776,58 \text{ kg} > 734,44 \text{ kg}$
--

Para obtener el área mínima de refuerzo $A_v \text{ min}$ se calcula mediante la ecuación que se presenta a continuación:

$A_v, \text{ min}$ REQUERIDO $A_{v, \text{ min}} \geq 3.5 \left(\frac{b_w \cdot s}{f_y} \right)$ $A_{v, \text{ min}} \geq 3.5 \left(\frac{15 \text{ cm} * 10 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right)$ $A_{v, \text{ min}} \geq 0,125 \text{ cm}^2$

El espaciamiento longitudinal de refuerzo a cortante S , será igual a $d/2$ de la viga correspondiente a la sección 4.2.8 (NEC-SE HM, 2015). Una vez obtenido el área mínima de refuerzo $A_v \text{ min}$ a emplear, se analiza el área de estribo a utilizar, dando como resultado varillas $\emptyset 8 \text{ mm}$ como refuerzo transversal de la viga.

	$A = \pi r^2$		
A$\emptyset 8$=	$A = \pi(0.4 \text{ cm})^2$	0,5027	cm ²
		0,50	cm ²

$0,125 \text{ cm}^2 \leq 0.50 \text{ cm}^2$ 1 $\emptyset 8 \text{ mm}$ @ 10 cm

La resistencia nominal a cortante para miembros estructurales no preesforzados se debe calcular mediante la siguiente ecuación y multiplicada por el factor de reducción.

RESISTENCIA AL CORTANTE $v_s = \frac{A_v f_y d}{S}$ $v_s = \frac{0.50 \text{ cm}^2 \left(\frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right) (17 \text{ cm})}{10 \text{ cm}}$ $v_s = 3570 \text{ kg}$
--

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA

$$\phi v_s = 0.75 v_s$$

$$\phi v_s = 0.75 (3570 \text{ kg})$$

$$\phi v_s = 2678 \text{ kg}$$

La resistencia nominal al cortante es igual a la sumatoria de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto v_c y la resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante v_s .

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE

$$\phi V_n = \phi v_c + \phi v_s$$

$$\phi V_n = 1468,88 \text{ kg} + 2678 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 4146,88 \text{ kg}$$

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe cumplir con la siguiente ecuación de acuerdo con la sección 5.1.1 (NEC-SE-HM, 2015).

RESISTENCIA DE DISEÑO AL CORTANTE

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$1776,582 \text{ kg} \leq 4146,88 \text{ kg}$$

Para realizar la separación de estribos en las vigas se debe considerar la zona de confinamiento y la zona de normal de acuerdo con el gráfico N° 5, capítulo II del presente Trabajo de Titulación.

ZONA DE CONFINAMIENTO

$$ZC = 2h$$

$$ZC = 2(20 \text{ cm})$$

$$ZC = 40 \text{ cm}$$

En la zona de confinamiento el primer estribo se coloca a 50mm y el último a una distancia de $2h$. El espaciamiento máximo de los estribos en esta zona está establecido según el gráfico 5 del capítulo 2, donde se escoge entre el valor menor de:

ESPACIAMIENTO			
S	d/4	4,25	cm
S	6db	7,2	cm
S	200	20	cm

Smáx	4,25	cm
1er estribo	5	cm

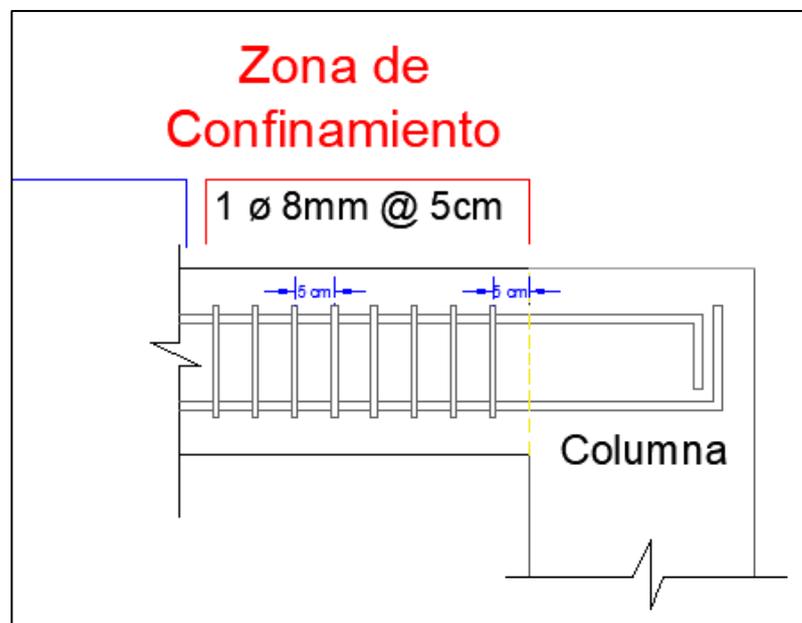
Se procede a determinar el número de estribos necesarios para la zona de confinamiento:

CANTIDAD DE RAMALES	
$N = \frac{ZC}{s}$	$N = \frac{35\text{cm}}{5\text{cm}}$
N=	7 estribos

1 Ø 8 mm @ 5cm

Por lo tanto, la cantidad de estribos en la zona de confinamiento es de 8 ramales con una separación de 5 cm entre estribos, como se muestra en el gráfico 63.

Gráfico N° 63 Zona de confinamiento de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

La zona normal es la zona donde los refuerzos de confinamiento son de menor importancia y la separación entre estribos no debe ser mayor a $d/2$. Se procede a determinar el número de estribos necesarios para la zona normal.

ZONA NORMAL	
$ZN = L - 2ZC$	
ZN =	350 cm - 2 (40 cm)
ZN =	270 cm

ESPACIAMIENTO			
S	$d/2$	8,5	cm
S	8db	9,6	cm
S	300	30	cm

Smáx	8,5	cm
smáx	10	cm

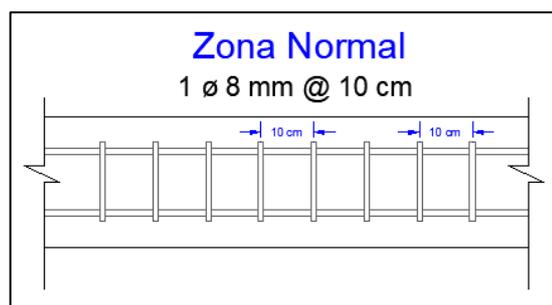
El número de estribos debe ser un número entero, por lo tanto, se encuentra un espaciamiento que no supere al espaciamiento máximo.

CANTIDAD DE RAMALES	
$N = \frac{ZN}{s}$	$N = \frac{270 \text{ cm}}{10 \text{ cm}}$
N=	27 estribos

1 Ø8 mm @ 10cm

Nota: La cantidad de estribos en la zona normal es de 26 ramales de 8 mm de diámetro con una separación de 10 cm, considerando la distancia desde el centro de los estribos de las zonas de confinamiento superior e inferior, como se muestra en el gráfico 64 del presente Trabajo de Titulación.

Gráfico N° 64 Zona normal de la viga



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Gráfico N° 65 Detalles de diseño de viga

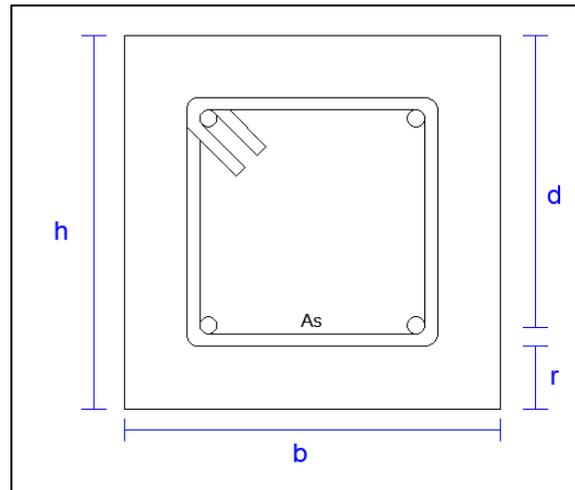


Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.3.6 Diseño de columnas

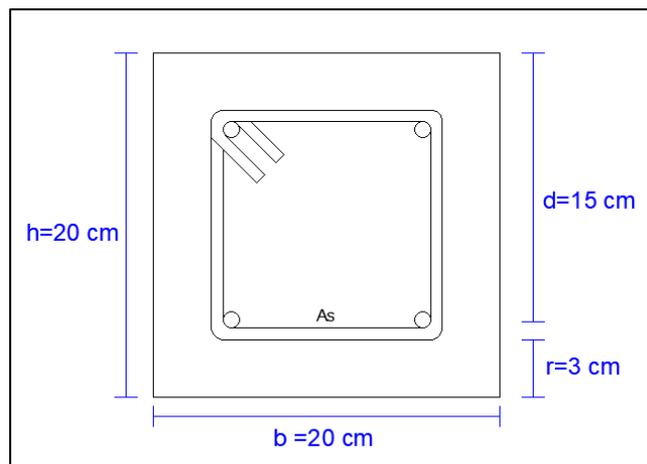
Los límites dimensionales para vigas son los siguientes: Para elementos a flexo compresión, se considera un ancho b de 20 cm y una altura h mínima de 20 mayor o igual a 30 cm, el recubrimiento de 3 cm con una altura máxima de 250 cm.

Gráfico N° 66 Límites dimensionales de una columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Gráfico N° 67 Dimensiones de la columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

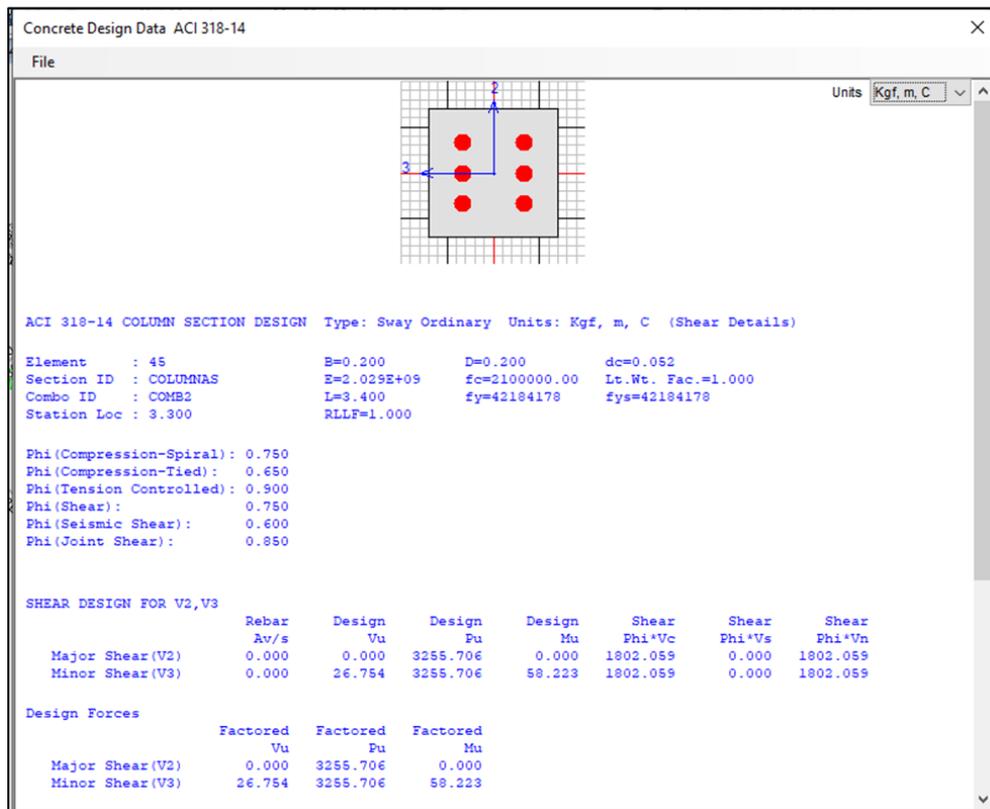
4.3.6.1 Diseño a flexo-compresión

Para el diseño a flexo - compresión se considera las cargas que son transmitidas hacia la columna, transformadas en Carga axial. En el análisis de la estructura mediante SAP 2000 se establece la carga P_u en la columna.

Pu y Mu		
OBTENIDO DE PROGRAMA		
Pu=	3255,706	kg
Mu=	58,223	kg.m

A continuación, se especifica la carga axial Pu y los momentos biaxiales de diseño:

Gráfico N° 68 Carga Pu y momentos biaxiales



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Se calcula el área bruta, el acero propuesto y espaciamiento del acero. La cuantía máxima y la cuantía mínima según la sección 10.6.1.1 indica que el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que $.01 A_g$ ni mayor que $0.08 A_g$.

ÁREA BRUTA	
$A_g = b \cdot h$	
$A_g =$	20 cm2 * 20 cm2
$A_g =$	400 cm2

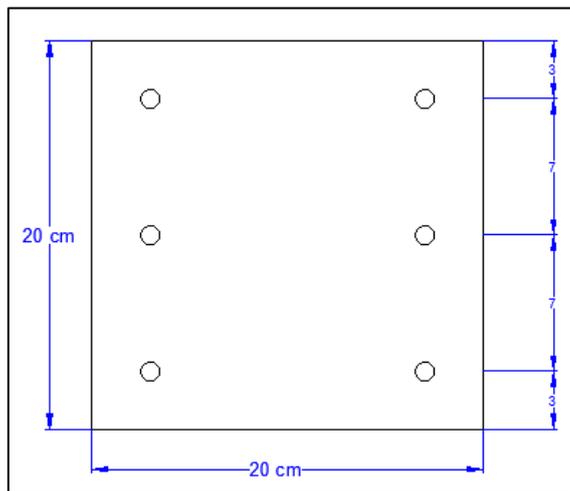
ACERO MÍNIMO	
$A_s = \rho \min A_g$	
$A_s =$	0.01 (400cm2)
$A_s =$	4 cm2

ACERO MÁXIMO		ACERO PROPUESTO	
$A_s = \rho \max A_g$		$A = \pi r^2$ 0.7854 cm ²	
$A_s =$	0.08 (400cm ²)	$A_{\text{Ø10}} =$	$A = \pi(0.5\text{cm})^2$
$A_s =$	32 cm ²	6 Ø 10mm	4.71 cm ²

Diagrama de interacción de la columna

Gráfico N° 69 Columna y distribución de acero propuesto

DATOS	
f'c	210 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
h	20.00 cm
b	20.00 cm
AS	6 barras Ø 10mm
AS	4.71 cm ²
Ag	400.00 cm ²
d	17 cm
rec	3 cm
Ey	2000000 kg/cm ²
β1	0.85

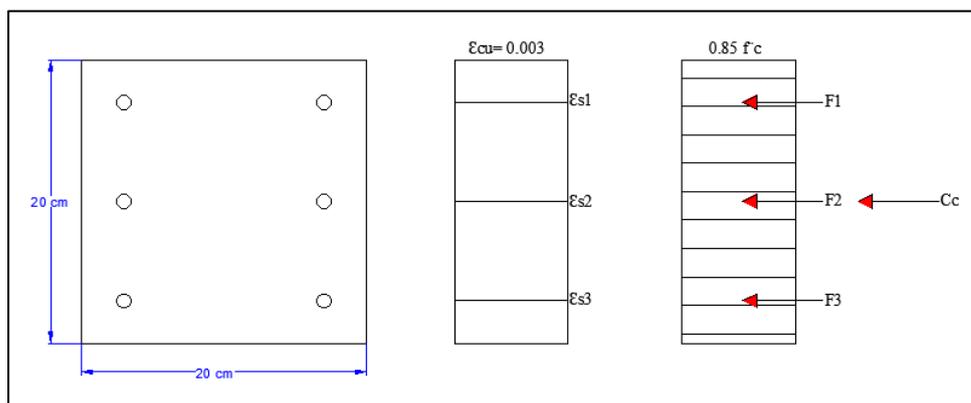


Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Obtención de Poc (Punto 1)

El punto Poc, que corresponde a carga axial de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme.

Gráfico N° 70 Carga axial de compresión pura



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

OBTENCIÓN DE P_{oc} (PUNTO 1)

$$P_{oc} = 0.85 f'c (A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$P_{oc} = 0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 (400 \text{ cm}^2 - 4.71 \text{ cm}^2) + 4.71 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2$$

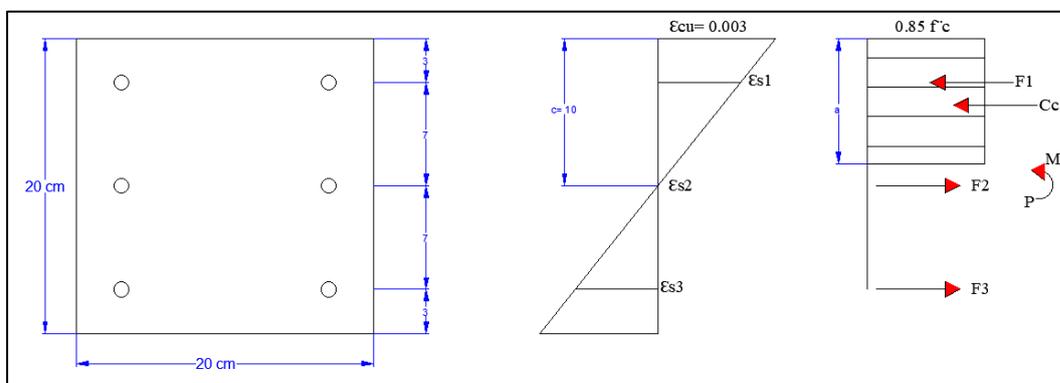
$$P_{oc} = 90350.92 \text{ kg}$$

$$P_{oc} = 90.35 \text{ ton}$$

Obtención del punto de falla balanceada (Punto 2)

El estado de deformaciones unitarias se fija de tal manera que la deformación en la fibra extrema en compresión es igual a la deformación máxima útil del concreto ϵ_{cu} (0.003 según el Reglamento ACI 318-14), y la deformación en el acero de tensión más alejado del eje neutro es igual a la deformación de fluencia ϵ_y (0.0021 para acero de 4200 kg/cm² de esfuerzo de fluencia).

Gráfico N° 71 Falla balanceada (Punto 2)



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Por triángulos semejantes

(PUNTO 2)

$$\frac{0.003}{C} = \frac{0.0021}{d - C}$$

$$0.0021C = 0.003 * (17 \text{ cm} - C)$$

$$C = 10.00 \text{ cm}$$

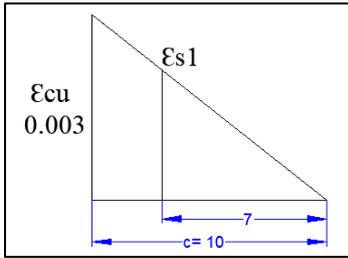
$$a = 0.85 (C)$$

$$a = 0.85 * 10.00 \text{ cm}$$

$$a = 8.50 \text{ cm}$$

$$a/2 = 4.25 \text{ cm}$$

➤ Esfuerzo en el acero fs1



ESFUERZOS EN EL ACERO fs1

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{c - r}$$

$$\frac{0.003}{10 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s1}}{10 \text{ cm} - 3 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.003 * (10 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) / 10 \text{ cm}$$

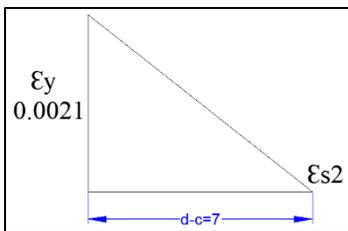
$$\epsilon_{s1} = 0.0021$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} * E_y$$

$$f_{s1} = 0.0021 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s1} = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Esfuerzo en el acero fs2



ESFUERZOS EN EL ACERO fs2

$$\frac{0.0021}{d - c} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{h}{2} - c}$$

$$\frac{0.0021}{17 \text{ cm} - 10 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{20 \text{ cm}}{2} - 10 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s2} = 0.002 * (10 \text{ cm} - 10 \text{ cm}) / (17 \text{ cm} - 10 \text{ cm})$$

$$\epsilon_{s2} = 0\text{E}+00$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_y$$

$$f_{s2} = 0 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Esfuerzo en el acero fs3

ESFUERZOS EN EL ACERO fs3

$$\epsilon_{s3} = 0.0021$$

$$f_{s3} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Fuerzas en el acero

FUERZAS EN EL ACERO

$$f_1 = A_{s1} f_{s1} = 1.57 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 6597.34 \text{ kg}$$

$$f_2 = A_{s2} f_{s2} = 1.57 \text{ cm}^2 * 0.00 \text{ kg/cm}^2 = 0.00 \text{ kg}$$

$$f_3 = A_{s3} f_{s3} = 1.57 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 6597.34 \text{ kg}$$

➤ Fuerzas en el concreto

FUERZAS EN EL CONCRETO			
$C_c = 0.85 f'c * a * C$			
Cc=	0.85 *	210 kg/cm ²	* 8.50 cm * 10 cm
Cc=	15172.50 kg		

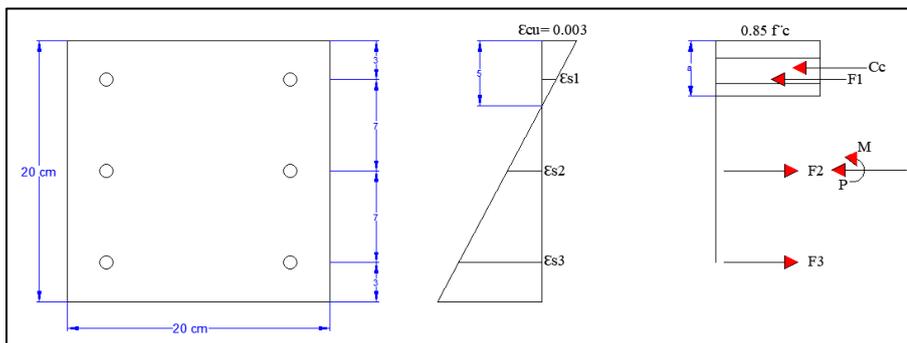
➤ Cálculo de Momento flexionante resistente M

CÁLCULO DE MOMENTO		
F=P	BRAZO	MOMENTO
F1 6597.34 kg	7.00 cm	46181.41 kg.cm
F2 0.00 kg	0.00 cm	0.00 kg.cm
F3 -6597.34 kg	-7.00 cm	46181.41 kg.cm
Cc 15172.50 kg	5.75 cm	87241.88 kg.cm
15172.50 kg		179604.70 kg.cm
P 15.17 ton		M 1.80 ton.m

Obtención del punto en la zona de falla por tensión (Punto 3)

Con la profundidad del eje neutro supuesto, se obtuvo una carga axial de tensión como se muestra a continuación.

Gráfico N° 72 Punto en la zona de falla por tensión (Punto 3)



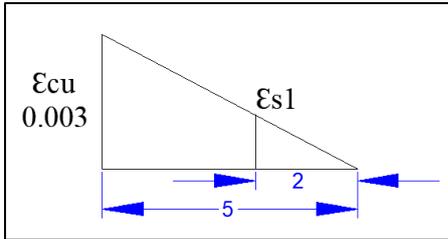
Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Por triángulos semejantes

(PUNTO 3)	
C =	5.00 cm
C ≈	5.00 cm

a=	0.85 (C)
a=	0.85 * 5.00 cm
a=	4.25 cm
a/2=	2.13 cm

➤ Esfuerzo en el acero fs1



ESFUERZOS EN EL ACERO fs1

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{C - r}$$

$$\frac{0.003}{5 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s1}}{5 \text{ cm} - 3 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.003 * (5 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) / 5 \text{ cm}$$

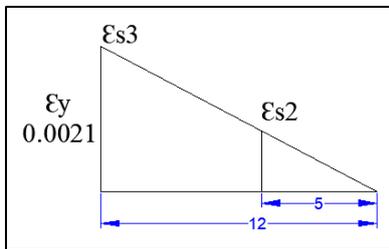
$$\epsilon_{s1} = 0.0012$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} * E_y$$

$$f_{s1} = 0.0012 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s1} = 2400.00 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Esfuerzo en el acero fs2



ESFUERZOS EN EL ACERO fs2

$$\frac{0.0021}{d - C} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{h}{2} - C}$$

$$\frac{0.0021}{17 \text{ cm} - 5 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{20 \text{ cm}}{2} - 5 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s2} = 0.0021 * (10 \text{ cm} - 5 \text{ cm}) / (17 \text{ cm} - 5 \text{ cm})$$

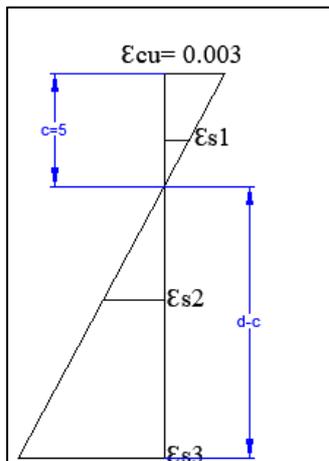
$$\epsilon_{s2} = 9\text{E-}04$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_y$$

$$f_{s2} = 0.000875 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = 1750.00 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Esfuerzo en el acero fs3



ESFUERZOS EN EL ACERO fs3

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s3}}{d - C}$$

$$\frac{0.003}{5 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s3}}{17 \text{ cm} - 5 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s3} = 0.003 * (17 \text{ cm} - 5 \text{ cm}) / (5 \text{ cm})$$

$$\epsilon_{s3} = 7\text{E-}03$$

$$f_{s3} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Fuerzas en el acero

FUERZAS EN EL ACERO				
f1=	As1fs1	=	1.57 cm ² *	2400 kg/cm ² = 3769.91 kg
f2=	As2fs2	=	1.57 cm ² *	1750 kg/cm ² = 2748.89 kg
f3=	As3fs3	=	1.57 cm ² *	4200 kg/cm ² = 6597.34 kg

➤ Fuerzas en el concreto

FUERZAS EN EL CONCRETO				
$C_c = 0.85 f'c * a * C$				
Cc=	0.8500 *	210 kg/cm ²	* 4.25 cm *	5 cm
Cc=	3793.13 kg			

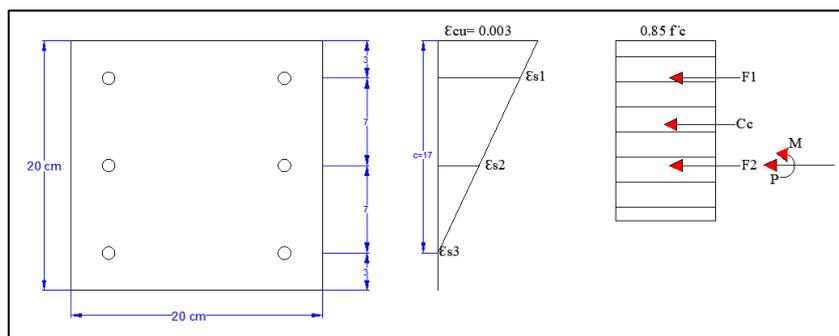
➤ Cálculo de Momento flexionante resistente M

CÁLCULO DE MOMENTO		
F=P	BRAZO	MOMENTO
F1 3769.91 kg	7.00 cm	26389.38 kg.cm
F2 -2748.89 kg	0.00 cm	0.00 kg.cm
F3 -6597.34 kg	-7.00 cm	46181.41 kg.cm
Cc 3793.13 kg	7.88 cm	29870.86 kg.cm
-1783.20 kg		102441.65 kg.cm
P -1.78 ton		M 1.02 ton.m

Obtención de un punto entre el 1 y el 2 (punto 4) en la zona de compresión

El punto 4 se calcula para tener un punto intermedio entre el punto correspondiente a compresión pura y el de falla balanceada. El estado de deformaciones supuesto es tal que en el lecho inferior de acero se tiene una deformación nula.

Gráfico N° 73 Punto intermedio entre la compresión pura y la falla balanceada (Punto 4)



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

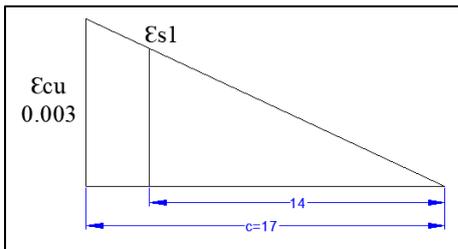
Por triángulos semejantes

(PUNTO 4)

$C = 17 \text{ cm}$

$a = 0.85 \quad (C)$
 $a = 0.85 * 17.00 \text{ cm}$
 $a = 14.45 \text{ cm}$
 $a/2 = 7.23 \text{ cm}$

➤ Esfuerzo en el acero fs1



ESFUERZOS EN EL ACERO fs1

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{C - r}$$

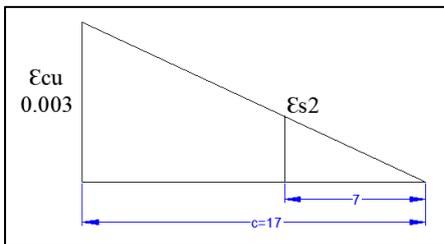
$$\frac{0.003}{17 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s1}}{17 \text{ cm} - 3 \text{ cm}}$$

$\epsilon_{s1} = 0.003 * (17 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) / 17 \text{ cm}$

$\epsilon_{s1} = 0.002470588$

$f_{s1} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

➤ Esfuerzo en el acero fs2



ESFUERZOS EN EL ACERO fs2

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s2}}{C - \frac{h}{2}}$$

$$\frac{0.003}{17 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s2}}{17 \text{ cm} - \frac{20 \text{ cm}}{2}}$$

$\epsilon_{s2} = 0.003 * (17 \text{ cm} - 10 \text{ cm}) / (17 \text{ cm})$

$\epsilon_{s2} = 1E-03$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_y$$

$f_{s2} = 0.001235294 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$

$f_{s2} = 2470.59 \text{ kg/cm}^2$

➤ Esfuerzo en el acero fs3

ESFUERZOS EN EL ACERO fs3

$\epsilon_{s3} = 0$

➤ Fuerzas en el acero

FUERZAS EN EL ACERO			
f1=	As1fs1	= 1.57 cm ² * 4200 kg/cm ²	= 6597.34 kg
f2=	As2fs2	= 1.57 cm ² * 2470.59 kg/cm ²	= 3880.79 kg
f3=	As3fs3	= 1.57 cm ² * 0 kg/cm ²	= 0.00 kg

➤ Fuerzas en el concreto

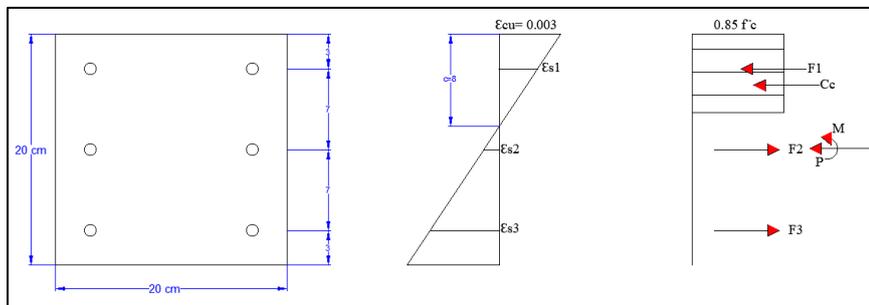
FUERZAS EN EL CONCRETO			
$C_c = 0.85 f' c * a * C$			
Cc=	0.85 *	210 kg/cm ²	* 14.45 cm * 17 cm
Cc=	43848.53 kg		

➤ Cálculo de Momento flexionante resistente M

CÁLCULO DE MOMENTO			
F=P	BRAZO	MOMENTO	
F1	6597.34 kg	7.00 cm	46181.41 kg.cm
F2	3880.79 kg	0.00 cm	0.00 kg.cm
F3	0.00 kg	-7.00 cm	0.00 kg.cm
Cc	43848.53 kg	2.78 cm	121679.66 kg.cm
54326.66 kg		167861.07 kg.cm	
P	54.33 ton	M	1.68 ton.m

Obtención del punto en la zona de falla por tensión (Punto 5)

Gráfico N° 74 Zona de falla por tensión (Punto 5)



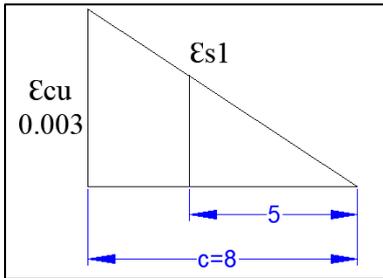
Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Por triángulos semejantes

(PUNTO 5)	
C	= 8.50 cm
C	≈ 8.00 cm

a=	0.85 (C)
a=	0.85 * 8.00 cm
a=	6.80 cm
a/2=	3.40 cm

➤ Esfuerzo en el acero fs1



ESFUERZOS EN EL ACERO fs1

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{C - r}$$

$$\frac{0.003}{8 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s1}}{8 \text{ cm} - 3 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.003 * (8 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) / 8 \text{ cm}$$

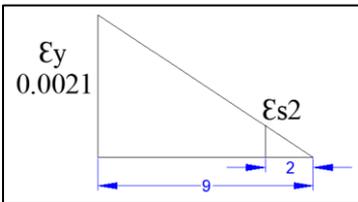
$$\epsilon_{s1} = 0.001875$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} * E_y$$

$$f_{s1} = 0.001875 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s1} = 3750.00 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Esfuerzo en el acero fs2



ESFUERZOS EN EL ACERO fs2

$$\frac{0.0021}{d - C} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{h}{2} - C}$$

$$\frac{0.0021}{17 \text{ cm} - 8 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s2}}{\frac{20 \text{ cm}}{2} - 8 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s2} = 0.0021 * (10 \text{ cm} - 8 \text{ cm}) / (17 \text{ cm} - 8 \text{ cm})$$

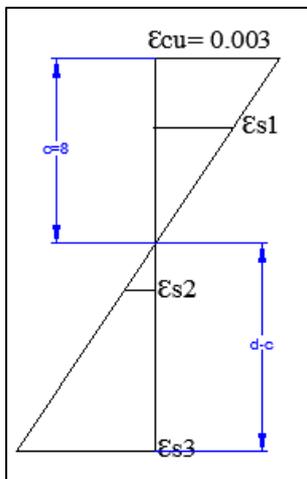
$$\epsilon_{s2} = 5E-04$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_y$$

$$f_{s2} = 0.000466667 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = 933.33 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Esfuerzo en el acero fs3



ESFUERZOS EN EL ACERO fs3

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s3}}{d - C}$$

$$\frac{0.003}{8 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s3}}{17 \text{ cm} - 8 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s3} = 0.003 * (17 \text{ cm} - 8 \text{ cm}) / (8 \text{ cm})$$

$$\epsilon_{s3} = 3E-03$$

$$f_{s3} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Fuerzas en el acero

FUERZAS EN EL ACERO				
f1=	As1fs1	=	1.57 cm ² *	3750 kg/cm ² = 5890.49 kg
f2=	As2fs2	=	1.57 cm ² *	933.33 kg/cm ² = 1466.08 kg
f3=	As3fs3	=	1.57 cm ² *	4200 kg/cm ² = 6597.34 kg

➤ Fuerzas en el concreto

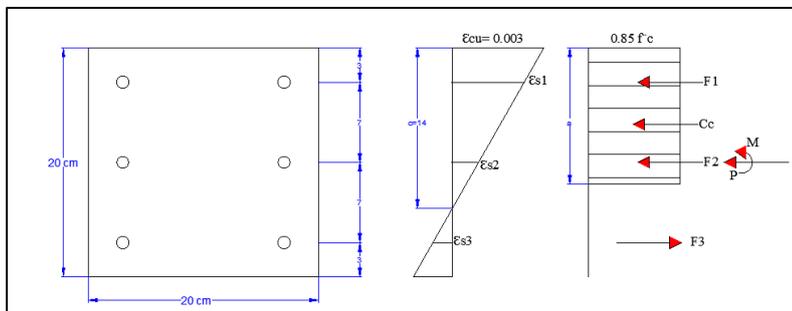
FUERZAS EN EL CONCRETO				
$C_c = 0.85 f'c * a * C$				
Cc=	0.85 *	210 kg/cm ²	* 6.80 cm *	8 cm
Cc=	9710.40 kg			

➤ Cálculo de Momento flexionante resistente M

CÁLCULO DE MOMENTO				
	F=P		BRAZO	MOMENTO
F1	5890.49 kg		7.00 cm	41233.40 kg.cm
F2	-1466.08 kg		0.00 cm	0.00 kg.cm
F3	-6597.34 kg		-7.00 cm	46181.41 kg.cm
Cc	9710.40 kg		6.60 cm	64088.64 kg.cm
	7537.47 kg			151503.46 kg.cm
P	7.54 ton		M	1.52 ton.m

Obtención del punto en la zona de compresión (Punto 6)

Gráfico N° 75 Punto en la zona de compresión (Punto 6)



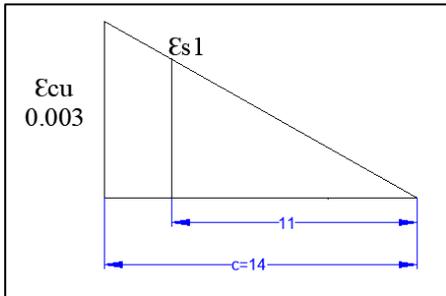
Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Por triángulos semejantes

(PUNTO 6)	
C	≈ 14.00 cm

a=	0.85 (C)
a=	0.85 * 14.00 cm
a=	11.90 cm
a/2=	5.95 cm

➤ Esfuerzo en el acero fs1



ESFUERZOS EN EL ACERO fs1

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s1}}{C - r}$$

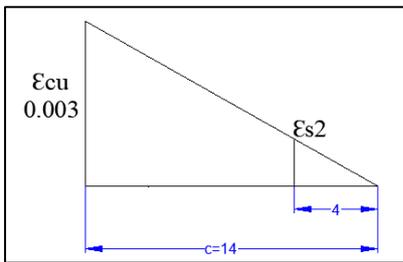
$$\frac{0.003}{14 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s1}}{14 \text{ cm} - 3 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.003 * (14 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) / 14 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.002357143$$

$$f_{s1} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Esfuerzo en el acero fs2



ESFUERZOS EN EL ACERO fs2

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s2}}{C - \frac{h}{2}}$$

$$\frac{0.003}{14 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s2}}{14 \text{ cm} - \frac{20 \text{ cm}}{2}}$$

$$\epsilon_{s2} = 0.003 * (14 \text{ cm} - 10 \text{ cm}) / (14 \text{ cm})$$

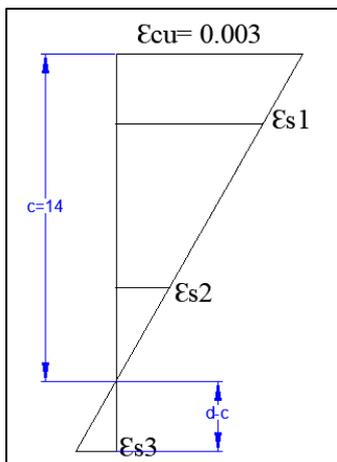
$$\epsilon_{s2} = 8.6E-04$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_y$$

$$f_{s2} = 0.000857143 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = 1714.29 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Esfuerzo en el acero fs3



ESFUERZOS EN EL ACERO fs3

$$\frac{0.003}{C} = \frac{\epsilon_{s3}}{d - C}$$

$$\frac{0.003}{14 \text{ cm}} = \frac{\epsilon_{s3}}{17 \text{ cm} - 14 \text{ cm}}$$

$$\epsilon_{s3} = 0.003 * (17 \text{ cm} - 14 \text{ cm}) / (14 \text{ cm})$$

$$\epsilon_{s3} = 6E-04$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} * E_y$$

$$f_{s3} = 6E-04 * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = 1285.71 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Fuerzas en el acero

FUERZAS EN EL ACERO			
f1=	As1fs1	= 1.57 cm ² * 4200 kg/cm ²	= 6597.34 kg
f2=	As2fs2	= 1.57 cm ² * 1714.29 kg/cm ²	= 2692.79 kg
f3=	As3fs3	= 1.57 cm ² * 1285.71 kg/cm ²	= 2019.60 kg

➤ Fuerzas en el concreto

FUERZAS EN EL CONCRETO			
$C_c = 0.85 f'_c * a * C$			
Cc=	0.85 *	210 kg/cm ² *	11.90 cm * 14 cm
Cc=	29738.10 kg		

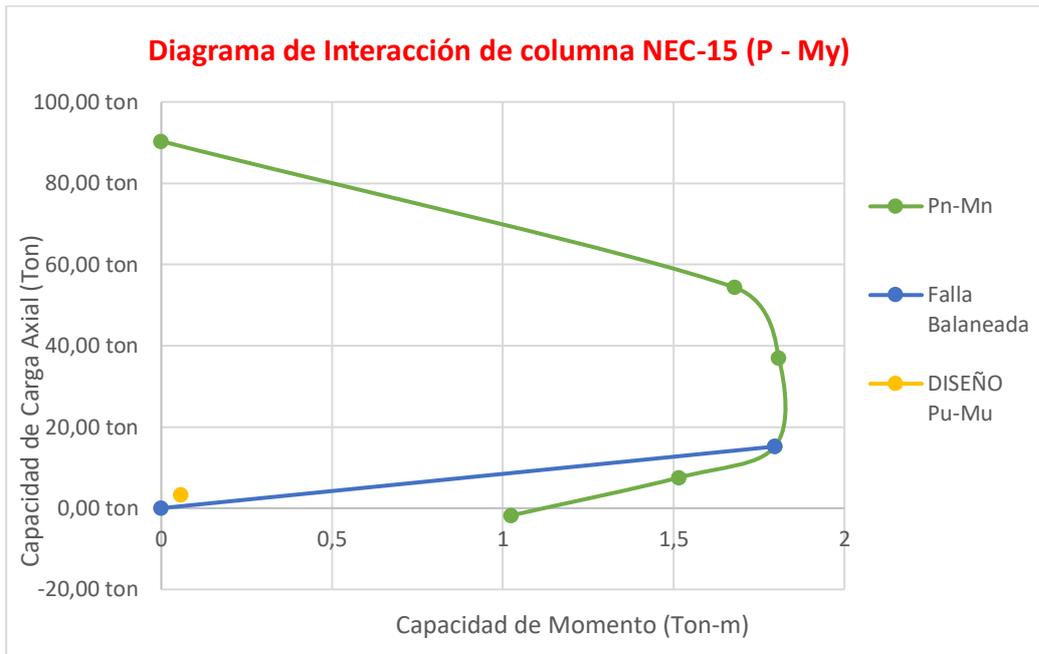
➤ Cálculo de Momento flexionante resistente M

CÁLCULO DE MOMENTO		
F=P	BRAZO	MOMENTO
F1 6597.34 kg	7.00 cm	46181.41 kg.cm
F2 2692.79 kg	0.00 cm	0.00 kg.cm
F3 -2019.60 kg	-7.00 cm	14137.17 kg.cm
Cc 29738.10 kg	4.05 cm	120439.31 kg.cm
37008.64 kg		180757.88 kg.cm
P 37.01 ton		M 1.81 ton.m

Representación del Diagrama de interacción de la columna

Pn	Mn	Puntos
90.35 ton	0	1
54.33 ton	1.68	4
37.01 ton	1.81	6
15.17 ton	1.80	2
7.54 ton	1.52	5
-1.78 ton	1.02	3
Falla Balanceada		
P	M	
0.00	0.00	
15.17	1.80	2
Pu	Mu	
3.26 ton	0.06 ton.m	

Gráfico N° 76 Diagrama de Interacción de columna NEC-15



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

A continuación se tiene el valor de la cuantía de la columna:

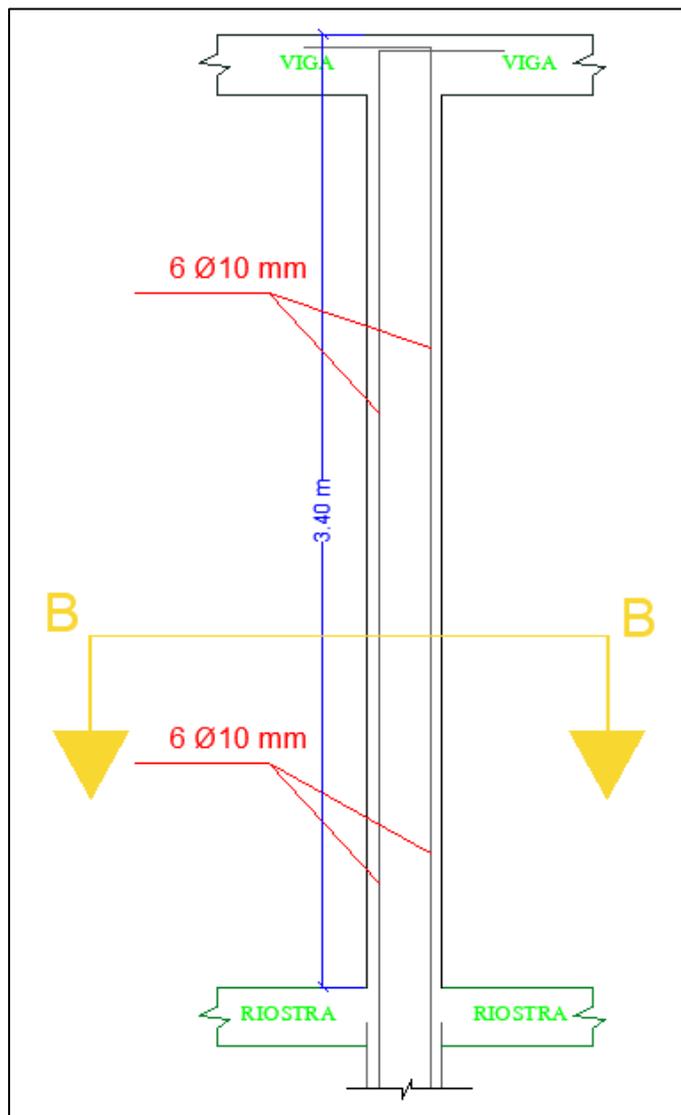
Cuantía de la columna	
$\rho = \frac{A_s}{A_g}$	$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$
$\rho = \frac{4.71 \text{ cm}^2}{400 \text{ cm}^2}$	$q = 0.0118 \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{210 \text{ kg/cm}^2}$
$\rho = 0.0118$	$q = 0.2356$

Carga axial resistente al diseño

Se calcula la carga axial resistente al diseño, esta carga es la que va a soportar la columna sin sufrir efectos de excentricidad en x y y.

Carga axial resistente de diseño	
$P_{RO} = F_r * (f'_c (A_c) + A_s * F_Y)$	
$P_{RO} = 0.65 * (210 \text{ kg/cm}^2 (400 \text{ cm}^2 - 4.71 \text{ cm}^2) + 4.71 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2)$	
$P_{RO} =$	73749 kg
$P_{RO} =$	74 tn

Gráfico N° 77 Distribución del acero de refuerzo de la columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.3.6.2 Diseño a cortante

PESO PROPIO DE LA COLUMNA	
$PPCol = 1,2$	$Volumen * \gamma$
$PPCol =$	$1.2 (0.2m)(0.2m)(3.4 m)(2400 \text{ kg/m}^3)$
$PPCol =$	$391,68 \text{ kg}$

CARGA AXIAL TOTAL DE LA COLUMNA	
$PuT =$	$Pu + PPCol$
$PuT =$	$3255,706 \text{ kg} + 391,68 \text{ kg}$
$PuT =$	$3647,39 \text{ kg}$

Para el diseño a cortante de la columna se considera principalmente la resistencia nominal a cortante calculada de acuerdo con C.11.4 de NEC-SE-HM.

CORTANTE DE DISEÑO	
$V_c = 0.53 \left(1 + \left(\frac{Nu}{140 Ag} \right) \right) \lambda \sqrt{f_c} b_w \cdot d$	
$V_c = 0.53 \left(1 + \left(\frac{3647,39 \text{ kg}}{140 (400 \text{ cm}^2)} \right) \right) \lambda \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (20 \text{ cm})(17 \text{ cm})$	
Vc =	2781,428003 kg
Ø Vc =	55628,56007 kg

Para obtener el área mínima de refuerzo Av min es prudente utilizar por lo menos el refuerzo mínimo para cortante dado por las ecuaciones (C.11-13) o (C.11-14)

$A_{v_{min}} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$	
$A_{v_{min}} \geq 3.5 \frac{20 \text{ cm}(10 \text{ cm})}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$	
Av min ≥	0,167 cm2

Una vez obtenido el área mínima de refuerzo Av min a emplear, se analiza el área de estribo a utilizar, dando como resultado varillas Ø 8 mm como refuerzo transversal de la columna.

ACERO DE REFUERZO			
AØ8=	$A = \pi r^2$		
	$A = \pi(0.4 \text{ m})^2$	0.5027	cm2
		0.50	cm2

SI A ≥ Avmin	
As	1Ø 8 mm @ 10 cm

La resistencia nominal a cortante para miembros estructurales no preesforzados se debe calcular mediante la siguiente ecuación y multiplicada por el factor de reducción.

RESISTENCIA AL CORTANTE		
$V_s = \frac{A_v F_y d}{s}$		
$V_s = \frac{0.5 \text{ cm}^2 (4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (17 \text{ cm})}{10 \text{ cm}}$		
$V_s =$	3570	kg

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA		
$\phi v_s = 0.75 v_s$		
$\phi v_s = 0.75 (3570 \text{ kg})$		
$\phi v_s =$	2678	kg

La resistencia nominal al cortante es igual a la sumatoria de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto v_c y la resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante v_s .

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE		
$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$		
$\phi V_n = 55628,56 \text{ kg} + 2678 \text{ kg}$		
$\phi V_n =$	58306,06	kg

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe cumplir con la siguiente ecuación de acuerdo con la sección 5.1.1 (NEC-SE-HM, 2015).

REFUERZO A CORTANTE DEBE CUMPLIR		
$V_u \leq \phi V_n$		
26,75 kg	\leq	58306,06 kg

Para realizar la separación de estribos en las columnas se debe considerar la zona de confinamiento y la zona de normal de acuerdo a los requisitos para los estribos en la sección 4.3.3 de NEC-SE-HM.

ZONA DE CONFINAMIENTO		
L_o		
$H_c =$	200 mm	20 cm
$H_n/6$	340cm/6	56,67 cm
450 mm		45 cm

MAYOR	=	56.67	cm
	\approx	55	cm

En la zona de confinamiento el primer estribo se coloca a 50 mm y el último a una distancia de 500 mm. El espaciamiento máximo de los estribos en esta zona está establecido entre los valores de:

ESPACIAMIENTO		
S	6db	0.072
S	100	0.1

Smax	0.1 m
Smax	10 cm

1er estribo	5 cm
-------------	------

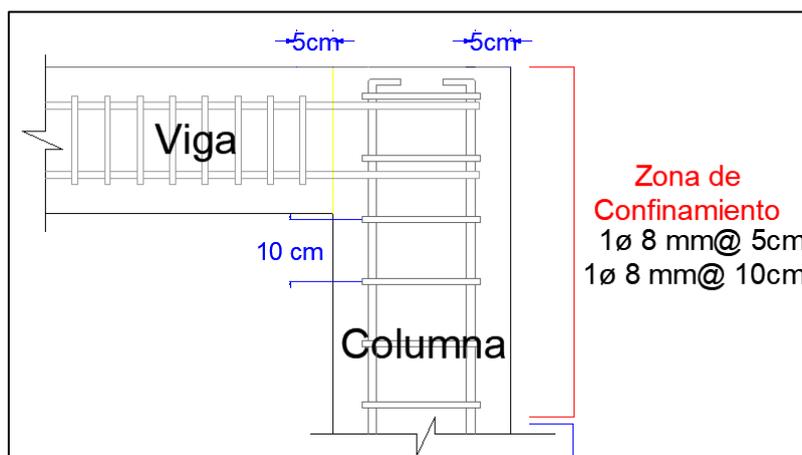
Se determina el número de estribos necesarios para la zona de confinamiento. Por lo tanto, en la zona de confinamiento se elige un espaciamiento que permite obtener una cantidad de estribos entera.

CANTIDAD DE RAMALES	
$N = \frac{L_o}{s}$	$N = \frac{50cm}{10cm}$
N=	5 estribos

1Ø10mm@5cm
1Ø10mm@10cm

Por lo tanto, la cantidad de estribos en la zona de confinamiento es de: El primer ramal con una separación de 5 cm y 5 ramales a una separación de 10 cm, como se muestra a continuación:

Gráfico N° 78 Zona de confinamiento de la columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

La zona normal es la zona donde los refuerzos de confinamiento son de menor importancia y la separación entre estribos no debe ser mayor a 150 mm.

ZONA NORMAL	
$ZN = Hn - 2Lo$	
ZN =	340cm - 2 (55cm)
ZN =	230 cm

ESPACIAMIENTO		
S	6db	0.084
S	150	0.15

Smax	0.15 m
Smax	15 cm

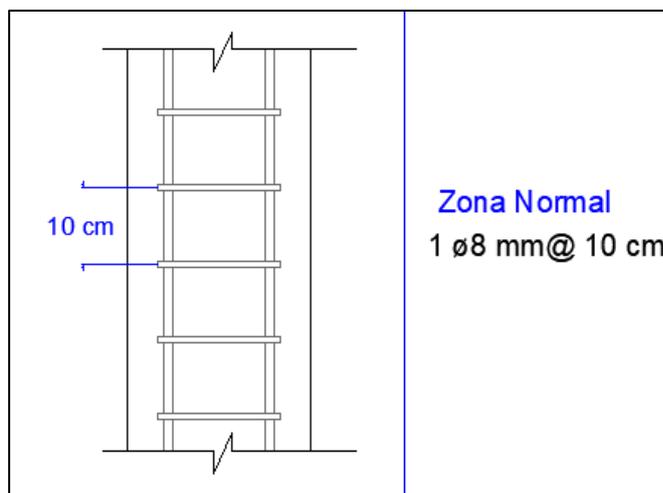
Se procede a determinar el número de estribos necesarios para la zona normal; el número de estribos debe ser un número entero, por lo tanto, se encuentra un espaciamiento que no supere al espaciamiento máximo.

CANTIDAD DE RAMALES	
$N = ZN/s$	
N=	230cm / 10cm
N=	23 estribos

22Ø10mm@10cm

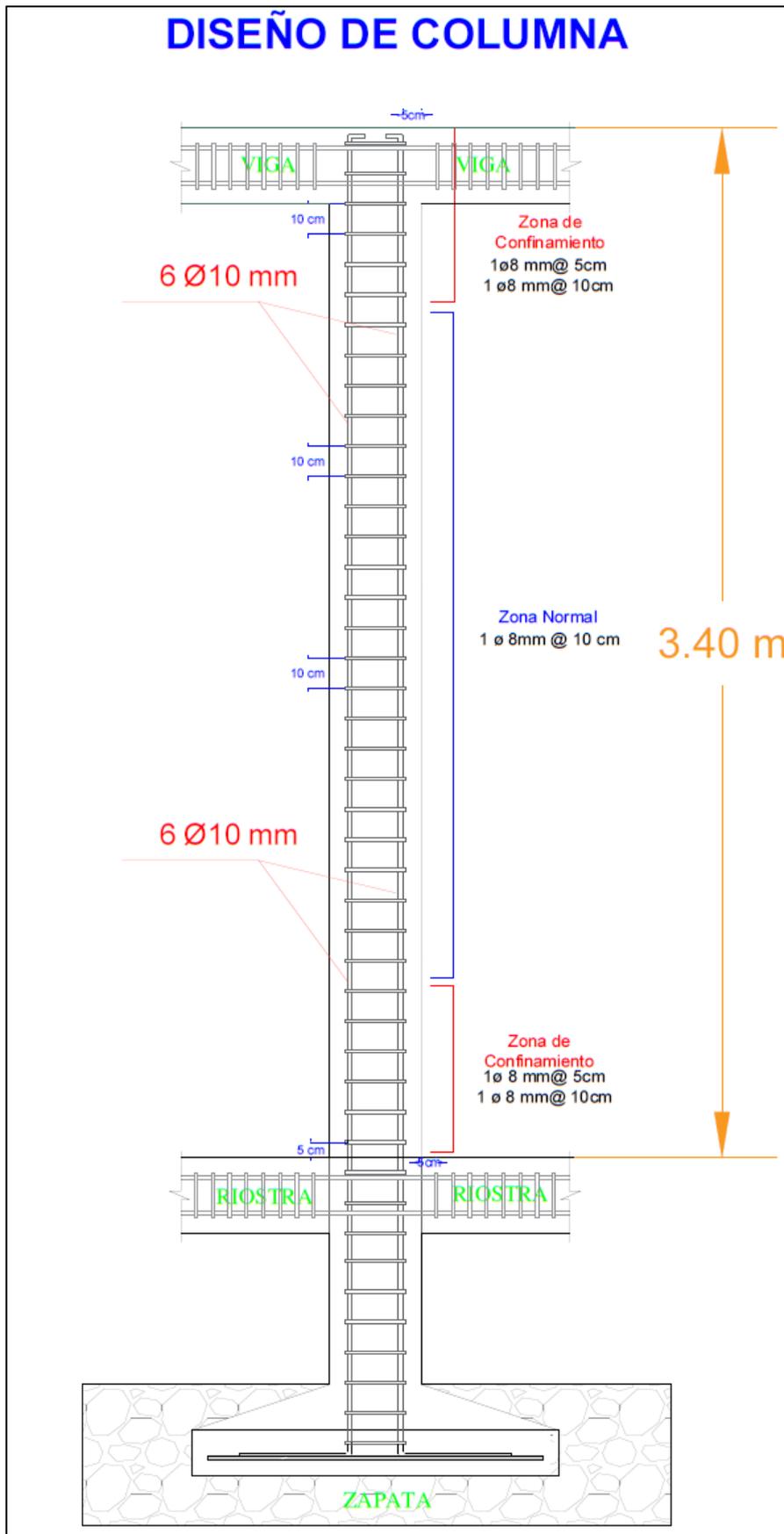
Nota: La cantidad de estribos en la zona normal es de 22 ramales de 8 mm de diámetro con una separación de 10 cm, considerando la distancia desde el centro de los estribos de las zonas de confinamiento superior e inferior, como se muestra en el gráfico 79 del presente Trabajo de Titulación.

Gráfico N° 79 Zona normal de la columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Gráfico N° 80 Detalle de diseño de columna

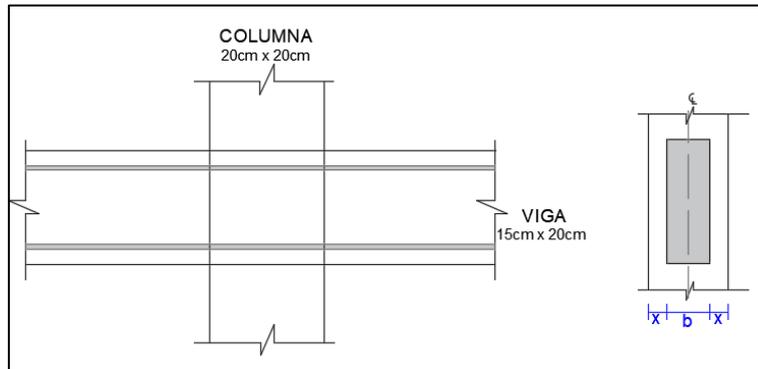


Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.3.7 Conexión viga – columna

El análisis se realiza para la columna interior (20x20 cm), en donde se conectan 4 vigas principales (15x20 cm), una en cada cara de columna. El gráfico refleja los siguientes cálculos:

Gráfico N° 81 Conexión viga columna



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Es conveniente que las vigas que lleguen al nudo confinen la conexión, para lo cual debe cumplirse que:

$$\frac{b_{viga}}{B_{columna}} \geq 0,75$$

$$\frac{15}{20} \geq 0,75$$

$$0,75 \geq 0,75$$

Para la determinación del ancho efectivo, es recomendable centrar la viga para mejorar el confinamiento, por ello se tiene:

$$b_j = B + 2X$$

$$b_j = 15 + 2(2,5) = 20 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 20 * 20 = 400 \text{ cm}^2$$

A partir del acero longitudinal descrito en el cálculo del diseño de la viga, se procede a revisar la conexión por cortante, despreciando la contribución del cortante de la columna por simplicidad.

$$V_{ej} = 1,25(A_s^- + A_s^+)fy$$

$$V_{ej} = 1,25(0,96cm^2)4200 \frac{kg}{cm^2} = 5040 kg$$

$$\phi V_{nj} = 5,3[\sqrt{f'c} A_j]$$

$$\phi V_{nj} = 5,3[\sqrt{210} \frac{kg}{cm^2} * 400cm^2] = 30721,7187 kg > 5040 kg$$

$$\phi V_{nj} > V_{ej} \quad "OK"$$

4.3.8 Diseño de cimentación

El diseño de la zapata se dimensiona de acuerdo al tipo de suelo que se encuentra en la Provincia de Santa Elena. El terreno tiene un suelo de tipo SC según la Clasificación por la Carta de Plasticidad de Casagrande. En este caso se emplea una zapata aislada cuadrada o también conocida como zapata para una sola columna por ser una vivienda de un piso.

Se toma en cuenta las cargas que transmite la columna hacia la zapata y el esfuerzo admisible del terreno. Se calcula el peso propio de la zapata de un 10% de las cargas de la columna, incluyendo el peso propio de la columna.

PESO PROPIO DE LA ZAPATA	
Pc	3255.71 kg
Peso Propio 10%Pc	325.57 kg

CARGA TOTAL	
$\sum P = P_c + PP_z$	
$\sum P$	3255.71kg+325.57kg
$\sum P$	3581.28 kg

Se calcula el área de la zapata con la carga total y el esfuerzo admisible del suelo. El esfuerzo admisible del suelo se obtiene mediante estudios de suelos ejecutados al terreno (se adjunta resumen de informe de suelos).

ÁREA DE LA ZAPATA	
$A = (P_c + PP_z) / \sigma_{adm\text{terreno}}$	
A =	$\Sigma P / \sigma_{adm\text{terreno}}$
A =	3581.28kg / 1.76kg/cm ²
A =	2034.82 cm ²

Al ser una zapata cuadrada las dimensiones se obtienen en base al área y se aproxima a una medida constructiva.

DIMENSIONES	
$L = \sqrt{A}$	$L = \sqrt{2034.82\text{cm}^2}$
L =	45.11 cm
L ≈	45.00 cm

De acuerdo a la sección 4.4 de NEC-SE-VIVIENDA se especifica que la anchura mínima L es de 1 metro para zapatas aisladas. Se calcula el esfuerzo último de diseño en base a la carga mayorada y el área de la zapata:

ESFUERZO ÚLTIMO DE DISEÑO	
$\sigma_u = \frac{\Sigma P}{A}$	$\sigma_u = \frac{3581.28\text{kg}}{(100\text{cm})^2}$
0.36 kg/cm ²	

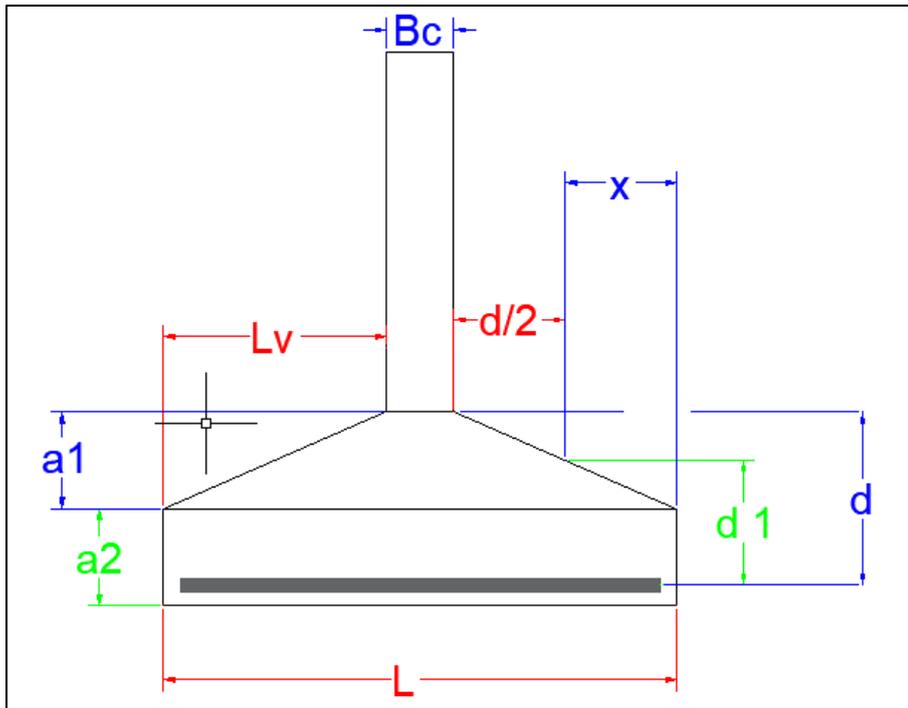
Para ratificar si la zapata está bien diseñada se verifica mediante:

- Cortante en dos direcciones de la cimentación
- Cortante como viga
- Flexión.

4.3.8.1 Diseño a cortante en dos direcciones de la cimentación

En el diseño a cortante en dos direcciones se considera la dimensión calculada de la zapata y la sección de la columna para obtener la longitud vertical "Lv" mostrada en la gráfica:

Gráfico N° 82 Diseño de Zapata – Corte en dos direcciones

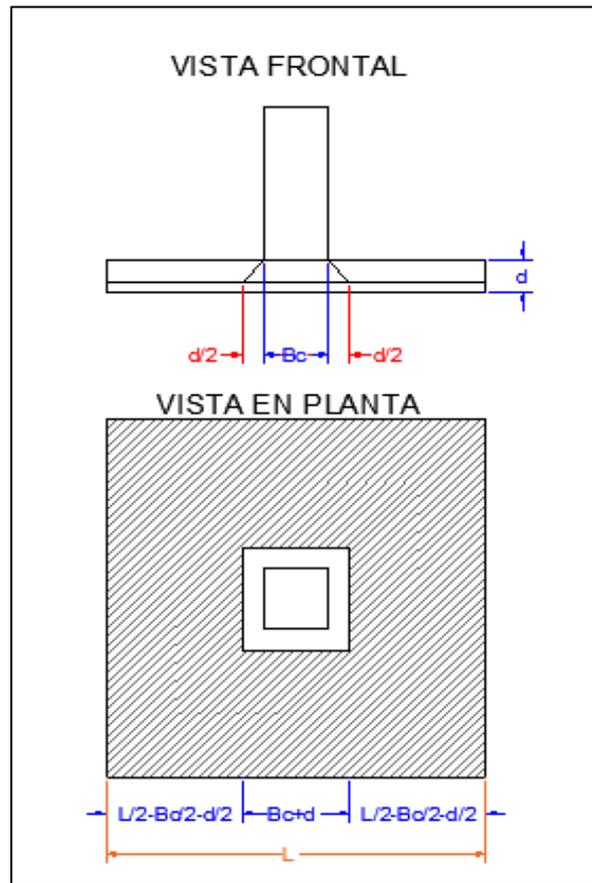


Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

LONGITUD VERTICAL	
$L_v = \frac{L - B_c}{2}$	$L_v = \frac{100\text{cm} - 20\text{cm}}{2}$
$L_v =$	40 cm
$L_v =$	0.4 m

En el diseño a cortante en dos direcciones, la sección crítica de la zapata se encuentra a $d/2$ de la cara de la columna. Esta sección crítica está relacionada con el perímetro alrededor del área penetrada b_o , donde a_1 es el ancho de la columna. Para hallar este perímetro se calcula una altura efectiva.

Gráfico N° 83 Corte en dos direcciones de la zapata



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

ALTURA EFECTIVA DE ZAPATA	
$d = H - \text{rec} - \frac{\emptyset \, dv}{2}$	$d = 20\text{cm} - 3\text{cm} - \frac{1.0\text{cm}}{2}$
d=	16.5 cm

PERÍMETRO	
$b_o = 4(a_1 + d)$	$b_o = 4(10\text{cm} + 16.5\text{cm})$
bo=	106 cm

En base a la figura se procede a calcular d1 mediante la aplicación de geometría básica.

$d_1 = d - \left(\frac{a_1}{L_v}\right) \left(\frac{d}{2}\right)$	$d_1 = 16.5\text{cm} - \left(\frac{10\text{cm}}{40\text{cm}}\right) \left(\frac{16.5\text{cm}}{2}\right)$
d1=	14.44 cm
d1=	0.14 m

Se calcula el Cortante último de acuerdo al esfuerzo último de diseño por la diferencia entre el área total de la zapata con el área de la sección crítica.

CORTANTE ÚLTIMO	
$V_u = \sigma_{u1}(A - A_0)$	$V_u = 0.36 \text{ kg/cm}^2 ((100 \text{ cm})^2 - (26.5 \text{ cm})^2)$
$V_u =$	3329.78 kg

Para verificar si cumple la resistencia última a cortante en dos direcciones se considera los criterios de acuerdo al capítulo 22 del ACI 318-14.

En el primer criterio el valor de β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, al ser una columna cuadrada se estima $\beta=1$. El valor de λ depende del peso del concreto, siendo un concreto de peso normal entonces $\lambda=1$.

CORTANTE NOMINAL	
$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d_1$	
$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1} \right) (1) \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (106 \text{ cm})(14.44 \text{ cm})$	
$V_c =$	35261.81 Kg
$V_c =$	35.26 Ton

En el segundo criterio el valor de α_s va de acuerdo al tipo de columna que va a soportar la zapata, siendo un valor adimensional de 20 para columnas esquineras, 30 para columnas de borde y 40 para columnas interiores. Como el análisis se realiza a la columna de borde, se elige $\alpha_s = 30$.

CORTANTE NOMINAL	
$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha d_1}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d_1$	
$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{30 * 14.44 \text{ cm}}{106 \text{ cm}} \right) \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (106 \text{ cm})(14.44 \text{ cm})$	
$V_c =$	36442.59 Kg
$V_c =$	36.44 Ton

Se calcula el tercer criterio con las variables involucradas para obtener el último Cortante nominal.

CORTANTE NOMINAL	
$V_c = 1.1\lambda\sqrt{f'c}b_0d_1$	
$V_c = 1.1(1)\sqrt{210kg/cm^2}(106cm)(14.44cm)$	
$V_c =$	24394.96 Kg
$V_c =$	24.39 Ton

Después de analizar los diferentes criterios, se escoge el cortante nominal menor y se multiplica por el factor de reducción de resistencia ϕ . Si el cortante último es menor o igual al resultado del producto mencionado anteriormente, entonces el diseño es correcto.

V_{cMenor}	24394.96 kg
$\phi V_c = 0.75(24394.96kg)$	
$\phi V_c =$	18296.22 kg

$V_u \leq \phi V_c$
OK

4.3.8.2 Diseño a cortante de la cimentación como viga.

Para el diseño a cortante como viga se calcula mediante geometría básica el d_2 y a su vez se calcula un valor X , ambos resultados sirven para calcular el cortante último.

$d_1 = d - \left(\frac{a_2}{L_v}\right)(d)$	
$d_1 = 16.5cm - \left(\frac{10cm}{40cm}\right)(16.5cm)$	
$d_2 =$	12.375 cm
$d_2 =$	0.12 m

$X = L_v - d_2$	
$X = 40cm - 12.375cm$	
$X =$	27.625 cm
$X =$	0.28 m

Se procede a calcular una carga distribuida de acuerdo al esfuerzo último de diseño y a la longitud de la zapata.

CARGA DISTRIBUIDA	
$W_u = \sigma_u L$	$W_u = 0.358 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}$
$W_u =$	35.81 kg/cm

Con la carga lineal se determina el cortante último V_u por la distancia X obtenida anteriormente.

CORTANTE ÚLTIMO	
$V_u = W_u X$	$V_u = 35.81 \text{ kg/cm} * 27.625 \text{ cm}$
$V_u =$	989.33 kg

Para desarrollar el diseño a cortante como viga se considera principalmente la resistencia nominal a cortante mediante las ecuaciones establecidas en el capítulo 22 del ACI318-14. Se considera un factor lambda λ de acuerdo a la tabla 19.2.4.2 de la misma norma:

CORTANTE NOMINAL	
$V_c = 0.53 \sqrt{f' c} L d_2$	
$V_c = 0.53 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (100 \text{ cm}) (12.375 \text{ cm})$	
$V_c =$	9504.53 Kg

Se multiplica por el factor de reducción de resistencia ϕ . Si el cortante último es menor o igual al resultado del producto mencionado anteriormente, entonces el diseño es correcto.

$\phi V_c = 0.75(9504.53 \text{ kg})$	
$\phi V_c =$	7128.40 kg

$V_u \leq \phi V_c$	OK
---------------------	----

4.3.8.3 Diseño a flexión de la cimentación como viga.

Para el diseño a flexión se calcula el Momento Último, considerando la carga distribuida y la longitud vertical L_v calculados anteriormente, mediante la fórmula:

MOMENTO ÚLTIMO	
$M_u = \frac{W_u L_v^2}{2}$	$M_u = \frac{35.81 \text{kg/cm} * (40 \text{cm})^2}{2}$
Mu=	28650.21 kg.cm

Para el correcto diseño a flexión se calcula la cuantía necesaria de acero mediante la fórmula:

CUANTÍA NECESARIA	
$\rho = \frac{0.85 * f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi * f'c * b * d^2}} \right]$	
$\rho = \frac{0.85 * 210 \text{Kg/cm}^2}{4200 \text{Kg/cm}^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 28650.21 \text{kg.cm}}{0.85 * 0.9 * 210 \text{Kg/cm}^2 * 100 \text{cm} * (16.5 \text{cm})^2}} \right]$	
$\rho =$	0.0002793

Si la cuantía necesaria es menor que la cuantía mínima de acero, se considera el valor de la cuantía mínima para el cálculo del área de acero A_s . De acuerdo a la sección 4.4 de NEC-SE-VIVIENDA establece que la cuantía mínima debe ser 0.0018.

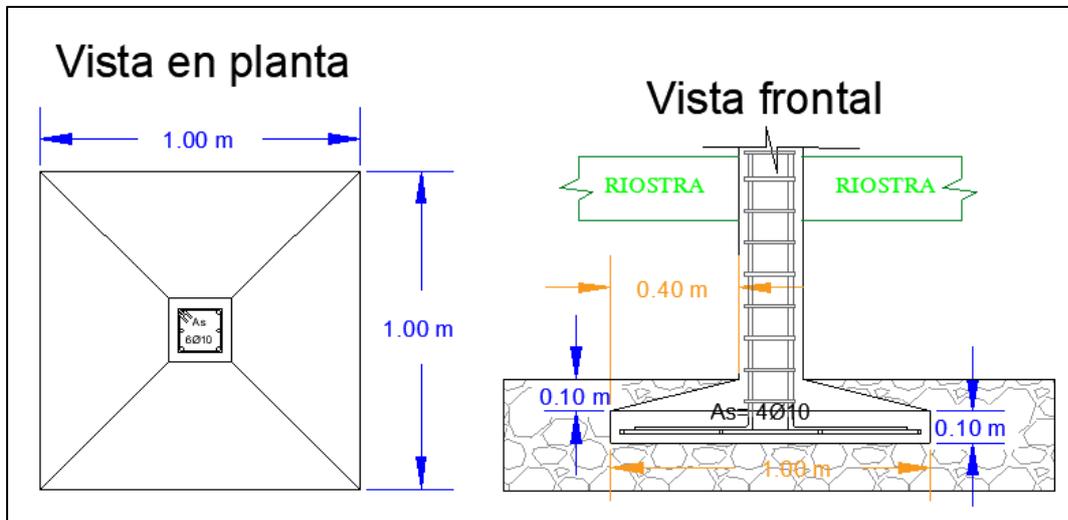
ÁREA DE ACERO MÍNIMO	
$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} b d$	$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 \text{cm} * 16.5 \text{cm}$
$A_{s \min} =$	2.97 cm ²

Una vez obtenido el área de acero total a emplear. Se analiza el número de varillas a utilizar.

$A_{\emptyset 10} =$	$A = \pi r^2$	0.7854 cm ²
	$A = \pi(0.5\text{cm})^2$	

As	4 $\emptyset 10$	3.14 cm ²	OK
----	------------------	----------------------	----

Gráfico N° 84 Diseño de Zapata



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

4.3.9 Riostras

4.3.9.1 Diseño a flexión

Para el desarrollo del diseño a flexión de las vigas de riostras, se calcula el módulo de elasticidad del concreto y el momento de inercia de la sección. El momento de inercia se elige en un 50% porque reduce el momento último y evita agrietamiento en la viga de riostra.

Módulo de Elasticidad	
$E_H =$	$15000\sqrt{f'_c}$
$E_H =$	$15000\sqrt{210\text{ kg/cm}^2}$
$E_H =$	217370.65 kg/cm ²

Momento de Inercia	
$I =$	$\frac{b h^3}{12}$
$I =$	$\frac{(15\text{ cm})(20\text{ cm})^3}{12} * 0.5$
$I =$	5000 cm ⁴

Momento último	
$M = \left(\frac{6 E_H \cdot I}{l^2} \right) \delta \text{adm}$	
$M = \left(\frac{6 \left(217370.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (5000 \text{ cm}^4)}{(350 \text{ cm})^2} \right) * 0.5 \text{ cm}$	
M=	26616.81 kg/cm ²
Mu=	1.6 (86643.28 kg/cm)
Mu=	42586.90 kg.cm

Con el resultado del momento último y empleando el equilibrio de fuerzas en secciones rectangulares a tracción, se considera los factores de reducción de resistencia de la tabla 21.2.1 del ACI 318-14, continuamente se calcula la cuantía mecánica por la ecuación:

CUANTÍA MECÁNICA	
$M_u = \phi f' c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$	
$42586.90 \text{ Kg. cm} = 0.9(210 \text{ Kg/cm}^2)(25 \text{ cm})(20 \text{ cm})^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$	
$42586.90 = 1890000 \omega (1 - 0.59 \omega)$	
$0.0668 = \omega - 0.59 \omega^2$	
$0.59 \omega^2 - \omega + 0.0668 = 0$	
a	0.59
b	-1
c	0.0668
$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$	$\omega (+) = 1.6253$
	$\omega (-) = 0.0696$

Se escoge el valor menor de la cuantía mecánica y se procede a calcular la cuantía de acero requerido mediante la fórmula:

CUANTÍA DEL ACERO REQUERIDO	
$\rho_d = \omega \frac{f' c}{f_y}$	$\rho_d = 0.0696 \frac{210 \text{ Kg/cm}^2}{4200 \text{ Kg/cm}^2}$
$\rho_d =$	0.0035

Para comprobar que la cuantía de acero requerida es considerable, se verifica calculando la cuantía mínima de acuerdo con la ecuación que muestra la sección 9.6.1.2 del ACI 318-14.

CUANTÍA MÍNIMA DEL ACERO	
$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$	$\rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2}$
$\rho_{\min} =$	0.0033

ρ_{\min}	<	ρ_d	<	ρ_{\max}
0.0033		0.0035		0.0250
OK				

Luego se procede a calcular el área del acero mediante la ecuación:

ÁREA DEL ACERO	
$A_s = \rho_d b d$	
$A_s = 0.0035 (15\text{cm})(15\text{cm})$	
As =	0.78 cm ²

Una vez obtenido el área de acero total a emplear, se analiza el número de varillas a utilizar, dando como resultado 2 varillas Ø 10 mm.

AØ10=	$A = \pi r^2$	0.7854	cm ²
	$A = \pi(0.5\text{cm})^2$	0.7854	cm ²
		1.57	cm ²
As	2Ø10 mm		

4.3.9.2 Diseño a cortante

Para el diseño a cortante de la viga de riostra, se considera de igual manera el módulo de elasticidad y el momento de inercia para el cálculo del Cortante Último.

Momento último	
$v = \left(\frac{12 E_H * I}{l^3} \right) \delta \text{adm}$	
$v = \left(\frac{12 \left(217370.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (5000 \text{ cm}^4)}{(350 \text{ cm})^3} \right) * 0.5 \text{ cm}$	
v =	152.10 kg/cm ²
vu=	1.6 (495.10 kg/cm)
Mu=	243.35 kg.cm

De acuerdo a la ecuación del capítulo 22 del código ACI 318-14 se calcula la resistencia nominal al cortante.

Resistencia al corte	
$v_s = 2.1 \sqrt{f'_c} b.d$	
$v_s = 2.1 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (15 \text{ cm})(15 \text{ cm})$	
v_s =	6847.18 kg/cm ²

Una vez obtenido la resistencia nominal al cortante se calcula el espaciamiento de los estribos.

RESISTENCIA AL CORTANTE		
$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$		
$S = \frac{1.57 \text{ cm}^2 \left(\frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right) (15 \text{ cm})}{6847.18 \text{ kg/cm}^2}$		
S =	14.45	cm
S ≈	10	cm

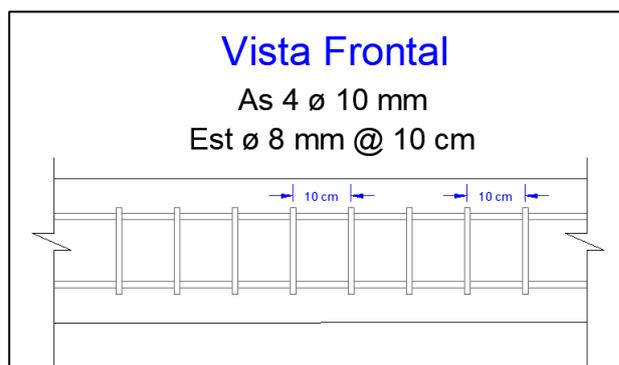
Para obtener el área mínima de refuerzo A_v , min se calcula mediante la ecuación que se presenta en la tabla 11, capítulo II del Trabajo de Titulación.

Av, min REQUERIDO
$A_{v,min} \geq 3.5 \left(\frac{b_w \cdot s}{f_y} \right)$
$A_{v,min} \geq 3.5 \left(\frac{15 \text{ cm} * 10 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right)$
$A_{v,min} \geq 0.125 \text{ cm}^2$

AØ8=	$A = \pi r^2$		
	$A = \pi(0.4 \text{ cm})^2$	0.5027	cm ²
		0.50	cm ²

$0.125 \text{ cm}^2 \leq 0.50 \text{ cm}^2$
1 Ø 8mm @ 10 cm

Gráfico N° 85 Diseño de riostra



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para ultimar con este trabajo de titulación, a continuación, se muestran las conclusiones y recomendaciones adquiridas a lo largo de este proyecto de tesis.

CONCLUSIONES

El objetivo de este proyecto investigativo es realizar la comparación del diseño estructural de concreto reforzado mediante la filosofía LRFD de una vivienda de un piso con área similar a las de tipo MIDUVI, viviendas que son comunes en el país, teniendo en cuenta los diferentes parámetros y solicitaciones de la norma ecuatoriana y las normas norteamericanas de construcción. En el diseño de una vivienda de estas características no controlan las cargas sísmicas porque las cargas que tiene la estructura cuando se combina con sismo $1,2D + L \pm E$ son menos críticas que el caso de combinación $1,2 D + 1,6 L$ sin sismo.

No obstante, el detallamiento del acero debe cumplir con especificaciones sismo-resistentes para asegurar ductilidad tales como las cuantías mínimas de acero transversal para confinamiento de las columnas y dimensiones mínimas de secciones laterales para rigidez mínima.

Las normas de construcción vigentes en Ecuador, para diseño de estructura de hormigón armado de la NEC-15 se basan fundamentalmente en la norma norteamericana ACI 318-14 del Instituto Americano del Hormigón (American Concrete Institute). Cabe recalcar que la NEC15 tiene algunas diferencias entre las cuales se pueden mencionar:

- En la sección 4.2.1 del código (NEC-SE-HM, 2015) se especifica que para el diseño de una viga el ancho mínimo b sea 250 mm, esto es concordante con ACI 318-14, de igual manera lo indica en el gráfico 4.2.1 de la misma sección, mientras que en la sección 5.2 de (NEC-SE-VIVIENDA), en la tabla 5.2, establece los requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda, donde se considera una base b mínima de 15 cm para sección de la viga.

- En la portada de la norma (NEC-SE-VIVIENDA), refleja las especificaciones para viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 5 metros de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15. En la sección 5.2 de (NEC-SE-VIVIENDA) se indican los requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda, donde se establece las secciones mínimas para elementos estructurales con una luz máxima de 4 m para viviendas de uno y dos pisos.

La forma y el diseño constructivo aplicado en el Ecuador de los elementos estructurales resultan de bajo interés en muchas ocasiones, sin embargo al momento de realizar el diseño estructural de concreto reforzado de una vivienda existen varias teorías significativas en la norma ecuatoriana NEC15, que llevan a tomar una decisión inadecuada en cuanto a dimensionamiento de vigas y columnas que son los elementos estructurales principales de una vivienda. Inclusive las viviendas de un piso en el país comúnmente son construidas de una manera informal y no consideran las cargas y pesos adecuados de acuerdo a las normas vigentes en el país.

Las secciones y refuerzo de columnas determinando el P_u para la columna más Crítica en el diseño con el Código ACI 318-14 y la norma ecuatoriana NEC-15, mediante el diseño por flexión (Diagrama de interacción), resultan valores aceptables para la vivienda debido a que cargas cumplen con el requerimiento de P_u real.

RECOMENDACIONES

Se recomienda que para proyectos de inversión de infraestructura se tomen en consideración las normas de construcción vigentes en el país, a fin de garantizar durabilidad, funcionamiento, seguridad y estabilidad de la vivienda y que quienes la habiten, además de lograr mantenerse en buen estado ante eventos sísmicos que ocurran en el país.

La filosofía LRFD encargada de reducir cargas mediante factores de seguridad, proporcionando que la edificación obtenga una resistencia última de diseño apta para resistir las cargas factorizadas, sin tener la necesidad de emplear un diseño sismo - resistente. Se recomienda la creación de un diseño estructural seguro armado en base

a la filosofía antes mencionada, adquiriendo gran capacidad de carga e inclusive resistencias plásticas, de fatiga y pandeo extendiendo un porcentaje de seguridad y reviniendo que éstas tiendan a fallar a cortante con el riesgo de colapsar.

En diseño comparativo del código ACI318-14 y la norma ecuatoriana NEC-15 no se recomienda la adición posterior de una losa o una expansión de un segundo piso, por motivos de que la vivienda cuenta con columnas internas que tienen mayor altura a las columnas externas y cuenta con vigas que tienen un ángulo de inclinación. Es decir, la arquitectura de la vivienda considerada no ofrece flexibilidad para crecimiento vertical.

Se recomienda que se realicen más diseños para tipos de viviendas de un piso como alternativa más económica a las viviendas de 2 o más pisos. El mayor costo de la de 2 pisos tiene como beneficiados a las personas de clase media alta y no priorizan a los ciudadanos de clase media o clase media baja que no cuentan con los beneficios o ayuda necesaria para tener un hogar digno de habitar.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14)*. American Concrete Institute.
- ASCE 7-16, & SEI. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Baca, W. (2008). *Diseño a cortante de Vigas d Hormigon Armado* .
- Cangás, A. (2014). *Credito para la vivienda social en el Ecuador*. Quito.
- Cárdenas, C. (2004). *Análisis de un Complejo...* Obtenido de https://tesis.ipn.mx/bitstream/handle/123456789/4615/266_ANALISIS%20DE%20UN%20COMPLEJO%20PLURIFAMILIAR%20DE%20INTERES%20SOCIAL.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Charney. (2014). Hormigon Armado. En Charney.
- DIARIOec, E. (05 de Diciembre de 2008). Viviendas del Miduvi presentan varias fallas . *Manabí*.
- Eternit. (2019).
- Guerrero, F. C. (2009). Reflexiones sobre Arquitectura Moderna. *auc*, 34.
- Hrbs, E. (2011). Constructor Civil.
- Lopez, A. V. (2019). *Diseño por flexion de vigas de concreto reforzado*.
- M. Lenin Lara, H. A. (Oct. 2018). Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de Abril de 2016 en Tagua - Ecuador. *Revista Politécnica*.
- Marcelo Romo, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado* .
- Mashi, H. (s.f.). *Método LRFD*.
- McCorman, J. (2014). *Diseño de Concreto Reforzado*.
- MIDUVI. (enero 2018). *Lineamientos minimos para revision y vlidacion de tipologias de vivienda*.
- MIDUVI, & CAMICOM. (2015). *NEC-SE-CG Carga No Sísmica*. ECUADOR.
- MIDUVI, & CAMICOM. (2015). *NEC-SE-HM Estructuras De Hormigón Armado*. Ecuador.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2011). *Diseño de casa*.
- Nico, I. A. (2013). *Columnas de Hormigon Armado*.

Quispe, L. (2015). *Metodo LRFD*.

Tamayo, C. (2014). *Evaluacion tecnico - financiero entrre sistemas constructivos para edificios con estructura de hormigon armado, de acero y mixta en Quito*. Quito.

Tomas, A. (2017). Tipos de solicitaciones en una estructura. *e-struct*.

Torres, A. (2018). Tipos de Cimentacion de una Casa. *Homify*.

Vivienda, C. N. (2016). *Nuevas Tecnologías en Acero de Refuerzo*.

Tamayo, C. (2014). Evaluación técnico-financiera entre sistemas constructivos para edificios con estructura de hormigón armado, de acero y mixta en Quito, Pichincha, Ecuador: Universidad Central del Ecuador.

Anexos

Anexo 1. Resumen estudio de suelo

Cantón La Libertad – Provincia de Santa Elena

- **Objetivo del estudio**

El objetivo del estudio es establecer las condiciones geotécnicas en el cantón La Libertad donde se realizará el diseño estructural de hormigón armado. En función a los resultados obtenidos se va a calcular los planos de estructural y definir la cimentación apropiada.

- **Trabajos realizados**

Los trabajos han sido realizados bajo la dirección del Ing. Luis Suárez representante del LAB. MEC. DE SUELOS S&S junto con el personal del mismo.

- **Procedimiento de excavación**

Fue realizada en el cantón La Libertad, sector barrio Eloy Alfaro a una profundidad de -1m, tomando muestras alteradas e inalteradas conforme a la naturaleza del suelo de cada estrato, y para lograr que el grado de perturbación sea aceptable, se presionó continuamente hasta obtener la muestra.

En la calicata de -1m, en sus diferentes estratos se encontró:

- 0,00 – 0,10 m

Grava arenosa color café claro de mala gradación

- 0,10 – 1,00 m

Arena gruesa arcillosa, color gris oscuro de alta plasticidad, con algo de grueso

La arena arcillosa de alta plasticidad y arena limosa se puede observar en los ensayos de laboratorio (granulometría y límite de Atterberg), sus características y propiedades varían dependiendo de su composición de cada estrato.

Las muestras debidamente etiquetadas y protegidas para prevenir pérdidas de su contenido de humedad, fueron trasladadas al laboratorio para la ejecución de los ensayos de clasificación y resistencia, todos los ensayos han sido realizados conforme lo indicado en las especificaciones de la ASTM.

A medida que las muestras fueron obtenidas en el terreno, se las clasificaron, siendo esta clasificación verificada y/o corregida de acuerdo a los resultados de los ensayos de laboratorio y al -Sistema Unificado de Clasificación de Suelos-. Se adjunta los ensayos realizados con su respectivo cuadro de resultados para cada calicata con su respectiva especificación de ejecución.

ENSAYOS	NORMAS
Contenido natural de humedad	ASTM D 2216 -92
Limites de Atterberg	ASTM D 4318 - 95 METODO B
Granulometria	ASTM D 1140 - 92
Clasificación de suelos	ASTM D 2487 - 93

Profundidad de la calicata, se las realizo de acuerdo a la tabla adjunta

CALICATAS	MUESTRAS	PROF. m
C1 - S1	1	1m

Indicación de plasticidad de los suelos (según Crespo Villalaz)

IP	Descripción
0	No plástico
1 - 5	Ligeramente plástico
5 - 10	Baja plasticidad
10 - 20	Mediana plasticidad
20 - 40	Alta plasticidad
> 40	Muy alta plasticidad

Característica de resistencia

A continuación, damos a conocer los datos de resistencia del suelo de la calicata S1 a la profundidad de -1 m. Se ha considerado la relación de la capacidad máxima de carga, con un factor de seguridad = 3 para calcular la carga admisible.

Parámetros de resistencia al corte según ensayos realizados, factores de capacidad de cargas por Terzagui.

$$D_f \leq 2B$$

Donde:

Df = Profundidad de desplante

B = Ancho menor de cimentación

qu = Carga última, de cimentación cuadrada en función de los parámetros del suelo

qa = Carga admisible

C = cohesión del suelo

γ = Peso unitario del suelo

Nc, Nq, N' γ = Coeficientes de capacidad de cargas, que dependen de Ø

Ø = Ángulo de fricción

$$q_a = q_u/3$$

Datos:

γ = 1959 kg/m³

Df = 0,90 m

Solución:

TERZAGUI			
Angulo FI	Nc	Nq	Nγ
27,11	29,24	15,90	11,60

Capacidad de carga admisible neta aplicando un factor de seguridad

$$\sigma_{\text{admisible}} = 1.7 \text{ kg/cm}^2$$

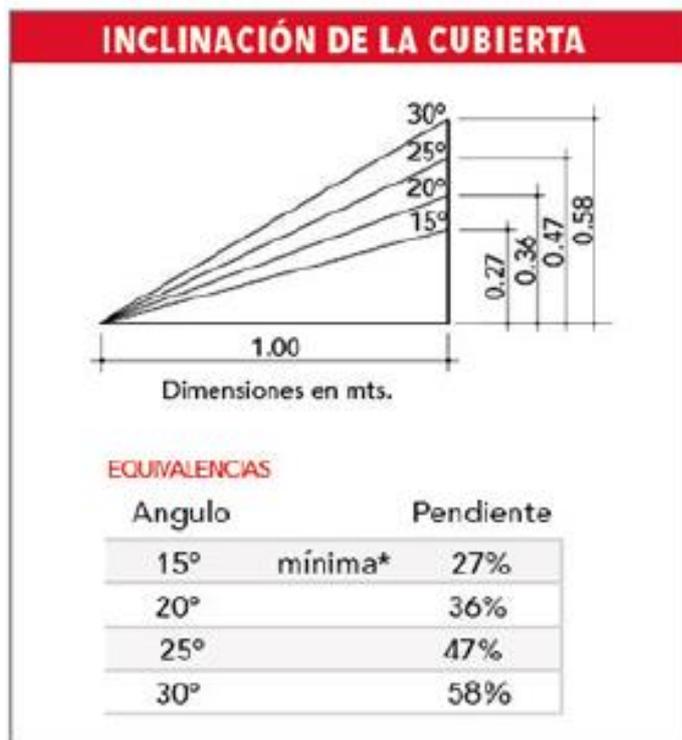
Tabla 31 Peso promedio por unidad de superficie de la cubierta P10

PLACA No.	LONGITUD		ANCHO		SUPERFICIE		TRASLAPO		DISTANCIA ENTRE CORREAS (m.)	PESO (kg)
	± 15 mm.		TOTAL (m.)	+15 mm. -10 mm.		± 10 mm. ± 5 mm.				
	TOTAL (m.)	ÚTIL (m.)		ÚTIL (m.)	TOTAL (m ²)	ÚTIL (m ²)	LONG (m.)	LATERAL (m.)		
4"	1.22	1.08	1.053	1.00	1.28	1.08	0.14	0.053	1.09	16.93
6"	1.83	1.69	1.053	1.00	1.93	1.69	0.14	0.053	1.69	28.08
8"	2.44	2.30	1.053	1.00	2.57	2.30	0.14	0.053	2.30	37.41
10"	3.05	2.91	1.053	1.00	3.21	2.91	0.14	0.053	2.91	42.34
12"	3.66	3.52	1.053	1.00	3.85	3.52	0.14	0.053	1.76	56.07

Peso promedio por unidad de superficie 15KG/M²
 Coeficiente de conductibilidad térmica K: 4,76 kcal/m² h °C
 Pendiente mínima: 27% = 15°

Fuente: Placas de fibrocemento (Eternit, 2019)

Tabla 32 Inclinación de la cubierta P10



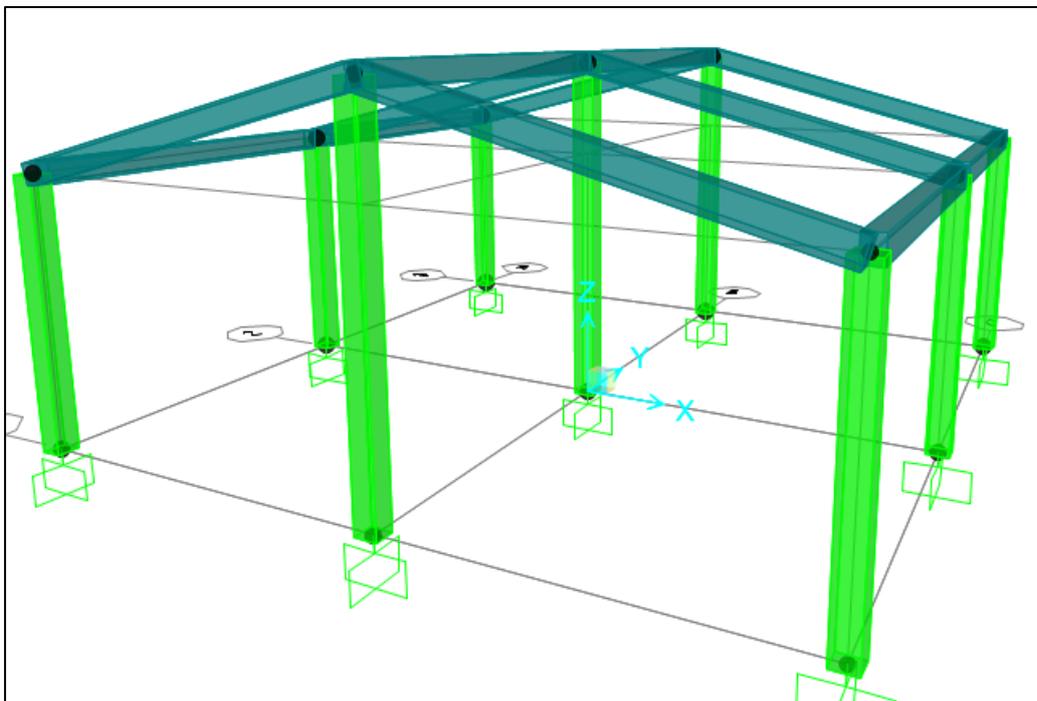
Fuente: Placas de fibrocemento (Eternit, 2019)

Gráfico N° 86 Vivienda modelo del Trabajo de Titulación



Fuente: Vivienda de una planta (NEC –SE VIVIENDA, 2015)

Gráfico N° 87 Modelamiento de vivienda tipo MIDUVI



Fuente: Figueroa Chávez – González Yagual

Gráfico N° 88 Detalles de Vigas según la Norma ACI 318-14

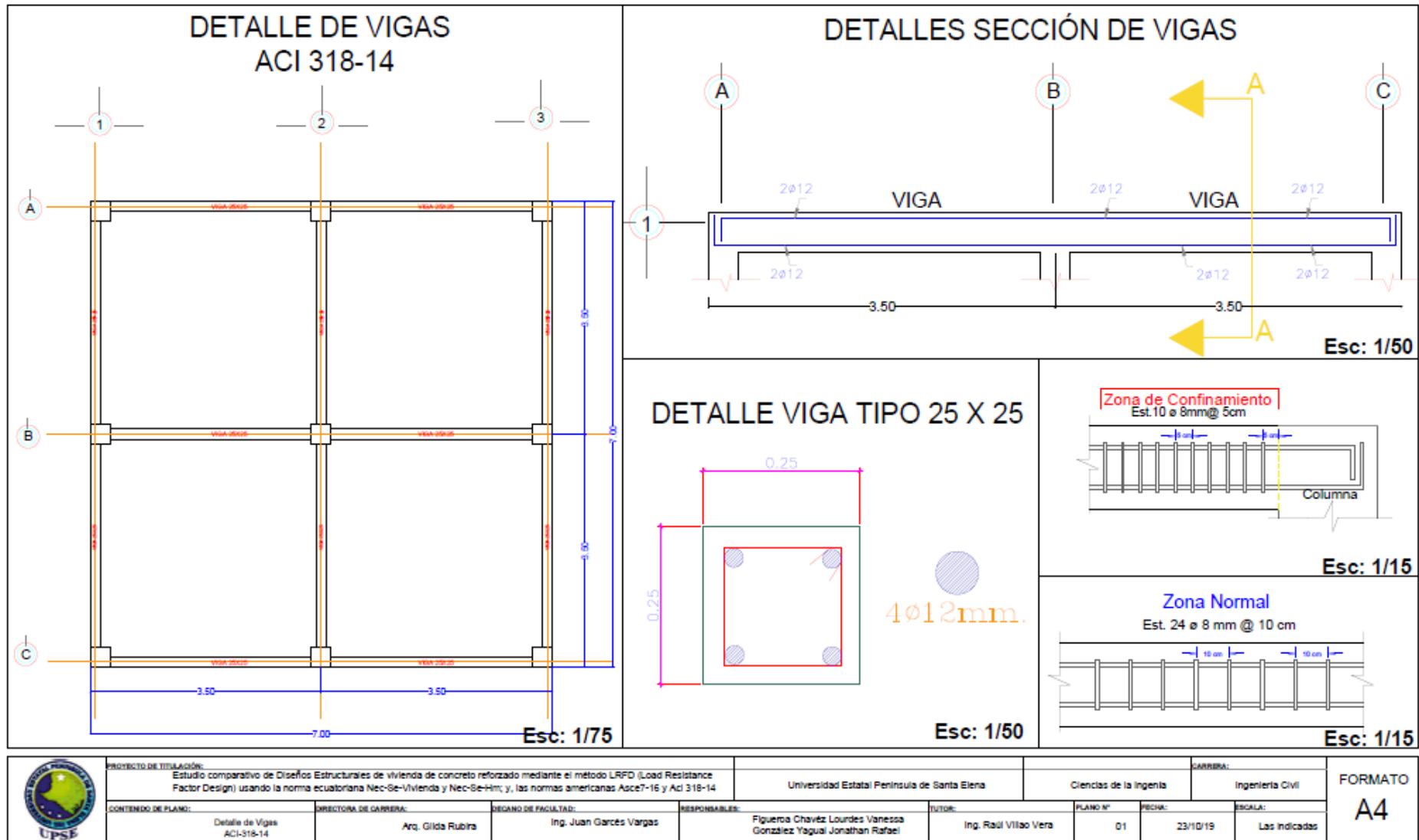


Gráfico N° 89 Detalles de Vigas según la Norma NEC-15

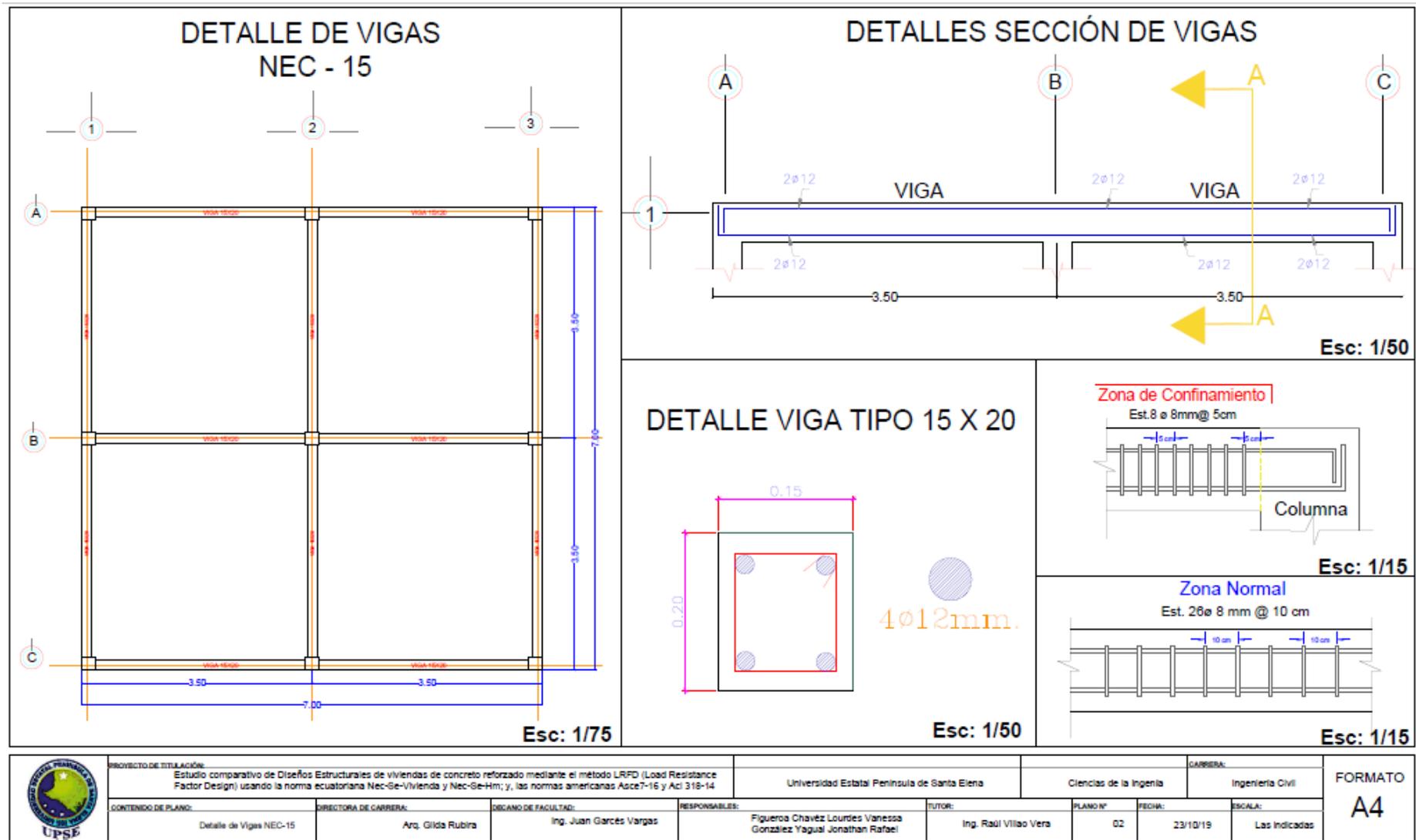
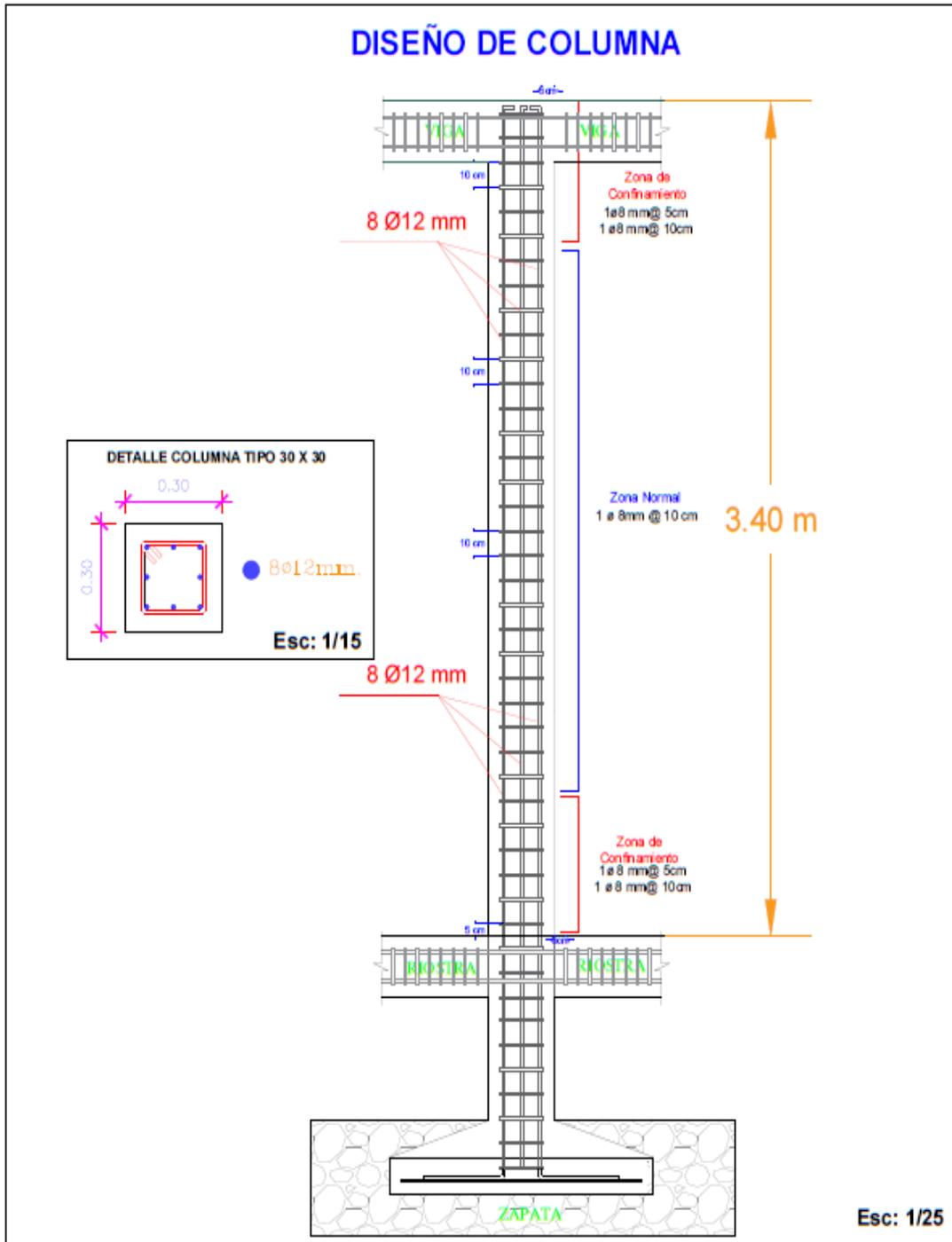
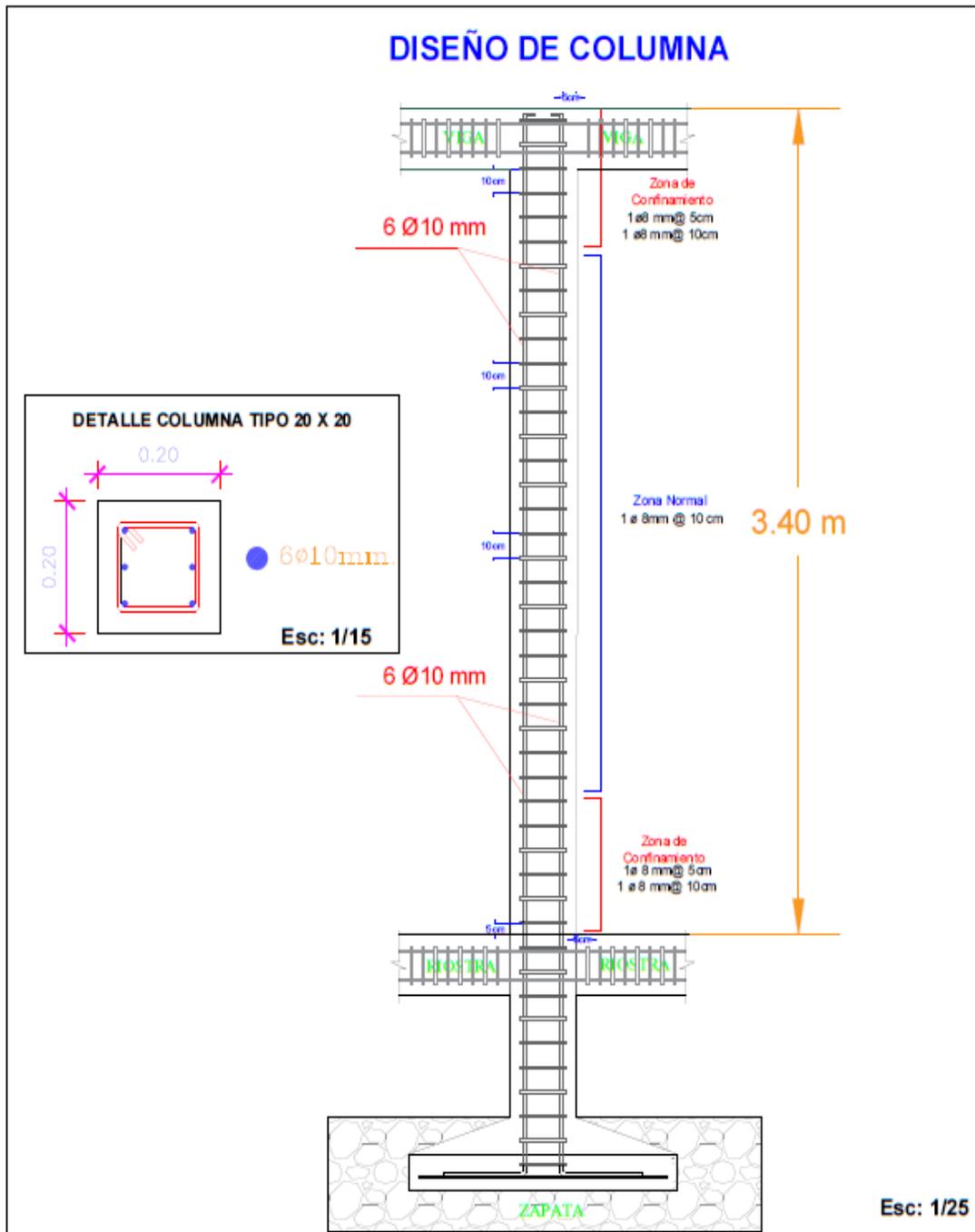


Gráfico N° 90 Detalle de Columnas según la Norma ACI318 – 14



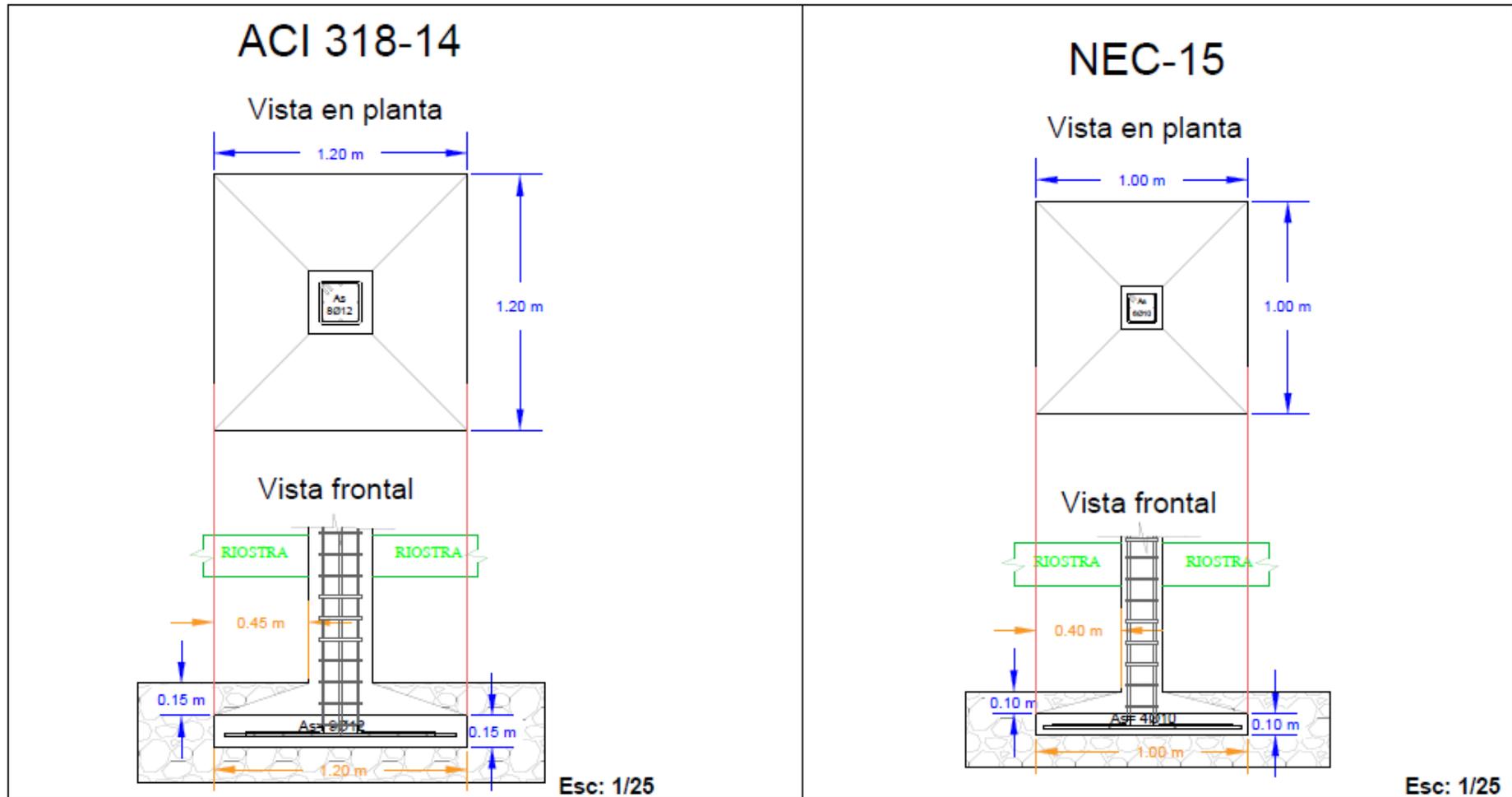
	PROYECTO DE TITULACIÓN: Estudio comparativo de Diseño Estructural de vivienda de concreto reforzado mediante el método LRFD (Load Resistance Factor Design) usando la norma ecuatoriana Neo-Se-14 (and) Neo-Se-14 (n) y, las normas americanas Acas-16 y Ac-318-14			CARRERA: Ingeniería Civil	NÚMERO: 03	ESCALA: La indicada	FORMATO A4
	GOBIERNO DEL AÑO: Detalle de Columna AC318-14	DIRECCIÓN DE CARRERA: Arq. Glória Roldán	DECANO DE FACULTAD: Ing. Juan García Vargas	PROFESORES: Figueroa Chávez Lourdes Vanessa González Yagual Jonathan Rafael		FECHA: 23/10/19	

Gráfico N° 91 Detalles de Columnas según la Norma NEC - 15



	PROYECTO DE INVESTIGACIÓN Estudio comparativo de Diseños Estructurales de viviendas de concreto reforzado mediante el método LRF (Load Resistant Factor Design) usando la norma ecuatoriana Neo-Se-2014 y Neo-Se-1997 y las normas americanas, AISC-7-16 y AISC-318-14			CÁTEDRA: Ingeniería Civil	SEMESTRE: 04	ESCOLA: Las Inducidas	FORMATO A4
	COORDINADOR DEL TRABAJO: Detalle de Columna NEC-15	DIRECTORA DE CÁTEDRA: Arq. Glória Rubira	DECANO DE FACULTAD: Ing. Juan García Vargas	RESPONSABLES: Figueroa Chevic Lourdes Vanessa González Yaguel Jonathan Rafael	AUTORES: Ing. Raúl Vilho Vera	FECHA: 23/10/19	

Gráfico N° 92 Detalles del Diseño de Zapata según las Normas ACI-318 y NEC-15



	PROYECTO DE TITULACIÓN: Estudio comparativo de Diseños Estructurales de viviendas de concreto reforzado mediante el método LRPD (Load Resistance Factor Design) usando la norma ecuatoriana Nec-Se-Vivienda y Nec-Se-Hm; y, las normas americanas Asce7-16 y Aci 318-14		Universidad Estatal Península de Santa Elena		Ciencias de la Ingeniería		CARRERA: Ingeniería Civil		FORMATO A4
	CONTENIDO DEL PLANO: Detalle de Zapatas ACI318-14 y NEC-15	DIRECTORA DE CARRERA: Arq. Glida Rubira	DECANO DE FACULTAD: Ing. Juan Garcés Vargas	RESPONSABLES: Figueroa Chávez Lourdes Vanessa González Yagual Jonathan Rafael	TUTOR: Ing. Raúl Villao Vera	PLANO N°: 05	FECHA: 23/10/19	ESCALA: Las Indicadas	