



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**

**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE TRES PLANTAS  
PARA LA UNIDAD EDUCATIVA “CESÁREO CARRERA ANDRADE”, UBICADO  
EN LA COMUNA SINCHAL, DE LA PARROQUIA MANGLARALTO, DEL  
CANTÓN SANTA ELENA, APLICANDO EL CÓDIGO ACI-318-19 Y NORMAS  
NEC 2015.”

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTORES:**

JONATHAN GERARDO CHALÉN FERNÁNDEZ

RONALD LEANDRO RIVERA YAGUAL

**TUTOR:**

ING. RAÚL ANDRÉS VILLOA VERA, MSc.

LA LIBERTAD - ECUADOR

2021

**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**

**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE TRES PLANTAS PARA LA UNIDAD EDUCATIVA “CESÁREO CARRERA ANDRADE”, UBICADO EN LA COMUNA SINCHAL, DE LA PARROQUIA MANGLARALTO, DEL CANTÓN SANTA ELENA, APLICANDO EL CÓDIGO ACI-318-19 Y NORMAS NEC 2015.”

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTORES:**

JONATHAN GERARDO CHALÉN FERNÁNDEZ

RONALD LEANDRO RIVERA YAGUAL

**TUTOR:**

ING. RAÚL ANDRÉS VILLOA VERA, MSc.

LA LIBERTAD - ECUADOR

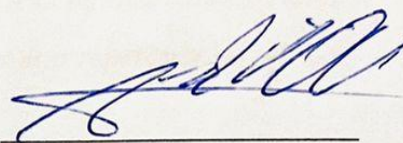
2021

## TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 

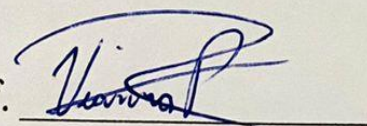
**Ing. Jonny Raúl Villao Borbor,  
MSc.**

DIRECTOR DE CARRERA

f. 

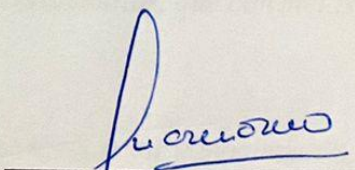
**Ing. Raúl Andrés Villao Vera,  
MSc.**

DOCENTE TUTOR

f. 

**Ing. Vianna Andrea Pinoargote  
Rovello, MSc.**

DOCENTE ESPECIALISTA

f. 

**Ing. Lucrecia Cristina Moreno  
Alcívar, Mg.**

SECRETARIA DEL TRIBUNAL

## DEDICATORIA

*El presente proyecto se lo quiero dedicar a Dios, que gracias a su infinita bondad y amor me permitió superar cada obstáculo con aprendizajes que van a repercutir en mi vida profesional.*

*A mi madre, Amalia Fernández por estar ahí en cada momento, guiando y apoyándome de manera incondicional.*

*A mis hermanos que de igual manera estuvieron ahí y me apoyaron a lograr la meta soñada y anhelada.*

*A Katherine Mejillones que me brindo su cariño y apoyo siendo uno de los pilares más importantes a lo largo de la carrera, que en todo momento vivió y sufrió conmigo lo difícil que ha sido llegar a la meta.*

*A mis amigos y compañeros que todos en su momento dejaron enseñanzas, que con metas y ambiciones en común fueron parte del trayecto.*

*A los docentes y a nuestro Tutor Ing. Raúl Villao que, gracias a su conocimiento, experiencia y confianza depositada en nosotros, logramos culminar el trabajo con éxitos.*

***Jonathan Gerardo Chalén Fernández.***

*A Dios por darme fuerzas, sabiduría, inteligencia, por permitirme tener vida y buena salud, que gracias a ello he logrado alcanzar uno más de mis propósitos que es terminar mi carrera universitaria.*

*A mi madre, Elba Yagual Suárez, por cada consejo que me brinda, por es darme siempre su apoyo, y por creer en mí.*

*A mi padre, Alfredo Rivera Suárez por todo el apoyo incondicional y que gracias a ello he llegado a culminar esta bonita etapa en mi vida estudiantil.*

*A gran parte de mi familia que creyó en mí, que en su momento me brindo un consejo para seguir adelante.*

*A mis amigos de infancia y de colegio, que con el apoyo moral brindado siempre han logrado que pueda alcanzar cada una de mis metas propuestas.*

*A cada una de las amistades conocidas durante la etapa universitaria que formaron parte de este proceso para lograr el objetivo de ser ingeniero civil, por su amistad, por los consejos brindados, por el apoyo mutuo que ha ayudado a que cada uno logre alcanzar el título anhelado.*

***Ronald Leandro Rivera Yagual.***



# CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

La libertad, 23 de febrero de 2022

Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc

## TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACION

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de tutor del trabajo de titulación, modalidad Proyecto de Investigación **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE TRES PLANTAS PARA LA UNIDAD EDUCATIVA “CESÁREO CARRERA ANDRADE”, UBICADO EN LA COMUNA SINCHAL, DE LA PARROQUIA MANGLARALTO, DEL CANTÓN SANTA ELENA, APLICANDO EL CÓDIGO ACI-318-19 Y NORMAS NEC 2015”**, elaborado por el estudiante Sr. JONATHAN GERARDO CHALÉN FERNÁNDEZ y el Sr. RONALD LEANDRO RIVERA YAGUAL, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, Facultad 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 una vez analizado en el sistema anti plagio URKUND, luego de haber cumplido los requisitos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con el 5% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

TUTOR












f. 

Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

## Document Information

Analyzed document	PROYECTO DE TITULACIÓN, JONATHAN CHALEN - RONALD RIVERA.docx (D126547726)
Submitted	2022-01-30T16:46:00.0000000
Submitted by	Rvillao
Submitter email	rvillao@upse.edu.ec
Similarity	5%
Analysis address	rvillao.upse@analysis.arkund.com

## Sources included in the report

<b>SA</b>	<b>TESIS -GASTON Y ROSADO.pdf</b> Document TESIS -GASTON Y ROSADO.pdf (D112408684)		1
<b>W</b>	URL: <a href="https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-HM.pdf">https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-HM.pdf</a> Fetched: 2019-11-07T08:03:37.6070000		4
<b>W</b>	URL: <a href="https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO.pdf">https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO.pdf</a> Fetched: 2019-11-25T21:19:40.2970000		2
<b>SA</b>	<b>1475004113_ILLESCAS FIGUEROA LEE MARVIN.pdf</b> Document 1475004113_ILLESCAS FIGUEROA LEE MARVIN.pdf (D22015532)		1
<b>W</b>	URL: <a href="http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/11226/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-266.pdf">http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/11226/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-266.pdf</a> Fetched: 2020-11-19T00:09:06.6000000		1
<b>W</b>	URL: <a href="https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf">https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf</a> Fetched: 2019-12-01T08:59:38.9500000		4
<b>W</b>	URL: <a href="http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/931/1/UNESUM-ECU-CIVIL-2017-34.pdf">http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/931/1/UNESUM-ECU-CIVIL-2017-34.pdf</a> Fetched: 2021-06-22T01:51:02.5300000		2
<b>SA</b>	<b>Codigo ACI.pdf</b> Document Codigo ACI.pdf (D104849022)		30
<b>SA</b>	<b>UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA / CAPITULO I,II Y III Panchana Luis-Reyes Bryan 2.docx</b> Document CAPITULO I,II Y III Panchana Luis-Reyes Bryan 2.docx (D95430771) Submitted by: bryan.reyesmoreira@upse.edu.ec Receiver: lmoreno.upse@analysis.arkund.com		3
<b>W</b>	URL: <a href="http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/9608/1/T-LUCE-0011-278.pdf">http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/9608/1/T-LUCE-0011-278.pdf</a> Fetched: 2020-11-29T09:58:26.1900000		2
<b>W</b>	URL: <a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5970/1/UPSE-TIC-2021-0012.pdf">https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5970/1/UPSE-TIC-2021-0012.pdf</a> Fetched: 2021-11-18T17:12:35.0300000		1




## DECLARACIÓN DE AUTORIA

Nosotros JONATHAN GERARDO CHALÉN FERNÁNDEZ Y RONALD LEANDRO RIVERA YAGUAL -, declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE TRES PLANTAS PARA LA UNIDAD EDUCATIVA “CESÁREO CARRERA ANDRADE”, UBICADO EN LA COMUNA SINCHAL, DE LA PARROQUIA MANGLARALTO, DEL CANTÓN SANTA ELENA, APLICANDO EL CÓDIGO ACI-318-19 Y NORMAS NEC 2015”**, tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedemos los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,

### AUTORES

f. 

**Jonathan Gerardo Chalén Fernández**

f. 

**Ronald Leandro Rivera Yagual**



## **CERTIFICACION DEL TUTOR**

Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc

### **TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACION**

**Universidad Estatal Península de Santa Elena**

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE TRES PLANTAS PARA LA UNIDAD EDUCATIVA “CESÁREO CARRERA ANDRADE”, UBICADO EN LA COMUNA SINCHAL, DE LA PARROQUIA MANGLARALTO, DEL CANTÓN SANTA ELENA, APLICANDO EL CÓDIGO ACI-318-19 Y NORMAS NEC 2015”**, elaborado por el Sr. Jonathan Gerardo Chalén Fernández y el Sr. Ronald Leandro Rivera Yagual, egresados 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 Ingeniero civil, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

**TUTOR**

f. 

**Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.**

## CERTIFICADO DE REVISIÓN DE LA REDACCIÓN Y ORTOGRAFÍA

Yo, Magister. Robert Iván Muñiz Ventura. Certifico: Que he revisado la redacción y ortografía del contenido del trabajo de titulación **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE TRES PLANTAS PARA LA UNIDAD EDUCATIVA “CESÁREO CARRERA ANDRADE”, UBICADO EN LA COMUNA SINCHAL, DE LA PARROQUIA MANGLARALTO, DEL CANTÓN SANTA ELENA, APLICANDO EL CÓDIGO ACI-318-19 Y NORMAS NEC 2015”**, elaborado por Jonathan Gerardo Chalén Fernández y Ronald Leandro Rivera Yagual, previo a la obtención del título de: **INGENIERO CIVIL.**

Para el efecto he procedido a leer y analizar de manera profunda el estilo y la forma del contenido del texto:

- Se denota pulcritud en la escritura en todas sus partes.
- La acentuación es precisa.
- Se utilizan los signos de puntuación de manera acertada.
- En todos los ejes temáticos se evita los vicios de dicción.
- Hay concreción y exactitud en las ideas.
- No incurre en errores en la utilización de las letras.
- La aplicación de la Sinonimia es correcta.
- Se maneja conocimiento y precisión de la morfosintaxis.
- El lenguaje es adecuado, académico, técnico y directo, por lo tanto es de fácil comprensión.

Por lo expuesto y en uso de mis derechos como Magister en Docencia y Educación, recomiendo la VALIDEZ ORTOGRÁFICA de su tesis previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, y dejo a vuestra consideración el certificado de rigor para los efectos legales correspondientes.

Atentamente,



---

**Mg. Robert Muñiz Ventura**  
**Registro SENESCYT 1006-12-1106265**  
**Cuarto Nivel.**

## **AGRADECIMIENTOS**

Desde lo más profundo de mi corazón, en primer lugar, le doy gracias a Dios por mantenerme en pie a pesar a todas las adversidades afrontadas durante el camino, que gracias a esto he logrado llegar a la meta con sabiduría y responsabilidad. Por la salud y la fortuna de mantener a mi familia apoyándome y brindándome su cariño en cada paso.

A mi padre Víctor Chalén Rodríguez, quien me motivó a nunca bajar los brazos y luchar hasta conseguirlo. A mi madre, Amalia Fernández Alarcón, que fue el motor y el impulso que con ejemplo y sacrificio logró formar a la persona que soy ahora.

A mis hermanos, pero principalmente a Stalin Cañarte Fernández que sin estar presente en todo momento me brindó su apoyo incondicional, abriéndome camino hacia la profesión. A la familia Mejillones Suárez, por estar y creer en mí en los momentos complicados sin escatimar esfuerzos.

A mis familiares, que confiaron y estuvieron en todo momento dándome palabras de aliento y ganas de seguir superándome. A mi compañero de tesis y gran amigo, que hemos luchado hombro a hombro por estar aquí. A los docentes y tutor por compartir sus conocimientos para un buen trabajo de titulación.

*Jonathan Gerardo Chalén Fernández.*

En primera instancia agradezco a Dios quien ha forjado mi camino y me ha dirigido por el sendero correcto, que me ha brindado su amor y su bondad el cual me permite sonreír ante todos mis logros que son el resultado de su ayuda, el que me ha enseñado que la vida está llena de retos y que me ha dado la fuerza y sabiduría para lograr cada desafío propuesto durante mi diario vivir.

A mis padres quienes han sido el motor principal para lograr alcanzar cada meta propuesta, por brindarme ese apoyo incondicional para seguir siempre adelante a pesar de los altos y bajos que nos presenta la vida durante el camino.

A mis hermanos por el apoyo moral brindado durante mi diario vivir el cual me ha ayudado a mantenerme siempre en pie.

A mi compañero de tesis, quien formo gran parte de este proceso que no fue fácil pero poco a poco pudimos lograr cumplir con el objetivo.

A mi tutor de tesis, que gracias a sus conocimientos brindados pudimos culminar con éxitos el trabajo de titulación.

***Ronald Leandro Rivera Yagual.***



# TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
TRIBUNAL DE SUSTENCION .....	iii
DEDICATORIA .....	iv
AGRADECIMIENTOS .....	xi
LISTA DE TABLAS .....	xvi
LISTA DE FIGURAS .....	xix
LISTA DE ANEXOS .....	xxiii
RESUMEN.....	xxiv
ABSTRACT.....	xxv
CAPÍTULO I: INTRODUCCION .....	1
1.1. Antecedentes .....	2
1.2. Planteamiento del problema .....	4
1.3. Alcance .....	7
1.4. Objetivos .....	8
1.4.1. Objetivo general .....	8
1.4.2. Objetivos específicos .....	8
1.5. Justificación.....	9
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....	10
2.1. Fundamentación Teórica .....	10
2.2. Marco conceptual .....	10
2.2.1. Cargas.....	10

2.2.2.	Carga viva .....	10
2.2.3.	Carga muerta .....	11
2.2.4.	Combinación de cargas .....	11
2.2.5.	Levantamiento topográfico .....	11
2.2.6.	Estructura sismo resistente .....	11
2.2.7.	Peligro sísmico .....	12
2.2.8.	Riesgo sísmico .....	12
2.2.9.	Efecto de sitio .....	12
2.2.10.	Espectro de diseño .....	12
2.2.11.	Torsión en estructura .....	13
2.2.12.	Deriva de pisos .....	13
2.2.13.	Cortante basal .....	13
2.2.14.	Ductilidad .....	13
2.3.	Marco Normativo .....	14
2.4.	Norma ecuatoriana de la construcción NEC-2015 .....	14
2.4.1.	CARGAS (NO SÍSMICAS) NEC - SE – CG .....	14
2.4.2.	ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO NEC - SE – HM 18	
2.4.3.	GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES NEC - SE – GC .....	22
2.4.4.	PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE NEC-SE- DS 24	
2.5.	Código ACI 318-19 .....	44
2.5.1.	Cargas .....	45
2.5.2.	Análisis estructural .....	47

2.5.3. Losa en una dirección.....	48
2.5.4. Vigas .....	50
2.5.5. Vigas de pórticos especiales resistentes a momento .....	54
2.5.6. Columnas .....	58
2.5.7. Columnas de pórticos especiales resistentes a momento .....	60
2.5.8. Estructura sismo resistente.....	63
2.5.9. Nudos en pórticos especiales resistentes a momento.....	63
2.5.10. Cimentaciones .....	70
<b>CAPÍTULO III: METODOLOGÍA .....</b>	<b>74</b>
3.1. Estudios preliminares .....	74
3.1.1. Levantamiento topográfico .....	74
3.1.2. Estudio geotécnico .....	76
3.1.3. Diseño arquitectónico.....	77
3.2. Predimensionamiento de elementos estructurales .....	79
3.2.1. Losa.....	79
3.2.2. Vigas .....	88
3.2.3. Columnas .....	92
3.2.4. Cimentaciones .....	93
3.3. Metodología para el análisis de diseño sísmico .....	102
3.3.1. Diseño preliminar NEC-15 .....	102
3.3.2. Pre-diseño de la edificación .....	105
3.3.3. Distribución sísmica.....	105
3.3.4. Deriva de piso .....	106

3.3.5. Chequeo de índice de estabilidad $Q_i$ (NEC-15).....	110
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	112
4.1. Diseño de hormigón armado .....	112
4.2. Vigas.....	112
4.2.1. Diseño a flexión .....	112
4.2.2. Refuerzo transversal.....	118
4.2.3. Refuerzo mínimo a cortante.....	122
4.2.4. Adherencia y anclaje de varillas. ....	123
4.3. Columnas.....	128
4.3.1. Límites dimensionales.....	128
4.3.2. Diseño a flexo – compresión.....	128
4.3.3. Criterio Columna fuerte –viga débil .....	133
4.3.4. Refuerzo transversal.....	136
4.4. Conexión Viga-columna.....	141
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	144
5.1. Conclusiones .....	144
5.2. Recomendaciones .....	145
BIBLIOGRAFIA .....	147
ANEXOS .....	149

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1: Factor de sobrecarga del elemento de soporte $K_{LL}$ .....	16



Tabla 2: Pesos unitarios de materiales de construcción. ....	17
Tabla 3: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L0, y concentradas P0. ....	17
Tabla 4: Factores de reducción de resistencia (fuente: Código ACI-318. ....	19
Tabla 5: Diámetros mínimos y máximos de las varillas de refuerzo. ....	19
Tabla 6: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M. ....	23
Tabla 7: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. ....	25
Tabla 8: Clasificación de los perfiles de suelo. ....	26
Tabla 9: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa. ....	27
Tabla 10: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd. ....	28
Tabla 11: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs. ....	28
Tabla 12: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. ....	31
Tabla 13: Valores de $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de la altura de piso. ....	32
Tabla 14: Configuraciones estructurales recomendadas. ....	32
Tabla 15: Configuraciones estructurales no recomendadas. ....	33
Tabla 16: Coeficientes de irregularidad en planta. ....	34
Tabla 17: Coeficientes de irregularidad en elevación. ....	35
Tabla 18: Coeficientes que dependen del tipo de estructura. ....	38
Tabla 19: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. ....	39
Tabla 20: Valor de k que depende de T. ....	40
Tabla 21: Valor Z de la comuna Sinchal, Provincia de Santa Elena. ....	44
Tabla 22: Combinaciones de carga. ....	45
Tabla 23: Factores de reducción de resistencia, $\phi$ . ....	46
Tabla 24: Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losa en una	

dirección.....	47
Tabla 25: Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losa en una dirección.....	48
Tabla 26: Espesor de losas en una dirección macizas no preesforzadas.....	49
Tabla 27: Altura mínima de vigas no preesforzadas.....	51
Tabla 28: $A_v$ , min requerido.....	52
Tabla 29: Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no preesforzados.....	52
Tabla 30: Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante.....	53
Tabla 31: $V_c$ para miembros no preesforzados.....	53
Tabla 32: Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.....	60
Tabla 33: Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.....	62
Tabla 34: Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento.....	65
Tabla 35: Resistencia nominal del nudo a cortante $V_n$ .....	66
Tabla 36: $V_c$ para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante.....	73
Tabla 37: Resultados de los momentos que actúan sobre la losa.....	83
Tabla 38: Resultados de cada $\omega$ .....	84
Tabla 39: Resultados de cada cuantía de acero.....	84
Tabla 40: Resultados de la cuantía reemplazando las que eran menores que la cuantía mínima.....	84
Tabla 41: Área de acero.....	85
Tabla 42: Cargas muertas actuantes en la estructura.....	89

Tabla 43: Predimensionamiento de vigas. ....	92
Tabla 44: Predimensionamiento de columnas.....	93
Tabla 45: Cargas actuantes sobre la zapata.....	94
Tabla 46: Datos para definición de espectro de diseño Nec-2015 (NEC-SE-DS)...	102
Tabla 47: Sección de columnas corregidas. ....	105
Tabla 48: Distribución sísmica vertical de la estructura. ....	106
Tabla 49: Chequeo de derivas de la estructura (0.9D+Ex). ....	108
Tabla 50: Chequeo de derivas de la estructura (0.9D-Ex). ....	109
Tabla 51: Efecto de segundo orden (-Dx-0.3Dy).....	110
Tabla 52: Efecto de segundo orden (D+L).....	110
Tabla 53: Índice de estabilidad. ....	110
Tabla 54: Momentos de diseño NEC15 de vigas 25x30.....	113
Tabla 55: Refuerzo longitudinal de vigas. ....	117
Tabla 56: Valores de diagrama P-M nominal y de diseño. ....	135

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1: Características de los elementos a flexión.....	20
Figura 2: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.....	21
Figura 3: Separación de estribos. ....	22
Figura 4: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona	

Z. ....	25
Figura 5: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. .....	29
Figura 6: Curvas de peligro sísmico, Santa Elena. ....	44
Figura 7: Cortante de diseño para viga. ....	54
Figura 8: Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido. ....	55
Figura 9: Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente. ....	57
Figura 10: Ejemplo de refuerzo transversal en columnas. ....	61
Figura 11: Área efectiva del nodo. ....	64
Figura 12: Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyada lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos. ....	69
Figura 13: Tipos de cimentaciones. ....	71
Figura 14: Levantamiento topográfico de la institución. ....	75
Figura 15: Curvas de Nivel de la Comuna Sinchal. ....	75
Figura 16: Calicata realizada en los terrenos de la unidad educativa Cesáreo Carrera Andrade. ....	76
Figura 17: Muestra extraída en forma cubica. ....	77
Figura 18: Propuesta de diseño arquitectónico de un pabellón de tres plantas. ....	78
Figura 19: Losa aligerada en una dirección del pabellón a diseñarse. ....	81
Figura 20: Viga T en losa. ....	81
Figura 21: Diagrama de momentos. ....	82
Figura 22: Diagrama de momento con el resultado de cada Mu. ....	83



Figura 23: Detalle del nervio dado en el eje y. ....	86
Figura 24: Detalle de losa aligerada. ....	88
Figura 25: Detalle estructural de losa aligerada del pabellón. ....	88
Figura 26: Pórtico de la edificación con carga según su ocupación. ....	89
Figura 27: Diseño de zapata en dos direcciones. ....	95
Figura 28: Diseño a cortante en una dirección. ....	98
Figura 29: Plano estructural de zapata aislada. ....	101
Figura 30: Curva de espectro elástico de Sinchal. ....	104
Figura 31: Análisis del modelo estructural por medio de Etabs. ....	105
Figura 32: Momentos de pórtico 3. ....	113
Figura 33: Cortante equivalente de viga 25x30. ....	119
Figura 34: Refuerzo longitudinal de viga 25x30. ....	123
Figura 35: Detalle armado de viga 25x30. ....	123
Figura 36: Cortante equivalente de viga 35x55. ....	124
Figura 37: Refuerzo longitudinal de viga 35x55. ....	127
Figura 38: Detalle armado de viga 35x55. ....	128
Figura 39: Diagrama de momentos (M 3-3) del pórtico C. ....	129
Figura 40: Diagrama de interacción para diseño de columnas. ....	130
Figura 41: Diagrama de interacción de columna (45x45) cm. ....	132
Figura 42: Detalle del refuerzo longitudinal de las columnas. ....	133
Figura 43: Diagrama de interacción P-M de columna (45x45). ....	135
Figura 44: Detalle de columna con refuerzo longitudinal y transversal. ....	140
Figura 45: Conexión Viga-columna. ....	141



# LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo 1: Modelamiento de primer piso. ....	149
Anexo 2: Modelamiento de segundo piso. ....	149
Anexo 3: Modelamiento de tercer piso. ....	149
Anexo 4: Modelamiento en 3D. ....	150
Anexo 5: Diseño de escuela modelada. ....	150
Anexo 6: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 35x55. ....	151
Anexo 7: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 35x50. ....	151
Anexo 8: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 25x30. ....	152
Anexo 9: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 25x35. ....	152
Anexo 10: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 20x25. ....	153
Anexo 11: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 20x30. ....	153
Anexo 12: Detalle de refuerzo longitudinal y transversal de columna 35x35 y reducción en la tercera planta. ....	154
Anexo 13: Detalle de refuerzo longitudinal y transversal de columna 45x45 y reducción en la tercera planta. ....	155

# **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE TRES PLANTAS PARA LA UNIDAD EDUCATIVA “CESÁREO CARRERA ANDRADE”, UBICADO EN LA COMUNA SINCHAL, DE LA PARROQUIA MANGLARALTO, DEL CANTÓN SANTA ELENA, APLICANDO EL CÓDIGO ACI-318-19 Y NORMAS NEC 2015”**

**Autores:** Chalén Fernández Jonathan Gerardo

Rivera Yagual Ronald Leandro

**Tutor:** Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

## **RESUMEN**

El presente trabajo de titulación tiene como tema principal la necesidad de aulas en la Unidad Educativa “Cesáreo Carrera Andrade”, que afecta a los estudiantes de la comuna de Sinchal y comunas aledañas, en la Provincia de Santa Elena, basándose en la problemática se plantea como solución el análisis y diseño de un pabellón de tres plantas aplicando las normas ecuatorianas (NEC-2015) y el código ACI 318-19, obteniéndose de ello el cálculo y el análisis estructural. La metodología de trabajo está basada en la recopilación de información mediante estudios preliminares, el cual ayudó a establecer las siguientes variables como: conocer el terreno, las características mecánicas del suelo el cual ayudó a encontrar la capacidad portante del suelo que sirvió para el diseño de la cimentación del edificio, la ubicación del pabellón a diseñarse, el área adecuada que ocupa la estructura que es de 289 m<sup>2</sup>, con altura de entrepiso de 3,05 m, el diseño arquitectónico está compuesto por 4 aulas en planta baja y en la segunda planta cada una de ellas con un área de 52,5 m<sup>2</sup>, mientras que en la tercera planta cuenta con 2 aulas, una sala de cómputo y un área administrativa, y el detalle estructural de cada elemento que compone la edificación. Para el análisis estructural de la edificación se utilizó el software Etabs v19, en el cual se modeló la estructura aplicando las respectivas cargas y combinaciones de cargas; mediante los resultados obtenidos se procedió a realizar el chequeo de: el índice de estabilidad, efectos de segundo orden, derivas de pisos y torsión. Una vez hecho el análisis quedan definidas las secciones de columnas y vigas, y mediante ello se define la cantidad de acero de refuerzo de cada una de ellas.

***Palabras claves:** Diseño estructural, Norma Ecuatoriana de construcción, diseño sísmico, análisis sismo-resistente.*

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE TRES PLANTAS PARA LA UNIDAD EDUCATIVA “CESÁREO CARRERA ANDRADE”, UBICADO EN LA COMUNA SINCHAL, DE LA PARROQUIA MANGLARALTO, DEL CANTÓN SANTA ELENA, APLICANDO EL CÓDIGO ACI-318-19 Y NORMAS NEC 2015”**

**Autores:** Chalén Fernández Jonathan Gerardo

Rivera Yagual Ronald Leandro

**Tutor:** Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

## **ABSTRACT**

The main theme of this degree work is the need for classrooms in the educational unit "Cesáreo Carrera Andrade" that affects the students of the commune of Sinchal and surrounding communes, in the Province of Santa Elena, based on the problem, the analysis and design of a three-story pavilion applying the Ecuadorian standards (NEC-2015) and the ACI 318-19 code is proposed as a solution, obtaining from it the calculation and structural analysis. The work methodology is based on the collection of information through preliminary studies, which helped to establish the following variables such as: to know the terrain, the mechanical characteristics of the soil which helped to find the bearing capacity of the soil that served for the design of the foundation of the building, the location of the pavilion to be designed, the adequate area occupied by the structure which is 289 m<sup>2</sup>, with a mezzanine height of 3.05 m, the architectural design of the building, which consists of 4 classrooms on the first floor and on the second floor, each with an area of 52.5 m<sup>2</sup>, while the third floor has 2 classrooms, a computer room and an administrative area, and the structural detailing of each element that makes up the building. For the structural analysis of the building, the Etabs v19 software was used, in which the structure was modeled by applying the respective loads and load combinations. The results obtained were used to check the stability index, second order effects, floor drifts and torsion. Once the analysis was done, the column and beam sections were defined, and the amount of reinforcing steel for each of them was defined.

**Key words:** Structural design, Ecuadorian construction standard, seismic design, seismic-resistant analysis.

# CAPÍTULO I: INTRODUCCION

En el Ecuador desde años memorables se viene tomando en cuenta lo importante que es estudiar, analizar y diseñar una estructura antes de que empiece su construcción, basándose principalmente en el cumplimiento de normas y códigos que son utilizados para este tipo de estudios. Como parte fundamental del diseño se efectúa un estudio basado en la resistencia sísmica, puesto que el país se encuentra dentro del denominado cinturón de fuego del pacífico, lugar donde se libera el 90% de la energía sísmica del planeta, que frente a sus costas la Placa Oceánica de Nazca subducta de forma oblicua bajo la Placa Continental Sudamericana, definiendo principalmente tres tipos de sismos: interplaca o tipo thrust, superficiales o corticales e intraplaca de profundidad intermedia. Además, su relieve orográfico determina un potencial riesgo volcánico.

Se conoce que el Ecuador es un país con alto nivel de actividad sísmica, y estos eventos sísmicos son muy difícil de predecir, por este factor es que se debe tener un plan de contingencia para que en el momento que surja un movimiento de gran magnitud se pueda evitar pérdidas humanas, daños severos en la estructura, o evitar el colapso del mismo, es por esta razón que en el país se ha considerado de mayor importancia el estudio del sitio donde se requiere edificar para conocer la magnitud de intensidad sísmica de la zona, y desarrollar el estudio y aplicación adecuada de las normas y códigos que ésta requiera para un adecuado diseño.

El Litoral ecuatoriano es caracterizado por una complejidad morfo-estructural, en la parte sur, en el Golfo de Guayaquil, sistemas distintivos son asociadas a la abertura de la corteza continental a través de fallas de tipo normales y de cizallas, un rasgo distinto es presente en el prisma de acreción junto al límite de la fosa tectónica de subducción, donde sistemas de fallas inversas de bajo ángulo de cerca de 70 Km de longitud podrían indicar una estructura sismogénica “fallas megasplay.”

Con base en el estudio del geólogo Chunga et al. (2019) la placa de Nazca lleva el Carnegie Ridge, que es una cadena montañosa de montes submarinos que resulta del vulcanismo del punto caliente de Galápagos. La subducción de esta cordillera submarina, que tiene un desnivel medio de hasta 2,5 km; ha influido en la geodinámica

de la zona costera del Ecuador, así como en su geomorfología costera y características sismogénicas.

Durante tiempos históricos se tiene conocimiento de terremotos que han ocasionado destrucción en ciudades y poblados de todos los continentes de la tierra. Un elevado porcentaje de los centenares de miles de víctimas cobradas por los sismos, se debe al colapso de construcciones hechas por el hombre.

En el 2016, ocurrió un sismo muy severo de magnitud Richter de 7.8 grados, que destruyó la infraestructura de casi toda la provincia de Manabí y parte de la provincia de Esmeraldas, inclusive en la ciudad Guayaquil (a 350 Km de distancia epicentral), colapsó un viaducto. (Moncayo, et al 2017).

Las pérdidas económicas sufridas en estos terremotos han puesto como prioridad implementar metodologías de diseño que permiten tanto al diseñador, como al propietario del edificio, elegir un nivel deseado de desempeño sísmico para determinar los niveles apropiados de movimientos de tierra, con el propósito de obtener un mejor rendimiento para el edificio y los componentes no estructurales y satisfacer las ilusiones del propietario de construir su edificación para el futuro. (Zambrano & Aguilar 2016).

De acuerdo con los estudios realizado por Rivadeneira (2020) nos manifiesta que es importante conocer de manera general las zonas más propensas a sismos y aquellas en las que la profundidad tiende a ser menor, esta información permite tomar medidas de seguridad para disminuir las pérdidas materiales y humanas. El riesgo sísmico resulta de la combinación de 3 factores: peligro sísmico, nivel de exposición, vulnerabilidad al daño de las edificaciones. El análisis de vulnerabilidad se realiza a través de funciones de vulnerabilidad o fragilidad, que relacionan probabilísticamente una medida de intensidad sísmica con una medida de daño en la edificación según la NEC (2015).

## **1.1. Antecedentes**

En los años de 1927 en una comunidad cerca de Valdivia-Santa Elena (ruta del sol), la



comuna de Sinchal dentro de sus requerimientos como una sociedad creciente se ve en la necesidad de dar educación a sus hijos, por lo cual crean La Escuela Fiscal Mixta “Cesáreo Carrera Andrade” se encuentra ubicada en el Recinto Sinchal, jurisdicción de la Parroquia Manglaralto, Cantón Santa Elena, Provincia de Santa Elena. La mencionada Escuela se creó como una necesidad prioritaria, para la formación educativa de esta comunidad en el año de 1927; como Escuela Particular de niños en 1929.

Al transcurrir el tiempo, las exigencias de la educación pedían mejores condiciones, es así que logran conseguir que la escuela sea Municipal. A partir de 1944 con el apoyo unánime de los padres de familias, gestionan para conseguir una partida fiscal debido a la unificación las escuelas; Sebastián de Benalcázar (para mujeres) y Eloy Alfaro (para varones). La Dirección Provincial de Educación de Guayas al dar una partida fiscal exigió que la escuela tenga un nuevo nombre, ya que en el momento se encontraban muchas escuelas “Eloy Alfaro” por lo que se designó el nombre del noble jurisconsulto y poeta Cesáreo Carrera Andrade, tal designación se la dio en un acuerdo de creación el 22 de junio de 1953, llevando el mismo nombre hasta la actualidad.

Debido al crecimiento de la población a lo largo de estos años en el año 2014 se ve en la necesidad de dar educación básica y bachillerato. Actualmente la institución cuenta con 36 docentes. La comuna Sinchal, ubicada en el Cantón Santa Elena, Provincia de Santa Elena, con un área de 280.08 hectáreas y con un aproximado de 800 habitantes, tiene lo necesario para que sus residentes puedan desarrollarse, esta cuenta con un establecimiento de Educación con un área de 6604 m<sup>2</sup> en la que cuenta con cerramiento y 3038 m<sup>2</sup>, tanto en la parte exterior como interior la escuela cuenta con aulas móviles, una cancha y una casa de vigilancia provisional.

El establecimiento alberga a estudiantes de la comunidad y poblaciones aledañas debido a la falta de infraestructura y otras carencias que poseen.

La comuna Sinchal lleva legalizada hace más de 80 años, cuenta con calles en estado no tan favorables, erosionadas y meteorizadas, en la cual ninguna de las tres que disponen, cuentan con lo necesario para poder potenciar sus recursos y lograr su objetivo que son la comunicación interna y movilidad ya que carecen de diseños,

resultado de estudios topográficos, análisis y diseño geométricos. Presenta vías en deterioro, lo cual dificulta la movilidad en tiempos de invierno, ocasionando la dificultad de trasladarse a los comerciantes y estudiantes a su punto de desarrollo de actividades.

La unidad educativa no abastece para la cantidad de alumnos que este acoge y no brinda la comodidad necesaria para que los estudiantes logren desarrollar sus capacidades intelectuales. A su vez los representantes del alumnado se mantienen en zozobra y temen por la seguridad de sus descendientes, ya que la zona donde funciona como educación inicial tiene como salón de clases las aulas móviles y estas se encuentran a la intemperie.

La falta de establecimientos educativos se torna cada vez en una necesidad de vital importancia, debido al crecimiento poblacional de la comuna y de sectores cercanos al mismo. Conociendo, lo que nos dice el Plan del buen vivir: Garantizar una vida digna con iguales oportunidades para todas las personas; que especifica en la política, promover el uso y el disfrute de un hábitat seguro, que permita el acceso equitativo a los espacios públicos con enfoque inclusivo.

Teniendo en cuenta el terremoto ocurrido el 16 de abril del 2016, se requiere tener una estructura que cumpla con toda la rigurosidad de las normas, debido a que hubo gran cantidad de estructuras de desempeño sísmico esencial y especial, que sufrieron daños estructurales.

Ocasionando pérdidas materiales y humanas, debido al colapso inminente de las edificaciones sin tener en cuenta las normas que rigen a nuestro país como Nec2015 y ACI318-19.

## **1.2. Planteamiento del problema**

La tasa de abandono escolar en América Latina es 17% y es mayor en las zonas rurales, según la UNESCO. Está comprobado que tener escuelas en buen estado es determinante para lograr que los alumnos obtengan los resultados académicos esperados. Los expertos han mencionado que para que una infraestructura sea de

calidad debe contar con al menos los siguientes parámetros:

- Condiciones de comodidad para los estudiantes, docentes y administradores: espacios para los docentes y los alumnos, con temperatura adecuada, ventilación e iluminación adecuadas, con servicio de agua, electricidad e Internet, así como baños y sus respectivos drenajes de aguas negras.
- Espacios para el desarrollo de ensayos y prácticas como bibliotecas, laboratorios de ciencias naturales, de informática, física y química.
- Espacios para el desarrollo del talento y del entretenimiento, del deporte y la cultura.

Todas las instituciones deberían contar con todos estos factores para que sean llamadas de calidad de esta manera todo el personal, así como los estudiantes se sentirían seguros y conformes del lugar al que van, lo cual desembocaría con la tranquilidad y libertad a la hora de realizar el proceso de enseñanza aprendizaje señala CAF (2017).

En algunos países, el Banco Mundial encontró que invertir en instalaciones escolares tenía un efecto positivo y significativo en las tasas de asistencia de los alumnos. La evidencia empírica indica que existe una relación directa entre infraestructura escolar y rendimiento educativo, y que las inversiones en infraestructura educativa contribuyen a mejorar la calidad de la educación y a mejorar el desempeño económico de los países.

El Ecuador cuenta con instituciones educativas en zonas rurales el cual en muchas de estas existen un sin número de carencias, el cual no permite al alumnado desenvolverse de una manera correcta y segura. La preocupación de muchas entidades educativas y gubernamentales que aspiran a mejorar el sistema educacional en zonas rurales ha dejado de ser una opción, siendo abandonadas progresivamente tales propuestas de mejoras, que en muchas ocasiones han sido desatendidas y archivadas en el tiempo. Las instituciones educativas asentadas en áreas definidas como urbanas concentran el 76,3% de estudiantes a nivel nacional, mientras que aquellas en el área rural albergan al 23,7% restante. El Programa de Nueva Infraestructura Educativa tiene como objetivo dotar a las instituciones educativas públicas, de infraestructura, equipamiento

y mobiliario para incrementar el acceso de la población en edad escolar que está fuera del sistema educativo y mejorar la calidad de la infraestructura actual existente, para reducir los riesgos de los estudiantes que se encuentran en el sistema educativo público.

Se han establecido estándares que definen las condiciones de infraestructura que deben cumplir progresivamente todas las instituciones educativas para alcanzar niveles óptimos de calidad. La infraestructura educativa establece una tipología (tamaños de las instituciones educativas), de acuerdo al reordenamiento de la oferta educativa.

Este Programa se ejecutó entre el 2012 y 2017 en todo el territorio ecuatoriano, es decir en las 9 zonas administrativas definidas por SENPLADES y el Nuevo Modelo de Gestión Educativa. Tenían como propósito ampliar y mejorar la oferta de infraestructura escolar, para niños, niñas y adolescentes en edad escolar. A finales de 2017 tuvieron como finalidad reducir al 5% el número de personas que no asisten a establecimientos de educación formal.

Durante los primeros 4 años (2007-2011) invirtieron alrededor de USD 371,2 millones en obras de infraestructura escolar, desde la construcción de nuevos establecimientos, así como la reconstrucción, reparación y ampliación de la infraestructura existente y han intervenido 4.392 instituciones educativas. En el año 2012, a nivel nacional, realizaron adecuaciones y reparaciones en 1.350 instituciones educativas. Esta intervención benefició a 1'127.838 estudiantes en todo el Ecuador; y en el primer semestre del año 2013, se intervinieron alrededor 1.561 instituciones educativas, llevando a beneficiar a 635.557 estudiantes.

La problemática educativa en la zona rural de la Provincia de Santa Elena tiene connotaciones especiales que exigen una atención diferente y de manera inmediata, a fin de mejorar la calidad de la educación de estos establecimientos.

La comuna Sinchal de la Parroquia Manglaralto, Provincia de Santa Elena cuenta con una Unidad Educativa llamada “Cesáreo Carrera Andrade”, la cual brinda a su comunidad y a las comunidades de su alrededor una educación completa. La institución tiene muchas carencias y una de ellas es la falta de infraestructuras que

permitan un mejor desenvolvimiento, una mayor seguridad y buena comodidad para sus estudiantes. A falta de infraestructuras dentro del plantel autoridades de la comuna y de la institución han optado por crear aulas provisionales.

Esta problemática es de gran relevancia ya que por este tipo de carencias en la unidad educativa antes mencionada, esta no puede acoger a la gran mayoría de los alumnos de las comunidades aledañas, por ende los padres de familia optan por matricular a sus hijos en instituciones alejadas a su lugar de residencia y esto requiere de mayor economía tanto para su transportación y los útiles escolares que estas instituciones suelen pedir; por este y muchos motivos más gran parte de la población no solo de la comuna Sinchal, sino de otras comunidades optan por no mandar a estudiar a sus descendientes.

La necesidad de crear el diseño de un pabellón de tres plantas en la comuna donde se apliquen las normas necesarias para la construcción de este tipo de edificaciones es una gran alternativa para la comunidad, ya que por ello se obtendría un mejor desarrollo y desenvolviendo en el plantel, y una mayor seguridad para el estudiantado.

### **1.3. Alcance**

En el presente trabajo de titulación daremos un paso a un concepto muy amplio de conocimientos de análisis estructurales, el proyecto se centra en aplicar normas existentes para la construcción, y en la ejecución de un análisis sismo resistente de la estructura. En este caso, el trabajo se centra en básicamente en buscar un mejor estatus de vida de quienes habitan en dicho sector y aledaños al mismo, puesto que la comuna no cuenta con más establecimientos educativos.

Conociendo a su vez que la institución abre sus puertas desde primer año de educación básica hasta tercero de bachillerato. Y concretamente brindando una posible tentativa a la implementación de un pabellón de aulas en la Unidad Educativa “Cesaréo Carrera Andrade” en la comuna Sinchal, debido al crecimiento poblacional, en la cual optan por dar sus primeros pasos en dicha institución, cumpliendo así en el análisis respectivo y con las debidas normas de construcción vigente en nuestro país.

Desarrollándose dentro de la institución debido que, a la falta de recursos, esta no cuenta con pabellones de dos o más plantas, que a su vez muestra una gran desproporción de alumnos por aulas, que por falta de infraestructuras se han visto en la necesidad de implementar aulas móviles al exterior de la institución, siendo este el gran temor de las familias de la institución y sin olvidar a los futuros bachilleres que se encuentran en las mismas situaciones, pero dentro de la institución.

El objetivo principal del proyecto es lograr que el diseño llegue a cumplir con todos los parámetros adecuados para este tipo de edificaciones y que esta no tenga consecuencias durante y después de su ejecución. No obstante, obteniendo resultados positivos en poco tiempo con la implementación de una infraestructura completa, que permitirá a las autoridades tener un mejor manejo de espacios recreativos y mayor control del estudiantado.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo general**

Diseñar un pabellón de tres plantas para estudiantes de la U.E Cesáreo Carrera Andrade, ubicado en la comuna Sinchal, de la parroquia Manglaralto, del cantón Santa Elena, aplicando las normas NEC 2015 y ACI-318-19.

### **1.4.2. Objetivos específicos**

- Elaborar un plano arquitectónico para conocer la distribución de los cursos.
- Determinar el lugar adecuado donde estará ubicado el pabellón, elaborando un plano topográfico.
- Realizar un estudio geotécnico que permita conocer la capacidad de carga del suelo donde estará ubicado el pabellón.
- Realizar el análisis de la estructura mediante el software ETABS aplicando normas y reglamentos vigentes en el país.
- Elaborar un plano estructural con las especificaciones técnicas.

## **1.5. Justificación**

El desarrollo de este proyecto tiene como finalidad diseñar una edificación creando espacios equivalentes a aulas convencionales debido a la necesidad de desarrollar ingenios versátiles aptos para distintos aprendizajes, todo ello, y mucho más, exige un riguroso contraste del centro educativo que busca al alumno sin formar para que egrese como un alumno formado, satisfaciendo grupos de interés que de forma directa o indirecta hacen posible su propia viabilidad.

Actualmente Sinchal cuenta con la Unidad Educativa, “Cesaréo Carrera Andrade”, la cual ofrece los servicios de escuela-colegio, para que los niños, adolescentes puedan desarrollar sus conocimientos, a su vez la unidad educativa presenta ciertas necesidades y la principal carencia es la falta de pabellones.



# **CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO**

## **2.1. Fundamentación Teórica**

En este capítulo se muestran los conceptos fundamentales que forman parte de la propuesta de este proyecto de investigación el cual ayudará a entender con más exactitud lo que se quiere expresar en los siguientes capítulos, y dentro de ello se detallarán también cada una de las normas y códigos que serán utilizadas como parte del diseño del pabellón de tres plantas.

En la actualidad existen diferentes maneras de construir una edificación, ya sea esta de hormigón armado, de acero o mixta. Para ello es muy necesario que antes de poner en pie cualquier estructura esta debe ser estudiada y analizada para verificar si está cumpliendo con los requisitos básicos que dicta la norma ecuatoriana NEC-15, el ACI 318-19 o cualquier otra norma a aplicarse dentro del ámbito de la construcción.

## **2.2. Marco conceptual**

### **2.2.1. Cargas**

Uno de los requisitos principales para un diseño estructural es tener definido el tipo de cargas que actuarán sobre la estructura durante su tiempo de vida útil. Por lo general las cargas se clasifican en dos, que son las más relevantes en el diseño, estas son: la carga viva y muerta, pero también se la puede distribuir dependiendo a la manera en la que actúa la estructura, por naturaleza o de otras maneras.

### **2.2.2. Carga viva**

Son cargas gravitacionales, que son producidas dependiendo del tipo de ocupación que se le va a dar a la estructura, también se representan por cargas que no son estables dentro de ella, estas pueden ser las personas que habitan la edificación, los mobiliarios, maquinarias, entre otros. Es un peso que actúa verticalmente por tanto no incluye la carga eólica, a la hora de diseñar la construcción, los ingenieros

consideran estos eventos y estiman así la carga que debe resistir el edificio.

### **2.2.3. Carga muerta**

Estas son cargas de magnitud constante que permanecen en la estructura durante toda su vida útil, esto incluye el peso propio de la estructura y los componentes que permanecen en ello permanentemente como paredes, vigas, columnas, cubierta, instalaciones, escaleras, etc.

### **2.2.4. Combinación de cargas**

Toda estructura debe ser diseñada para soportar combinaciones de diferentes tipos cargas. Las cargas que se encuentran sobre la estructura deben ser analizadas con la ayuda de ciertas combinaciones que la norma tiene definida, dependiendo del tipo de carga. Estas combinaciones se realizan mediante la multiplicación de un factor de carga, este depende de cada caso de carga.

De estas combinaciones se obtiene un resultado que garantiza una estructura segura que experimenta las máximas condiciones de cargas posibles.

### **2.2.5. Levantamiento topográfico**

Estudio el cual consiste en recoger datos para trazar planos de un área de terreno. Este estudio permite visualizar dentro del terreno ciertas características físicas, geológicas y geográficas, y a su vez sus variaciones y alteraciones. El levantamiento topográfico ayuda a facilitar el trabajo en construcciones mediante puntos que se marcan en el terreno el cual guían su ejecución.

### **2.2.6. Estructura sismo resistente**

La estructura sismo resistente consiste en el diseño adecuado para que la estructura de una edificación pueda resistir lo suficiente a las acciones causadas por las fuerzas que surgen por un movimiento sísmico. En el diseño de pórticos sismo-resistentes se utilizan disímiles materiales como: la mampostería, el hormigón armado y además el acero estructural, que ha resultado ser el material que más se acerca a un

comportamiento linealmente elástico.

### **2.2.7. Peligro sísmico**

Según Quinde & Reinoso (2016) lo definen como caracterizar de la manera más precisa posible, los niveles de movimiento del terreno que deberá soportar una determinada estructura. Se busca que el nivel de demanda sísmica se encuentre asociado a un nivel de desempeño de la estructura determinado previamente, de manera que se puedan controlar los daños que ocasionaría el evento sísmico.

### **2.2.8. Riesgo sísmico**

Guardia (2012) Indica que se entiende como riesgo sísmico a la convolución entre la amenaza o peligrosidad sísmica, la exposición y la vulnerabilidad. El riesgo sísmico se puede clasificarse según los elementos a evaluar y de acuerdo a la forma de estimación del grado de daño esperado en las estructuras. Según los elementos a evaluar, se clasifica en: estructural, no estructural, funcional, social y sistemático.

### **2.2.9. Efecto de sitio**

Chávez-García & Montalva (2014) Nos dicen que es el resultado del movimiento del terreno debido a la incidencia de ondas sísmicas en un punto dado, el cual depende naturalmente de los parámetros asociados a la fuente sísmica que las originó y de la atenuación de la energía sísmica conforme se propaga desde la fuente al sitio de interés.

### **2.2.10. Espectro de diseño**

En los respecta a la Sísmica de Suelos ( 2018) menciona, que los espectros de diseño propuestos para el análisis dinámico estructural, se construyen a partir de la familia de espectros de respuesta calculados para un sitio, representativos de la respuesta de estructuras sometidas al ambiente sísmico que afecta a la región y tomando en cuenta el efecto de amplificación local teniendo en consideración el tipo de suelo del sector en donde será analizada la estructura. Los mapas de zonificación sísmica, en la mayoría de los países, tienen un período de retorno de 475 años

correspondientes a sismos muy intensos, a través de los cuales se elaboran los espectros de respuesta elásticos.

### **2.2.11. Torsión en estructura**

Hernández & López (2007) indican, que la torsión global representa al fenómeno de equilibrio mecánico entre las deformaciones que la estructura manifiesta como rotaciones de las plantas de la edificación en su plano (horizontal) y las sollicitaciones resultantes según el eje vertical, denominadas pares de fuerzas o momentos torsores (o torques acumulados, designando como torques a los pares de fuerzas directamente aplicados).

### **2.2.12. Deriva de pisos**

La NEC (2015) la conceptualiza como el desplazamiento lateral relativo de un piso, en particular por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso (NEC-SE-HM, 2015).

### **2.2.13. Cortante basal**

Saavedra (2016), Define que el cortante basal en una estructura es la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, el cual se manifiesta en la base del mismo. Estos cortantes en cada piso no son más que la aplicación de la fuerza sísmica en un nivel determinado y que se va acumulando a medida que nos vamos acercando a la base. El cortante basal nos ayuda a calcular lo que son las fuerzas laterales que se dan como consecuencia de las fuerzas de inercia que provocan a un sistema de  $n$  grado de libertad, siendo estas distribuidas a lo largo de las diferentes alturas de la estructura, a partir de los datos obtenidos de las tablas .

### **2.2.14. Ductilidad**

Nakano, (2006) Define a “la ductilidad como la capacidad de un elemento estructural para sufrir deformaciones plásticas sin perder su resistencia.

La falla de cortante debe ser evitada, primero que nada, dado que causa pérdida repentina de resistencia lateral sin suficiente disipación de energía”. La ductilidad de una estructura depende de la planificación estructural básica, tales como el mecanismo de cedencia de la estructura y la distribución de rigidez y la ductilidad del miembro.

### **2.3. Marco Normativo**

El marco normativo abarca un conjunto de reglamentos, criterios, metodologías, normas y códigos que dan fundamento al proyecto de investigación. Este establece la forma en la que se debe desarrollar el proyecto y así lograr alcanzar los objetivos planteados en el mismo. En el caso de este proyecto de titulación las normas principales que se aplican para la ejecución de esta investigación son: Normas Ecuatorianas de la construcción (NEC-2015) y el ACI 318-19.

### **2.4. Norma ecuatoriana de la construcción NEC-2015**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 “NEC-15”, consta de varias normativas que toda construcción debe aplicar de manera obligatoria, estas normas establecen los requisitos básicos para una buena calidad y seguridad que toda edificación debe tener durante su proceso de construcción.

Dichas normas detallan los parámetros, objetivos y procedimientos.

Se clasifican en 3 ejes principales:

- Seguridad Estructural (NEC - SE)
- Habitabilidad y Salud (NEC - HS)
- Servicios Básicos (NEC - SB)

#### **2.4.1. CARGAS (NO SÍSMICAS) NEC - SE – CG**

La NEC (2015), NEC-SE-CG establece el tipo de cargas a considerar para el cálculo y diseño de toda edificación. Las combinaciones de cargas incluyen las cargas accidentales tratadas en las NEC-SE-DS y NECSE-RE (cargas sísmicas). Las otras cargas no serán incluidas en los cálculos.

## Reducción de las cargas vivas

En esta sección de la NEC (2015) se detallan las limitaciones de ciertas cargas las cuales no se podrá reducir las sobrecargas, estos son:

- **Sobrecargas en cubiertas.**
- **Cargas sobrecargas pesadas.**
  - ✓ No se reducirá la sobrecarga cuando el valor de la carga viva sea mayor a 4.8 kN/m<sup>2</sup>.
  - ✓ Cuando existan sobre el elemento de soporte dos o más pisos, se podrá reducir de 20% la sobrecarga.
- **Estacionamientos para vehículos de pasajeros.**
- **Ocupaciones especiales.**
  - ✓ No se permite reducción de sobrecargas en lugares de reuniones públicas.
- **Limitaciones para losas en una dirección.**
  - ✓ El área tributaria  $A_T$  para losas en una dirección, no podrá exceder una superficie definida por un ancho de la losa, normal a la luz, igual a 1.5 veces la luz principal de la losa y la luz de la losa.

### Caso general

Conforme con lo que se indica en las limitaciones anteriores, para calcular la carga reducida de los elementos estructurales, se utiliza la siguiente ecuación:

$$K_{LL}A_T \text{ ecuación (1)}$$

El cual si el resultado de la ecuación (1) es mayor a 35 m<sup>2</sup>, la sobrecarga se calculará con la siguiente ecuación:

$$L = L_0 \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \text{ ecuación (2)}$$

Dónde:

**L:** Sobrecarga distribuida en kN/m<sup>2</sup>, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

$L_o$ : Sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

$K_{LL}$ : Factor de sobrecarga según el elemento de soporte.

$A_T$ : Área tributaria en metros cuadrados.

Tabla 1: Factor de sobrecarga del elemento de soporte  $K_{LL}$ .

Elemento	$K_{LL}$
<b>Columnas</b>	
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2
Vigas de borde sin losas en volado	2
Vigas interiores	2
<b>Todos los demás elementos no identificados incluyendo:</b>	
Vigas de borde con losas en volado	
Vigas en volado	
Losas en una dirección	1
Losas en dos direcciones	
Elementos que no tengan mecanismos de transferencia de cortante normal a la dirección de la luz	

Nota: fuente NEC (2015) NEC-SE-CG, p. 13.

### Símbolos y notación

Como se detalla en la sección 1.3 de la NEC (2015), NEC-SE-CG, los siguientes símbolos que se expresan a continuación son como se representan cada una de las cargas que serán utilizadas en las combinaciones.

- D** Carga permanente
- E** Carga de sismo
- L** Sobrecarga (carga viva)
- Lr** Sobrecarga cubierta (carga viva)
- S** Carga de granizo
- W** Carga de viento

### Combinación para el diseño por última resistencia

Toda estructura y sus elementos que la constituyen, deben ser diseñadas de tal forma que ésta pueda obtener una resistencia de diseño que iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas.

A continuación, se expresan las diferentes combinaciones:

<b>Combinación 1</b>	<b>Combinación 5</b>
1.4 D	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
<b>Combinación 2</b>	<b>Combinación 6</b>
1.2 D + 1.6 L + 0.5max[Lr ; S ; R]	0.9 D + 1.0 W
<b>Combinación 3</b>	<b>Combinación 7</b>
1.2 D + 1.6 máx.[Lr ; S ; R]+ máx.[L ; 0.5W]	0.9 D + 1.0 E
<b>Combinación 4</b>	
1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max [Lr; S; R]	

\*Para las combinaciones 3, 4 y 5:  $L = 0.5 \text{ kN/m}^2$  si  $L_0 \leq 4.8 \text{ kN/m}^2$  (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).

### Carga muerta: pesos de los materiales

La sección 4.1 de la NEC (2015) en la tabla 2 muestra los pesos de los materiales utilizados para el cálculo de la carga muerta total para este diseño.

Tabla 2: Pesos unitarios de materiales de construcción.

Material	Peso unitario $\text{kN/m}^3$
<b>B. Piedras artificiales</b>	
Baldosa cerámica	18.0
Hormigón armado	24.0

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-CG, p.21.

### Carga viva: sobrecargas mínimas

Como muestra la sección 4.2.1 en la tabla 3 se establecen los valores que serán utilizados para el diseño de esta estructura de acuerdo a la ocupación.

Tabla 3: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas,  $L_0$ , y concentradas  $P_0$ .

Ocupación o uso	Carga uniforme ( $\text{kN/m}^2$ )	Carga concentrada (kN)
Unidades educativas	2.00	4.50
Aulas	4.00	4.50
Corredores segundo piso y superior	4.80	4.50
Corredores primer piso		

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-CG, p. 30.



## 2.4.2. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO NEC - SE – HM

La NEC (2015), NEC-SE-HORMIGON ARMADO especifica los parámetros que se aplican para diseñar una edificación con un sistema resistente a cargas sísmicas, este sistema está compuesto por; pórticos especiales y muros estructurales de hormigón armado.

En el diseño de hormigón estructural, los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones que presente la norma.

### Requisitos de resistencia

En la sección 2.2.2 de la norma, se detalla el requisito básico que debe cumplir para obtener una resistencia requerida esta se basa en que debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones de carga.

El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera:

Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

**$P_u$** : Resistencia a carga axial requerida.

**$M_u$** : Resistencia a momento requerida.

**$V_u$** : Resistencia a cortante requerida.

## Resistencia a la compresión

La sección 3.3.1(a) expresa que para obtener una buena resistencia estructural el hormigón debe cumplir con los requisitos que la NEC-SE-HM dicta para las condiciones de exposición.

Se usarán los siguientes valores de resistencia especificada a la compresión:

- Valor mínimo para el hormigón normal:  $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Valor máximo para elementos de hormigón liviano:  $F'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

## Factores de reducción de resistencia

La sección 3.3.4(a) en la tabla 4 muestra los factores de reducción de resistencia expresadas a continuación:

Tabla 4: Factores de reducción de resistencia (fuente: Código ACI-318).

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia $\phi$
Secciones controladas por tracción.	0.90
Tracción axial.	0.90
Secciones controladas por compresión.	
Elementos con refuerzo transversal en espiral.	0.75
Otros elementos reforzados.	0.65
Cortante y torsión.	0.75
Aplastamiento.	0.65

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-HM, p. 34.

## Diámetros del acero de refuerzo

Según la sección 3.4.2 específica que en toda construcción de hormigón armado el refuerzo empleado en esta debe tener definido un diámetro nominal ( $d_b$ ), en la tabla 5 se expresan estos valores:

Tabla 5: Diámetros mínimos y máximos de las varillas de refuerzo.

Tipo	Diámetro mínimo de barra, $d_b$	Diámetro máximo de barra, $d_b$
Barras corrugadas	8 mm	36 mm
Alambre para mallas	4 mm	10 mm
Estribos	10 mm	16 mm

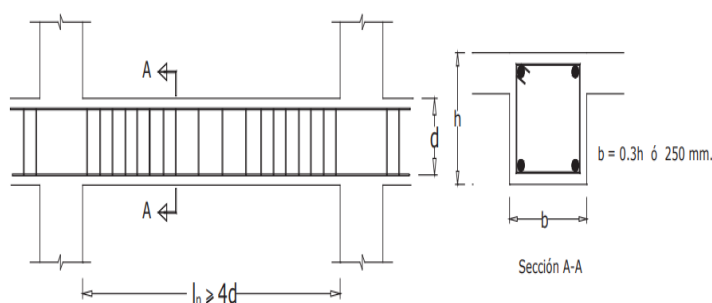
Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-HM, p. 37.

## Requisitos para elementos en flexión

La sección 4.2.1 indica que todo elemento estructural de pórticos en flexión, tales como vigas, columnas, entre otros, deberán cumplir las siguientes características:

- Ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas,
- Resistir esas fuerzas fundamentalmente por flexión,
- Las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento,  $P_u$ , no exceden  $0.10 F'c A_g$  en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas.
- La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal (véase Figura 1),
- El ancho mínimo  $b$  sea 250 mm (véase Figura 1),
- El peralte mínimo cumpla con los requisitos de ACI 318 sección 9.5

Figura 1: Características de los elementos a flexión.



Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-HM, p. 44.

El  $\phi V_n$  de vigas y columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b):

- a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.
- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por la NEC-SE-DS.

## Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión

La NEC (2015), NEC-SE-HM en la sección 4.2.5 expresa que toda sección de

un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el  $A_s$  proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_s \geq \max \left[ \frac{1.4}{f_y} b_w d; A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \right] \quad \text{ecuación (3)}$$

Dónde:

$A_{smin}$ : Área mínima de refuerzo de flexión ( $\text{mm}^2$ ).

$b_w$ : Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm).

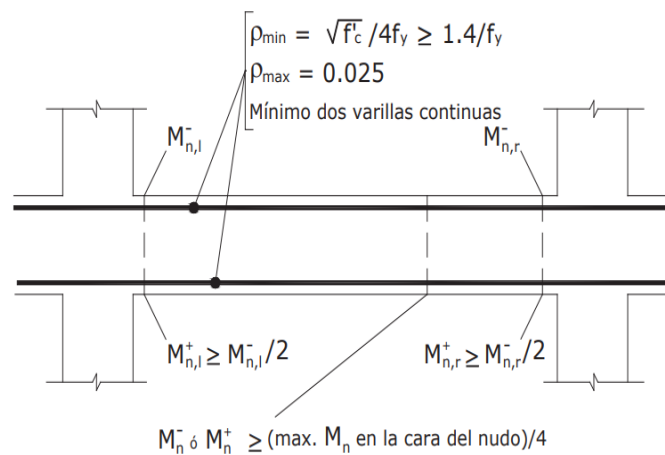
$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm).

$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa).

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del Hormigón (MPa).

Estos requisitos no son necesarios si el refuerzo colocado a lo largo del elemento en cada sección es al menos un tercio mayor al requerido por análisis.

Figura 2: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.



Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-HM, p. 46.

## Capacidad de momento

La sección 4.2.6 de norma NEC (2015) especifica que la capacidad del momento positivo  $M_+$ , en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior

a la mitad de la capacidad del momento negativo  $M^-$  en ese extremo:

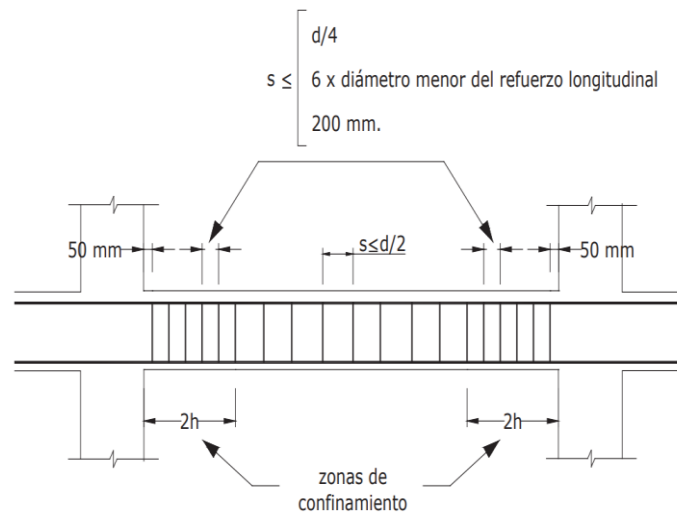
$$M^+ \geq 0.5M^-$$

Las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no deben ser inferiores a un 25% de la mayor capacidad de momento del elemento en la cara de cualquiera de los dos nudos.

### Ubicación de los estribos para confinamiento

La sección 4.2.8 (b) detalla que para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones (véase Figura 3): En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer estribo se coloca a 50 mm y el último a una distancia  $2 \cdot h$  de la cara de la conexión, y en longitudes  $2 \cdot h$  a cada lado de una sección en la que se puedan formar rótulas plásticas.

Figura 3: Separación de estribos.



Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-HM, p. 49.

### 2.4.3. GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES NEC - SE – GC

El capítulo NEC (2015), NEC-SE-GC detalla los criterios básicos que se aplican en la ejecución de estudios geotécnicos para la construcción de edificaciones, dichos estudios están basados principalmente en la investigación del comportamiento del suelo con relación a la edificación sobre el terreno, el fin de ello es proveer las recomendaciones geotécnicas para el diseño de cimentaciones futuras.

## Generalidades y metodología general para diseño de cimentación

La sección 6.1.1 especifica la función principal de una cimentación el cual esta se encuentra basada en la transición de las que soporta la estructura hacia el suelo, estas cargas son:

- Las cargas vivas y muertas de las edificaciones.
- Las cargas sísmicas sostenidas por el edificio e impartidas del propio suelo.

Los cimientos deben estar situados sobre materiales que cumplan características geomecánicas, mediante ello que logra garantizar los siguientes parámetros:

- La resistencia al corte y un idóneo desempeño de la estructura para los asentamientos generados en el subsuelo.
- Que la resistencia se mantenga por debajo de los estados límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos) en los diseños de cimentaciones.

### Estados límite de falla: capacidad de carga y factor de seguridad Indirecto (FSI)

Los factores de seguridad se emplearán para determinar los estados límites de falla y de servicio, en el factor de seguridad Indirecto se indica que en cualquiera de las metodologías utilizadas bajo el criterio de resistencia al corte podrán ser utilizados como mínimo los siguientes Factores de Seguridad Indirecta Mínimos (FSIM) para la capacidad portante de cimientos superficiales y de punta de cimentaciones profundas. En la tabla 6 se expresan los valores de FSI admisible.

Tabla 6: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M.

Condición	F.S.I. ADMISIBLE
Carga muerta + carga viva normal	3.0
Carga muerta + carga viva máxima	2.5
Carga muerta + carga viva normal + sismo de diseño pseudo estático	1.5

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-GC, p. 42.

### **Estado límite de falla: capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte**

La capacidad de carga admisible también conocida como capacidad portante del suelo, es la carga última dividida entre un factor de seguridad. La carga capacidad portante representa el esfuerzo aplicado sobre un suelo por medio de una cimentación, este se refiere a la capacidad de una estructura para soportar cargas aplicadas sobre la misma. En la sección 9.2 se muestra la expresión para poder calcular  $q_{adm}$  esta es igual a:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad \text{ecuación (4)}$$

Dónde:

$q_u$  Capacidad de carga última.

**FS** Factor de Seguridad.

#### **2.4.4. PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE NEC-SE-DS**

El capítulo de peligro sísmico que dicta la norma NEC (2015) está basada en el estudio para el análisis y diseño sísmico de las edificaciones, especificando esta los requerimientos y metodologías que se deben aplicar para el diseño. La función de la NEC (2015), NEC-SE-DS es brindar las herramientas de cálculos para que los calculistas y diseñadores puedan realizar el estudio y diseño de sus edificaciones, basándose ésta en los conceptos básicos de la ingeniería sísmica, permitiendo visualizar con más detalles los cálculos y mediante la obtención de los resultados del análisis lograr una buena toma decisión en el proceso de diseño.

Este capítulo estaba dirigido para el cálculo y diseño sismo resistente de estructuras, considerando el potencial sísmico del Ecuador, los requisitos establecidos en este capítulo son de cumplimiento obligatorio a nivel nacional, por lo tanto, todos los profesionales, empresas e instituciones públicas y privadas tienen la obligación de cumplir y hacer cumplir los requisitos mínimos aquí establecidos.

## Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico

La aceleración máxima en roca la cual se utiliza para diseñar una estructura sísmo resistente es representada por un valor Z, este depende de la zona donde se vaya a realizar la construcción, como se muestra en la figura 4, donde se logra visualizar el mapa del Ecuador se observa que el país se divide en 6 zonas sísmicas.

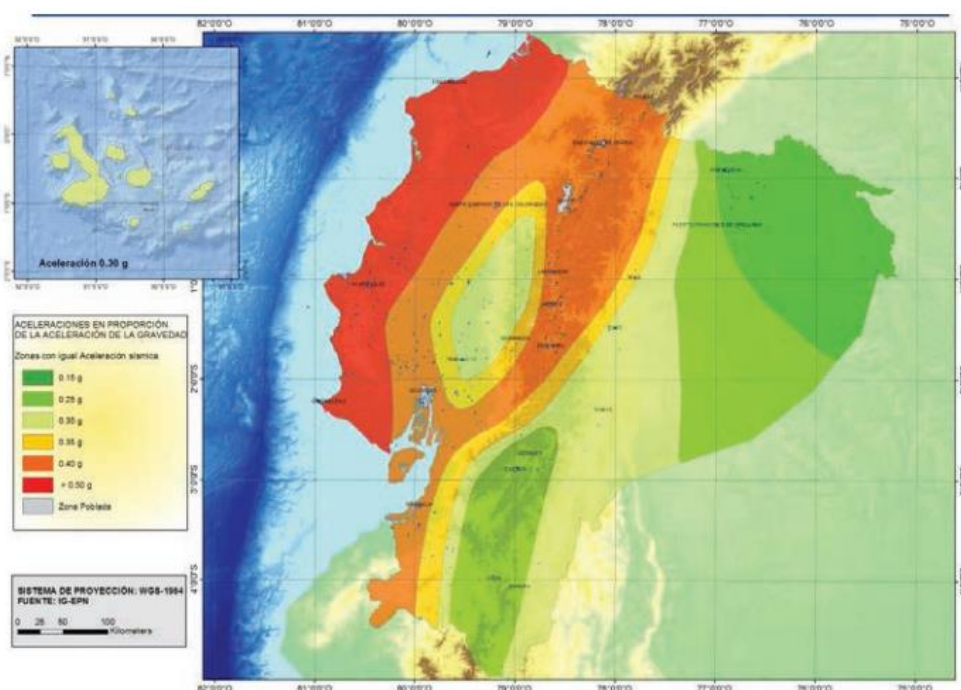
En la tabla 7 se detalla que todas las zonas son de alta amenaza sísmica, a excepción del nororiente que muestra una amenaza sísmica intermedia y el litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

Tabla 7: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico.	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 27.

Figura 4: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.



Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 27.



## Geología Local

### Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

La NEC (2015), NEC-SE-DS clasifica los perfiles de suelo en tipo A, B, C, D y E, en la tabla 8 se especifica la descripción de cada tipo de suelo, estos serán utilizados para el diseño sísmico. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos en la sección 10.5.4 y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo. Se encuentran informaciones complementarias para determinar los perfiles del suelo y realizar ensayos geotécnicos en el apéndice 10.5.2.

Tabla 8: Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
	Perfiles cumpla con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
E	Perfil que contiene un espesor total <i>H</i> mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases: F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	

---

F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( $H > 3\text{m}$  para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).

F3—Arcillas de muy alta plasticidad ( $H > 7.5\text{ m}$  con índice de Plasticidad  $IP > 75$ )

F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( $H > 30\text{m}$ )

F5—Suelos con contrastes de impedancia  $\alpha$  ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.

F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.

---

*Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 30.*

### Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Existen coeficientes de perfil del suelo que la norma NEC (2015), identifica como Fa, Fd y Fs, el cual amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para el diseño en roca, estos coeficientes dependen del tipo de perfil y el factor de Z del sitio.

En las tablas 9, 10 y 11, se especifican cada uno de los valores de estos coeficientes, para los suelos tipo F no se proporcionan valores de Fa, Fd ni de Fs, debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 10.5.4.

a) **Fa:** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la Tabla 9 se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

*Tabla 9: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.*

---

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

---

*Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 31.*

- b) **Fd**: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

En la Tabla 10 se presentan los valores del coeficiente  $F_d$  que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 10: Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$ .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 31.

- c) **Fs**: comportamiento no lineal de los suelos.

El coeficiente  $F_s$ , considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo.

Tabla 11: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$ .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 32.

## Componentes horizontales de la carga sísmica: espectro elástico de diseño

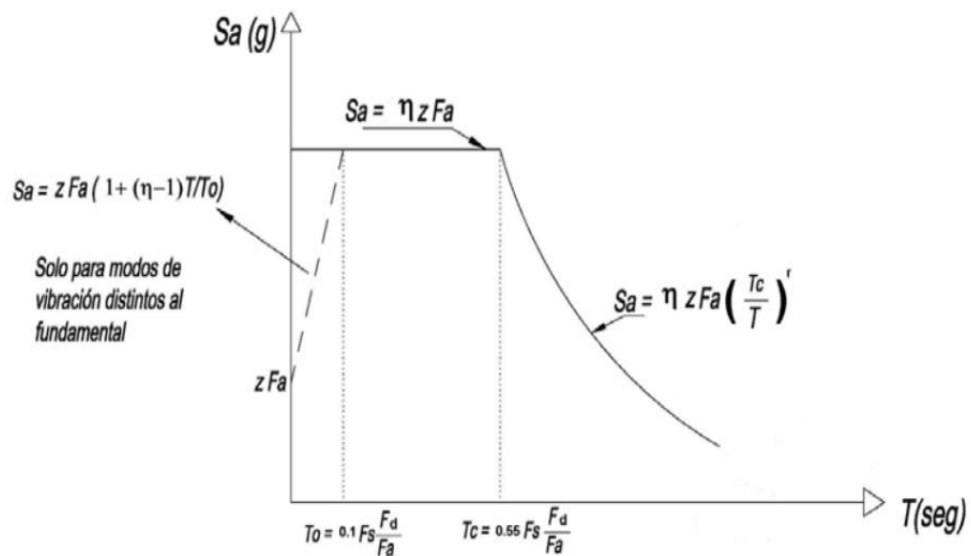
### Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro elástico de respuesta se expresa como fracción de la aceleración

máxima de vibración de una estructura, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 5, consistente con:

- El factor de zona sísmica  $Z$ ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .

Figura 5: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.



Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p.33.

Dónde:

$\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

**Sa**: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

**T**: Período fundamental de vibración de la estructura.

**T<sub>0</sub>**: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**T<sub>c</sub>**: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{ecuación (5)}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad \text{ecuación (6)}$$

Dónde:

**r**: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

r = 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

r = 1.5 para tipo de suelo E.

**η** (Sa/Z, en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- η= 1.80: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- η= 2.48: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- η= 2.60: Provincias del Oriente.

Los límites para el período de vibración TC y TL se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{ecuación (7)}$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad \text{ecuación (8)}$$

Dónde:

**T<sub>c</sub>**: Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**T<sub>L</sub>**: Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

## Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

La NEC (2015), NEC-SE-Diseño sísmico, especifica un factor de importancia I, este depende de la estructura a construirse. La función de este factor I es aumentar la demanda sísmica de diseño para edificaciones, ya sea por su uso o propósito de la edificación, esta puede sufrir daños durante y después de la presencia de un sismo.

Tabla 12: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p.39.

El diseño de las estructuras con factor de importancia 1.0 cumplirá con todos los requisitos establecidos en el presente capítulo de la norma.

Para aquellas estructuras con factor de importancia superior a 1.0, deberán cumplir además con los requisitos estipulados en la sección 4.3, El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico

## Límites permisibles de las derivas de los pisos

En la tabla 13 se expresa la deriva máxima de pisos en porcentaje a la altura de piso:

Tabla 13: Valores de  $\Delta M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	$\Delta M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p.40.

## REGULARIDAD/CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

### Configuración estructural

#### a. Configuraciones a privilegiar

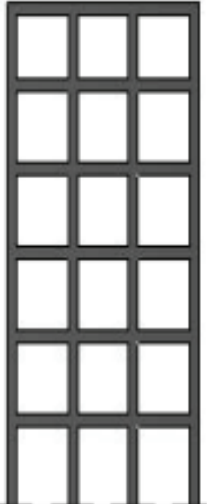
Según arquitectos y estructuristas consideran lo siguiente, para que una estructura tenga un buen desempeño sísmico estas deben tener una estructura simple y regular. En la tabla 14 se detalla las configuraciones estructurales recomendadas.

#### b. Configuraciones más complejas

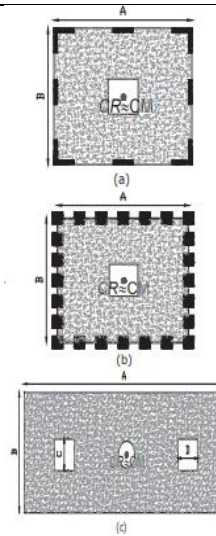
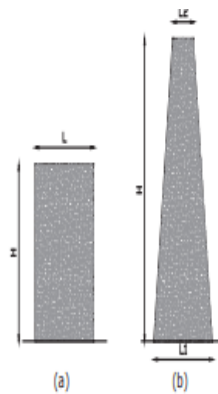
La tabla 15 manifiesta las configuraciones con cambios irregulares de rigidez y de resistencia, el fin de ello es evitar este tipo cambios ya que al realizarlos generan una gran probabilidad de causar grandes daños en la ductilidad de la estructura.

Si se llega a utilizar estas configuraciones, el diseñador debe demostrar a un adecuado desempeño sísmico, siguiendo los parámetros que dicta la NEC-SE-RE.

Tabla 14: Configuraciones estructurales recomendadas.

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei}=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{Pi}=1$
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. <math>\phi_{Ei}=1</math></p> 	<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. <math>\phi_{Pi}=1</math></p>

La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.  
 $\phi_{Ei}=1$



Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p.48.

Tabla 15: Configuraciones estructurales no recomendadas.

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	
<p>Columna corta. Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 49.



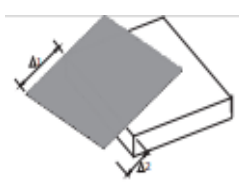
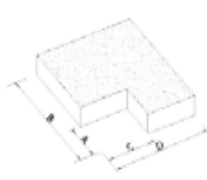
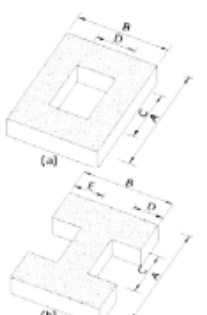
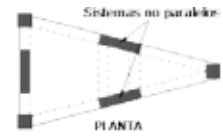
## Regularidad en planta y elevación

Las tablas 14 y 15 muestran los parámetros que debe cumplir una edificación para considerarla como una estructura regular en planta y elevación.

## Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

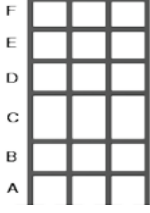
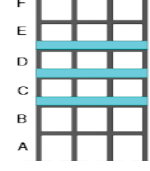
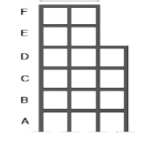
Para una estructura diseñada con irregulares, tanto en planta como en elevación, se provee utilizar los coeficientes de configuración estructural, mediante una “penalización” con el fin de tener en cuenta dichas irregulares. En la tabla 16 y 17, se muestran los coeficientes de irregularidad tanto en planta como en elevación, estas se las identifican dependiendo del tipo de irregularidad.

Tabla 16: Coeficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional</p> $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas <math>\phi_{pi}=0.9</math>; <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso</p> $\phi_{pi}=0.9$ <p>a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>  b) <math>[CxD + CxE] &gt; 0.5AxB</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</p> $\phi_{pi}=0.9$ <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, P. 50.

Tabla 17: Coeficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible  <math>\varphi_{Ei}=0.9</math>                      Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>rigidez &lt; 0.8 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa  <math>\varphi_{Ei}=0.9</math> <math>m_D &gt; 1.50</math> <math>m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50</math> <math>m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica  <math>\varphi_{Ei}=0.9</math> <math>a &gt; 1.3</math> b</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 51.

### a) Coeficiente de regularidad en planta $\varnothing_P$

El coeficiente  $\varnothing_P$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura.

$$\varnothing_P = \varnothing_{PA} \times \varnothing_{PB} \text{ ecuación (9)}$$

Dónde

$\varnothing_P$ : Coeficiente de regularidad en planta.

$\varnothing_{PA}$ : Mínimo valor  $\varnothing_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

$\varnothing_{PB}$ : Mínimo valor  $\varnothing_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

$\varnothing_{Pi}$ : Coeficiente de configuración en planta.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 14, ben ninguno de sus pisos,  $\varnothing_P$  tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

## b) Coeficiente de regularidad en elevación $\emptyset_E$

El coeficiente  $\emptyset_E$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura.

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} \times \emptyset_{EB} \text{ ecuación (10)}$$

Dónde:

$\emptyset_E$ : Coeficiente de regularidad en elevación.

$\emptyset_{EA}$ : Mínimo valor  $\emptyset_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\emptyset_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

$\emptyset_{EB}$ : Mínimo valor  $\emptyset_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\emptyset_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.

$\emptyset_{Ei}$ : Coeficiente de configuración en elevación

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las Tabla 16 y Tabla 17, en ninguno de sus niveles,  $\emptyset_E = 1$  y se le considerará como regular en elevación.

## Diseño basado en fuerzas (DBF)

Toda edificación debe estar diseñado para soportar fuerzas sísmicas que provienen de las fuerzas actuantes, para hallar los efectos relacionados.

Las fuerzas sísmicas de diseño se asumen para que actúen de manera no concurrente en dirección de cada eje principal de la estructura. Los objetivos principales del DBF se especifican a continuación:

- Seguir la filosofía de diseño presentada en la sección 4.2.
- Determinar las fuerzas sísmicas de diseño (fuerza lateral equivalente).
- $R_{DBF}$ : verificar que los efectos del sismo en los elementos verifiquen  $E \leq R_d$ .

- $D_{DBF}$ : verificar las deformaciones, las derivas máximas de la estructura.

### **Procedimiento de cálculo del DBF**

Los pasos a seguir son los siguientes.

- Determinación del espectro de diseño  $S_a(T)$  de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura.
- Cálculo aproximado del período fundamental de vibración aproximado  $T_a$ .
- Determinación del cortante de base  $V$ .
- Determinación de las distribuciones vertical y horizontal de  $V$ .
- Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido.

### **Cortante basal de diseño $V$**

El cortante basal está basado en la acumulación de las fuerzas cortantes de cada piso, esto surge a partir de la aplicación de una fuerza sísmica, el  $V$  se determina a partir de la siguiente expresión:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}W \text{ ecuación (11)}$$

Dónde:

$S_a(T_a)$ : Espectro de diseño en aceleración.

$\phi_P$  y  $\phi_E$ : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

$I$ : Coeficiente de importancia.

$R$ : Factor de reducción de resistencia sísmica.

$V$ : Cortante basal total de diseño.

$W$ : Carga sísmica reactiva.

### **Determinación del período de vibración $T$**

La estimación del periodo natural de vibración de una estructura de concreto

reforzado es un procedimiento esencial en el diseño sísmico. El valor T es la estimación inicial de un periodo estructural el cual permite el cálculo de las fuerzas sísmicas que se aplican sobre la estructura.

En el método 1 que indica la sección 6.3.3(a) el valor de T se halla mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{ecuación (12)}$$

Dónde:

**C<sub>t</sub>** Coeficiente que depende del tipo de edificio.

**h<sub>n</sub>** Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

**T** Período de vibración.

Tabla 18: Coeficientes que dependen del tipo de estructura.

Tipo de estructura	C <sub>t</sub>	α
Estructuras de acero.		
Sin arriostramientos.	0.072	0.8
Con arriostramientos.	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado.		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 62.

## Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.

### a. Recomendaciones y pertinencia

Para la definición del factor de reducción de resistencia R se puede referir a las recomendaciones de los códigos ASCE-7-10 y NSR-10.

### b. Definición del factor R en el marco de las NECs

La NEC (2015), NEC-SE-PELIGRO SISMICO (DS) nos indica un valor R el

cual tiene como función generar una reducción de las fuerzas sísmicas, este ayuda a la estructura a tener una adecuada ductilidad dependiendo el caso, esta también permite que el daño que surge por ciertos factores se concentre en secciones que funcionan como rótulas plásticas.

### c. Criterios de definición de R

Los factores de reducción de resistencia R dependen varias variables, como:

- Tipo de estructura.
- Tipo de suelo.
- Período de vibración considerado.
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

### d. Grupos estructurales de acuerdo con R

La NEC (2015) clasifica en dos grupos los sistemas estructurales, estas se utilizarán dependiendo al uso de la edificación:

- Sistemas estructurales dúctiles.
- Sistemas estructurales de ductilidad limitada.

En la tabla 19, se describen los sistemas estructurales y su respectivo valor R.

Tabla 19: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas Estructurales Dúctiles.	R
Sistemas Duales.	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos.	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones.	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 62.

## Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

En la sección 6.3.5 de la NEC (2015), NEC-SE-DS se indica que la distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración  $T_a$ .

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_i^n w_i h_i^k} V \quad \text{ecuación (13)}$$

Dónde:

**V** Cortante total en la base de la estructura (determinado en la sección 6.3.2)

**V<sub>x</sub>** Cortante total en el piso x de la estructura.

**F<sub>i</sub>** Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

**F<sub>x</sub>** Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

**n** Número de pisos de la estructura.

**w<sub>x</sub>** Peso al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga W.

**w<sub>i</sub>** Peso al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga W.

**h<sub>x</sub>** Altura del piso x de la estructura.

**k** Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

Determinación de k:

Tabla 20: Valor de k que depende de T.

Valores de T (s)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 67.

## Distribución horizontal del cortante

Para obtener un buen diseño sísmico, se debe tener en cuenta como base fundamental el cortante de piso  $V_x$ , esta se debe realizar en base a las rigideces de los sistemas que son resistentes a las fuerzas sísmicas, este es analizado para cada piso.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, esto tiene como finalidad tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares.

## Momentos torsionales horizontales y torsión accidental

La NEC (2015), NEC-SE-DS en la sección 6.3.7 considera que el momento de torsión forma parte del estudio para tener un diseño sismo resistente e indica que el momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental.

Cuando existe irregularidad torsional (coeficiente de regularidad en planta), los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional  $A_x$ , calculado mediante la siguiente expresión:

$$A_x = \left( \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2 \text{ ecuación (14)}$$

Dónde:

$A_x$  Factor de amplificación torsional.

$\delta_{prom}$  Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.



$\delta_{\text{máx}}$  Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

El factor de amplificación torsional ( $A_x$ ) no tendrá que exceder de un valor = 3.0. Para diseño, se considerará la carga más severa para cada elemento.

### **Efectos de segundo orden P- $\Delta$ e índice de estabilidad $Q_i$**

La NEC (2015) menciona que los efectos P- $\Delta$  corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- Para el cálculo de dichos incrementos.
- Para la evaluación de la estabilidad estructural global.

El índice de estabilidad  $Q_i$ , para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{ecuación (15)}$$

Dónde:

$Q_i$  Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$P_i$  Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.

$\Delta_i$  Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$  Cortante sísmico del piso i.

$h_i$  Altura del piso i considerado.

Se debe cumplir  $Q_i \leq 0.30$ .

### **Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso $\Delta_M$ )**

El análisis del control de derivas de piso se basa principalmente en la comprobación de las deformaciones inelásticas que la estructura presenta, mediante

este estudio se hará el control de ciertas deformaciones.

Mediante el análisis de la estructura en un software para este tipo de estudios se obtendrán los valores de los desplazamientos  $\Delta_M$  de la estructura el cual servirá para la revisión de las derivas de cada piso

El cálculo de las derivas de piso incluirá:

- Las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales.
- Los efectos de segundo orden P- $\Delta$ .

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \text{ ecuación (16)}$$

Dónde:

$\Delta_M$  Deriva máxima inelástica.

$\Delta_E$  Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

**R** Factor de reducción de resistencia.

Se verificará que:

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

Dónde:

$\Delta_M$  Máxima se determina conforme a la sección 4.2.2

### **Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z**

En esta sección se detalla el valor Z de cada población del Ecuador, en la tabla 21 se expresa el valor Z del sitio donde se va realizar el diseño estructural que es en la provincia de Santa Elena.

Tabla 21: Valor Z de la comuna Sinchal, Provincia de Santa Elena.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
SINCAL	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50

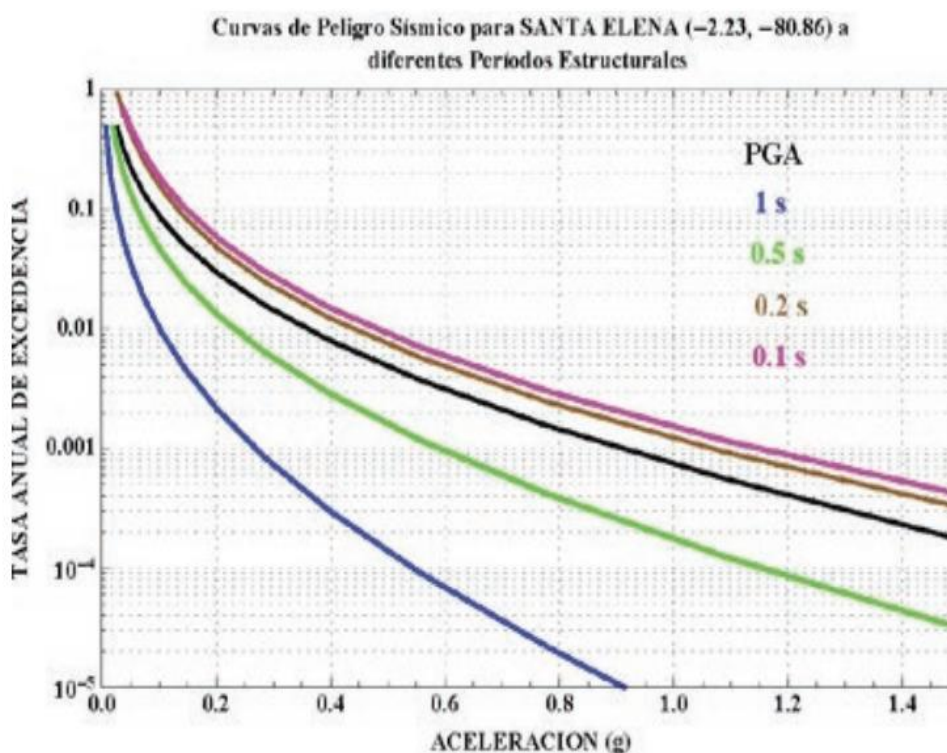
Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS.

### Curvas de peligro sísmico

El objetivo de la curva sísmica es caracterizar de una manera más precisa posible, el nivel de demanda sísmica que se encuentra en una zona determinada, en el capítulo NEC-SE-DS, de la NEC (2015) se muestra la curva de peligro sísmico de cada provincia del Ecuador, en la figura 6, se muestra la curva de peligro sísmico de la provincia de Santa Elena.

### Región Costa

Figura 6: Curvas de peligro sísmico, Santa Elena.



Nota: fuente NEC (2015), NEC-SE-DS.

## 2.5. Código ACI 318-19

El ACI (American Concrete Institute) está compuesto por normas el cual especifican requisitos, recomendaciones y técnicas para el diseño y construcción de edificaciones,

el cual ayuda al diseñador a realizar un estudio satisfactorio de la estructura a diseñar, y así lograr que la edificación no presente fallos que logren que la estructura colapse.

### 2.5.1. Cargas

El ACI 318-19 (2019) en el capítulo 5, especifica los diferentes tipos de cargas que se presentan dentro de una estructura, este se debe aplicar para la selección de las combinaciones y factores de carga que se emplean en el diseño.

En la sección 5.2.1, se indica que las cargas deben incluir el peso propio, las cargas aplicadas y los efectos debidos al preesforzado, sismo, restricciones a los cambios de volumen y asentamientos diferenciales.

La sección 5.2.2 expresa que las cargas y las Categorías de Diseño Sísmico (CDS) deben cumplir con los requisitos del reglamento general de construcción, o bien deber ser definidas por la autoridad competente que tenga justificación.

La resistencia requerida  $U$  se expresa en términos de cargas mayorada. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en el reglamento general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados. El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga.

En la sección 5.3.1, expresa que la resistencia requerida  $U$  deber ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas.

Tabla 22: Combinaciones de carga.

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U=1.4D$	(5.3.1a)	D
$U=1.2D+1.6L+0.5(L_r, \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1b)	L
$U=1.2D+1.0W(L_r, \text{ o } S \text{ o } R)+(1.0L \text{ o } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r, \text{ o } S \text{ o } R$
$U=1.2D+1.0W+1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(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

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 5.3.1.

El capítulo 21 indica los factores de reducción de resistencia, estos factores tienen como propósito:

- a) Tener en cuenta la probabilidad de que exista un elemento con baja resistencia.
- b) Tener en cuenta las inexactitudes en las ecuaciones de diseño.
- c) Refleja la ductilidad disponible y la confiabilidad para los elementos sometidos a los efectos de carga en consideración.
- d) Reflejar la importancia de elemento en la estructura.

Según el ACI 318-19 (2019) estos factores de reducción de resistencia son compatibles con las combinaciones de carga del ASCE/SEI 7.

Estos factores de reducción de resistencia deben cumplir con lo que se indica en la tabla 23:

Tabla 23: Factores de reducción de resistencia,  $\phi$ .

	Acción o elemento estructural	$\phi$	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 externos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, $\phi$ 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 de capítulo 23.	0.75	-
(h)	Componente 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)	Anclaje en elementos de concreto.	0.45 a 0.75 de acuerdo con el capítulo 17	-

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 21.2.1.

## 2.5.2. Análisis estructural

En el capítulo 6 se muestran los requisitos para la aplicación a los métodos de análisis, los modelos analíticos de miembros y sistemas estructurales, y al cálculo de los efectos producidos por las cargas.

Todos los miembros y sistemas estructurales deben analizarse para determinar los efectos máximos producidos por las cargas, incluyendo las diferentes disposiciones de la carga viva.

### Método de análisis simplificado para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

$M_u$  debido a cargas gravitacionales debe calcularse de acuerdo con lo que indica la tabla 24:

Tabla 24: Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losa en una dirección.

Momento	Ubicación	Condición	$M_u$
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo.	$\frac{W_u l_n^2}{14}$
		El extremo discontinuo no está restringido.	$\frac{W_u l_n^2}{11}$
	Vanos interiores	Todos.	$\frac{W_u l_n^2}{16}$
	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo.	$\frac{W_u l_n^2}{24}$
Miembros construidos monolíticamente con columna de apoyo.		$\frac{W_u l_n^2}{16}$	
Negativo	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos.	$\frac{W_u l_n^2}{9}$
		Más de dos vanos.	$\frac{W_u l_n^2}{10}$
	Las demás caras de apoyos	Todas.	$\frac{W_u l_n^2}{11}$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	Losas con luces que no excedan de 3m 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.	$\frac{W_u l_n^2}{12}$

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 6.5.2.

Para calcular los momentos negativos,  $l_n$  debe ser promedio de las luces de los vanos adyacentes. En la tabla 25 se detallan las ecuaciones que se utilizarán para realizar el cálculo de  $V_u$  debido a cargas gravitacionales.

Tabla 25: Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losa en una dirección.

Ubicación	Vu
Cara exterior del primer apoyo interior.	$\frac{1.15w_u l_n}{2}$
Cara de todo los demás apoyos.	$\frac{w_u l_n}{2}$

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 6.5.4.

### Requisitos de diseño y durabilidad

La sección 19.2.2.1 indica que se permite calcular el módulo de elasticidad,  $E_c$ , de acuerdo con:

- a) Para valores de  $w_c$  entre 1440 y 2560 kg/m<sup>3</sup>

$$E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c} \text{ (en Mpa) ecuación (21)}$$

- b) Para concreto de peso normal

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{) ecuación (22)}$$

El valor de  $\lambda$  para concreto de peso normal debe tomarse como 1.

### 2.5.3. Losa en una dirección

En el capítulo 7 de ACI 318-19 (2019), se especifica los requisitos para el diseño de losas de concreto, no preesforzadas y preesforzadas, reforzadas a flexión en una dirección, incluyendo:

- Losas macizas.
- Losas construidas en obra sobre tableros permanentes de acero, consideradas como no compuestas.
- Losas compuestas de elementos de concreto construidas en etapas diferentes, pero interconectadas de manera tal que todos los elementos resistan las cargas como una sola unidad.
- Losas alveolares prefabricadas preesforzadas.

### Límites de diseño

Como indica la sección 7.3.1.1, que para losas macizas no preesforzadas que

no soporten o estén ligadas a particiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, el espesor total de la losa  $h$  no debe ser menor que los límites que se dictan en la tabla 26, a menos que se cumpla con los límites de 7.3.2, para las deflexiones calculadas.

Tabla 26: *Espesor de losas en una dirección macizas no preesforzadas.*

Condición de apoyo	$h$ mínimo
Simplemente apoyadas.	1/20
Un extremo continuo.	1/24
Ambos extremos continuos.	1/28
En voladizo.	1/10

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 7.3.1.1.

Relaciones aplicables para concreto de peso normal y  $f_y = 420$  MPa.

Para otros casos, el  $h$  mínimo debe modificarse de acuerdo con 7.3.1.1.1 hasta 7.3.1.1.3, según corresponda.

### **Resistencia requerida**

Según la sección 7.4.1.2 la resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del capítulo 6.

La sección 7.4.2.1 nos dice que, para losas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular  $M_u$  en la cara del apoyo.

La sección 7.4.3.1 menciona que, para losas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular  $V_u$  en la cara del apoyo.

### **Resistencia de diseño**

Como menciona la sección 7.5.1.1 para calcular cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones de la losa debe satisfacer  $\phi S_n \geq U$ , incluyendo (a) y (b).

Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas.



- a)  $\phi M_n \geq M_u$
- b)  $\phi V_n \geq V_u$

### **Límites de refuerzo**

La sección 7.6.1 del ACI menciona que debe colocarse un área mínima de refuerzo a flexión.  $A_{smin}$ , de  $0.0018 A_g$ . En esta sección también se indica que área para barras corrugadas usado como refuerzo mínimo es el mismo para el refuerzo de tracción y temperatura, el refuerzo mínimo para flexión debe ser colocado lo más cerca posible de la cara en tracción.

### **Refuerzo de tracción y temperatura**

En esta sección se menciona que el refuerzo de tracción y temperatura debe colocarse en forma perpendicular al refuerzo a flexión y que el espaciamiento del refuerzo corrugado no debe exceder el menos de  $5h$  y  $450$  mm.

## **2.5.4. Vigas**

El capítulo 9 en sus secciones menciona los parámetros para obtener un buen diseño viga y que esta sea resistente a los distintos esfuerzo y deformaciones producidos por las cargas aplicadas sobre este elemento.

Este capítulo fue desarrollado para aplicarse al diseño de vigas no preesforzadas y preesforzadas, incluyendo:

- a) Vigas de elementos compuestos de concreto contruidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera que respondan a las cargas como una sola unidad.
- b) Sistemas de viguetas en una dirección.
- c) Vigas de gran altura.

### **Límites de diseño**

La altura mínima de una viga no preesforzada debe cumplir según lo que menciona la tabla 27:

Tabla 27: Altura mínima de vigas no preesforzadas.

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

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 9.3.1.1.

### Resistencia de diseño

La sección 9.5.1.1 indica que, para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con  $\phi S_n > U$  incluyendo de (a) hasta (d). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas. Las condiciones de diseño indican las fuerzas y momentos típicos que deben considerarse.

- a)  $\phi M_n \geq M_u$
- b)  $\phi V_n \geq V_u$
- c)  $\phi T_n \geq T_u$
- d)  $\phi P_n \geq P_u$

### Límites del refuerzo

La sección 9.6.1.1 dice que se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión  $A_{s, \min}$  en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.

Este requisito tiene la intención de que la resistencia a flexión exceda la resistencia de figuración con un margen apropiado. El objetivo es producir una viga que sea capaz de sostener carga después del comienzo de figuración por flexión, con figuración y deflexiones visibles, de modo que adviertan de una posible sobrecarga.

$$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad \text{ecuación (17)}$$

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d \quad \text{ecuación (18)}$$

En la sección 9.6.3.4 se indica que cuando se requiera refuerzo  $A_{v, \min}$  debe cumplir con lo que se especifica en la tabla 28:

Tabla 28:  $A_v$ , min requerido.

Tipo de viga		$A_{v, \min}/S$	
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{os}f_{se} < 0.4(A_{os}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Preesforzadas con $A_{os}f_{se} \geq 0.4(A_{os}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	El mayor de:	
		$0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 9.6.3.4.

### Detallado del refuerzo

El recubrimiento de concreto de refuerzo debe cumplir con 20.5.1.

Según el código ACI 318-19 en la sección 20.5.1.3.1 menciona que los miembros de concreto no preesforzados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo igual al menos al dado según lo que especifica la tabla 29:

Tabla 29: Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no preesforzados.

Exposición del concreto	miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él.	Todos	Todos.	75
		Barras N° 19 a N° 57	50
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo.	Todos	Barras N° 16, alambre MW 200 o MD 200, y menores.	40
		Barras N° 43 a N° 57	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo.	Losas, viguetas y muros	Barras N° 36 y menores.	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento.	40

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 20.5.1.3.1.

La sección 9.7.6.2.1 menciona que el refuerzo para cortante en vigas consiste en estribos, estribos cerrados de confinamiento o barras longitudinales dobladas.

El espaciamiento máximo de ramas del refuerzo cortante a lo largo del miembro y a través del ancho del miembro debe cumplir con lo que especifica la tabla 30:

Tabla 30: Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante.

$V_s$ requerido	s máximo, mm				
		Viga no preesforzada A lo largo de la longitud	A través del ancho	Viga preesforzada A lo largo de la longitud	A través del ancho
$\leq 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	d/2	d	3h/4	3h/2
$> 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	d/4	d/2	3h/8	3h/4

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 9.7.6.2.2.

La sección 9.7.6.2.3 indica que 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 grados que se extienda d/2 hacia la reacción desde la mitad de la altura del miembro, hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos una línea de refuerzo de cortante.

La sección 9.7.6.3.1 dice que cuando se requiera, el refuerzo transversal para torsión debe consistir en estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6 o estribos cerrados de confinamiento.

Para miembros no preesforzados,  $V_c$  debe calcularse según el criterio que especifica la tabla 31:

Tabla 31:  $V_c$  para miembros no preesforzados.

Criterio	$V_c$
$A_v \geq A_{v,min}$	$\left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_wd$ (a)
Cualquiera de los dos	$\left(2.1\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_wd$ (b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left(2.1\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_wd$ (c)

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 22.5.5.1.

La carga axial,  $N_u$ , es positiva para compresión y negativa para tracción.

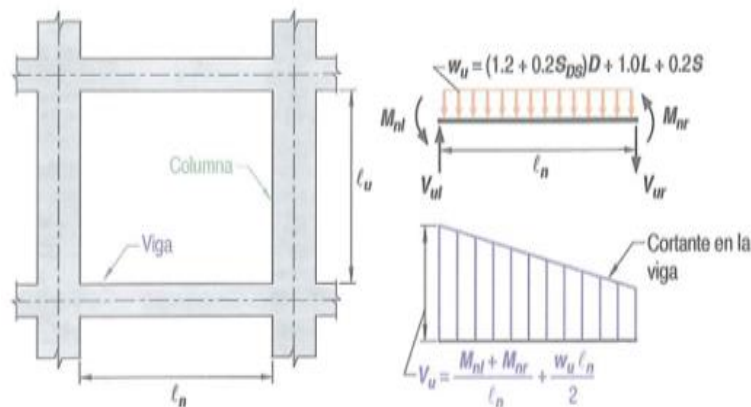
$V_c$  no debe tomarse menor que cero.

### 2.5.5. Vigas de pórticos especiales resistentes a momento

Los requisitos que se dictan en esta sección aplican a las vigas que son parte de un sistema creado para soportar fuerzas sísmicas, la función principal de este diseño es resistir flexión y cortante.

Con lo mencionado en la sección 18.4.2.3(a), para calcular la fuerza cortante mayorada se debe realizar un diagrama de cuerpo libre y mediante este gráfico se toma los momentos, como muestra la gráfica 7 para hallar el cortante máximo en la viga, se supone que sus resistencias nominales a momento ( $\phi=1$  para momento) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de la luz libre. El cortante asociado con esta condición  $[(M_{ul} + M_{ur})/l_u]$  se suma algebraicamente al cortante debido a las cargas mayoradas gravitacionales y efectos sísmicos verticales para obtener así, el cortante de diseño de la viga. La carga muerta, la carga viva y la carga de nieve se han supuesto uniformemente distribuidas. La figura también, muestra que los efectos sísmicos verticales se incluyen como es requerido por el reglamento general de construcción. El ASCE/SEI 7 requiere que se incluyan los efectos sísmicos verticales,  $0.2 S_{DS}$ .

Figura 7: Cortante de diseño para viga.



Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 18.4.2.

La sección 18.4.2.4 dice 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 50 mm de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menos 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) 300 mm.

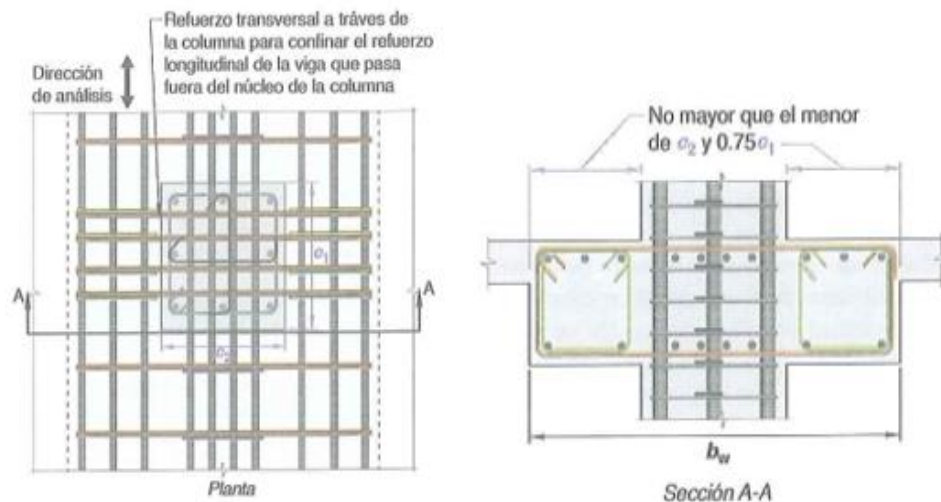
El ACI 318-19 (2019) indica que el espaciamiento no debe exceder  $d/2$  en toda la longitud de la viga.

Según los límites dimensionales las vigas deben cumplir los siguientes parámetros:

- a) La luz libre  $l_n$  no debe ser menor que  $4d$
- b) El ancho  $b_w$  debe ser al menos igual al menor de  $0.3h$  y  $250$  mm
- c) 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  $0.75 c_1$

En la figura 8 se visualiza el detalle de una viga bien reforzada, esta muestra el ancho efectivo máximo de una viga.

Figura 8: Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido.



Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 18.6.2.

### Refuerzo longitudinal

En la sección 18.6.3.1 se 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 inferior a lo requerido por 9.6.1.2, y la cuantía de refuerzo  $\rho$  no debe exceder 0.0025 para refuerzo grado 420 y 0.002 para refuerzo grado 550.

La sección 18.6.3.2 indica que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

La sección 18.6.3.3 menciona que solo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapo. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras empalmadas por traslapo no debe exceder al menor entre  $d/4$  y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslapo en las ubicaciones identificadas como:

- a) Dentro de los nudos.
- b) En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo.
- c) Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

### **Refuerzo transversal**

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte a las barras de refuerzos, en la sección 18.6.4.1 indica que deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

- a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- b) 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 clásico de comportamiento.

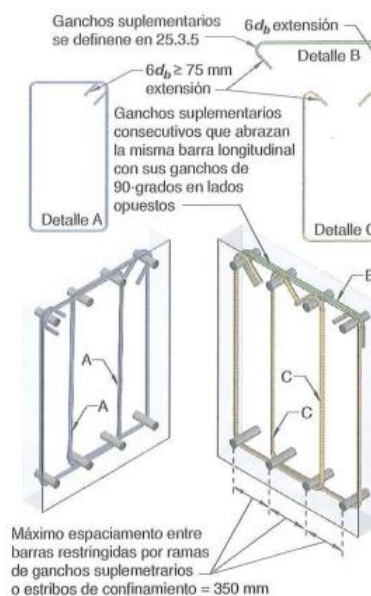
La sección 18.6.4.4 nos dice que el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

- a)  $d/4$ .
- b) 150 mm.
- c) Para acero grado 420,  $6d_b$  del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.
- d) Para acero grado 550,  $5d_b$  del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

La sección 18.6.4.5 especifica que donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, estos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con 18.6.5

En la sección 18.6.4.6 se menciona que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud de la viga. La figura 9 muestra una viga con estribos cerrados de confinamiento:

Figura 9: Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente.



Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 18.6.4.



### **Fuerza de diseño**

El código ACI 318-19 (2019) determina que la fuerza cortante de diseño  $V_c$  debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable  $M_{pr}$  y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas verticales mayoradas.

### **Refuerzo transversal**

El ACI 318-19 (2019) menciona que el refuerzo transversal en los lugares identificados en 18.6.4.1 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo  $V_c=0$  donde:

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas;
- b) La fuerza axial de compresión mayorada  $P_u$  incluyendo los efectos sísmicos, es menor  $A_g F'_c/20$

## **2.5.6. Columnas**

El ACI 318-19 (2019) especifica que los requisitos mencionados en este capítulo se deben aplicar al diseño de columnas no preesforzadas y preesforzadas, incluyendo pedestales de concreto estructural.

### **Límites de diseño**

No se ha especificado 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.

La sección 10.3.1.1 dicta que, en columnas de sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, se puede definir el área bruta considerada, refuerzo requerido y resistencia de diseño, correspondientes a una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real.

### **Resistencia de diseño**

La sección 10.5.1.1 indica que, para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones a lo largo de la columna debe cumplir con  $\phi S_n > U$ , incluyendo (a) hasta (d). Se debe considerar la interacción entre los efectos de carga.

- a)  $\phi P_n \geq P_u$
- b)  $\phi M_n \geq M_u$
- c)  $\phi V_n \geq V_u$
- d)  $\phi T_n \geq T_u$

### **Límites del refuerzo**

La sección 10.6.1.1 dice que para columnas no preesforzadas y columnas preesforzadas con  $f_{pe} < 1.6$  MPa de valor promedio, el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que  $0.01 A_g$ , ni mayor que  $0.08 A_g$ .

### **Refuerzo mínimo para cortante**

El fundamento del refuerzo mínimo para cortante es el mismo para columnas que para vigas, en la sección 10.6.2.1 se especifica que debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_v \text{ min}$ , en todas las regiones donde  $V_u > 0.5\phi V_c$ .

### **Refuerzo longitudinal**

Esta sección 10.7.3.1 menciona que se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando las barras están rodeadas por estribos rectangulares o circulares. Para otras configuraciones de los estribos, debe proveerse una barra longitudinal en cada vértice o esquina y debe proveerse el refuerzo transversal apropiado.

### **Refuerzo transversal**

En la sección 10.7.6.5.1 se especifica que cuando se requiera, debe colocarse refuerzo para cortante usando estribos, estribos de confinamiento o espirales.

El espaciamiento del refuerzo de cortante debe cumplir con los parámetros:

Tabla 32: Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.

$V_s$	s máximo, mm		
		columna no preesforzada	columna preesforzada
$\leq 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El	d/2	3h/4
	menor de:		600 mm
$> 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	El	d/4	3h/8
	menor de:		300 mm

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 10.7.6.5.2.

## 2.5.7. Columnas de pórticos especiales resistentes a momento

El ACI 318-19 (2019) indica que los requisitos que se mencionan en esta sección se aplican en columnas de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerza sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerza axial.

### Limites dimensionales

Según el código ACI las columnas deben cumplir con:

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300 mm.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

### Refuerzo longitudinal

La sección 18.7.4.1 expresa que el área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , debe ser al menos  $0.01 A_g$  y no debe exceder  $0.06 A_g$ . Según la sección 18.7.3.2, la resistencia a flexión de las columnas debe cumplir con:

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

### Refuerzo transversal

La sección 18.7.5.1 dice que debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud  $l_0$  medida

desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el rango elástico de comportamiento. La longitud  $l_0$  debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

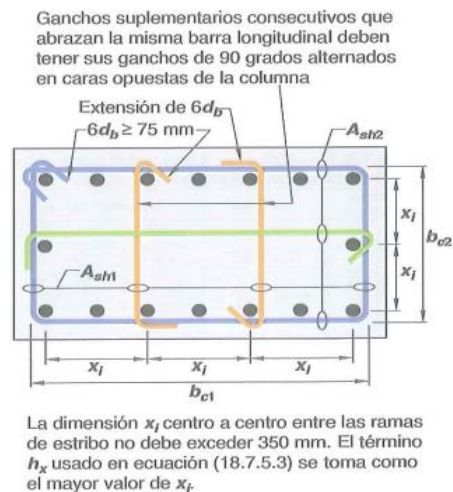
- a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- c) 450 mm.

La sección 18.7.5.3 especifica que la separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- b) Para acero grado 420 6db de la menor barra de refuerzo.
- c) Para acero grado 550 5db de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- d)  $S_0$  según se calcule por medio de la ecuación.

$$s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \quad \text{ecuación (19)}$$

Figura 10: Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.



Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 18.7.5.2.

El valor de  $S_0$  no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm. En la figura 10 se logra visualizar una columna con estribos cerrados de confinamiento el cual funciona como refuerzo transversal.

La cantidad de refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales debe cumplir lo exigido en la tabla 33.

Tabla 33: Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
A <sub>sh</sub> /(s <sub>b</sub> c) para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos.	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70MPa$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70MPa$	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)
$\rho_s$ para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares.	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70MPa$	Mayor de (d) y (c)	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70MPa$	Mayor de (d), (c) y (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 18.7.5.4.

La sección 18.7.5.5 menciona que más allá de la longitud lo especificada en 18.7.5.1, la columna debe tener refuerzo en forma espiral que cumpla con 25.7.3 o estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios, que cumplan con 25.7.2 y 25.7.4, con una espaciamiento s que no exceda al menor de 150 mm, 6d<sub>b</sub> de la menor barra longitudinal Grado 420 de la columna y 5d<sub>b</sub> de la menor barra longitudinal grado 550 de la columna, a menos que 18.7.4 o 18.7.6 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.

### Resistencia a cortante

Según la sección 18.7.6.1.1, especifica que las fuerzas de cortante de diseño V<sub>c</sub> se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables M<sub>pr</sub>, en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas P<sub>u</sub>, que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M<sub>pr</sub> de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V<sub>c</sub> puede ser menor que el cortante mayorada determinado a partir del análisis de la estructura.

En la sección 18.7.6.2.1 se especifica que el refuerzo transversal en las longitudes  $l_o$ , definidas en 18.7.5.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo  $V_c=0$  cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con 18.7.6.1, representa la mitad o más de la resistencia requerida dentro de  $l_o$ .
- b) La fuerza axial de compresión mayorada  $P_u$  incluyendo el efecto sísmico menor que  $A_g f'_c / 20$ .

### **2.5.8. Estructura sismo resistente**

El capítulo 18 contiene disposiciones que se consideran como requisitos mínimos para una estructura de concreto construida en obra o prefabricada capaz de soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin deterioro crítico de su resistencia, también relacionan los requisitos de detallado con el tipo de sistema estructural y categoría de diseño sísmico (CDS).

El ACI 318-19 (2019) detalla los parámetros que se aplican al diseño y construcción de las estructuras de concreto no preesforzado y preesforzado asignadas a las categorías de diseño sísmico (CDS) B hasta F, incluyendo cuando corresponda:

- a) Los sistemas estructurales que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, incluyendo los diafragmas, pórticos resistentes a momentos, muros estructurales y cimentación.
- b) Miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, pero que se requieren para soportar otras cargas al mismo tiempo que se ven sometidos a deformaciones asociados a los efectos sísmicos.

Las disposiciones que este capítulo menciona tienen como función hacer que la estructura resista los movimientos sísmicos mediante una respuesta dúctil e inelástica de miembros seleccionados.

### **2.5.9. Nudos en pórticos especiales resistentes a momento**

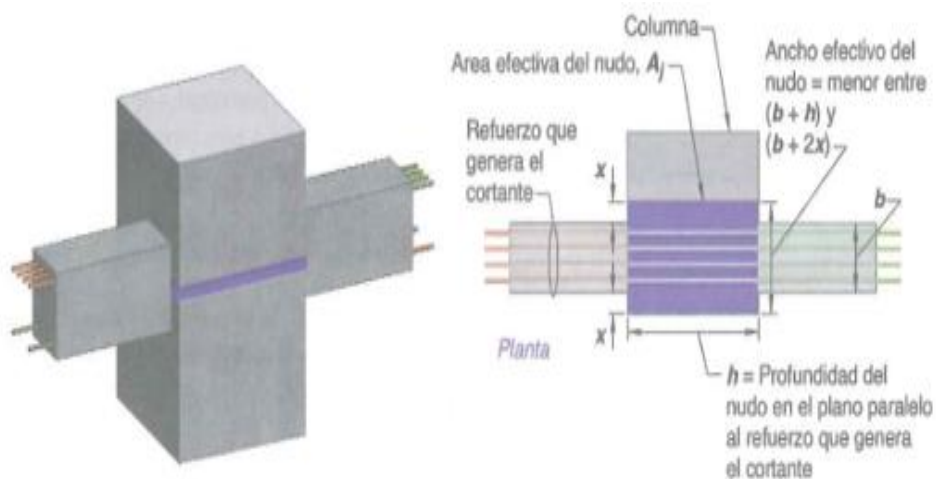
De acuerdo con lo que el ACI 318-19 (2019) dicta en sus normas esta sección

se aplica a nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras de los nudos en pórticos de concreto reforzado está asociado con deformaciones unitarias en el refuerzo, las cuales exceden ampliamente la deformación unitaria de fluencia, según con lo que dicta el código ACI 318-19 (2019) 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  $1.25f_y$ .

Según la sección 18.8.2.3 donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, la altura  $h$  del nudo paralela al refuerzo longitudinal de la viga debe ser al menos la mayor de (a) hasta (c):

- $(20/\lambda) d_b$  de la mayor barra longitudinal grado 420, donde  $\lambda=0.75$  para concreto liviano y  $\lambda=1$  para todos los otros casos.
- $26 d_b$  de la mayor barra longitudinal grado 550.
- $h/2$  de cualquiera viga que aporte en el nudo y que genere cortante en el nudo como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en la dirección bajo consideración.

Figura 11: Área efectiva del nudo.



Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 15.4.2.

La sección 18.8.2.2 especifica que el refuerzo longitudinal que termine en un nudo, debe prolongarse hasta la cara del núcleo del nudo más distante y desarrollarse,

en tracción, de acuerdo con 18.8.5 y en compresión de acuerdo con 25.4.9.

Para calcular la longitud de desarrollo de barras en tracción se utiliza la siguiente ecuación:

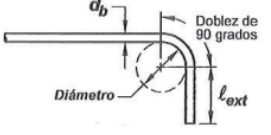
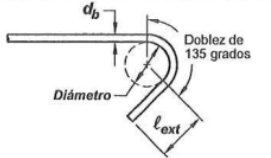
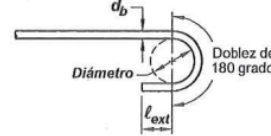
$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4 \lambda \sqrt{f'c}} \quad \text{ecuación (20)}$$

El valor  $\lambda$  debe ser 0.75 para concreto que contenga agregado liviano y 1 para otros casos.

El gancho debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, con el gancho doblado dentro del núcleo

En la tabla 34 se detallan los parámetros que debe cumplir el diámetro mínimo interior de doblado para barras usadas como refuerzo transversal y ganchos estándar usados para anclar estribos, estribos cerrados de confinamiento y espirales.

Tabla 34: Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento.

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta $l_{ext}$ , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90°	No. 10 a No. 16	4d <sub>b</sub>	Mayor de 6d <sub>b</sub> y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	6d <sub>b</sub>	12d <sub>b</sub>	
Gancho de 135°	No. 10 a No. 16	4d <sub>b</sub>	Mayor de 6d <sub>b</sub> y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	6d <sub>b</sub>		
Gancho de 180°	No. 10 a No. 16	4d <sub>b</sub>	Mayor de 4d <sub>b</sub> y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	6d <sub>b</sub>		

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 25.3.2.

### Refuerzo transversal

Se debe colocar refuerzo transversal en los nudos sin importar la magnitud de la fuerza cortante calculada.



La sección 18.8.3.2 menciona que cuando existan vigas que lleguen a los cuatros 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 28.7.5.3 se puede incrementar a 150 mm dentro de la altura  $h$  de la viga menos alta que llega al nudo.

La sección 18.8.3.3 especifica que el refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna debe confinarse con refuerzo transversal que pase a través del nudo 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

En la sección 18.8.4.1 se especifica que la fuerza cortante en el nudo  $V_u$  debe calcularse en un plano a media altura del nudo con las fuerzas calculadas en la cara del nudo utilizando las fuerzas de compresión y tracción de la viga determinadas de acuerdo con 18.8.2.1 y el cortante de la columna congruente con las resistencias a flexión probables  $M_{pr}$  de la viga.

Tabla 35: Resistencia nominal del nudo a cortante  $V_n$ .

Columna	Viga en la dirección de $V_u$	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	$V_n$ , N
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Continua	$5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No continua	$4.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Continua	$4.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No continua	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Continua	$4.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No continua	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Continua	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No continua	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 18.8.4.3.

El  $\lambda$  debe ser 0.75 para concreto liviano y 1 para concreto de peso normal.  $A_j$  debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4.

Como menciona la sección 21.2.4.4 en nudos viga columna de pórticos a momento especiales y vigas de acople reforzadas en forma diagonal,  $\phi$  para cortante debe ser 0.85.

### **Nudos viga columna y losa columna**

Un nudo es la porción de una estructura común a miembros que se interceptan, donde la conexión está compuesta por el nudo y parte de los miembros adyacentes, según el ACI 318-19 (2019) los nudos viga-columna deben cumplir con los requisitos de 15.3 y los requisitos de resistencia de 15.4.

Según la sección 15.2.5 si una viga que aporta en el nudo y genera cortante en el nudo tiene una profundidad que exceda dos veces la dimensión de la columna, el análisis y diseño del nudo debe basarse en el método de puntal tensor de acuerdo con el capítulo 23 y se debe cumplir con:

- a) El cortante resistente de diseño determinado de acuerdo con el capítulo 23 no debe exceder  $\phi V_n$  calculado de acuerdo con 15.4.2.
- b) Deben cumplirse los requisitos de detallado de 15.3.

Esta sección 15.2.6 específica que cuando una extensión de columna que se supone provee continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del cortante en el nudo considerado, debe cumplir con:

- a) La columna se extiende por encima del nudo al menos una longitud igual del nudo viga-columna  $h$  medida en la dirección del cortante del nudo considerado.
- b) El refuerzo longitudinal y trasversal de columna localizada debajo del nudo se continúa a través de la extensión.

Una extensión de la viga que provee continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del cortante en el nudo considerado, debe cumplir con:

- a) La viga se extiende más allá de la cara del nudo al menos una longitud igual a la altura de la viga  $h$ .
- b) El refuerzo longitudinal y trasversal de la viga en la cara opuesta del nudo se continúa a través de la extensión.

La sección 15.2.8 menciona que un nudo viga-columna se puede considerar confinado en la dirección del cortante en el nudo considerado si existen dos vigas transversales que cumplan con:

- a) El ancho de cada viga transversal es al menos tres cuartos del ancho de la cara de la columna al cual llega la viga.
- b) Las vigas transversales se extiende al menos una distancia igual a la altura de la viga  $h$  más allá de las caras del nudo.
- c) Las vigas transversales disponen de al menos dos barras continuas tanto superiores como inferiores que cumplan con 9.6.1.2 y disponen de estribos barra N°10, o mayor que cumplan con 9.6.3.4 y 9.7.6.2.2.

En la sección 15.3.1.2 se menciona que el refuerzo trasversal del nudo debe consistir en estribos, espirales o estribos cerrados de confinamiento que cumplen los requisitos de 25.7.2 para estribos, de 25.7.3 para espirales y de 25.7.4 para estribos de confinamiento.

La sección 15.3.1.3 indica que se coloca al menos dos capaz de refuerzo transversal horizontal dentro de la altura de la viga de menor altura que llega al nudo. La sección 15.3.1.4 especifica que el espaciamiento del refuerzo transversal del nudo  $s$  no excede 200 mm dentro de la altura de la viga más alta que llega el nudo.

Como se menciona en la sección 15.4.2.4 el área de la sección efectiva del nudo,  $A_j$ , debe calcularse como el producto de la altura del nudo y el ancho efectivo del nudo. La altura del nudo debe ser la altura total de la columna,  $h$ , en la dirección del cortante considerado.

El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna donde la viga es más ancha que la columna. Donde la columna es más ancha que la viga, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

- a) Ancho de la viga más la altura del nudo.
- b) Dos veces la distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal de la viga a la cara lateral más cercana de la columna.

## Estribos de columnas

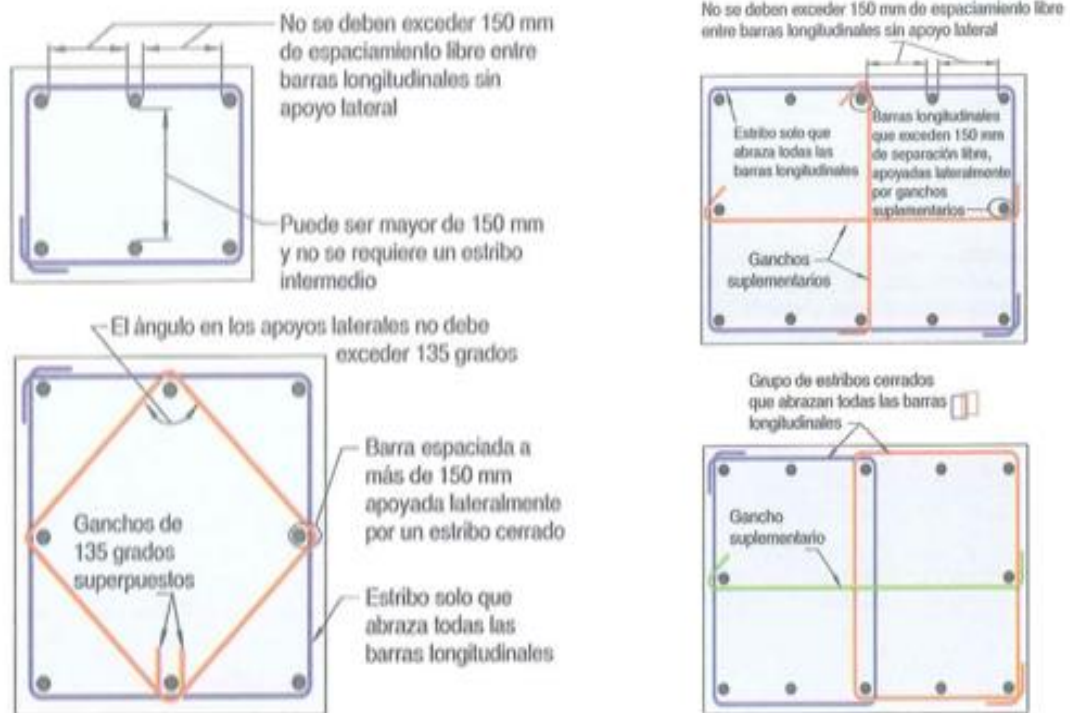
En la sección 25.7.2.3 se menciona que los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de que cumplan con:

- Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados.
- Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

Según la sección 25.7.2.3.1 el anclaje de estribos rectilíneos que abracen barras longitudinales debe consistir en ganchos estándar que cumplan con 25.3.2 y abracen una barra longitudinal. Un estribo no puede consistir en barras corrugadas con cabeza que se sobrepongan.

En la figura 12 se ilustra el ángulo interno permisible de 135° y la excepción para las barras situadas a una distancia libre de 150°.

Figura 12: Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyada lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.



Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 25.7.2.3(a).

### **Resistencia a cortante en una dirección**

La Sección 22.5 nos indica que la resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección,  $V_n$ , se debe calcular con la siguiente ecuación:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{ecuación (23)}$$

La sección 22.5.8.1 menciona que en cada sección donde  $V_u > \phi V_c$ , debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{ecuación (24)}$$

La sección 22.5.8.5.3 especifica que el  $V_s$  para fuerza a cortante que cumple con 22.5.8.3 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad \text{ecuación (25)}$$

### **2.5.10. Cimentaciones**

En este capítulo se presentan los requisitos aplicables específicamente a las cimentaciones.

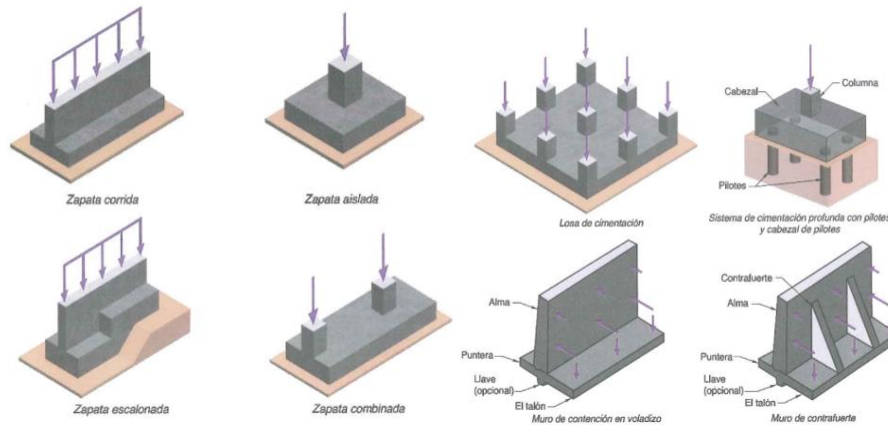
Este Capítulo debe aplicarse al diseño de cimentaciones preesforzadas y no preesforzadas, incluyendo cimentaciones superficiales de (a) hasta (e), cimentaciones profundas de (f) hasta (i) y muros de contención (j) y (k):

- a) Zapatas corridas.
- b) Zapatas aisladas.
- c) Zapatas combinadas.
- d) Losas de cimentación.
- e) Vigas sobre el terreno.
- f) Cabezales de pilotes.
- g) Pilotes.
- h) Pilotes excavados.
- i) Cajones de cimentación (caissons).

- j) Muros de contención en voladizo.
- k) Muros de contención en voladizo contrafuertes.

En la figura 13 se observan los diferentes tipos de cimentaciones ya antes mencionados.

Figura 13: Tipos de cimentaciones.



Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 13.1.1.

### Criterio de diseño

La capacidad admisible del suelo o las resistencias permisibles de las cimentaciones profundas deben determinarse mediante los principios de mecánica de suelos y de acuerdo con el reglamento general de construcción.

La sección 13.2.6.1 indica que las cimentaciones deben diseñarse para resistir los efectos de las presiones de contacto, la estabilidad contra vuelco y deslizamientos en la interfaz suelo-cimentación de acuerdo con el reglamento general de construcción.

La sección 13.2.6.6, especifica que 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.

### Cimentaciones superficiales

La sección 13.3.1.1, indica que el área mínima de la base de la cimentación

debe dimensionarse para que no exceda la capacidad portante admisible cuando se vea afectada por las fuerzas y momentos aplicados a la cimentación.

Según lo que indica la sección 13.3.1.2, la altura total de la cimentación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 150 mm.

### **Zapatas aisladas en dos direcciones**

En zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata en ambas direcciones.

### **Conexiones a cimentaciones**

La sección 16.3.1.1, detalla que las fuerzas y momentos mayoradas en la base de columnas, muros o pedestales deben transmitirse a la cimentación de apoyo a través del concreto por aplastamiento y mediante refuerzo, espigos (dowels), pernos de anclaje y conectores mecánicos.

En la sección 16.3.4.1 se menciona que para las conexiones ente columnas o pedestales construidos en sitio y cimentación, As a través de la interfaz debe ser al menos  $0.005 A_g$ , donde  $A_g$  es el área bruta del miembro soportado.

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

Según la sección 16.3.5.1. En la base de columnas pedestales o muros construidos en sitio, debe proporcionarse el refuerzo requerido para cumplir con 16.3.3 y 16.3.4, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la cimentación de apoyo, o mediante espigos (dowels).

### **Resistencia a cortante en dos direcciones**

Los requisitos de 22.6.1 hasta 22.6.8 define la resistencia nominal para cortante de miembros en dos direcciones, con o sin refuerzo para cortante.

La sección 22.6.1.4 indica que el cortante en dos direcciones debe ser resistido

por una sección con una altura  $d$  y un perímetro crítico supuesto de  $b_o$  como se define en la sección 22.6.4. Para calcularse  $v_c$ ,  $\lambda$  debe determinarse de acuerdo con 19.2.4.

La sección 22.6.4.1 menciona que, para cortante en dos direcciones, cada una de las secciones críticas que se investiga debe estar localizada de modo que su perímetro  $b_o$  sea un mínimo y no hay necesidad de localizarla a una distancia menor a  $d/2$  de las secciones críticas descritas:

- a) Los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas o áreas de reacción.
- b) los cambios de espesor de la losa o zapatas, tales como los bordes de capiteles, ábacos, o descolgados para cortante.

La sección 14.3.2.1 especifica que el espesor de las zapatas debe ser al menos 200 mm.

$v_c$  debe calcularse de acuerdo con la tabla 36.

Tabla 36:  $V_c$  para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante.

	$v_c$	
	$1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
El menor de (a), (b) y (c):	$0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Nota: fuente ACI 318-19 (2019), sección 22.6.5.2.

$\lambda_s$  es el factor de efectos de tamaño dando en 22.5.5.1.3.

$\beta$  es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columnas, carga concentrada o área de reacción.

$\alpha_s$  está dada en 22.6.5.3.

Según la sección 22.6.5.3, el valor  $\alpha_s$  es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.



# CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

## 3.1. Estudios preliminares

Para llevar a cabo la ejecución de una obra civil no solo se basa en un plano arquitectónico, estructural u otros planos que se requieren para poner en pie una edificación, si no que se necesita plasmarlo en las diferentes tareas organizativas que se llevan a cabo en una obra, en ello está el realizar ciertos estudios, que permitan el conocimiento de la zona donde se va a construir, de lo que se encuentra a su alrededor o debajo de ella, esto permitirá generar un conocimiento amplio del sitio que ayudará a conocer si es factible o no construir en ese lugar, o como también se requiere de un buen cálculo y análisis estructural que permitirá conocer si la estructura es resistente, segura y funcional, estos estudios se basan en el conocimiento de áreas como la física, la geometría, la topografía, la geotecnia, la gestión ambiental, la hidráulica, y el cálculo estructural.

Para poder realizar el diseño del pabellón de tres plantas se llevará a cabo la ejecución de los siguientes parámetros:

- Levantamiento topográfico.
- Estudio geotécnico.
- Diseño arquitectónico.
- Análisis y diseño estructural.

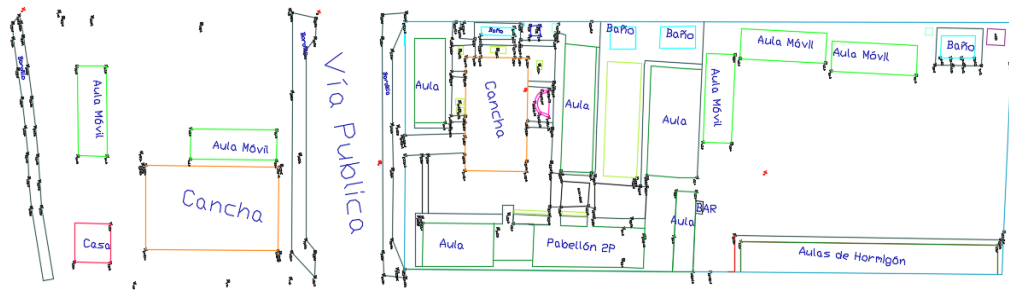
### 3.1.1. Levantamiento topográfico

Para dar ubicación al pabellón de 3 plantas dentro de la institución fue necesario realizar el levantamiento topográfico de toda la unidad educativa, ya que esta consta de varias aulas móviles y el objetivo es reemplazar una de estas por el pabellón a diseñarse, para esto es necesario conocer la ubicación y el área que ocupan cada una de ellas.

Para la ejecución de este estudio topográfico se hizo un levantamiento planimétrico donde se utilizaron como herramientas de trabajo una estación total, dos prismas, un GPS, y una cinta métrica de 50 metros, mediante ello se logró conocer las coordenadas del sitio, y se verificó que toda la unidad educativa ocupa un área de 10 756,045 m<sup>2</sup>, esto permitió también conocer el área que ocupa cada aula móvil, y con ello se logró visualizar que existe una zona con un área de aproximadamente 340,85 m<sup>2</sup> el cual se establece que es un lugar factible para ubicar el pabellón de tres plantas a diseñarse.

Figura 14: Levantamiento topográfico de la institución.

### Levantamiento topográfico de la Unidad Educativa Cesáreo Carrera Andrade



Nota: topografía realizada por los estudiantes de la Universidad Estatal Península de Santa Elena.

En la figura 15 se aprecia el plano el cual nos ayuda a saber las cotas, coordenadas y curvas de nivel de la comuna donde estará ubicada el pabellón a diseñarse. Este plano de curva de nivel fue generado con la ayuda del software Global Mapper.

Figura 15: Curvas de Nivel de la Comuna Sinchal.



Nota: Curvas de nivel extraídas del software GLOBAL MAPPER.

### 3.1.2. Estudio geotécnico

Se realizó el estudio de suelo en la zona donde estará ubicado el pabellón de 3 plantas, en el área del terreno se logró apreciar que el sitio ya ha sido mejorado, sin embargo, se procedió a realizar el estudio ya que no se contaba con datos de ello, para ejecutar el estudio se tomó como método de muestreo realizar una calicata de 1m de ancho, y se excavo 1,20 m para lograr extraer la muestra inalterada del suelo, con ello se realizaron los diferentes ensayos en laboratorio el cual ayudo a estimar el valor de la capacidad portante del suelo, dichos resultados también nos ayudará a conocer si el sitio es adecuado para asentar la edificación y, es muy importante para lograr realizar el cálculo estructural del mismo.

*Figura 16: Calicata realizada en los terrenos de la unidad educativa Cesáreo Carrera Andrade.*



*Nota: Fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera*

A 1.20 m de profundidad se encontró suelo arcilloso y se procedió a sacar la muestra inalterada formando un cubo de (40x40) cm.

Los ensayos que se realizaron fueron, granulometría, límites de Atterberg, compresión simple, expansión comprimida y expansión simple, con ayuda de las fichas de cada ensayo se logró ordenar cada valor obtenido durante el proceso de la ejecución de cada estudio hecho a la muestra tomada.

Figura 17: Muestra extraída en forma cubica.



Nota: Fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Mediante los resultados adquiridos de cada uno de los ensayos realizados se logró obtener el valor de la capacidad última  $q_u$ , y aplicando las ecuaciones que dicta la NEC-2015 se obtuvo un resultado el cual no fue favorable por el cual, mediante investigación de otros textos realizados dentro de la provincia, la carga admisible de suelo obtenida oscilaba entre 10 y 13,5 ton/m<sup>2</sup>, por el cual se optó por trabajar con una carga admisible de 12 Ton/m<sup>2</sup>.

Del ensayo de expansión libre se obtuvo una deformación unitaria de 2,38% el cual se encuentra dentro del rango de porcentaje para ser un suelo no expansivo.

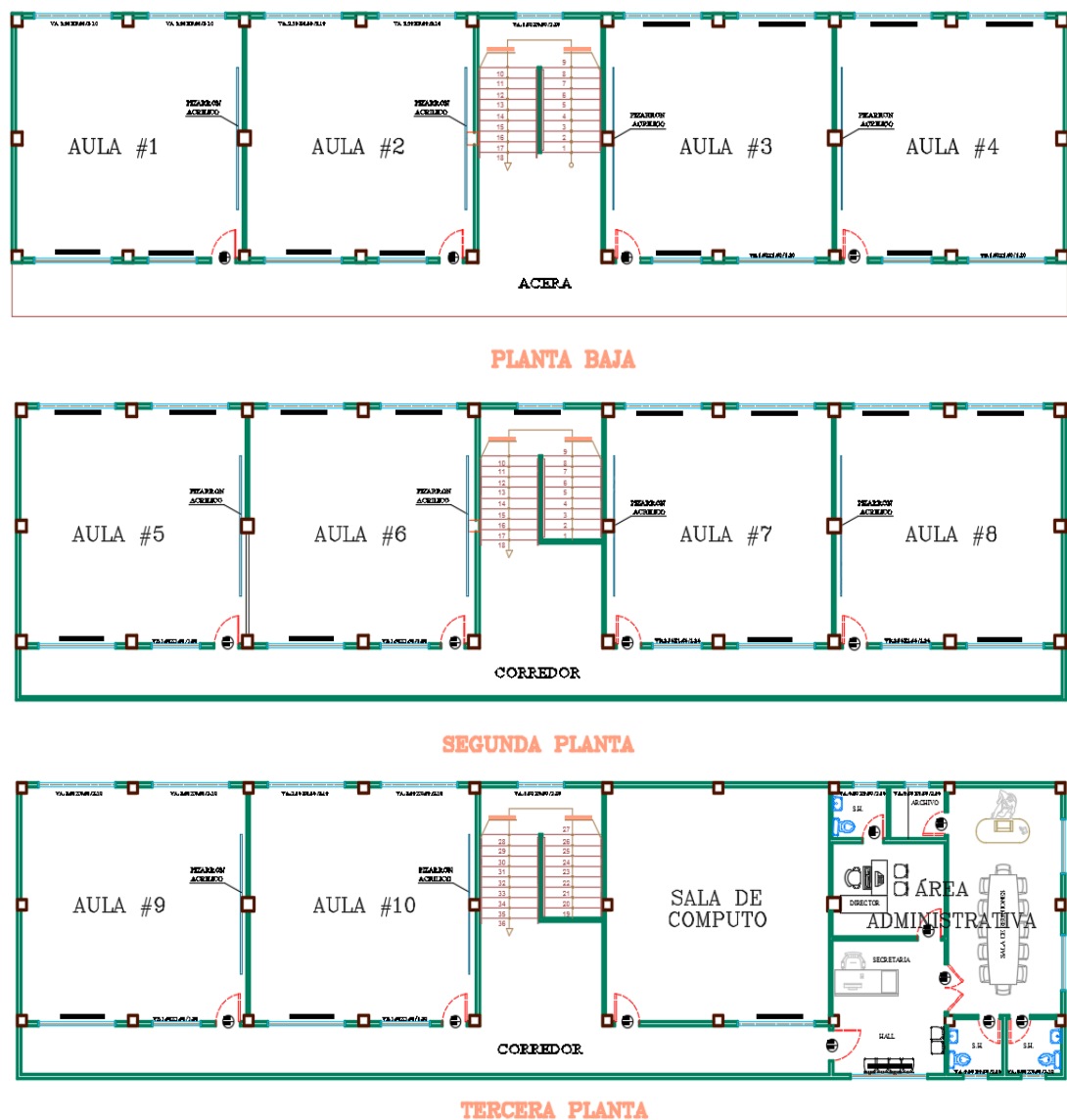
### 3.1.3. Diseño arquitectónico

El presente proyecto tiene como objetivo principal el diseño de un pabellón dentro de la Unidad Educativa Cesáreo Carrera Andrade ubicado en la comuna Sinchal, este estará ubicada en la zona que tiene como función académica bachillerato reemplazando a dos aulas móviles que existen en el sitio, el edificio será de tres plantas, el cual cada piso estará a una altura de 3,05 m dando como altura total 9,15 m, el área a ocupar el pabellón dentro de la institución es de 289 m<sup>2</sup>, el edificio estará dividido en 12 áreas el cual, 10 se utilizarán como aulas, 1 será como sala de cómputo y 1 será área administrativa con sus respectivas divisiones.

Planta Baja y Segunda Planta: está compuesta de cuatro aulas el cual cada una de ella tiene dimensiones de (7.50 X 7.00) m, un corredor de 1.50 m de ancho y la escalera principal.

Tercera planta: consta de dos aulas con dimensiones de (7.50 X 7.00) m, una sala de cómputo de las mismas dimensiones que las aulas y un área administrativa el cual está dividido en un Hall principal, una zona de secretaria, un departamento que será utilizado por el rector, el cual tiene su respectivo baño, una sala de reuniones el cual tendrá, un cuarto de archivos, y dos baños uno para mujeres y uno para varones.

Figura 18: Propuesta de diseño arquitectónico de un pabellón de tres plantas.



Nota: Fuente Jonathan Chalén - Ronald Rivera.



## 3.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

En esta sección se calcularán las dimensiones de los elementos estructurales del pabellón de tres plantas, el cual se regirá a las normas que se dictan en las secciones 2.3.1 y 2.3.2 que presenta este trabajo de titulación.

### 3.2.1. Losa

Andersson Rodríguez (2015), define a la losa aligerada como esencia de losas nervadas, que están constituidas por una serie de pequeñas vigas T, llamadas nervaduras o viguetas, unidas a través de una losa de igual espesor que el ala de la viga, el espacio existente entre las nervaduras o viguetas esté relleno por un ladrillo aligerado (con espacios vacíos tubulares).

Para el dimensionamiento de la losa se toma como guía la NEC-SE-CG y el capítulo 7 del código ACI 318-19 que está basada en el diseño de losa en una dirección.

DATOS:	
F <sup>2</sup> c	240 kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
P hormigón	2400 kg/m <sup>3</sup>
P bloque	850 kg/m <sup>3</sup>
P varios	100 kg/m <sup>2</sup>
D	662 kg/m <sup>2</sup>
L	340 kg/m <sup>2</sup>

Limitaciones de reducción de sobrecargas según la NEC-15.

Con respecto a lo que dicta la NEC se procede a realizar el análisis para comprobar si es necesario reducir la carga viva.

Tomando valores de la tabla 1 como datos principales para realizar la siguiente comprobación:

$$K_{LL}A_T$$

$$A_T = (4 \text{ m} \times 3.5 \text{ m}) = 14 \text{ m}^2$$

El valor de  $K_{LL}$  para losa en una dirección según la tabla 1 es igual a 1.

$$K_{LL}A_T = (1)(14 \text{ m}^2) = 14 \text{ m}^2$$

Según con los que especifica la NEC-15, si el resultado de ( $K_{LL} * A_T$ ) es menor que  $35 \text{ m}^2$  no es necesario realizar la reducción de la carga viva.

### **Verificación**

Como indica el ACI 318, para verificar si una losa es en una o dos direcciones, se aplica la siguiente relación:

$$\frac{\text{Claro largo}}{\text{Claro corto}} > 2 \quad \rightarrow \quad \text{losa en 1 dirección}$$

$$\frac{\text{Claro largo}}{\text{Claro corto}} < 2 \quad \rightarrow \quad \text{losa en 2 direcciones}$$

$$\frac{\text{Claro largo}}{\text{Claro corto}} = \frac{4 \text{ m}}{1.5 \text{ m}} = 2.66$$

$$2.66 > 2 \quad OK$$

De acuerdo al resultado, la losa que se diseñará será en una dirección con respecto a este resultado se procede a predimensionar la losa.

### **Espesor de losa**

Según el ACI 318-19 en la sección 7.3, se calcula el espesor de la losa de acuerdo a la tabla 26.

$$h = \frac{l}{24} = \frac{3,5\text{m}}{24} = 0,125 \text{ m}$$

$$h = \frac{l}{28} = \frac{3,5\text{m}}{28}$$

$$h = 0,15 \text{ m}$$

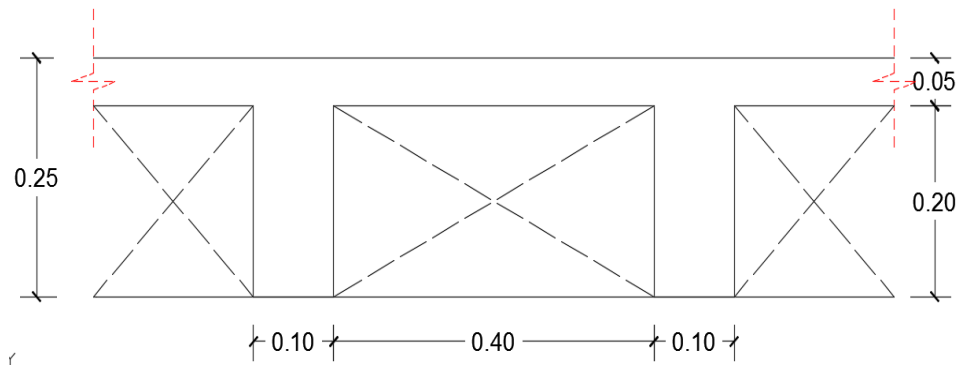
El valor mínimo obtenido es igual a 0,15 m de la altura, según especificaciones que dicta la norma, la altura recomendable para losas aligeradas en una dirección oscila entre (20 – 30) cm, de acuerdo a los parámetros se le asigna a la losa una altura de 25 cm, el cual en ella incluye la capa de compresión de 5cm.

### Predimensionamiento de nervios

El ACI 318-19 en la sección 9.8.1.2 especifica que el ancho de la nervadura no debe ser menor de 100mm, y en la sección 9.8.1.4, se detalla que el espaciamiento libre entre nervaduras no debe exceder de 750mm.

Rigiéndose en los parámetros del ACI se establece que los nervios serán de 10 cm de ancho y tendrán un espaciamiento libre de 40 cm.

Figura 19: Losa aligerada en una dirección del pabellón a diseñarse.



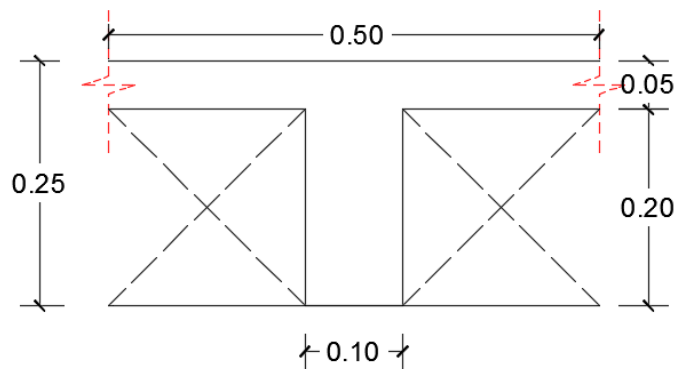
Nota: fuente Jonathan Chalén-Ronald Rivera.

### Cantidad de nervios

$$\# \text{ Nervios} = \frac{L_{\text{libre}}}{b_{\text{cajón}}} = \frac{4 \text{ m}}{0.40 \text{ m}} = 10 \text{ nervios}$$

### Metrado de cargas

Figura 20: Viga T en losa.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.



$$w_{\text{varios}} = \left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) (0.5 \text{ m}) = 50 \text{ kg/ml}$$

$$w_{\text{viga T}} = [(0.05 \text{ m})(0.50 \text{ m}) + (0.10 \text{ m})(0.20 \text{ m})] \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) = 108 \text{ kg/ml}$$

$$w_{\text{bloque}} = [(0.20 \text{ m})(0.20 \text{ m}) + (0.20 \text{ m})(0.20 \text{ m})] \left(850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) = 68 \text{ kg/ml}$$

$$D = (50 + 108 + 68) \text{ kg/ml} = 226 \text{ kg/ml}$$

$$L = (340 \text{ kg/m}^2)(1 \text{ ml}) = 340 \text{ kg/ml}$$

### Mayoración de carga

$$U = 1.2D + 1.6L$$

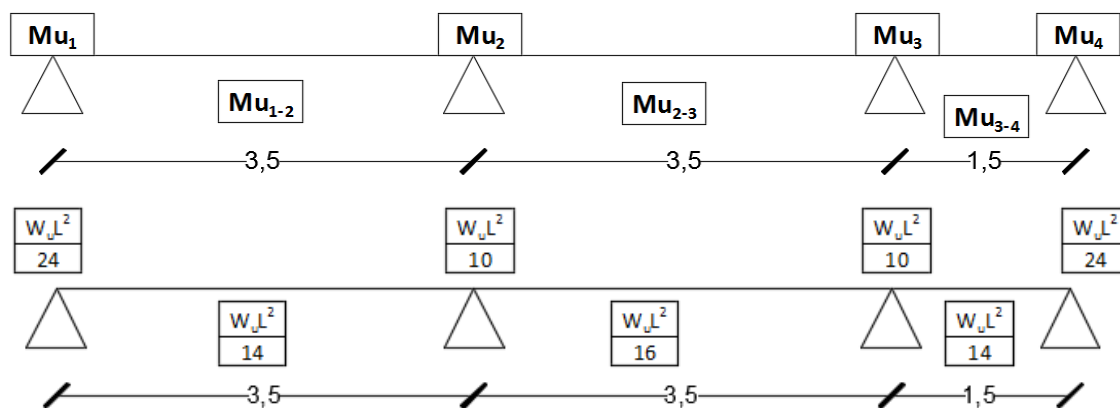
$$U = 1.2(226 \text{ kg/ml}) + 1.6(340 \text{ kg/ml}) = 815.2 \text{ kg/ml}$$

### Momentos de diseño

La tabla 24 del capítulo 2 muestra las expresiones matemáticas para poder hallar los momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losa en una dirección.

Según los parámetros que se dicta y el plano arquitectónico se procede a formar el diagrama de momento. Los nervios de losa están dados en el eje Y.

Figura 21: Diagrama de momentos.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

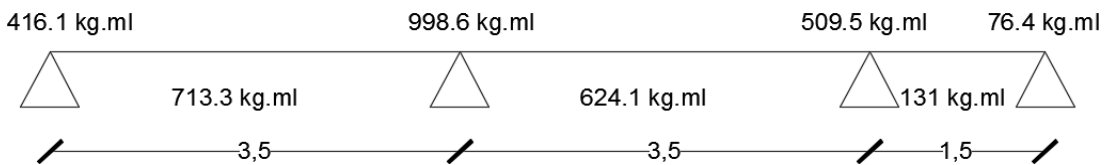
Tabla 37: Resultados de los momentos que actúan sobre la losa.

Mu	Resultado
$Mu_1 = \frac{W_u l_n^2}{24}$	416.1 kg.ml
$Mu_{1-2} = \frac{W_u l_n^2}{14}$	713.3 kg.ml
$Mu_2 = \frac{W_u l_n^2}{10}$	998.6 kg.ml
$Mu_{2-3} = \frac{W_u l_n^2}{16}$	624.1 kg.ml
$Mu_3 = \frac{W_u l_n^2}{10}$	509.5 kg.ml
$Mu_{3-4} = \frac{W_u l_n^2}{14}$	131.01 kg.ml
$Mu_4 = \frac{W_u l_n^2}{24}$	76.4 kg.ml

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Reemplazando los resultados de la tabla 37 en el diagrama de momentos, este se puede visualizar en la figura 22, este es de mucha ayuda para seguir proceso de cálculo, con ello podemos hallar el acero de refuerzo de la losa.

Figura 22: Diagrama de momento con el resultado de cada Mu.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

## Acero de refuerzo

Cuantía de refuerzo.

$$Mu = \phi \times f'c \times b \times d^2 \times \omega(1 - 0.59\omega)$$

DATOS:	
rec.	2.5 cm
d	22.5 cm
b	10 cm
$\phi$	0.9

Se despeja  $\omega$ , y se resuelve reemplazando cada Mu hallado anteriormente, este

valor se halla mediante la fórmula general y se escoge el resultado menor, este resultado es el dato principal para poder hallar la cuantía de acero.

Tabla 38: Resultados de cada  $\omega$ .

$\omega$	Resultado
$\omega_1$	0.0332
$\omega_{1-2}$	0,011
$\omega_2$	0.0822
$\omega_{2-3}$	0.0098
$\omega_3$	0.0409
$\omega_{3-4}$	0.0002
$\omega_4$	0.006

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

### Cuantía de acero

$$\rho = \frac{\omega \times f'c}{fy}$$

Tabla 39: Resultados de cada cuantía de acero.

P	Resultado
$\rho_1$	0.0022
$\rho_{1-2}$	0,00075
$\rho_2$	0.0055
$\rho_{2-3}$	0.00065
$\rho_3$	0.0027
$\rho_{3-4}$	0.00013
$\rho_4$	0.0004

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Las cuantías que están por debajo de lo que especifica la norma se las reemplaza por la cuantía mínima que es igual a  $\rho_{\min}=0.0018$ , con ello se procede a calcular cada uno de las áreas de acero.

Tabla 40: Resultados de la cuantía reemplazando las que eran menores que la cuantía mínima.

P	Resultado
$\rho_1$	0.0022
$\rho_{1-2}$	0,0018
$\rho_2$	0.0055
$\rho_{2-3}$	0.0018
$\rho_3$	0.0027
$\rho_{3-4}$	0.0018
$\rho_4$	0.0018

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

## Área de acero

$$As = \rho_{diseño} \times b \times d$$

Tabla 41: Área de acero.

As	Resultado
$As_1$	0,50 cm <sup>2</sup>
$As_{1-2}$	0,41 cm <sup>2</sup>
$As_2$	1,23 cm <sup>2</sup>
$As_{2-3}$	0,41 cm <sup>2</sup>
$As_3$	0,61 cm <sup>2</sup>
$As_{3-4}$	0,41 cm <sup>2</sup>
$As_4$	0,41 cm <sup>2</sup>

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

## Área de acero mínima

Según el ACI en la sección 9.6.1.1 se debe colocar un área mínima de refuerzo en toda la sección de análisis, con las ecuaciones (17) y (18) del capítulo 2:

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (kgf/cm^2)$$

$$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{240 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} (10 \text{ cm})(22.5 \text{ cm}) = 0.66 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} (10 \text{ cm})(22.5 \text{ cm}) = 0.75 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow \text{controla}$$

En el área de acero positivo se usa 1φ10 y de acero negativo 1φ10

En el acero inferior va de manera corrida en toda su longitud, y para el acero superior se procede a calcular su longitud tal y como dicta el ACI 318-19 en la sección 9.7.4.4.1.

$$L_1 = \frac{l_n}{6} = \frac{3,5 \text{ m}}{6} = 0,6 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{l_n}{3} = \frac{3,5 \text{ m}}{3} = 1,20 \text{ m}$$

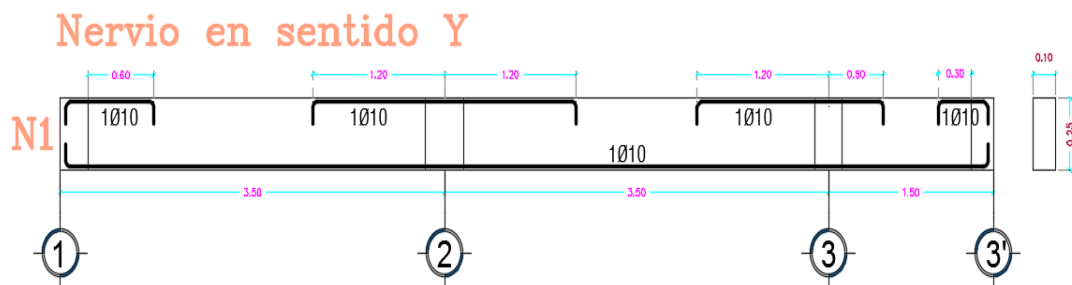
$$L_3 = \frac{l_n}{3} = \frac{3,5 \text{ m}}{3} = 1,20 \text{ m}$$

$$L_4 = \frac{l_n}{3} = \frac{3,5 \text{ m}}{3} = 1,20 \text{ m}$$

$$L_5 = \frac{l_n}{3} = \frac{1,5 \text{ m}}{3} = 0,50 \text{ m}$$

$$L_6 = \frac{l_n}{6} = \frac{1,5 \text{ m}}{6} = 0,3 \text{ m}$$

Figura 23: Detalle del nervio dado en el eje y.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

### Acero por retracción y temperatura

El refuerzo de retracción y temperatura en una estructura ayuda a controlar la fisuración en un nivel aceptable.

### Área de acero

El análisis se la realiza en 1 ml.

DATOS:	
b	100 cm
H	5 cm
Fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Φ	0.85

Como se indica en la sección 7.6.1.1 del ACI 318-19 el área requerida de refuerzo es igual a  $0.0018 \cdot A_g$ . Esta es la misma para el refuerzo de retracción y temperatura.

$$A_s = 0.0018 \times A_g$$

$$A_s = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_s = 0.0018 \times (100 \text{ cm}) \times (5 \text{ cm}) = 0.9 \text{ cm}^2$$

### Espaciamiento del refuerzo

Según la sección 7.7.6.2.1 el espaciamiento no debe ser:

- Menor de  $5 \cdot h$
- Mayor que 450 mm

$$s = \frac{100 \times A\phi}{A_s} = \frac{100 \text{ cm}(0.785 \text{ cm}^2)}{0.9 \text{ cm}^2} = 87.5 \text{ cm}$$

$$s = 5 \times h = 5 \times (5 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$s = 450 \text{ mm} = 45 \text{ cm}$$

Se utiliza  $1\phi$  10mm @ 25cm.

La sección 7.7.6.1 menciona que el refuerzo de retracción y temperatura se debe colocar de manera perpendicular al refuerzo a flexión.

### Revisión del esfuerzo a cortante

En la tabla 25 del capítulo 2 se muestra la expresión para calcular la cortante  $V_u$  para losa en una dirección.

Se aplica lo que dicta la sección 7.4.3.1 y se procede a calcular  $V_u$

$$V_u = 1.15 \frac{w_u \times l_n}{2} = 1.15 \frac{(815.2 \text{ kg/ml})(3.5 \text{ m})}{2}$$

$$V_u = 1640.59 \text{ kg}$$

### Cortante de concreto

$$\phi V_c \geq \phi \times \lambda \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1 \times 0.5 \times \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} \times 100 \text{ cm} \times 22.5 \text{ cm}$$

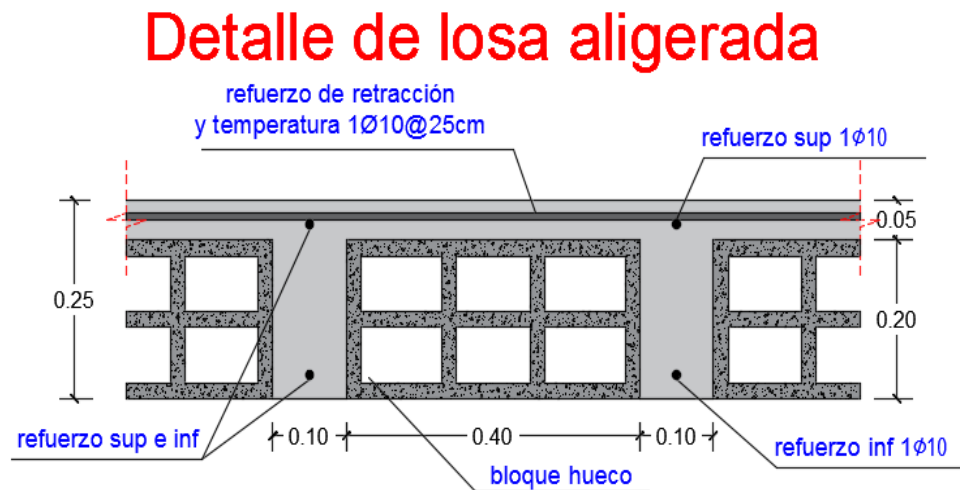
$$\phi V_c = 13071.32 \text{ kg}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$13071.32 \text{ kg} \geq 1640.49 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

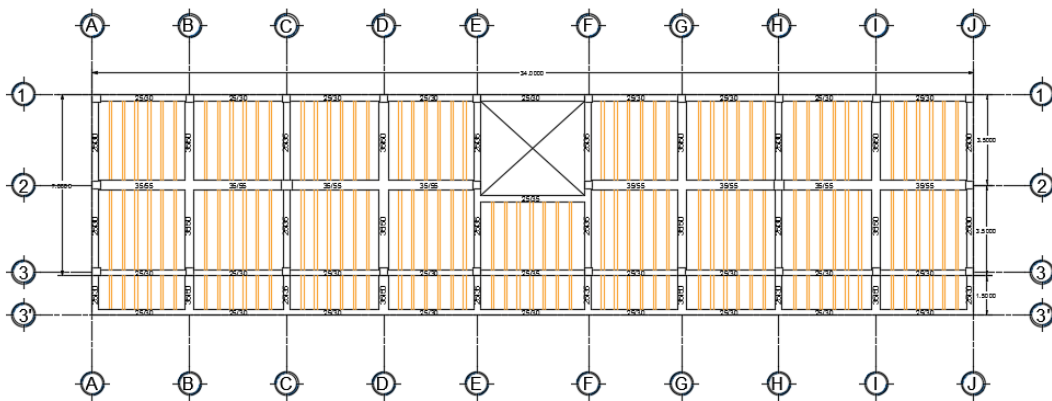
### Planos de detalle

Figura 24: Detalle de losa aligerada.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Figura 25: Detalle estructural de losa aligerada del pabellón.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

### 3.2.2. Vigas

Las restricciones geométricas indicadas en la sección 18.6.2.1 del ACI son aplicables en pórticos de concreto reforzado resistentes a fuerzas inducidas por sismo, luego del predimensionamiento se procederá a realizar un chequeo para corroborar que cumplan las condiciones.

### Especificaciones del hormigón.

En relación al hormigón, para el presente trabajo se optó por tomar un hormigón de gran exigencia, con un  $F'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ . De tal manera calcularemos el módulo de elasticidad de acuerdo con lo que dicta el ACI 318-19 en la sección 19.2.2.1, este valor se determinará por medio de la ecuación (22) que se está especificado en el capítulo 2 de este proyecto de titulación:

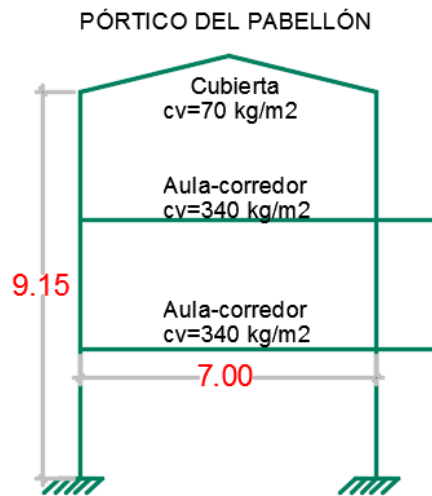
$$E_c = 15100 \sqrt{F'c}$$

$$E_c = 15100 \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2}$$

$$E = 233928.19 \text{ Kg/cm}^2$$

### Datos para pre-diseño de vigas

Figura 26: Pórtico de la edificación con carga según su ocupación.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Tabla 42: Cargas muertas actuantes en la estructura.

CÁLCULO DE CARGA MUERTA	
CARGAS	PESO
Mampostería	250 kg/m <sup>2</sup>
Cerámica	46 kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	50 kg/m <sup>2</sup>
Tumbado	50 kg/m <sup>2</sup>
Enlucido	50 kg/m <sup>2</sup>
Losa	216 kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>662 kg/m<sup>2</sup></b>

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera



### Mayoración de carga

En la figura 26 y en la tabla 42 se visualizan las cargas actuantes sobre estructura, en el pórtico se tiene la carga viva de cada piso según sea su ocupación, mientras que en la tabla 42 se tienen las cargas adicionales de la edificación el cual da un total de  $662 \text{ kg/m}^2$ , como dato adicional se tiene como una estimación que la carga muerta de cubierta es de  $150 \text{ kg/m}^2$ , con estos valores se procede a realizar la mayoración de carga de cada piso.

Mayoración de carga por piso:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2(662 \text{ kg/m}^2) + 1.6(340 \text{ kg/m}^2)$$

$$\mathbf{Pu = 1338.4 \text{ Kg/m}^2}$$

Mayoración de carga de cubierta:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2(150 \text{ kg/m}^2) + 1.6(70 \text{ kg/m}^2)$$

$$\mathbf{U = 292 \text{ Kg/m}^2}$$

Total:  $\mathbf{U = 2968.8 \text{ Kg/m}^2}$

Para determinar las dimensiones de nuestras vigas, tomaremos las siguientes ecuaciones:

$$q_u = U * A_T$$

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{10}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * b * f'c * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

Donde:

$A_T$ : área tributaria.

L: longitud más crítica de viga.

Mu: momento último.

□ □ Factor de reducción de resistencia.

F'c: resistencia de compresión del hormigón.

b: base de la viga.

ω: cuantía de refuerzo.

### Viga en el tramo 3.

$$A = 7.5 \text{ m}$$

Carga ultima:

$$q_u = U * A_T$$
$$q_u = 1338.4 \text{ kg/m}^2 * 3.5 \text{ m}$$

$$q_u = 4684.40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Momento ultimo:

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{10}$$

$$M_u = \frac{(4349.80 \text{ kg/m}) * (7.5 \text{ m})^2}{10}$$

$$M_u = 26349.75 \text{ Kg * m}$$

Dimensión:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * b * f'c * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{26349.75 \text{ Kg * m} * \left(\frac{100\text{cm}}{1\text{m}}\right)}{0.9 * 35\text{cm} * 240\text{kg/cm}^2 * 0.18 * (1 - 0.59 * 0.18)}}$$

$$d = 46.54 \text{ cm} \approx 50\text{cm}$$

Recubrimiento 5cm:

**dimensión de viga = (35x55) cm**

Tabla 43: Predimensionamiento de vigas.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS									
EJES	Luz (m)	Long. "z" (m)	Long. "y" (m)	qu (kg/m)	Mu (kg-m)	b (cm)	d (cm)	d (cm) aprox.	h (cm)
A	3.5	0	1.875	2509.50	3074.138	25	18.81	20	25
B	7	0	3.75	5019.00	24593.100	35	44.96	45	50
C	3.5	0	3.75	5019.00	6148.275	25	26.60	30	35
D	7	0	3.75	5019.00	24593.100	35	44.96	45	50
E	3.5	0	3.875	5186.30	6353.218	25	27.04	30	35
F	3.5	0	3.875	5186.30	6353.218	25	27.04	30	35
G	7	0	3.75	5019.00	24593.100	35	44.96	45	50
H	3.5	0	3.75	5019.00	6148.275	25	26.60	30	35
I	7	0	3.75	5019.00	24593.100	35	44.96	45	50
J	3.5	0	1.875	2509.50	3074.138	25	18.81	20	25
1	4	1.75	0	2342.20	3747.520	25	20.76	20	25
2	7.5	3.5	0	4684.40	26349.750	35	46.54	50	55
3	4	3.25	0	4349.80	6959.680	25	28.30	30	35
3'	4	1.5	0	2007.60	3212.160	20	21.49	20	25

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

### 3.2.3. Columnas

Las columnas de hormigón armado son elementos lineales, que soportan las cargas de las vigas, losa y posteriormente a la cimentación de la estructura. Para el diseño, tomaremos los valores de las cargas muertas y consecutivamente las aplicaremos en la combinación de carga. En consideración los valores de carga viva de la NEC SE CG.

Las características de las columnas son las siguientes:

- Resistencia a la compresión del hormigón: 240 kg/cm<sup>2</sup>.
- Dimensiones.
- Esfuerzo de fluencia de acero: 4200 kg/cm<sup>2</sup>.
- Altura de entrepiso: 3.05 m.

Para determinar las dimensiones de nuestras columnas, tomaremos la siguiente ecuación:

$$L = \sqrt{\frac{U * A_T}{0.25 * f'c}}$$

Donde:

U: Mayoración de carga por piso.

A<sub>T</sub>: área tributaria.

F'c: resistencia a la compresión del hormigón.

### Columna central C-2

$$A_T = (3,5 \text{ m} * 7,5 \text{ m}) = 26,25 \text{ m}^2$$

$$L = \sqrt{\frac{2968.8 \text{ kg/m}^2 * 26,25 \text{ m}^2}{0.25 * 240 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L = 36.00 \text{ cm} \approx 40.00 \text{ cm}$$

Dimensión de columna = (40x40) cm

Tabla 44: Predimensionamiento de columnas.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS							
	Long y (m)	Long x (m)	AT (m <sup>2</sup> )	P(Fz)	A. Columna (cm <sup>2</sup> )	D	D prox. (cm)
Esquinera	3.25	1,875	6.09	18091.1	301.52	17.4	30
Borde	3.5	3.75	13.13	38965.5	649.43	25.5	30
Central	3.5	7.50	26.25	77931	1298.85	36.0	40

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera

### 3.2.4. Cimentaciones

Tomando en cuenta las especificaciones que dicta la NEC-SE-VIVIENDA, la NEC-SE-GC y el capítulo 13 del ACI 318-19 se procede a diseñar la cimentación de la estructura.

De los tipos de cimentaciones que muestra el ACI en la sección 13.1.1, se diseñaran zapatas aisladas para esta estructura. La carga admisible a utilizar es igual a 12 Ton/m<sup>2</sup>.

Procediendo con el cálculo se hallan las cargas que se transmiten mediante las columnas hacia la zapata, según el plano arquitectónico la zapata a diseñar es la que está en el eje C-2.

Tabla 45: Cargas actuantes sobre la zapata.

CARGAS ACTUANTES		
Tercer piso		
WViga	0,85	Ton
WColumna	1,17	Ton
WLosas	13,12	Ton
Segundo piso		
WColumna	1,36	Ton
WLosas	13,12	Ton
Primer piso		
WColumna	1,36	Ton
WContrapiso	6,56	Ton
<b>Carga Total</b>	<b>37,56</b>	<b>Ton</b>

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera

Se calcula el área de la zapata mediante a ecuación 26, tomando en cuenta que se toma un 10% de la carga axial que representa el peso propio de la zapata.

$$A = (1.1) \frac{\sum P_u}{\sigma_{adm}} \quad \text{Ecuación (26)}$$

$$A = (1.1) \frac{37,56 \text{ Ton}}{12,57 \text{ Ton/m}^2}$$

$$A = 3,29 \text{ m}^2$$

Como es zapata cuadrada, para encontrar sus dimensiones se la halla en base al área.

$$L = \sqrt{3,29 \text{ m}^2}$$

$$L = 1,813 \text{ m}$$

$$L \approx 1,80 \text{ m}$$

Según la NEC-SE-VIVIENDA, especifica que la menor dimensión de la zapata debe ser de 1 m o lo que se sustente con un diseño de cimentación, entonces se está cumpliendo el requisito.

### Cálculo del esfuerzo último de diseño

$$\sigma_u = \frac{\sum P_u}{\text{Área}} \quad \text{Ecuación (27)}$$

$$\sigma_u = \frac{37,56 \text{ Ton}}{(1,80 \text{ m})^2} \qquad \sigma_u = \frac{37,56 \text{ Ton}}{3,24 \text{ m}^2} = 11,59 \text{ Ton/m}^2$$

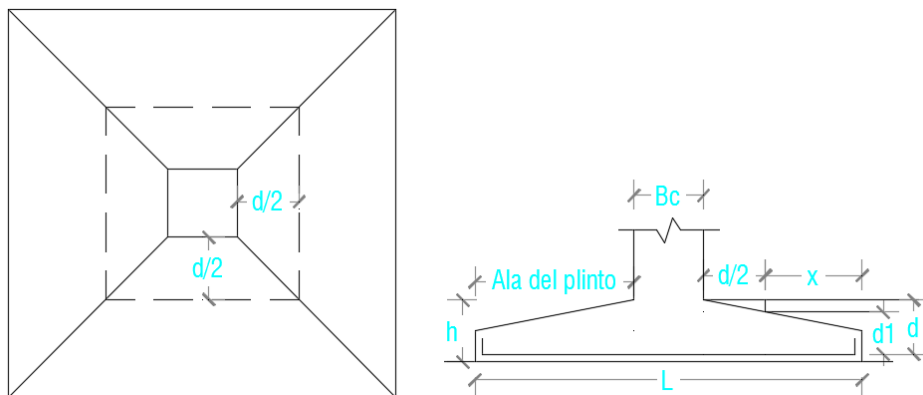
Para obtener un buen análisis de las zapatas se la debe diseñar de la siguiente manera:

- Diseño en 2 direcciones a cortante.
- Revisión a cortante en una dirección.
- Revisión por viga (a flexión).

### Diseño en dos direcciones a cortante.

Para el diseño en dos direcciones se tiene como guía la figura 27, y se procede a calcular cada valor que se indica en la gráfica, en ellos se debe calcular el ala del plinto,  $d_1$ , el perímetro  $b_o$  y el cortante último  $V_u$ , el cual nos servirá para poder realizar si se cumplir con cada uno de los parámetros que dicta la norma.

Figura 27: Diseño de zapata en dos direcciones.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Como menciona Luis Garza (2000) En la práctica, para simplificar el

problema, se trabaja con una superficie de falla o sección crítica perpendicular al plano de la zapata y localizada a  $d/2$  de la cara de la columna, pedestal o muro si son de concreto, o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero si la columna es de acero, con una traza en la planta igual al perímetro mínimo  $b_o$ .

$$\text{Ala del plinto} = (L - Clc)/2$$

$$\text{Ala del plinto} = (1,80 \text{ m} - 0,45 \text{ m})/2$$

$$\text{Ala del plinto} = 0,675 \text{ m} = 67,5 \text{ cm}$$

Para el cálculo de la altura efectiva se tiene que el recubrimiento es de 5 cm, se asume un valor de  $H = 40 \text{ cm}$  y se la diseña en base a una varilla de 14 mm.

$$d = H - rec - Rv$$

$$d = 40 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 0,7 \text{ cm} = 34,30 \text{ cm}$$

$$d_1 = d - \frac{Clc}{\text{Ala del plinto}} \times \left(\frac{d}{2}\right)$$

$$d_1 = 34,30 \text{ cm} - \frac{45 \text{ cm}}{67,5 \text{ cm}} \times \left(\frac{45 \text{ cm}}{2}\right) = 22,87 \text{ cm}$$

Cálculo del perímetro  $b_o$

$$b_o = 4(Clc + d)$$

$$b_o = 4(45 \text{ cm} + 34,30 \text{ cm})$$

$$b_o = 79,30 \text{ cm} = 0,793 \text{ m}$$

En base a los resultados obtenidos se procede a calcular el cortante último.

$$V_u = \sigma_u(A - A_0)$$

$$V_u = (11,59 \text{ Ton/m}^2)[(1,80 \text{ m})^2 - (0,793 \text{ m})^2]$$

$$V_u = 30,27 \text{ Ton} = 30269,768 \text{ kg}$$

Con respecto a lo que dicta el ACI 318-19 en la sección 22.6.5.2, se realiza el cálculo de  $v_c$  para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante, de estas ecuaciones que se dictan en la tabla 36, se escoge el menor resultado.

$$1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$$

El ACI 318-19 especifica que en losas en dos direcciones no preesforzadas sin una cantidad mínima de refuerzo a cortante y con  $d$  mayor que 250 mm, el efecto de tamaño reduce la resistencia a cortante de losas en dos direcciones por debajo de:

$$1.1\lambda\sqrt{f'_c} * b_o * d_1$$

El valor de  $\lambda$  es igual a 1 según los criterios que dicta el ACI 3188-19

$$v_c = 1.1(1)\sqrt{240 \text{ kg/cm}^2}(317,2 \text{ cm})(22,87 \text{ cm})$$

$$v_c = 123604,518 \text{ kg}$$

Con la ecuación (b) de la tabla 36 se calcula;

$$0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$\beta = (45/45) = 1$  según lo que especifica en la sección 22.6.5.2.

$$0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} * b_o * d_1$$

$$v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1}\right) (1)\sqrt{240 \text{ kg/cm}^2}(317,2 \text{ cm})(26,77 \text{ cm})$$

$$v_c = 178664,712 \text{ kg}$$

Con la ecuación (c) se calcula;

$$0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d_1}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$$



Según con lo especificado en la sección 22.6.5.3, el valor de  $\alpha_s = 40$

$$v_c = 0.27 \left( 2 + \frac{\alpha_s d_1}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} * b_o * d_1$$

$$v_c = 0.27 \left( 2 + \frac{(40)(26,77 \text{ cm})}{(317,2 \text{ cm})} \right) (1) \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} (317,2 \text{ cm}) (26,77 \text{ cm})$$

$$v_c = 191906,535 \text{ kg}$$

Con el valor menor de los  $v_c$  calculados se chequea el siguiente criterio.

$$V_u \leq \phi v_c$$

El valor del factor de reducción de resistencia es  $\phi = 0.75$

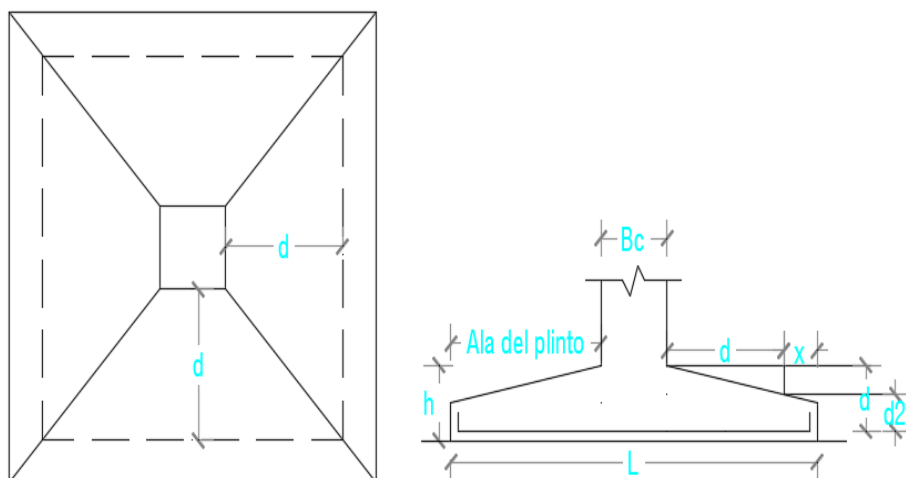
$$30269,768 \text{ kg} \leq (0.75)(123604,518 \text{ kg})$$

$$30269,768 \text{ kg} \leq 92703,389 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

### Revisión a cortante en una dirección.

Según la geometría de la figura 28 se procede a calcular el valor de  $d_2$  y  $X$ , ya que mediante estos resultados se hallará el valor de la cortante última y el cortante del concreto, con ello se verificará si se cumple con los parámetros que dicta la norma.

Figura 28: Diseño a cortante en una dirección.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

$$d_2 = d - \frac{Clc}{Ala\ del\ plinto} * d$$

$$d_2 = 34,30\ cm - \frac{45\ cm}{67,5\ cm} * 34,30\ cm$$

$$d_2 = 11,43\ cm$$

$$X = Ala\ del\ plinto - d_2$$

$$X = 67,5\ cm - 11,43\ cm = 0,56\ cm$$

### **Carga axial de diseño**

$$q_u = \sigma_u * b_{plinto}$$

$$q_u = (11,59\ Ton/m^2) * (1,80\ m)$$

$$q_u = 20,87\ Ton/m = 20866,50\ kg/m$$

### **Cortante ultimo**

$$V_u = q_u * X$$

$$V_u = (20866,50\ kg/m) * (0,56\ m)$$

$$V_u = 11699,151\ kg$$

### **Cortante del concreto**

$$v_c = \lambda \sqrt{f'_c} * b_{plinto} * d_2$$

$$v_c = (1) \sqrt{240\ kg/cm^2} (180\ cm) (11,43\ cm)$$

$$v_c = (1) \sqrt{240 \frac{kg}{cm^2}} (2057,4) = 31882,3989\ kg$$

Con el valor  $v_c$  calculado se chequea el siguiente criterio.

$$V_u \leq \phi v_c$$

El valor del factor de reducción de resistencia es  $\phi = 0.75$

$$11699,151 \text{ kg} \leq (0.75)(31882,3989 \text{ kg})$$

$$11699,151 \text{ kg} \leq 23911,799 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

### Revisión por viga (a flexión).

Para la revisión de viga es primordial calcular el momento último,

$$M_u = \frac{q_u * (\text{Ala del plinto})^2}{2}$$

$$M_u = \frac{(20866,50 \text{ kg/m})(0,675 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_u = 4753,65 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_u = 475364,953 \text{ kg} - \text{cm}$$

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

$$\rho = \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.62 \times M_u}{b \times d^2 \times f'_c}} \right] \left( \frac{f'_c}{1,18f_y} \right)$$

$$\rho = \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.62(475364,953 \text{ kg} - \text{cm})}{(180 \text{ cm})(34,30 \text{ cm})^2(240 \text{ kg/cm}^2)}} \right] \left( \frac{240 \text{ kg/cm}^2}{1,18(4200 \text{ kg/cm}^2)} \right)$$

$$\rho = [1 - \sqrt{1 - 0,0245}] (0,0484)$$

$$\rho = [0,0123](0,0484)$$

$$\rho = 0,000597$$

La cuantía obtenida es menor que la cuantía mínima de acero, por ende, se toma el valor de la cuantía mínima y se procede a calcular el área de acero  $A_s$ .

La cuantía mínima de acero a flexión en cimentaciones según el ACI 318-19 es de 0.0018.



### 3.3. Metodología para el análisis de diseño sísmico

#### 3.3.1. Diseño preliminar NEC-15

Para el diseño del espectro seremos algo conservadores, debido a que se realizó una excavación de 1.50m y la NEC determina 30m, por lo cual mediante los ensayos realizados nos muestra alteración y se requiere estudios más a profundidad. Siendo el caso, se trabajó con un tipo de suelo D.

#### Espectro elástico de aceleración horizontal de diseño

Tabla 46: Datos para definición de espectro de diseño Nec-2015 (NEC-SE-DS).

SANTA ELENA	
Suelo	D
Z	0.5
Fd	1.11
Fa	1.12
Fs	1.40
R	8

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

- Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño en un tiempo “0”.

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.40 * \frac{1.11}{1.12} = 0.13875$$

- Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño de un tiempo determinado en donde se desarrollara su máxima aceleración.

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.23 * \frac{1.06}{1.18}$$

$$T_c = 0.7631$$

- Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1\text{seg}$ ) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

$\eta = 1.80$  : Provincias de la Costa ( excepto Esmeraldas),

$\eta = 2.48$  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$  : Provincias del Oriente

- Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad).

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 1.80 * 0.5 * 1.12$$

$$S_a = 1.008$$

- Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$  para todos los suelos, con excepcion del suelo tipo E.

$$r = 1.5 \text{ para tipo de suelo E}$$

- Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Evaluaremos la estructura en diferentes periodos de tiempo para calcular el espectro de diseño.

- Cálculo de aceleraciones y periodos de espectro elástico.

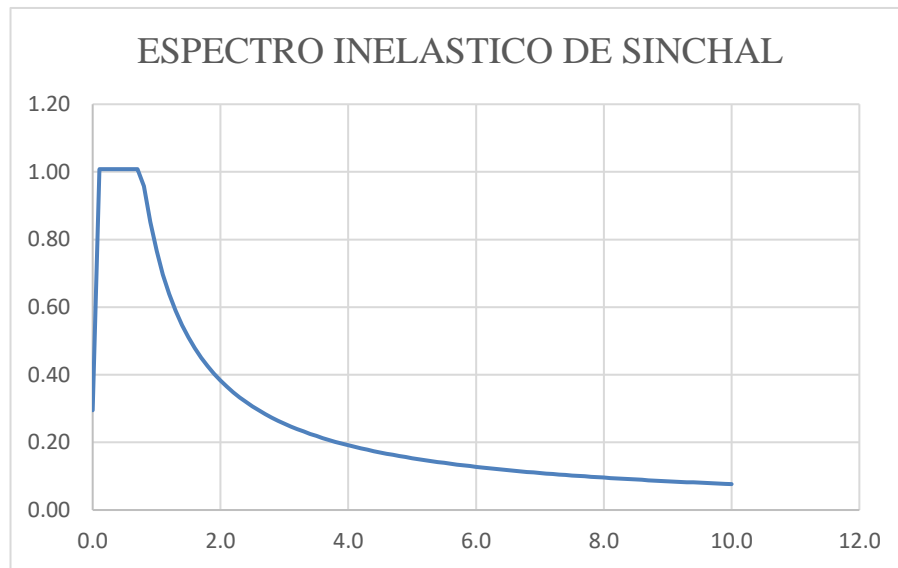
$$S_a = 1.80 * 0.5 * 1.12 * \left(\frac{0.7631}{T}\right)^1$$

- Cálculo de aceleraciones y periodos del espectro inelástico

$$C_s = \frac{S a_g}{\left[ \frac{R}{I_e} \right]}$$

Tomaremos los valores obtenidos conociendo el tipo de suelo y alcanzaremos tener la siguiente ilustración.

Figura 30: Curva de espectro elástico de Sinchal.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

- Coeficiente sísmico

El factor de penalización en planta  $\Phi_p = 0.9$  se debe a la irregularidad tipo 3 mostrado en Tabla 16. El cálculo del cortante basal se realiza a continuación:

$$C_s = \frac{I * S a}{R * \Phi_e * \Phi_p}$$

$$C_s = \frac{1.3 * 1.062}{8 * 0.9 * 1}$$

$$C_s = 0.182$$

- Periodo de vibración fundamental de la estructura.

$$T_a = C_t * h^\alpha$$

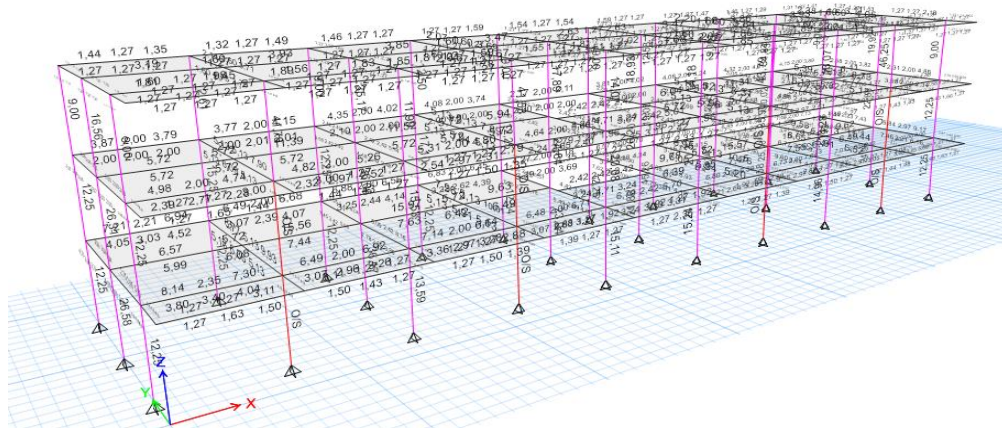
$$T_a = 0.055 * (9.15)^{0.9}$$

$$Ta = 0.4033$$

### 3.3.2. Pre-diseño de la edificación

Mediante las dimensiones de vigas y columnas obtenidas del cálculo, se procede a modelar la estructura en el programa Etabs, ya que a través de este software la edificación será analizada y mediante los resultados obtenidos se podrá observar si es necesario el rediseño de uno o más elementos que conforman el pórtico.

Figura 31: Análisis del modelo estructural por medio de Etabs.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Con el análisis del programa en la estructura se logró apreciar que la sección de las vigas cumple, muy contrario al caso de las columnas. Evaluamos un rediseño en las columnas que se encuentran afectadas que en este caso fueron B3 y G3.

Tabla 47: Sección de columnas corregidas.

PISOS	COLUMNAS				ALTURA(m)
	CENTRALES (cm)	BORDE (cm)	ESQUINERAS (cm)		
1	45x45	35x35	35x35		3.05
2	45x45	35x35	35x35		3.05
3	40x40	30x30	30x30		3.05

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Obteniendo el diseño de columnas de la siguiente manera con su respectiva sección por piso.

### 3.3.3. Distribución sísmica

La distribución de fuerzas sísmicas se realiza conforme la sección mencionada en el capítulo anterior, en la tabla 48 mostramos las fuerzas horizontales a partir de los



resultados obtenidos por el programa Etabs.

Tabla 48: Distribución sísmica vertical de la estructura.

NIVEL	altura (m)	W <sub>x</sub>	W <sub>x</sub> *(h) <sup>k</sup>	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	F <sub>i</sub> = F <sub>x</sub>	V <sub>x</sub> (Ton)	0.3*F <sub>x</sub> (Ton)
3	9.15	226.8567	2396.984	0.466	68.844	68.844082	20.653
2	6.1	269.7828	1850.932	0.360	53.161	122.004951	15.948
1	3.05	274.425	899.918	0.175	25.847	147.851617	7.754
		771.065	5147.834		147.9		

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

### 3.3.4. Deriva de piso

La NEC conceptualiza como el desplazamiento relativo de un piso por la acción de la fuerza horizontal con respecto al consecutivo.

El cálculo de las derivas de piso incluirá:

- ✓ Las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales
- ✓ Los efectos de segundo orden PΔ

En la tabla se puede apreciar que las derivas calculadas son menores que Δm máxima, por lo tanto, las secciones de las vigas y columnas no necesitan rediseño. Basado en los resultados obtenidos en el programa Etabs, tendremos desplazamientos en ambos sentidos (X,Y) y posteriormente se procederá a calcular las derivas inelásticas.

Calcularemos el desplazamiento resultante mediante la siguiente ecuación:

$$E = \sqrt{(Ex^2) + (Ey^2)}$$

$$E = \sqrt{((1.8253)^2) + ((-0.3417)^2)}$$

$$E = \sqrt{(3.3317) + (0.1167)}$$

$$E = \sqrt{3.4484}$$

$$E = 1.857 \text{ cm}$$

La deriva inelástica la encontraremos mediante la siguiente ecuación con los datos dependiendo la estructura y de los valores obtenidos por medio del programa:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

$$\Delta E = \left( \frac{\text{desplazamiento}}{H} \right)$$

$$\Delta E = \left( \frac{0.000855}{305} \right)$$

$$\Delta E = 0.0000028$$

A continuación, se procederá a realizar el siguiente calculo reemplazando los datos en la ecuación detallada anteriormente.

$$\Delta M = 0.75 * 8 * (0.0000028)$$

$$\Delta M = 0.0000168 * 100(\%)$$

$$\Delta M = 0.00168\%$$

Por último, revisaremos si cumple por lo indicado en la norma NEC 2015 que nos especifica que:  $\Delta M < 2\%$

$$0.00168\% < 2\% \text{ (SI CUMPLE)}$$

Adicionalmente se presentó el chequeo de la torsión excesiva evidenciándose que en ninguno de los casos  $\square e / \square e_{prom}$  resulta mayor que 1.2, por lo cual la estructura no presenta irregularidad torsional.

$$\Delta = 1.2 \left( \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right)$$

Tabla 49: Chequeo de derivas de la estructura (0.9D+Ex).

Story	Label	Unique Name	Output Case	Disp X (cm)	Disp Y (cm)	U (cm)	Drift X	Drift Y	His	□E (x)	□M (x)	□eprom(x)	□□□□prom (x)< 1.2	□M (x)< 2%		
Story3	1	53	0.9D + Ex	1.8253	-0.3417	1.857	0.000855	0.00035	305	0.000003	0.000017	0.000003	1.000	OK	0.0017%	OK
Story3	2	54	0.9D + Ex	1.8253	-0.3209	1.853	0.000855	0.00034	305	0.000003	0.000017	0.000003	1.000	OK	0.0017%	OK
Story3	3	55	0.9D + Ex	1.8253	-0.2993	1.850	0.000855	0.00033	305	0.000003	0.000017	0.000003	1.000	OK	0.0017%	OK
Story3	4	56	0.9D + Ex	1.8253	-0.2776	1.846	0.000855	0.00032	305	0.000003	0.000017	0.000003	1.000	OK	0.0017%	OK
Story3	5	57	0.9D + Ex	1.8253	-0.2568	1.843	0.000855	0.00031	305	0.000003	0.000017	0.000003	1.000	OK	0.0017%	OK
Story3	6	58	0.9D + Ex	1.8253	-0.232	1.840	0.000855	0.000298	305	0.000003	0.000017	0.000003	1.000	OK	0.0017%	OK
Story3	7	59	0.9D + Ex	1.8253	-0.2112	1.837	0.000855	0.000288	305	0.000003	0.000017	0.000003	1.000	OK	0.0017%	OK
Story3	8	60	0.9D + Ex	1.8253	-0.1896	1.835	0.000855	0.000278	305	0.000003	0.000017	0.000003	1.000	OK	0.0017%	OK
Story2	1	79	0.9D + Ex	1.5644	-0.2348	1.582	0.001492	0.000333	305	0.000005	0.000029	0.000005	1.000	OK	0.0029%	OK
Story2	2	80	0.9D + Ex	1.5644	-0.2171	1.579	0.001492	0.000316	305	0.000005	0.000029	0.000005	1.000	OK	0.0029%	OK
Story2	3	81	0.9D + Ex	1.5644	-0.1986	1.577	0.001492	0.000298	305	0.000005	0.000029	0.000005	1.000	OK	0.0029%	OK
Story2	4	82	0.9D + Ex	1.5644	-0.18	1.575	0.001492	0.00028	305	0.000005	0.000029	0.000005	1.000	OK	0.0029%	OK
Story2	5	83	0.9D + Ex	1.5644	-0.1623	1.573	0.001492	0.000263	305	0.000005	0.000029	0.000005	1.000	OK	0.0029%	OK
Story2	6	84	0.9D + Ex	1.5644	-0.141	1.571	0.001492	0.000243	305	0.000005	0.000029	0.000005	1.000	OK	0.0029%	OK
Story2	7	85	0.9D + Ex	1.5644	-0.1233	1.569	0.001492	0.000225	305	0.000005	0.000029	0.000005	1.000	OK	0.0029%	OK
Story2	8	86	0.9D + Ex	1.5644	-0.1047	1.568	0.001492	0.000208	305	0.000005	0.000029	0.000005	1.000	OK	0.0029%	OK
Story1	1	2	0.9D + Ex	1.1092	-0.1333	1.117	0.003637	0.000437	305	0.000012	0.000072	0.000012	1.000	OK	0.0072%	OK
Story1	2	4	0.9D + Ex	1.1092	-0.1208	1.116	0.003637	0.000396	305	0.000012	0.000072	0.000012	1.000	OK	0.0072%	OK
Story1	3	6	0.9D + Ex	1.1092	-0.1077	1.114	0.003637	0.000353	305	0.000012	0.000072	0.000012	1.000	OK	0.0072%	OK
Story1	4	8	0.9D + Ex	1.1092	-0.0946	1.113	0.003637	0.00031	305	0.000012	0.000072	0.000012	1.000	OK	0.0072%	OK
Story1	5	10	0.9D + Ex	1.1092	-0.0821	1.112	0.003637	0.000269	305	0.000012	0.000072	0.000012	1.000	OK	0.0072%	OK
Story1	6	12	0.9D + Ex	1.1092	-0.0671	1.111	0.003637	0.00022	305	0.000012	0.000072	0.000012	1.000	OK	0.0072%	OK
Story1	7	14	0.9D + Ex	1.1092	-0.0545	1.111	0.003637	0.000179	305	0.000012	0.000072	0.000012	1.000	OK	0.0072%	OK
Story1	8	16	0.9D + Ex	1.1092	-0.0414	1.110	0.003637	0.000136	305	0.000012	0.000072	0.000012	1.000	OK	0.0072%	OK

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Tabla 50: Chequeo de derivas de la estructura (0.9D-Ex).

Story	Label	Unique Name	Output Case	Disp X (cm)	Disp Y (cm)	U (cm)	Drift X	Drift Y	His	$\Delta E$ (x)	$\Delta M$ (x)	$\Delta e_{prom}(x)$	$\frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \varepsilon_{prom}}(x) < 1.2$	$\Delta M$ (x) < 2%		
Story3	1	53	0.9D – Ey	0.0943	-1.7336	1.736	0.000046	0.001053	305	0.0000002	0.0000009	0.0000002	1.000	OK	0.000090%	OK
Story3	2	54	0.9D – Ey	0.0943	-1.8341	1.837	0.000046	0.001102	305	0.0000002	0.0000009	0.0000002	1.000	OK	0.000090%	OK
Story3	3	55	0.9D – Ey	0.0943	-1.9388	1.941	0.000046	0.001154	305	0.0000002	0.0000009	0.0000002	1.000	OK	0.000090%	OK
Story3	4	56	0.9D – Ey	0.0943	-2.0435	2.046	0.000046	0.001205	305	0.0000002	0.0000009	0.0000002	1.000	OK	0.000090%	OK
Story3	5	57	0.9D – Ey	0.0943	-2.144	2.146	0.000046	0.001254	305	0.0000002	0.0000009	0.0000002	1.000	OK	0.000090%	OK
Story3	6	58	0.9D – Ey	0.0943	-2.264	2.266	0.000046	0.001313	305	0.0000002	0.0000009	0.0000002	1.000	OK	0.000090%	OK
Story3	7	59	0.9D – Ey	0.0943	-2.3646	2.366	0.000046	0.001363	305	0.0000002	0.0000009	0.0000002	1.000	OK	0.000090%	OK
Story3	8	60	0.9D – Ey	0.0943	-2.4693	2.471	0.000046	0.001414	305	0.0000002	0.0000009	0.0000002	1.000	OK	0.000090%	OK
Story2	1	79	0.9D – Ey	0.0801	-1.4124	1.415	0.00008	0.00148	305	0.0000003	0.0000016	0.0000003	1.000	OK	0.000157%	OK
Story2	2	80	0.9D – Ey	0.0801	-1.4979	1.500	0.00008	0.001565	305	0.0000003	0.0000016	0.0000003	1.000	OK	0.000157%	OK
Story2	3	81	0.9D – Ey	0.0801	-1.5869	1.589	0.00008	0.001654	305	0.0000003	0.0000016	0.0000003	1.000	OK	0.000157%	OK
Story2	4	82	0.9D – Ey	0.0801	-1.6759	1.678	0.00008	0.001743	305	0.0000003	0.0000016	0.0000003	1.000	OK	0.000157%	OK
Story2	5	83	0.9D – Ey	0.0801	-1.7614	1.763	0.00008	0.001828	305	0.0000003	0.0000016	0.0000003	1.000	OK	0.000157%	OK
Story2	6	84	0.9D – Ey	0.0801	-1.8635	1.865	0.00008	0.00193	305	0.0000003	0.0000016	0.0000003	1.000	OK	0.000157%	OK
Story2	7	85	0.9D – Ey	0.0801	-1.9489	1.951	0.00008	0.002015	305	0.0000003	0.0000016	0.0000003	1.000	OK	0.000157%	OK
Story2	8	86	0.9D – Ey	0.0801	-2.0379	2.039	0.00008	0.002104	305	0.0000003	0.0000016	0.0000003	1.000	OK	0.000157%	OK
Story1	1	2	0.9D – Ey	0.0557	-0.961	0.963	0.000183	0.003151	305	0.0000006	0.0000036	0.0000006	1.000	OK	0.000360%	OK
Story1	2	4	0.9D – Ey	0.0557	-1.0204	1.022	0.000183	0.003346	305	0.0000006	0.0000036	0.0000006	1.000	OK	0.000360%	OK
Story1	3	6	0.9D – Ey	0.0557	-1.0824	1.084	0.000183	0.003549	305	0.0000006	0.0000036	0.0000006	1.000	OK	0.000360%	OK
Story1	4	8	0.9D – Ey	0.0557	-1.1444	1.146	0.000183	0.003752	305	0.0000006	0.0000036	0.0000006	1.000	OK	0.000360%	OK
Story1	5	10	0.9D – Ey	0.0557	-1.2038	1.205	0.000183	0.003947	305	0.0000006	0.0000036	0.0000006	1.000	OK	0.000360%	OK
Story1	6	12	0.9D – Ey	0.0557	-1.2749	1.276	0.000183	0.00418	305	0.0000006	0.0000036	0.0000006	1.000	OK	0.000360%	OK
Story1	7	14	0.9D – Ey	0.0557	-1.3344	1.336	0.000183	0.004375	305	0.0000006	0.0000036	0.0000006	1.000	OK	0.000360%	OK
Story1	8	16	0.9D – Ey	0.0557	-1.3963	1.397	0.000183	0.004578	305	0.0000006	0.0000036	0.0000006	1.000	OK	0.000360%	OK

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

En las tablas 49 y 50 tenemos las derivas calculadas. Por tanto, veremos  $\Delta_m$  máxima es del 2% y que nuestra estructura está debidamente diseñada. Como la deriva máxima no supera el criterio establecido de irregularidad torsional de la NEC\_SE\_DS, se concluye que nuestra estructura no presenta torsión excesiva.

### 3.3.5. Chequeo de índice de estabilidad $Q_i$ (NEC-15)

- El índice de estabilidad:  $Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * H_i} < 0.3$
- Los efectos PD no se consideran si:  $0.1 < Q_i < 0.3$

Tabla 51: Efecto de segundo orden (-Dx-0.3Dy).

Story	Output Case	Case Type	VX	VY	T	MX	MY
Story3	-Dx-0.3Dy	Combination	14.3577	4.3073	1464.473	-1313.728	4379.093
Story2	-Dx-0.3Dy	Combination	45.0067	13.502	4666.38	-5431.839	18106.13
Story1	-Dx-0.3Dy	Combination	60.5293	18.1588	6272.247	-10970.273	36567.576

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Tabla 52: Efecto de segundo orden (D+L).

Story	Output Case	Case Type	Location	MX	MY
Story3	D+L	Combination	Bottom	44068.483	-177093.742
Story2	D+L	Combination	Bottom	181582.776	-745192.305
Story1	D+L	Combination	Bottom	319097.068	-1313290.87

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Los desplazamientos resultantes (U), son calculados y obtenidos por medio del centro de masa de cada piso a partir del análisis en ETABS.

Tabla 53: Índice de estabilidad.

Story	Diaphragm	Output Case	UX	UY	U	$\square_e$	His	$\square_e$	$Q_i$	$Q_i < 0.1$
Story3	D1	-Dx-0.3Dy	-1.8553	-0.5879	1.946	0.280	305	0.0009	0.0281	OK
Story2	D1	-Dx-0.3Dy	-1.5904	-0.4982	1.667	0.486	305	0.0016	0.0002	OK
Story1	D1	-Dx-0.3Dy	-1.1274	-0.3494	1.180	1.180	305	0.0039	0.0007	OK

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Los efectos P- $\Delta$  corresponden a los efectos adicionales de la estructura,

causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura.

El índice de estabilidad cumple con los parámetros establecidos en la norma de ser menor al 30%, teniendo en el tercer piso un desplazamiento máximo de 2,81. Debidamente determinado el rango que este puede tener por medio de la NEC es  $(0.1 < Q_i < 0.3)$  y una vez obtenido los valores a partir del cálculo, los efectos de segundo orden  $P \square$  no se consideran.

# **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

En el presente capítulo, se describe la geometría que tendrá la estructura diseñada y los requerimientos para el diseño del mismo. Teniendo en cuenta el reglamento de construcción que rige al país tanto, NEC-SE-CG, NEC-SE-DS, NEC-SE-RE y ACI318.

## **4.1. Diseño de hormigón armado**

Como lo menciona Páez (1986), el hormigón armado es el conjunto de dos materiales de características mecánicas muy diferentes, siendo el hormigón una roca artificial derivada de varios materiales de origen pétreo, y el acero un material en aleación de hierro y carbono. El acero un material que resistente a tracción y compresión, mientras que el hormigón muy distinto, resiste esfuerzos de compresión y muestra notoria debilidad para soportar esfuerzos de tracción.

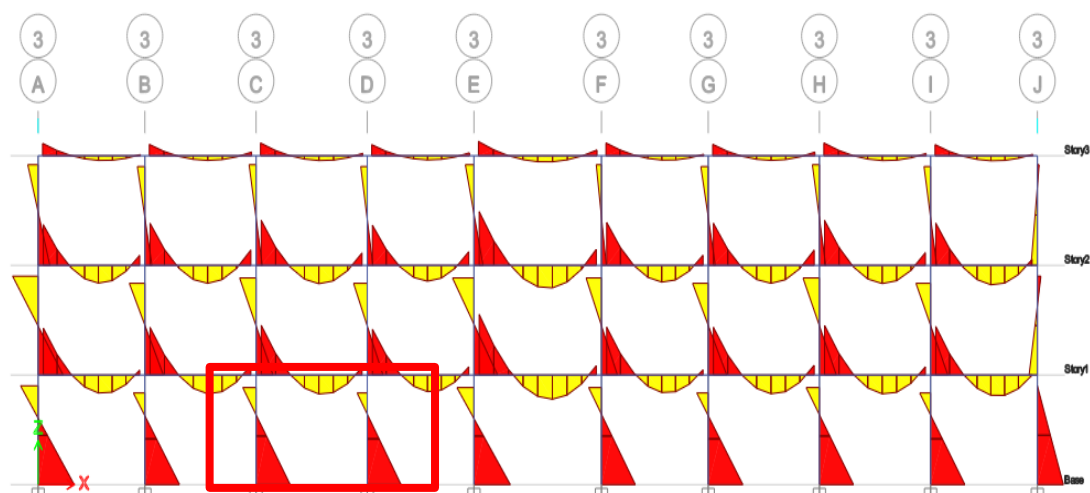
## **4.2. Vigas**

### **4.2.1. Diseño a flexión**

En este apartado se detalla el procedimiento usado para el diseño a flexión en vigas de hormigón armado. Este procedimiento se considera para las normativas NEC 2015.

Mediante el cual a través de los momentos serán utilizados para calcular de acero de refuerzo necesario para la viga tanto en la parte superior e inferior de la sección. Así mismo se destaca que los momentos para el caso de la estructura son producto de las combinaciones de carga introducidas en el programa. Para este caso se determinará la cantidad de acero necesario de la sección para las vigas de acuerdo al pórtico 3 que nos muestra la figura 32 mediante el análisis estructural del programa Etabs.

Figura 32: Momentos de pórtico 3.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Como se aprecia en la figura 32, se tiene mayor cantidad de acero entre los ejes C-D, tomando en consideración que el tercer piso es cubierta y cuenta con otra dimensión las vigas. A partir de esto se procederá a realizar el diseño manual para comparar con los resultados que el programa arrojará.

Por medio del programa Etabs obtendremos los momentos, considerando las combinaciones de carga que actúan en la sección detalladas a continuación.

Tabla 54: Momentos de diseño NEC15 de vigas 25x30.

VIGAS CRITICAS	MOMENTO DE DISEÑO NEC-15 (Ton-cm)			
	Momento de diseño	Inicio	Medio	Final
	Superior	549.065	177.956	545.919
VIGA 25X30	Combinación	$1.2D + L - Sx$	$\frac{Mn - max}{4}$	$1.2D + L + Sx$
	Inferior	315.631	249.104	357.683
	Combinación	$\frac{Mn + max}{2}$	$1.2D + 1.6L$	$\frac{Mn + max}{2}$

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Las siguientes ecuaciones nos permitirán calcular acero longitudinal necesario



en la sección transversal de la viga estudiada:

$$K = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$As = k \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

Donde:

F'c= Resistencia de compresión del concreto.

fy= fluencia del acero.

b= base de la viga.

d= altura de la columna sin recubrimiento.

DATOS (V25X30)		
F'c	240	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
b	25	cm
h	30	cm
d	25	cm

Reemplazando para la sección de la viga predimensionada del pórtico 3 del piso 1, donde encontraremos los máximos momentos, se obtiene:

$$K = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$K = \frac{0.85 * 240 * 25 * 25}{4200}$$

$$K = 30.35$$

$$As = k \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

$$A_s = 30.35 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 549.065}{0.9 * 30.35 * 25 * 4200}} \right)$$

$$A_s = 6.51 \text{ cm}^2$$

La cuantía de acero:

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

$$\rho = \frac{6.51}{25 * 25}$$

$$\rho = 0.010$$

El valor de acero mínimo longitudinal requerido para flexión lo encontramos en la norma NEC-SE-HM, 4.2.5 (pág. 45).

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

Posteriormente calculado el acero mínimo, tomaremos el mayor entre los dos:

$$A_s = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

$$A_s = \frac{14}{4200} * 25 * 25$$

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{240}}{4 * 4200} * 25 * 25$$

$$A_s = 2.082 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.576 \text{ cm}^2$$

Tomaremos el primer valor que calculado que es igual a: 2.082 cm<sup>2</sup>

$$A_s > A_{smin}$$

$$6.51 \text{ cm}^2 > 2.082 \text{ cm}^2$$

(SI CUMPLE)

Caso contrario el  $A_{smin}$  sea mayor, debemos utilizar la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{4}{3} A_{s \text{ calculado}}$$

De igual manera calcularemos la cuantía máxima para zonas de alto peligro sísmico y finalmente se comparará con la cuantía determinada.

### **Cuantía balanceada.**

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{f_y + 6120}$$

Teniendo en consideración que el valor de  $\beta_1$ , nos lo brinda la norma ACI318 sección 22.2.2.4.3 y que de acuerdo con la resistencia de compresión del hormigón nos da 0.85.

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{6120}{4200 + 6120}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{6120}{4200 + 6120}$$

$$\rho_b = 0.0245$$

Posteriormente se calculará la cuantía máxima permisible para zonas sísmicas y se compara con la cuantía determinada.

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5 * 0.0245$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.012$$

$$\rho < \rho_{m\acute{a}x}$$

$$0.010 < 0.012$$

(SI CUMPLE)

Caso contrario que la cuantía máxima sea mayor, se deberá considerar aumentar la sección de la viga y realizar los cálculos pertinentes donde pueda cumplir los parámetros determinados.

Tabla 55: Refuerzo longitudinal de vigas.

VIGAS CRITICAS	MOMENTO DE DISEÑO NEC-15 (Ton-cm)			
	Acero	Inicio	Medio	Final
VIGA 20X25	Superior	2.885117573	1.189419123	1.907369932
	Combinación	1.2D + L - Sx	$\frac{Mn^- \max}{4}$	1.2D + L + Sx
	Inferior	1.384801684	1.351134905	1.189419123
	Combinación	$\frac{Mn^-}{2}$	1.2D + 1.6L	$\frac{Mn^-}{2}$
	Acero	Inicio	Medio	Final
VIGA 25X30	Superior	6.507755593	1.94547111	6.465418087
	Combinación	1.2D + L - Sx	$\frac{Mn^- \max}{4}$	1.2D + L + Sx
	Inferior	3.547260991	2.761636333	4.055959808
	Combinación	$\frac{Mn^-}{2}$	1.2D + 1.6L	$\frac{Mn^-}{2}$
	Acero	Inicio	Medio	Final
VIGA 25X35	Superior	10.20854049	3.053985277	8.889849978
	Combinación	1.2D + L - Sx	$\frac{Mn^- \max}{4}$	1.2D + L + Sx
	Inferior	5.795424017	2.820254984	6.920095508
	Combinación	$\frac{Mn^-}{2}$	1.2D + 1.6L	$\frac{Mn^-}{2}$
	Acero	Inicio	Medio	Final
VIGA 35X55	Superior	8.884824463	6.989423116	14.56824948
	Combinación	1.2D + L - Sx	$\frac{Mn^- \max}{4}$	1.2D + L + Sx
	Inferior	5.203708665	5.981713991	6.943509298
	Combinación	$\frac{Mn^-}{2}$	1.2D + 1.6L	$\frac{Mn^-}{2}$
	Acero	Inicio	Medio	Final
VIGA 35X50	Acero	Inicio	Medio	Final

	Superior	13.68032442	7.673384009	9.022243524
	Combinación	1.2D + L - Sx	$\frac{Mn^-}{4} \max$	1.2D + L + Sx
	Inferior	6.505137188	5.493646234	6.10114201
	Combinación	$\frac{Mn^-}{2}$	1.2D + 1.6L	$\frac{Mn^-}{2}$
	Acero	Inicio	Medio	Final
	Superior	3.910748543	1.874053489	2.339546381
VIGA 20X25	Combinación	1.2D + L - Sx	$\frac{Mn^-}{4} \max$	1.2D + L + Sx
	Inferior	1.869925794	1.769421705	1.869925794
	Combinación	$\frac{Mn^-}{2}$	1.2D + 1.6L	$\frac{Mn^-}{2}$

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

#### 4.2.2. Refuerzo transversal

Como detalla la norma ACI 318 en la sección 18.6.4, los estribos cerrados de confinamiento en las regiones de las vigas deben colocarse:

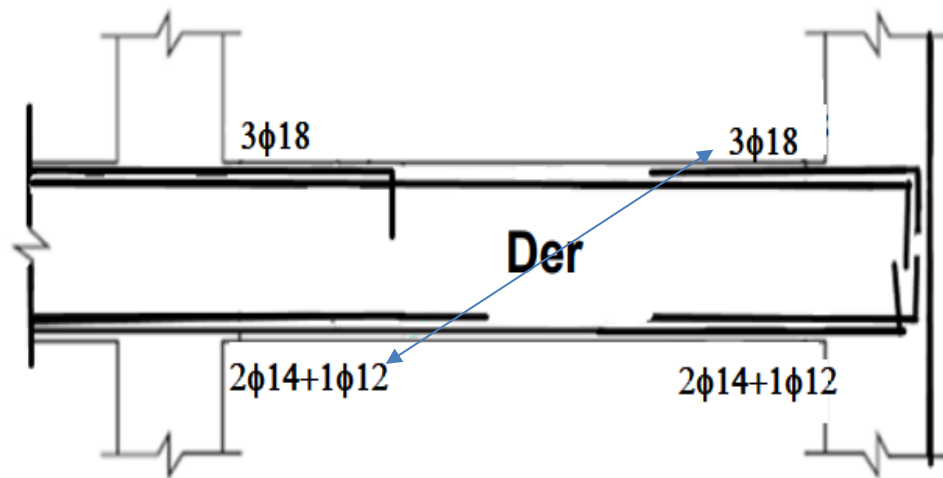
En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, mediada desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.

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.

Para calcular la resistencia al corte se utiliza el acero superior e inferior de la viga, tomaremos de referencia una existente de V25x30 que partir de los momentos obtenidos por medio del programa de modelamiento Etabs y además del refuerzo trasversal que se añade con el recrecido de hormigón, tomando en cuenta que la carga gravitacional (1.2D+L) que actúa en la viga, luego de tener el acero se procede a

verificar el cumplimiento de las siguientes ecuaciones detalladas posteriormente.

Figura 33: Cortante equivalente de viga 25x30.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

A continuación, se muestra la metodología utilizada para el cálculo del refuerzo transversal, teniendo en consideración los momentos probables mayores para el diseño.

$$a^{\pm} = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$Mpr^{1/2} = 1.25 * As * fy * (d - \frac{a}{2})$$

Donde:

As = Área de acero.

Fy = fluencia del acero.

F'c = resistencia a la compresión del concreto.

b = base de la viga.

d = altura de la viga descontando recubrimiento.

$$a^{-} = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$a^{-} = 6.30 \text{ cm}$$

$$a^{-} = \frac{7.65 * 4200}{0.85 * 240 * 25}$$

$$a^{+} = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$a^+ = \frac{4.20 * 4200}{0.85 * 240 * 25}$$

$$a^+ = 3.46 \text{ cm}$$

Procederemos a calcular los momentos probables de igual manera al proceso anterior.

$$M_{pr1} = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr1} = 1.25 * 7.65 * 4200 * \left(25 - \frac{6.30}{2}\right)$$

$$M_{pr1} = 877550.63 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{pr2} = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr2} = 1.25 * 4.20 * 4200 * \left(25 - \frac{3.46}{2}\right)$$

$$M_{pr2} = 513103.50 \text{ kg} * \text{cm}$$

Se procede a calcular el cortante isostático por medio de:

$$V_{\text{isostático}} = \frac{WuLn}{2}$$

$$V_{\text{isostático}} = \frac{1134.4 * 3.5}{2}$$

$$V_{\text{isostático}} = 1985.20 \text{ kg}$$

Luego calcularemos el cortante hiperestático.

$$V_E = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln}$$

$$V_E = \frac{877550.63 + 513103.50}{350}$$

$$V_E = 3973.29 \text{ kg}$$

Finalmente determinaremos el valor del cortante equivalente crítico, sumando el cortante hiperestático e isostático.

$$V_e = V_{\text{isostático}} + V_E$$

$$V_e = 1985.20 + 3973.29$$

$$V_e = 5958.49 \text{ kg}$$

El cortante hiperestático debe ser mayor que el cortante isostático (SI CUMPLE).

**Acero transversal en la zona 2h:**

$$\phi V_n > V_e, \text{ Se usa } 2 \square 10 @ 10\text{cm}$$

$$\phi V_n = \phi V_s$$

$$V_s = A_{sv} * F_y * \left(\frac{d}{s}\right)$$

$$V_s = (2 * 0.785) * 4200 * \left(\frac{25}{10}\right)$$

$$V_s = 16485 \text{ kg}$$

El refuerzo transversal en las longitudes definidas en la norma ACI 18.7.5.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo que  $V_c=0$ .

$$\phi V_s = \phi V_n$$

$$\phi V_n = 0.75 * V_s$$

$$\phi V_n = 12363.75 \text{ kg}$$

Tomaremos el  $V_e$  el cual nos haya dado mayor. En este caso, el calculado.

$$V_e = 5958.49 \text{ kg}$$

Determinaremos si nos cumple de acuerdo a la norma.

$$\phi V_n > V_e$$



$$12363.75 \text{ kg} > 5958.49 \text{ kg} (\text{SI CUMPLE})$$

**Acero transversal fuera de la zona 2h:**

$$V_{ci} = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{ci} = 0.53 * 1 * \sqrt{240} * 25 * 25$$

$$V_{ci} = 5131.70 \text{ kg}$$

$$\phi V_{ci} = 0.75 * V_{ci}$$

$$\phi V_{ci} = 0.75 * 5131.70$$

$$\phi V_{ci} = 3848.78 \text{ kg}$$

#### **4.2.3. Refuerzo mínimo a cortante.**

$$V_{u_{\min}} = \phi * \lambda * 0.27 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{u_{\min}} = 0.75 * 1 * 0.27 * \sqrt{240} * 25 * 25$$

$$V_{u_{\min}} = 1960.69 \text{ kg}$$

Se usa 2□10 @ 25cm.

$$\phi V_s = \phi * A_{sv} * F_y * \left(\frac{d}{s}\right)$$

$$\phi V_s = 0.75 * 1.57 * 4200 * \left(\frac{25}{25}\right)$$

$$\phi V_s = 4945.5 * \left(\frac{25}{25}\right)$$

$$\phi V_s = 4945.5 \text{ kg}$$

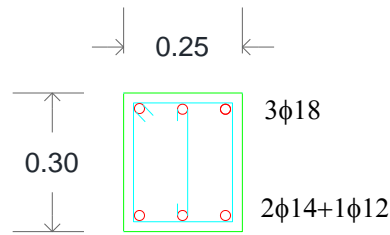
**Finalmente realizamos la comprobación:**

$$\phi V_s \text{ provisto} > V_u \text{ minimo}$$

$$4945.5 > 1960.69$$

(SI CUMPLE)

Figura 34: Refuerzo longitudinal de viga 25x30.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

#### 4.2.4. Adherencia y anclaje de varillas.

- Gancho de 90°

$$ldh = \frac{fy * db}{17 * \lambda * \sqrt{f'c}}$$

$$ldh = \frac{4200 * 1.8}{17 * \lambda * \sqrt{240}}$$

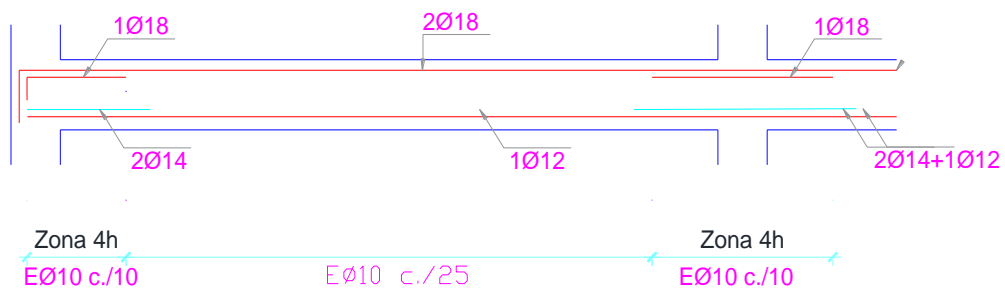
$$ldh = 28.70 \text{ cm}$$

$$ldh = \frac{fy * db}{17 * \lambda * \sqrt{f'c}}$$

$$ldh = \frac{4200 * 1.4}{17 * \lambda * \sqrt{240}}$$

$$ldh = 22.33 \text{ cm}$$

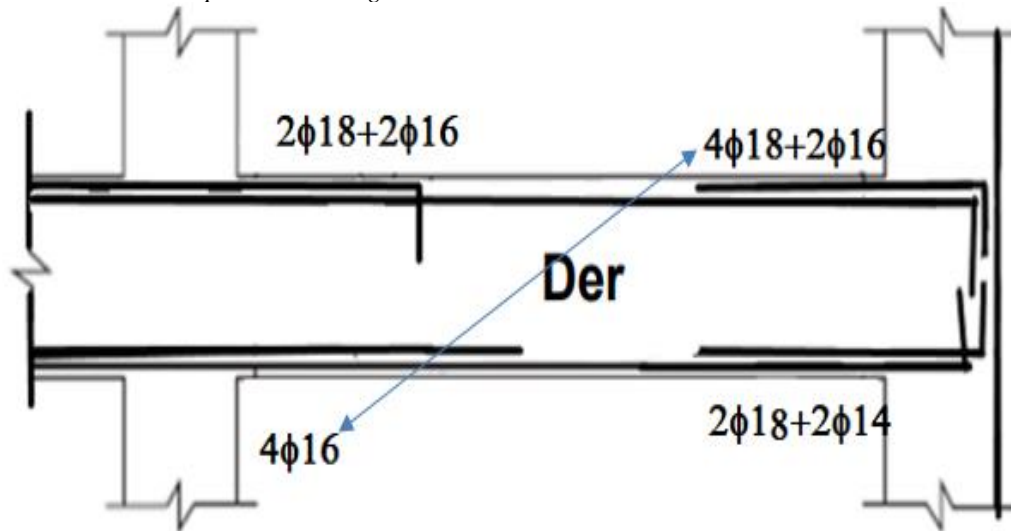
Figura 35: Detalle armado de viga 25x30.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

De igual manera, se procederá a realizar el armado de la viga crítica y la verificación del refuerzo transversal de una de las vigas principales del pórtico (VIGA35x55). La siguiente figura muestra los momentos probables, además de las fuerzas que actúan producto de la combinación de carga (1.2+L).

Figura 36: Cortante equivalente de viga 35x55.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Calcularemos “a” en los momentos positivo y negativo de la sección con mayor área de acero.

$$a^- = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \qquad a^+ = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$a^- = \frac{14.22 * 4200}{0.85 * 240 * 35} \qquad a^+ = \frac{8.04 * 4200}{0.85 * 240 * 35}$$

$$a^- = 8.36 \text{ cm} \qquad a^+ = 4.73 \text{ cm}$$

Procederemos a calcular los momentos probables de igual manera al proceso anterior.

$$M_{pr1} = 1.25 * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr1} = 1.25 * 14.22 * 4200 * \left(50 - \frac{8.36}{2}\right)$$

$$M_{pr1} = 3420692.1 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{pr2} = 1.25 * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr2} = 1.25 * 8.04 * 4200 * \left(50 - \frac{4.73}{2}\right)$$

$$M_{pr2} = 2010673.35 \text{ kg} * \text{cm}$$

Se procede a calcular el cortante isostático por medio de:

$$V_{\text{isostático}} = \frac{WuLn}{2}$$

$$V_{\text{isostático}} = \frac{1134.4 * 7.35}{2}$$

$$V_{\text{isostático}} = 4168.92 \text{ kg}$$

Luego calcularemos el cortante hiperestático.

$$V_E = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln}$$

$$V_E = \frac{3420692.1 + 2010673.35}{735}$$

$$V_E = 7389.62 \text{ kg}$$

Finalmente determinaremos el valor del cortante equivalente crítico, sumando el cortante hiperestático e isostático.

$$V_e = V_{\text{isostático}} + V_E$$

$$V_e = 4168.92 + 7389.62$$

$$V_e = 11558.54 \text{ kg}$$

Nuestro cortante hiperestático debe ser mayor que el cortante isostático (SI CUMPLE).

**Acero transversal en la zona 2h:**

$$\phi V_n > V_e, \text{ Se usa } 2 \square 10 @ 10\text{cm}$$

$$V_s = A_{sv} * F_y * \left(\frac{d}{s}\right)$$

$$V_s = (2 * 0.785) * 4200 * \left(\frac{25}{10}\right)$$

$$V_s = 16485 \text{ kg}$$

El refuerzo transversal en las longitudes definidas en la norma ACI 18.7.5.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo que  $V_c = 0$ .

$$\phi V_s = \phi V_n$$

$$\phi V_n = 0.75 * V_s$$

$$\phi V_n = 12363.75 \text{ kg}$$

Tomaremos el  $V_e$  el cual nos haya dado mayor. En este caso, el calculado.

$$V_e = 10985.53 \text{ kg}$$

Determinaremos si nos cumple de acuerdo a la norma.

$$\phi V_n > V_e$$

$$\phi V_n > V_e$$

$$12363.75 \text{ kg} > 10985.53 \text{ kg}$$

(SI CUMPLE)

**Acero transversal fuera de la zona 2h:**

$$V_{ci} = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{ci} = 0.53 * 1 * \sqrt{240} * 35 * 50$$

$$V_{ci} = 14368.77 \text{ kg}$$

$$\phi V_{ci} = 0.75 * V_{ci}$$

$$\phi V_{ci} = 0.75 * 14368.77$$

$$\phi V_{ci} = 10776.58 \text{ kg}$$

### Refuerzo mínimo a cortante.

$$Vu_{\min} = \phi * \lambda * 0.27 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vu_{\min} = 0.75 * 1 * 0.27 * \sqrt{240} * 35 * 50$$

$$Vu_{\min} = 5489.95 \text{ kg}$$

Se usa 2φ10 @ 25cm.

$$\phi Vs = \phi * Asv * Fy * \left(\frac{d}{s}\right)$$

$$\phi Vs = 0.75 * 1.57 * 4200 * \left(\frac{35}{25}\right)$$

$$\phi Vs = 6923.70 \text{ kg}$$

### Finalmente realizamos la comprobación:

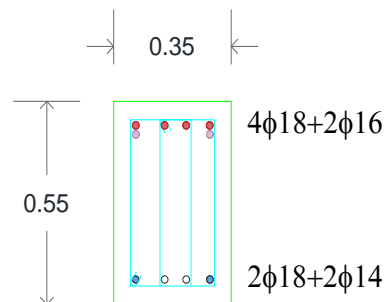
$$\phi Vs \text{ provisto} > Vu \text{ minimo}$$

$$6923.70 > 5489.95$$

(SI CUMPLE)

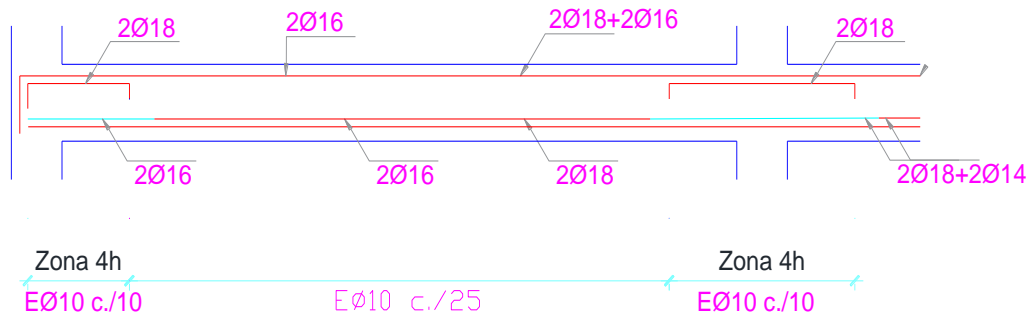
A continuación, detallamos el armado y el área de acero de la viga seleccionada.

Figura 37: Refuerzo longitudinal de viga 35x55.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Figura 38: Detalle armado de viga 35x55.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera

### Adherencia y anclaje de varillas.

- Gancho de 90°

$$ldh = \frac{fy * db}{17 * \lambda * \sqrt{f'c}}$$

$$ldh = \frac{4200 * 1.8}{17 * \lambda * \sqrt{240}}$$

$$ldh = 28.70 \text{ cm}$$

$$ldh = \frac{fy * db}{17 * \lambda * \sqrt{f'c}}$$

$$ldh = \frac{4200 * 1.4}{17 * \lambda * \sqrt{240}}$$

$$ldh = 22.33 \text{ cm}$$

## 4.3. Columnas

### 4.3.1. Límites dimensionales.

Las columnas deben cumplir con lo que el ACI especifica en la sección 18.7.2.1(a) y (b), donde:

a)  $h_{c1}, h_{c2} \geq 30 \text{ cm}$

- $h_{c1} = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  OK

- $h_{c2} = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  OK

b)  $\frac{\text{dimensión menor}}{\text{dimens. perpendicular}} \geq 0.4$

- $\frac{45 \text{ cm}}{45 \text{ cm}} = 1 \geq 0.4$  OK

### 4.3.2. Diseño a flexo – compresión.

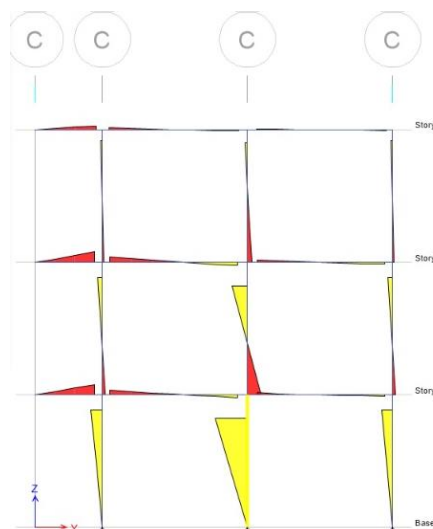
Según Diego Nacif (2008), El estado de esfuerzo de flexo-compresión ocurre comúnmente en columnas de edificios de hormigón armado, de acero, etc. En el diseño de estos elementos generalmente se recurre a diagramas de interacción para determinar sus dimensiones, forma, materiales, armadura, esbeltez, según sea el caso.

Dichos diagramas han sido elaborados a partir de una base teórica, calibrada con resultados experimentales.

Mediante el uso del software ETABS, se analizó la estructura, con ello se logró obtener las fuerzas (P) y los momentos (M) actuantes sobre las columnas, con dichos valores se procedió a graficar el diagrama de interacción, el cual permite visualizar el comportamiento de las columnas según las cargas y los momentos.

En la figura 39 se muestran el diagrama de momentos (Mu) correspondiente a la combinación más crítica (1.2D+L-Ex), mediante ello se procede a ejecutar el chequeo de la columna donde se muestran las fuerzas actuantes más críticas en este caso es en una columna del primer piso.

Figura 39: Diagrama de momentos (M 3-3) del pórtico C.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Se procedió a realizar el cálculo para hallar el área de acero requerido mediante, el Mu y Pu más crítico que se obtuvo del análisis estructural realizado en el ETABS.

Datos de columna	
F <sup>'c</sup>	240 kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
b	45 cm
h	45 cm
P <sub>u</sub>	64014,20 kg
M <sub>u</sub>	1511340 kg-cm
F <sub>r</sub>	0,65
d	41 cm
φ	0,65

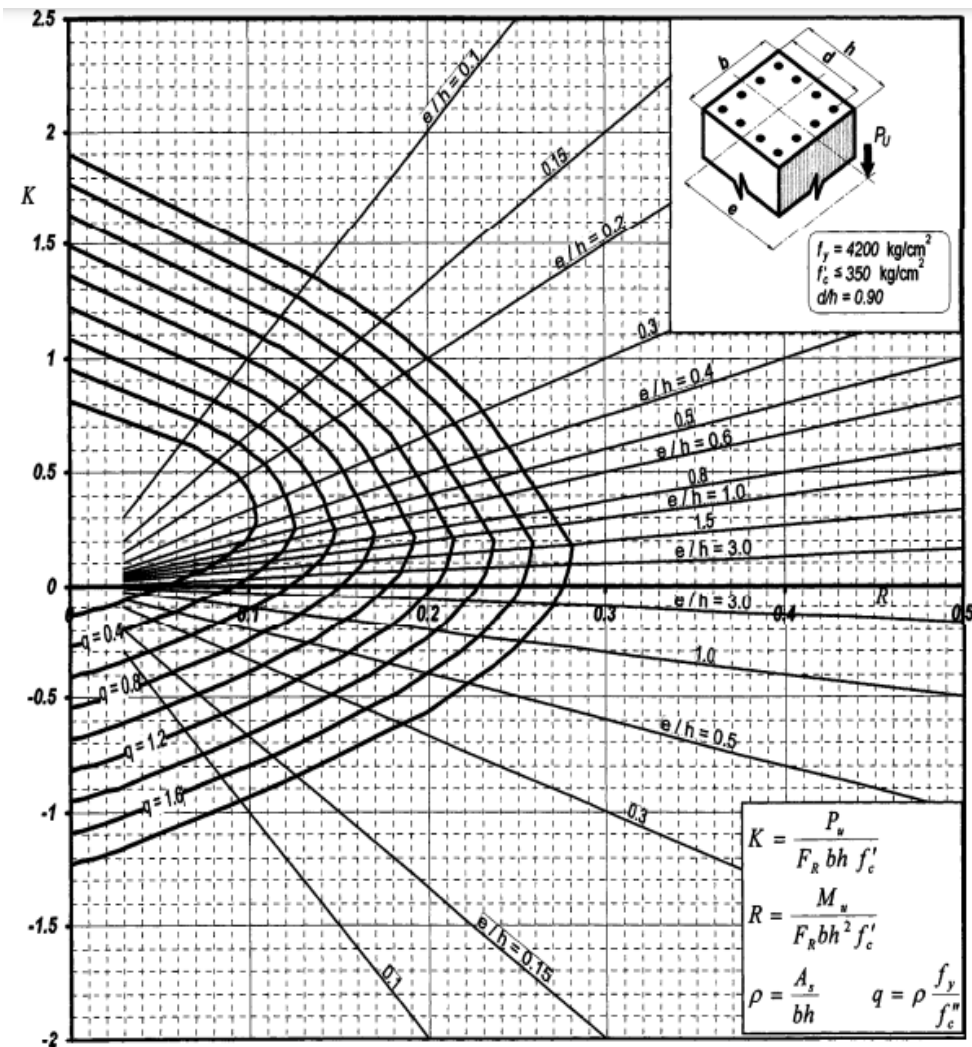


Para el proceso de cálculo se usa utiliza el diagrama de interacción propuesto en el libro de Gonzales Cuevas, el cual facilita el cálculo de resistencia de columnas, este diagrama se utiliza dependiendo del  $F'c$ ,  $f_y$  y de la relación de la altura efectiva con la altura total.

$$\frac{d}{h} = \frac{41}{45} = 0,90$$

Se utiliza el diagrama de interacción con,  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f'c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$  y  $d/h=0,90$

Figura 40: Diagrama de interacción para diseño de columnas.



Nota: fuente Libro de Gonzales Cuevas, p. 776.

### Cálculo de la cuantía de diseño

$$K = \frac{Pu}{Fr * b * h * f'c}$$

$$K = \frac{64014,20 \text{ kg}}{065 * 45\text{cm} * 45\text{cm} * 240 \text{ kg/cm}^2} = 0,20$$

$$R = \frac{Mu}{Fr * b * h^2 * f'_c}$$

$$K = \frac{1511340 \text{ kg} - \text{cm}}{065 * 45\text{cm} * (45\text{cm})^2 * 240 \text{ kg/cm}^2} = 0,11$$

Con el valor de K y R representados en el diagrama de interacción se obtuvo un  $q = 0,325$ .

### Resistencia reducida a la compresión del concreto

$$f^*_c = 0,80 * f'_c$$

$$f^*_c = 0,80 * 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 192 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0,85 * f^*_c$$

$$f''_c = 0,85 * 192 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 163,2 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la cuantía de diseño es igual a:

$$\rho = \frac{f''_c}{f_y} * q$$

$$\rho = \frac{163,2 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} * (0,325)$$

$$\rho = (0,0388) * (0,325)$$

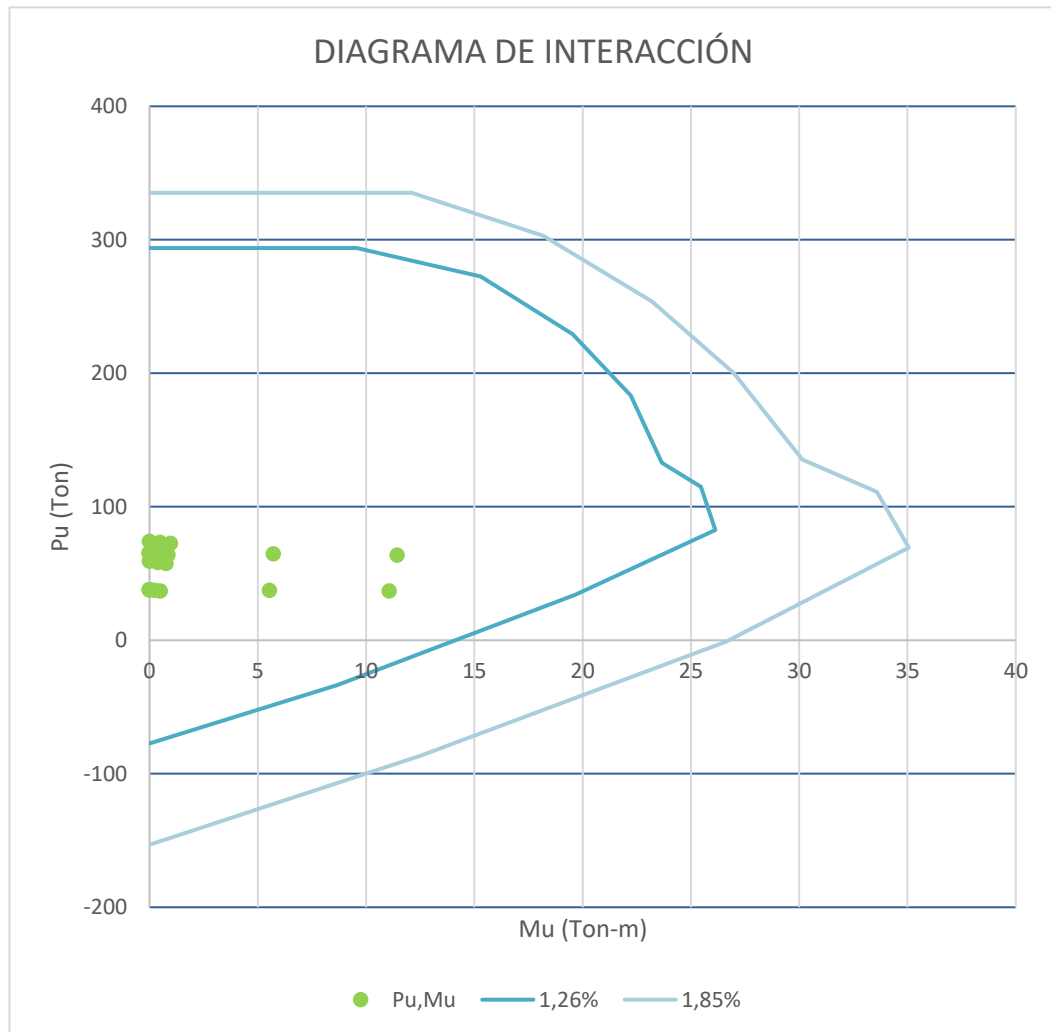
$$\rho = 0,0126$$

Según los resultados dados se obtuvo una cuantía de 1.26%, por esto, se procedió a realizar el cálculo del refuerzo y se obtuvo como resultado que la columna en análisis requería de 10 varillas de 18 mm que cumplía para los requerimientos de

resistencia, pero no cumplía para los requerimientos de sismo-resistencia, por lo tanto, se procedió a realizar el chequeo con distintas cuantías.

La columna más crítica analizada fue una columna interior del primer piso con dimensiones de (45X45) cm, que está localizada en el pórtico C. En la figura 41 se muestra el diagrama de interacción de la columna en análisis.

Figura 41: Diagrama de interacción de columna (45x45) cm.

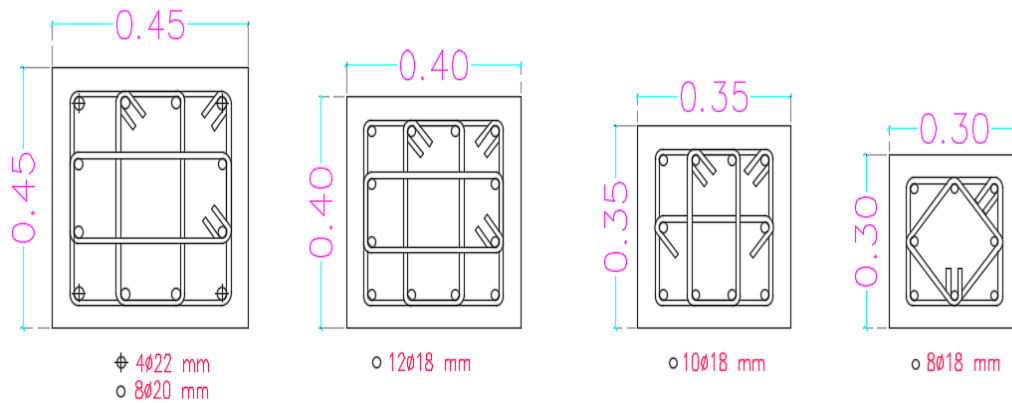


Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Mediante varios análisis de acero longitudinal para la columna, se logró obtener que el refuerzo más óptimo para esta columna es de 12 varillas, el cual corresponde a una cuantía de 1.85%.

Se aplica el mismo proceso y se obtiene el acero longitudinal para las otras columnas de diferentes dimensiones, en la figura 42 se observa el detalle de esta y de las diferentes columnas propuestas.

Figura 42: Detalle del refuerzo longitudinal de las columnas.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

### 4.3.3. Criterio Columna fuerte –viga débil

Según Marinilli (2017) las normas modernas para el diseño de estructuras de concreto reforzado presentan estrategias para generar la condición “columna fuerte viga débil” en pórticos resistentes a momento. Esta condición supone permitir la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas durante un terremoto.

El ACI en la sección 18.7.3.2 menciona que para que este criterio se cumpla se debe cumplir la siguiente condición:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

Para prevenir se debe chequear y una vez provista las cuantías de acero por flexión en vigas y columnas, Si  $\sum M_n$  en la viga del nodo sísmico son menores que los  $M_n$  en las columnas por el uso del factor antes detallado.

Se realiza el análisis de una conexión interior crítica debido a que está conectado a 2 vigas, la conexión se encuentra ubicado en el pórtico C de la segunda planta, dependiendo la dirección del sismo en el que se trabajará la dirección de los elementos cambiará. A continuación, se calculan los momentos de flexión nominal de la viga a partir de los datos mostrados en la siguiente tabla.

Datos de viga	
F'c	240 kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
B	35 cm
H	55 cm
D	50 cm
a <sup>-</sup>	8,36 cm
a <sup>+</sup>	4,73 cm
A <sub>s sup</sub>	14,22 cm <sup>2</sup>
A <sub>s inf</sub>	8,04 cm <sup>2</sup>
Φ	0,90

Donde;

$$M_{nb^-} = \Phi A_s^- f_y \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{nb^-} = (0.90)(14.22 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 50 \text{ cm} - \frac{8.36 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{nb^-} = 2462771,838 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{nb^-} = 24,627 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{nb^+} = \Phi A_s^+ f_y \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{nb^+} = (0.90)(8.04 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 50 \text{ cm} - \frac{4.73 \text{ cm}}{2} \right)$$

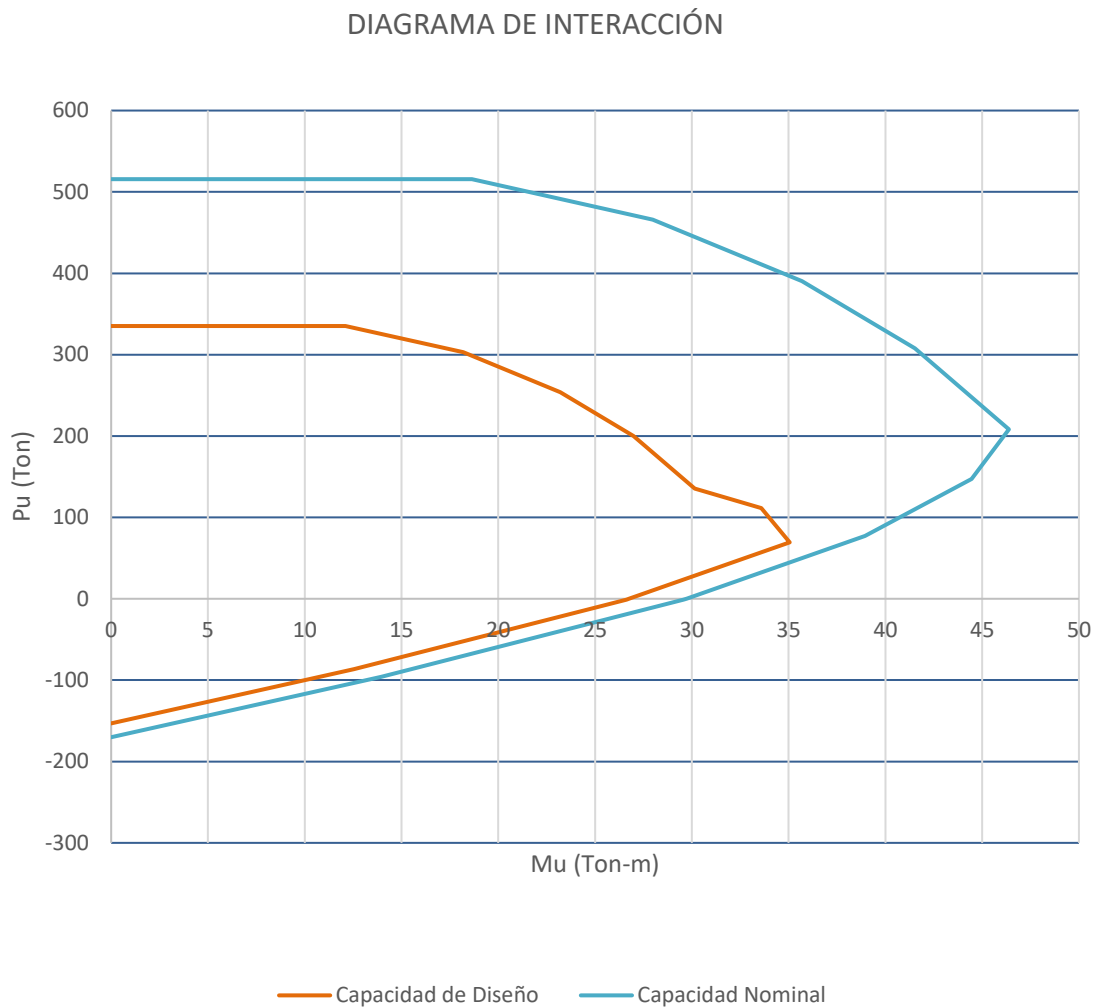
$$M_{nb^+} = 1447693,75 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{nb^+} = 14,476 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para la sumatoria de  $M_{nc}$ , por simplicidad y seguridad se la calcula con referente a una resistencia a flexión baja, en este caso se halla con un  $P=0$ .

En la figura 43, se muestra el diagrama de interacción en esta se visualiza la representación de la capacidad nominal y la capacidad de diseño de la columna, y en la tabla 56 se encuentra detallado los valores del diagrama P-M de diseño y nominal con la que se detallara el área de acero de la columna.

Figura 43: Diagrama de interacción P-M de columna (45x45).



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Tabla 56: Valores de diagrama P-M nominal y de diseño.

	M(Ton-m)	P(Ton)	Pn (ton)	Mn (Ton-m)
Compresión Pura	0,00	335,19	515,67	0,00
Falla Balanceada	30,14	135,43	208,36	46,38
Tensión Controlada	33,59	111,24	147,22	44,45
Flexión Pura	26,75	0,00	<b>0,00</b>	<b>29,73</b>
Tensión Pura	0,00	-153,15	-170,17	0,00

Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Según resultados obtenidos del diagrama de interacción, con  $P=0$ ,  $M_{nc}$  es igual a 29,73 Ton-m, como se muestra en la tabla 56.

Se suma los momentos.

$$\sum M_{nb} = (M_{nb^-} + M_{nb^+})$$

$$\sum M_{nb} = (24,627 \text{ Ton} - \text{m} + 14,476 \text{ Ton} - \text{m}) = 39,104 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\sum M_{nc} = (29,73 \text{ Ton} - \text{m} + 29,73 \text{ Ton} - \text{m}) = 59,455 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se procede a realizar el chequeo para ver si cumple dicho parámetro:

$$59,455 \text{ Ton} - \text{m} \geq \frac{6}{5} (39,104 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$59,455 \geq 46,925$$

(SI CUMPLE)

#### 4.3.4. Refuerzo transversal

Sanchez (2008), indica que el refuerzo transversal en forma de flejes individuales ampliamente espaciados o de una espiral continua poco espaciada, cumple diferentes funciones. En primer lugar, este refuerzo se requiere para mantener las barras longitudinales en su posición dentro de las formaletas mientras se vacía el concreto. Mientras que Rougier (2003), menciona que cuando un elemento de hormigón cargado axialmente es impedido de dilatarse libremente en la dirección transversal, muestra un incremento en su resistencia y capacidad de deformación.

Tal restricción, conocida como confinamiento, ha sido tradicionalmente proporcionado a través de refuerzos transversales de acero en forma de espirales o aros circulares, normalmente denominados estribos o zunchos. Con referencia a las dimensiones de las columnas ya definidas, se procede al cálculo de refuerzos transversales de cada columna rigiéndose a lo que especifica el ACI 318-19 y la NEC-2015.

DATOS	
C <sub>c</sub>	4 cm
B <sub>c</sub>	45 cm
H <sub>c</sub>	45 cm
b <sub>c1</sub>	37 cm
b <sub>c2</sub>	37 cm
L <sub>c</sub>	250 cm
φd <sub>b</sub>	1.8 cm

Según con lo mencionado en la sección 18.7.5.1 del ACI, la longitud L<sub>o</sub> debe ser analizada por los siguientes parámetros donde:

- La altura donde puede ocurrir fluencia por flexión.  
45 cm.
- L<sub>c</sub>/6  
250 cm/6 = 41.67 cm.
- 45 cm.

De los 3 parámetros chequeados controla el mayor resultado en este caso se tiene que L<sub>o</sub> = 45 cm.

En cuestión a lo que dicta la sección 18.7.5.3, la separación de refuerzo no debe exceder de la menor de los siguientes parámetros:

- B<sub>c</sub>/4  
45 cm/4 = 11.25 cm
- 6\*d<sub>b</sub>  
6 (2 cm) = 12 cm
- S<sub>o</sub>, debe ser calculada por la ecuación (19) que se encuentra en el capítulo 2.

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

Donde h<sub>x</sub> = 10.93 cm

$$s_o = 10 + \left( \frac{35 - 10.93 \text{ cm}}{3} \right) = 18.022 \text{ cm}$$

Según el análisis realizado quedo determinada la separación dentro de la zona



Lo es de 12cm  $\approx$  10cm. La sección 18.7.5.5 menciona que para la separación del refuerzo transversal más allá de Lo debe cumplir al menor que los siguientes parámetros:

- $6*d_b$   
6 (2 cm) = 12 cm
- 15 cm

La separación fuera de Lo es igual a 12 cm  $\approx$  10 cm

Con la tabla 33 del capítulo 2 de este proyecto de titulación se procede a realizar el chequeo de refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.

Con respecto a la revisión de la tabla 33 según sus condiciones se obtuvo que;

$$A_{sh}/(sb_c) \begin{cases} 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} (a) \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} (b) \end{cases}$$

Donde:

$$A_g = B_c * H_c$$

$$A_g = 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm}$$

$$A_g = 2025 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = b_{c1} * b_{c2}$$

$$A_{ch} = 37 \text{ cm} * 37 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = 1369 \text{ cm}^2$$

$$0.3 \left( \frac{2025 \text{ cm}^2}{1369 \text{ cm}^2} - 1 \right) \frac{240 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$0.3(1.479 - 1)0,0571$$

$$0,0082$$

$$0.09 \left( \frac{240 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$0.09(0,0571) = 0,0051$$

$$0,0051$$

De estos dos valores obtenidos controla el mayor en este caso 0,0082.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq 0.0082$$

$$\frac{A_{sh}}{s} \geq 0,0082 * b_c$$

$$\frac{A_{sh}}{s} \geq 0,304 \text{ cm}$$

Con  $s=10$  cm se obtiene que  $A_{sh}$  es igual a:

$$A_{sh} = 0,304 \text{ cm} * s$$

$$A_{sh} = 0,304 * 10$$

$$A_{sh} = 3,03 \text{ cm}^2$$

Entonces, con  $3\phi 10\text{mm}$  se obtiene un área de acero provisto de  $3,14 \text{ cm}^2$

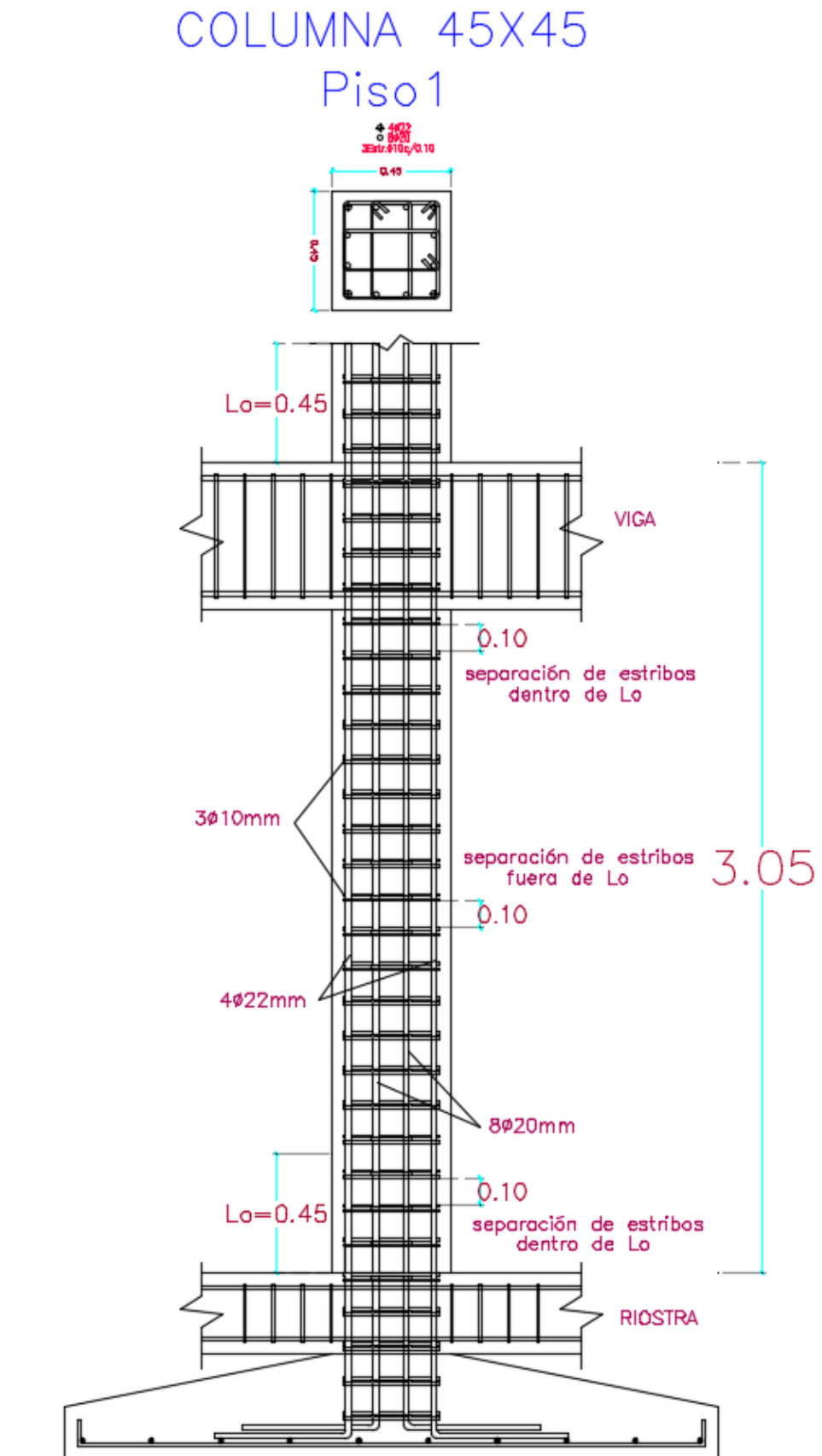
$$A_{sh \text{ provisto}} > A_{sh}$$

$$3,14 \text{ cm}^2 > 3,03 \text{ cm}^2$$

( SI CUMPLE )

Con el análisis realizado la columna de  $45 \times 45$  tendrá como refuerzo transversal 3 estribos de varilla de 10 mm cada 10 cm dentro y fuera de Lo. En la figura 44 se muestra el detalle de toda la columna.

Figura 44: Detalle de columna con refuerzo longitudinal y transversal.

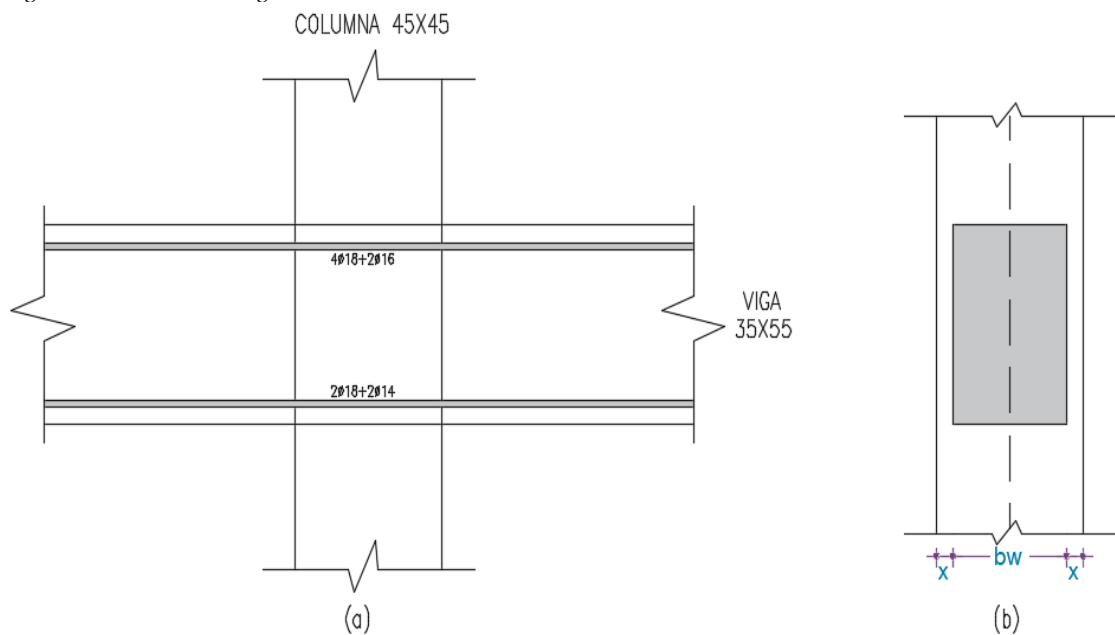


Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

#### 4.4. Conexión Viga-columna

El análisis se realizará para la columna interior central del primer piso (45x45 cm), en donde en cada cara de la columna conecta una viga. La siguiente figura mostrara el diseño y los cálculos.

Figura 45: Conexión Viga-columna.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

#### Área efectiva del nudo

Para hallar el área se debe cumplir con lo que se especifica en la sección 15.4.2.4 del ACI.

El valor de “x” se calcula con respecto a la geometría que muestra la figura 45 (b), este es el restante de lo que se encuentra fuera de la viga hasta la esquina de la columna, entonces el valor es igual a 5 cm.

Para determinar el ancho efectivo, es recomendable centrar la viga con respecto a la columna para mejorar el confinamiento, por ello se tiene:

$$b_j = B + 2X$$

$$b_j = 35 \text{ cm} + 2(5 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 2025 \text{ cm}^2$$

Con respecto al acero longitudinal de la viga descrito en el cálculo, se procede a revisar la conexión por cortante, despreciando el cortante de la columna por simplicidad.

$$V_{ej} = 1.25 * (A_{s_{sup}} + A_{s_{inf}}) * f_y + V_c$$

$$V_{ej} = 1.25 * (14.22 \text{ cm}^2 + 8.04 \text{ cm}^2) * 4200 \text{ kg/cm}^2 + 0$$

$$V_{ej} = 116865 \text{ kg}$$

$$V_{ej} = 116.865 \text{ Ton}$$

Para hallar la resistencia nominal del nodo a cortante es necesario que cumpla ciertos parámetros que se dictan en la tabla 35 que se encuentra en el capítulo 2 de este proyecto de titulación.

Realizado el cheque de la tabla 35 se obtuvo que:

- Cumple con 15.2.6, ya que el análisis se lo está realizando en un nodo intermedio.
- Cumple con 15.2.7, ya que el chequeo se la está realizando en columna interior y existen vigas continuas de ambos lados.
- Cumple con 15.2.8, ya que en ancho de la viga transversal es al menos  $\frac{3}{4}$  del ancho de la cara de la columna, por eso se la considera que el nodo es confinado.

$$b_w \geq 0.75B_c$$

$$35 \text{ cm} \geq 0.75(45 \text{ cm})$$

$$35 \text{ cm} \geq 33.75 \text{ cm} \quad (OK)$$

Con los resultados obtenidos para hallar la resistencia nominal se utiliza la primera ecuación de la tabla antes mencionada.

### **Resistencia nominal del nodo**

$$V_{nj} = 5.3 * \lambda * \sqrt{f'_c} * A_j$$

$$V_{nj} = 5.3 * 1 * \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} * 2025 \text{ cm}^2$$

$$V_{nj} = 166267.18 \text{ kg} = 166.26 \text{ Ton}$$

**Verificación de conformidad:**

$$\phi V_{nj} > V_{ej}$$

$$(0,85)(166.26 \text{ Ton}) > 116.865 \text{ Ton}$$

$$141.327 \text{ Ton} > 116.865 \text{ Ton} \text{ (CUMPLE)}$$

# CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para finalizar el presente trabajo de titulación a continuación, presentaremos las conclusiones y recomendaciones.

## 5.1. Conclusiones

Se realizó el diseño de un pabellón de 3 plantas empleando las normas ecuatorianas y el código ACI 318-19, con el objetivo de que la estructura cumpla con las capacidades de deformación y sismo-resistencia.

Al obtener el espectro de diseño elástico mediante la guía y el uso de la norma NEC, se emplean valores dependiendo el tipo de suelo (TIPO D). Para posterior a esto obtener nuestro valor en la meseta  $S_a(g)=1.008$ , en comparación al del programa Etabs que presento un cambio superior al calculado, llegando a la conclusión de trabajar con los valores obtenidos por medio de la NEC.

En el diseño de la estructura con las características obtenidas, trabajamos con las combinaciones de carga más la carga sísmica establecidas en la norma ecuatoriana de la construcción, y después de observar los resultados de la estructura diseñada, para un sismo de diseño mediante la guía ya antes mencionada, lograr exigirle a la misma con la finalidad de obtener que la estructura alcance el nivel de desempeño de seguridad de vida.

- No se debe tener irregularidades en planta y elevación, caso contrario penalizarlo dependiendo el caso.
- Se deberá considerar los efectos de estabilidad  $P\Delta$  y la estructura no deberá presentar torsión y derivas máximas.

Tras el análisis mediante el programa Etabs, en un sistema aporticados se tuvo que la sección de las columnas de borde mediante el predimensionamiento, se tornaban críticas y se procedió a aumentar la sección con su respectiva reducción en el tercer piso, siendo un caso aparte el predimensionamiento de las vigas, debido a que no presento problema en las secciones obtenidas.

Logrando así resultados favorables y conservadores en el diseño, puesto que no se presentó torsión y derivas excesivas en la misma. Posterior a los análisis aplicados por medio del programa de modelamiento ETABS ULTIMATE, se procedió a extraer los momentos de cada elemento.

En las columnas se determinó la cuantía de acero para la sección crítica, arrojando un valor de 0.0126 siendo un valor que está dentro del rango permitido. Realizando los chequeos de columna fuerte- viga débil, el área de acero por medio de la cuantía trabajada no cumplía con los requerimientos de sismo-resistencia y se recalculo la cuantía, siendo finalmente 1.85% que de igual manera sigue estando en el rango permitido y cumpliendo así los análisis y chequeos posteriores.

En vigas se determinó el As de cada sección crítica, que mediante los análisis y los datos arrojados por el programa tenemos mayor presencia de momentos en las vigas de 35x55 y 35x50, por consiguiente, llevará mayor acero y debido a las grandes luces que tiene, se colocó refuerzo para disipar momentos.

## **5.2. Recomendaciones**

- Se recomienda que para proyectos de estructuras esenciales se tomen en cuenta y consideración las normas que rigen al país, a fin de garantizar durabilidad, ductilidad y seguridad de vida para los ocupantes y personas del sector. Y que después de un evento sísmico no exceda su límite elástico con desempeño correspondiente a ocupación inmediata.
- Si una estructura es muy dúctil se puede deformar con derivas del 4% pero en nuestro caso trabajamos con el 2% que es la mitad de su capacidad limitante y es suficiente para una propiedad de tenacidad moderada y la estructura ser dúctil múltiples veces.



- Se puede evitar que la estructura tenga grandes volados, debido a que esto ocasionara que la estructura presente excentricidad y posteriormente alejarse del centro de masa, puesto que debido a esto exista torsión inherente en la estructura diseñada.
- Modelar correctamente las estructuras en el programa de modelamiento ETABS y que mediante los datos arrojados si es el caso, corregir si la estructura presenta torsión y derivas de piso excesiva.
- En caso de tener estructuras esbeltas, es normal que estén controladas por deformaciones y que estemos al límite de las derivas permisibles y si están dentro del rango admisible no deberá haber problema de estabilidad.
- La estructura deberá tener redundancia, debida que la presencia de esta nos brinda una redistribución de cargas dentro de la estructura y es importante para mantener equilibrio y estabilidad.

## BIBLIOGRAFIA

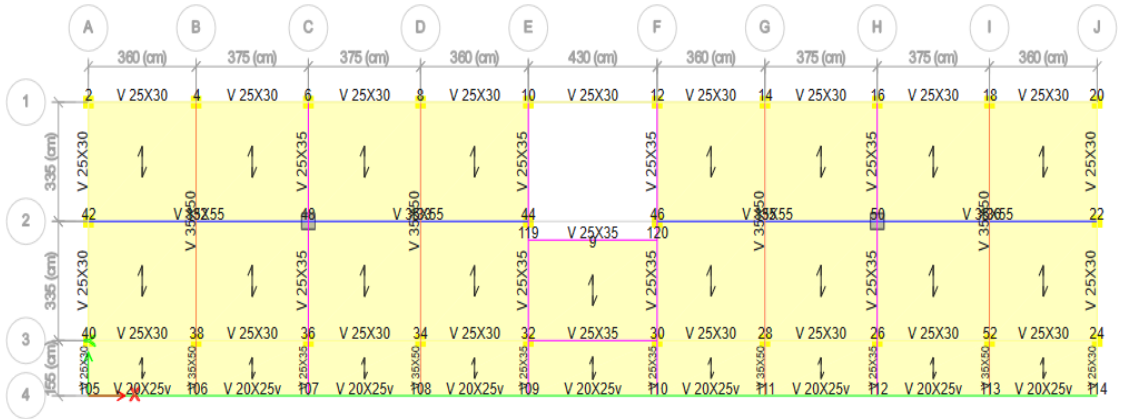
- ACI 318-19. (2019). American Concrete Institute. Retrieved from <https://www.udocz.com/mx/apuntes/53414/aci-318-19-espanol>
- Alisson Rocio Rivadeneira, J. G. K. (2020). (PDF) *MAPAS ILUSTRATIVOS DE LOS SISMOS OCURRIDOS EN ECUADOR DURANTE LOS ÚLTIMOS AÑOS (2012-2019)*. Retrieved from [https://www.researchgate.net/publication/338992066\\_MAPAS\\_ILUSTRATIVOS\\_DE\\_LOS\\_SISMOS\\_OCURRIDOS\\_EN\\_ECUADOR\\_DURANTE\\_LOS\\_ULTIMOS\\_ANOS\\_2012-2019](https://www.researchgate.net/publication/338992066_MAPAS_ILUSTRATIVOS_DE_LOS_SISMOS_OCURRIDOS_EN_ECUADOR_DURANTE_LOS_ULTIMOS_ANOS_2012-2019)
- Andersson Rodríguez. (2015). *COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE LOSAS COLABORANTES UNIDIRECCIONALES CON LOSAS ALIGERADAS*. UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA, Cajamarca.
- Armando Sanchez Sierra, J. (2008). Análisis de la influencia del refuerzo transversal en el confinamiento de columnas de sección circular y rectangular modeladas a escala reducida. Retrieved from [https://ciencia.lasalle.edu.co/ing\\_civil](https://ciencia.lasalle.edu.co/ing_civil)
- CAF. (2017). La importancia de tener una buena infraestructura escolar | CAF. Retrieved November 29, 2021, from <https://www.caf.com/es/actualidad/noticias/2016/10/la-importancia-de-tener-una-buena-infraestructura-escolar/>
- Carlos Saavedra. (2016, October 29). Verificación del cortante basal según Covenin 1756-2001 – Ing. Carlos A. Saavedra. Retrieved November 28, 2021, from <https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/>
- Chávez-García, F. J., & Montalva, G. A. (2014). Efectos de sitio para Ingenieros Geotécnicos, estudio del valle Parkway. <https://doi.org/10.4067/s0718-28132014000200001>
- Chunga, K., Livio, F. A., Martillo, C., Lara-Saavedra, H., Ferrario, M. F., Zevallos, I., & Michetti, A. M. (2019). Landslides triggered by the 2016 Mw 7.8 pedernales, ecuador earthquake: Correlations with ESI-07 intensity, lithology, slope and PGA-h. *Geosciences (Switzerland)*, 9(9), 371. <https://doi.org/10.3390/geosciences9090371>
- Diego Nacif. (2008). DISEÑO DE SISTEMA PARA ENSAYO DE PROBETAS EN ESFUERZO DE FLEXO-COMPRESIÓN.
- Guardia, R. (2012). *Modelacion Probabilista del Riesgo Sismico en la Ciudad de David, Panama*. Retrieved from [https://www.academia.edu/29322263/Modelacion\\_Probabilista\\_del\\_Riesgo\\_Sismico\\_en\\_la\\_Ciudad\\_de\\_David\\_Panama](https://www.academia.edu/29322263/Modelacion_Probabilista_del_Riesgo_Sismico_en_la_Ciudad_de_David_Panama)
- Hernández, J. J., & López, O. A. (2007). Investigación de respuestas sísmicas críticas incorporando la torsión accidental. Retrieved November 28, 2021, from [http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0376-](http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-)

723X2007000300002

- Jordán Zambrano, Á. A., & Aguilar Toledo, M. B. (2016). Diseño Sismo Resistente Del Edificio Centro De Alto Rendimiento Ligas Del Sur, Por El Método De Desempeño. Retrieved from <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/17041>
- Luis Garza. (2000). Diseño y Construcción de Cimentaciones. Retrieved January 16, 2022, from <https://es.slideshare.net/torresminas/cimientos-31488099>
- Marinilli, A. (2017). EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DE LA CONDICIÓN “COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL.”
- Moncayo Theurer Marcelo, Vargas Jiménez Julio, Moncayo Velasco Guisella, & Barzola Zambrano Irma. (2017). Vista de Análisis sobre la recurrencia de terremotos severos en Ecuador. Retrieved from <https://revistas.utp.ac.pa/index.php/prisma/article/view/1526/2266>
- NEC. (2015a). CARGAS (NO SÍSMICAS).
- NEC. (2015b). CPE INEN-NEC-SE-RE 26-3.
- NEC. (2015c). ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.
- NEC. (2015d). GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES.
- NEC. (2015e). PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE.
- Páez, A. (1986). Hormigón armado - Alfredo Páez - Google Libros. Retrieved January 16, 2022, from <https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=5wfVaiKduB8C&oi=fnd&pg=PA25&dq=hormigón+armado&ots=dh1cpc5tcl&sig=nq1ndFc1z4R2MIxMC4Aiu3bZAFw#v=onepage&q=hormigónarmado&f=false%0Ahttps://books.google.com.mx/books?id=5wfVaiKduB8C&pg=PA195&dq=monómeros+y+políme>
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. Retrieved November 28, 2021, from [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&tlng=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&tlng=es).
- Sísmica de Suelos. (2018, June 15). Espectros de diseño sísmico de sitio - Estudio de Mecánica de Suelos en México | Sísmica de Suelos. Retrieved November 28, 2021, from <https://sismica.com.mx/servicios/espectros-diseno-sismico-sitio.php>
- Viviana Rougier. (2003). *CONFINAMIENTO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN CON MATERIALES COMPUESTOS*. Universidad Nacional de Tucumán, San Miguel de Tucumán. Retrieved from <https://es.scribd.com/document/389176308/Tesis-Magister-V-Rougier-pdf>

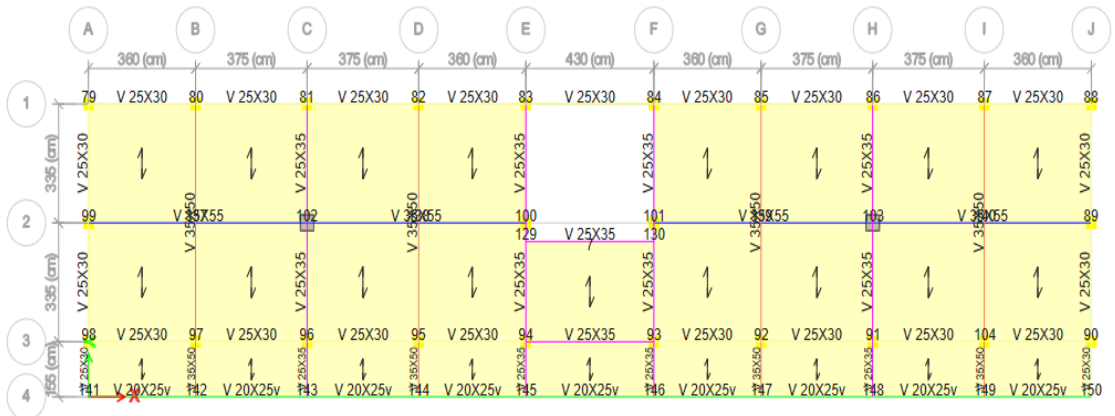
# ANEXOS

Anexo 1: Modelamiento de primer piso.



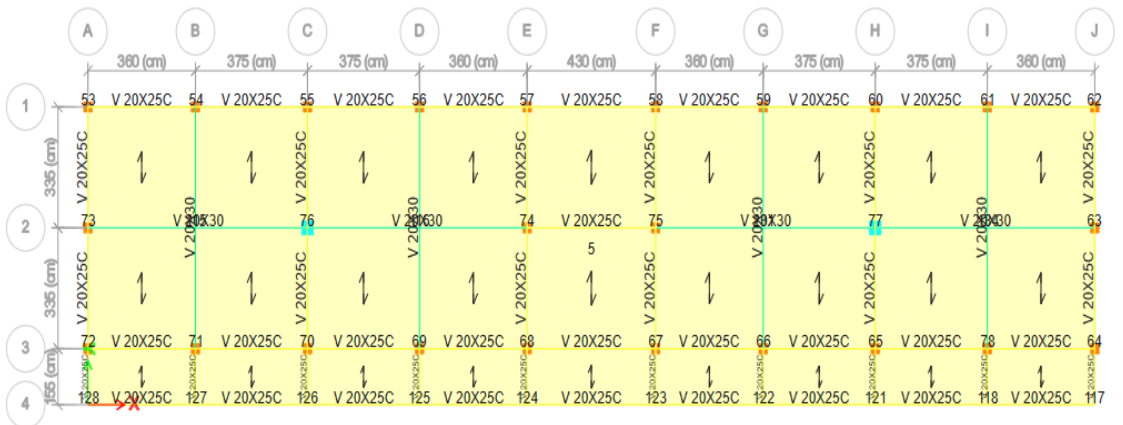
Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Anexo 2: Modelamiento de segundo piso.



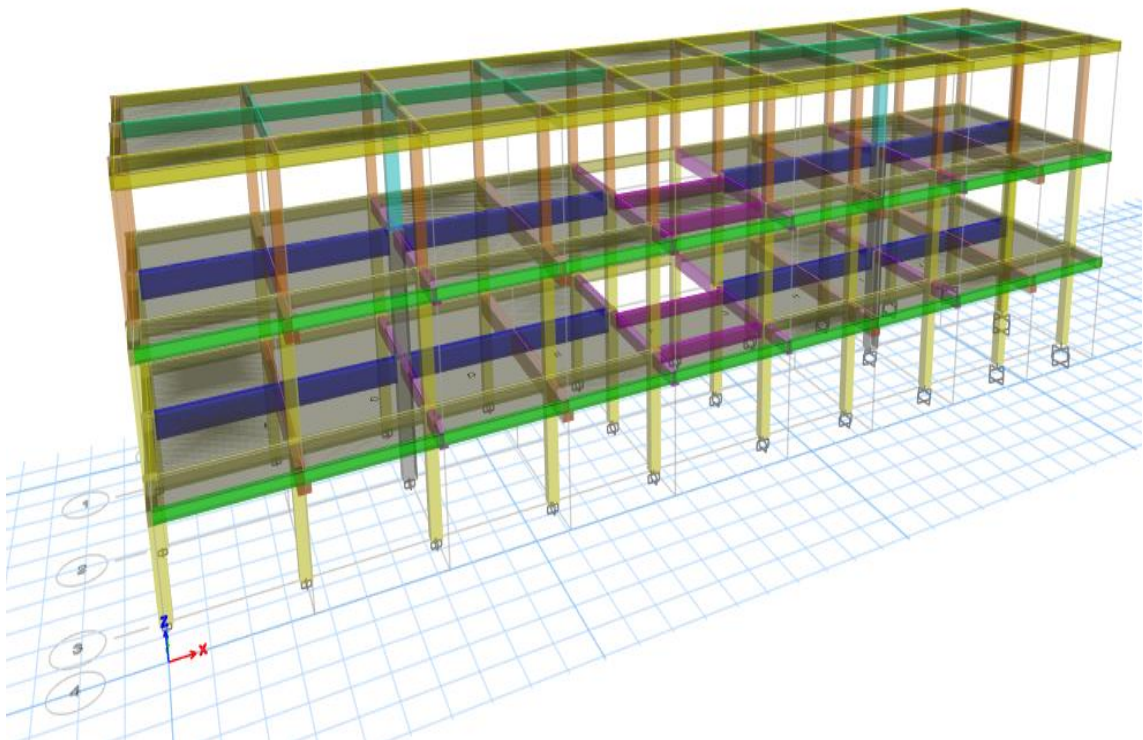
Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Anexo 3: Modelamiento de tercer piso.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

*Anexo 4: Modelamiento en 3D.*



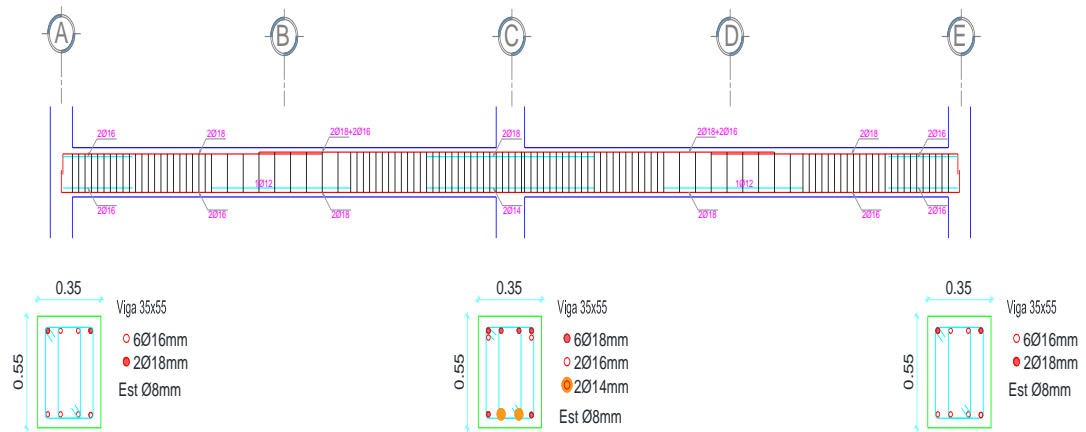
*Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.*

*Anexo 5: Diseño de escuela modelada.*



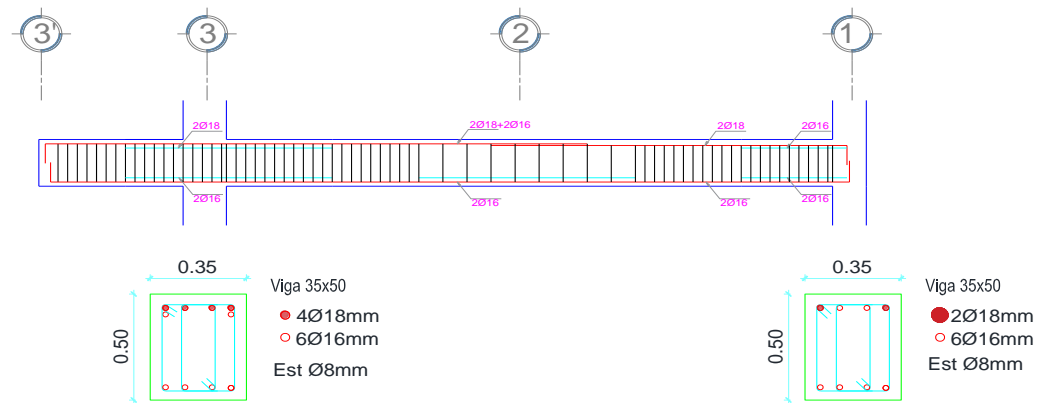
*Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.*

Anexo 6: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 35x55.



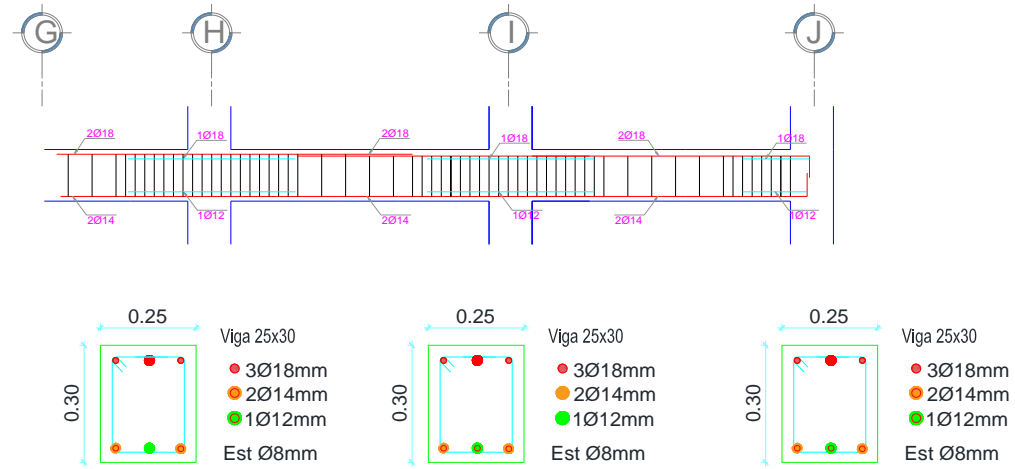
Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Anexo 7: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 35x50.



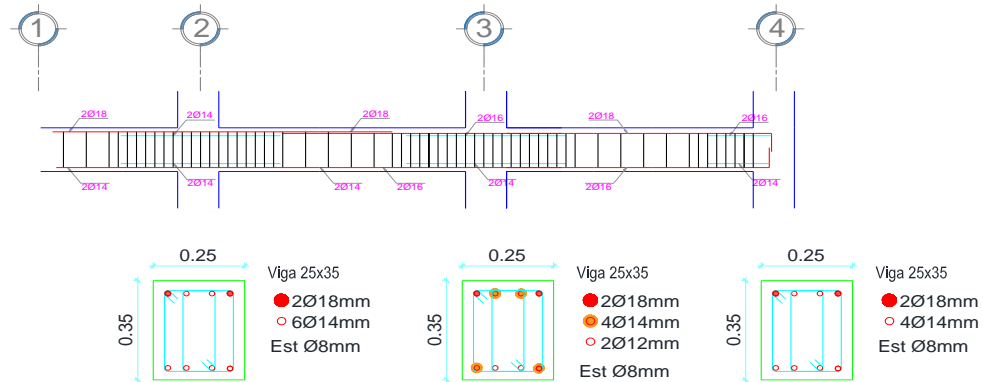
Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Anexo 8: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 25x30.



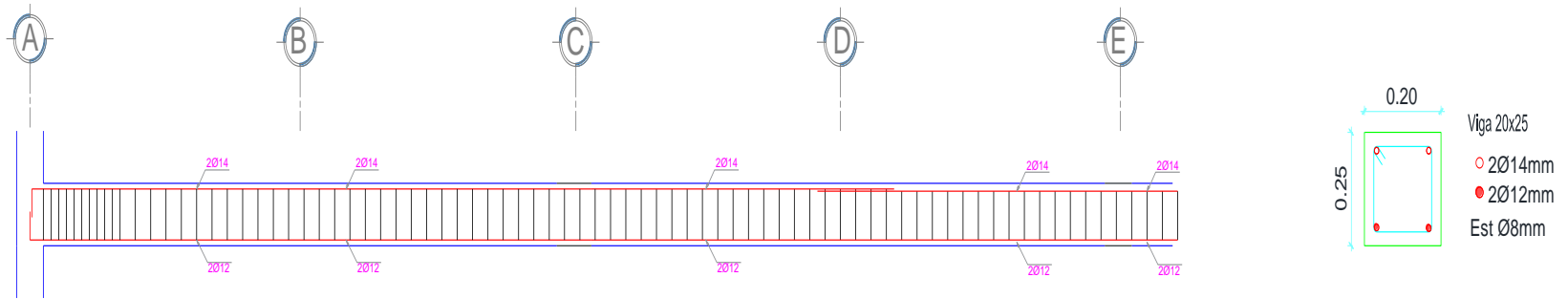
Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Anexo 9: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 25x35.



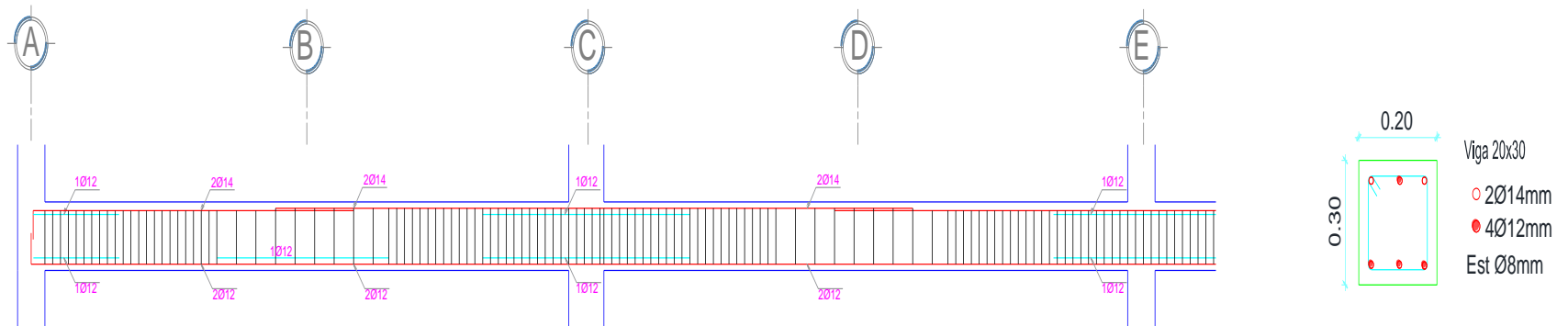
Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Anexo 10: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 20x25.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

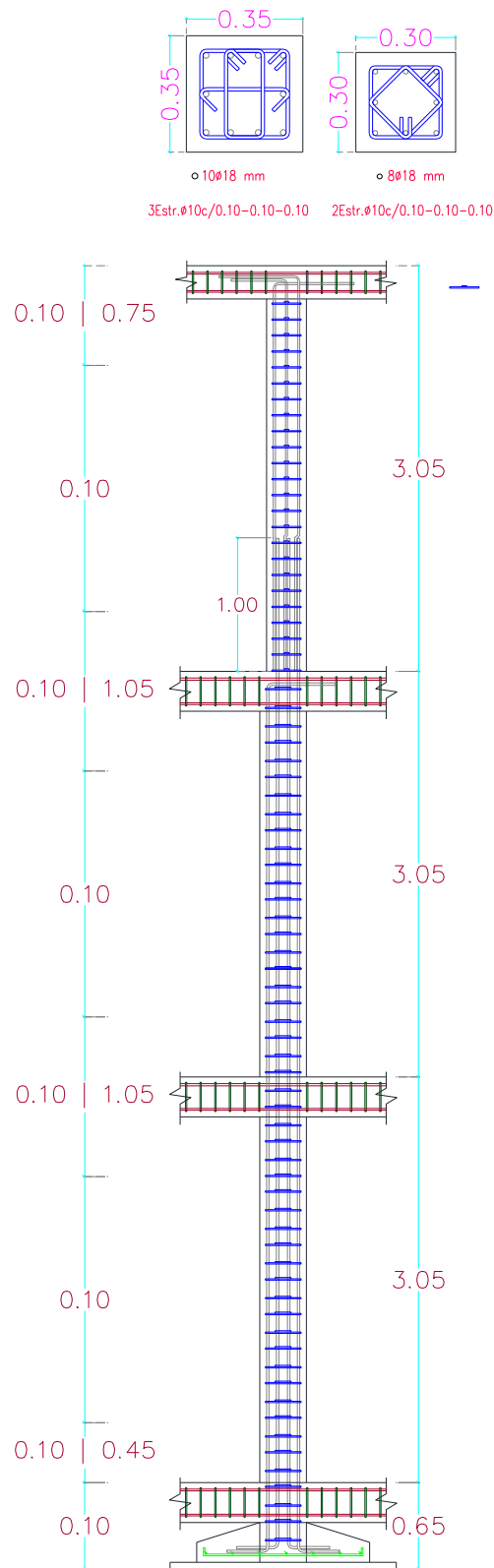
Anexo 11: Detalle de refuerzo transversal y longitudinal de viga 20x30.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

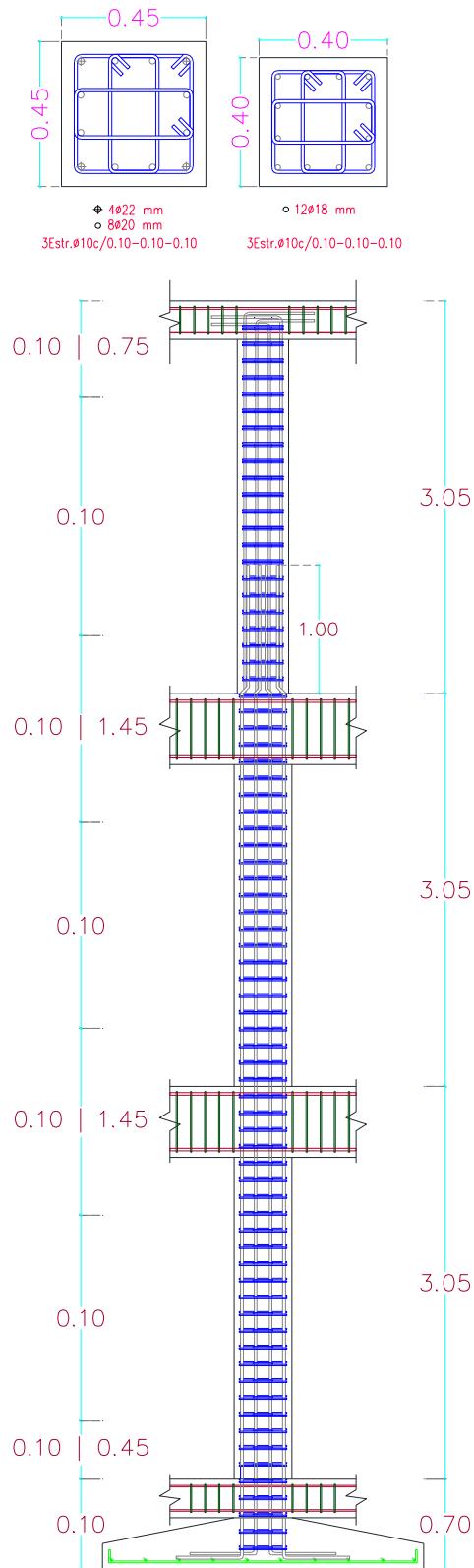


Anexo 12: Detalle de refuerzo longitudinal y transversal de columna 35x35 y reducción en la tercera planta.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.

Anexo 13: Detalle de refuerzo longitudinal y transversal de columna 45x45 y reducción en la tercera planta.



Nota: fuente Jonathan Chalén – Ronald Rivera.