



UNIVERSIDAD ESTATAL PENINSULA DE SANTA ELENA.

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERIA.

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.

**“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE Y ESTIMACIÓN DE
COSTO DE UN EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR DE 12 PISOS CON
SISTEMA DE MUROS DE CORTE, EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

Previo a la obtención del título de:

INGENIEROS CIVILES

AUTORES:

LUIS JALMAR PANCHANA VILLÓN

BRYAN ABEL REYES MOREIRA

TUTOR:

ING. VIANNA PINOARGOTE ROVELLO, MSC.

La Libertad, Ecuador

2020



UNIVERSIDAD ESTATAL PENINSULA DE SANTA ELENA.

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERIA.

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.

**“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE Y ESTIMACIÓN DE
COSTO DE UN EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR DE 12 PISOS CON
SISTEMA DE MUROS DE CORTE, EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

Previo a la obtención del título de:

INGENIEROS CIVILES

AUTORES:

LUIS JALMAR PANCHANA VILLÓN

BRYAN ABEL REYES MOREIRA

TUTOR:

ING. VIANNA PINOARGOTE ROVELLO, MSC.

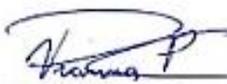
La Libertad, Ecuador

2020

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por Mateo Villao Kristel Michelle y Medina Carvajal Dexy Nathali, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

TUTORA

f. 

Ing. Vianna Pinoargote Rovello, M.Sc.

DIRECTOR DE CARRERA (E)

f. 

Ing. Juan Garcés Vargas, Mgp.

La Libertad, a los 11 del mes de Marzo del año 2021

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de investigación **“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE Y ESTIMACIÓN DE COSTO DE UN EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR DE 12 PISOS CON SISTEMA DE MUROS DE CORTE, EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA”**, elaborado por el Sr. **LUIS JALMAR PANCHANA VILLÓN** y el Sr. **BRYAN ABEL REYES MOREIRA**, 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.

TUTORA

f. _____

Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello

La Libertad, al día 10 del mes de marzo del 2021.

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **Panchana Villón Luis Jalmar** y **Reyes Moreira Bryan Abel**

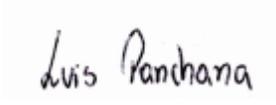
DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, “**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE Y ESTIMACIÓN DE COSTO DE UN EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR DE 12 PISOS CON SISTEMA DE MUROS DE CORTE, EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA**” previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL** ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi/nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 10 del mes de marzo del año 2021.

LOS AUTORES

f.  _____

Panchana Villón Luis Jalmar

f.  _____

Reyes Moreira Bryan Abel

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Panchana Villón Luis Jalmar** y **Reyes Moreira Bryan Abel**

Autorizo/Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación, “**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE Y ESTIMACIÓN DE COSTO DE UN EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR DE 12 PISOS CON SISTEMA DE MUROS DE CORTE, EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 10 del mes de marzo del año 2021.

LOS AUTORES

f. Luis Panchana
Panchana Villón Luis Jalmar

f. Bryan Reyes M.
Reyes Moreira Bryan Abel



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

Creación: Ley No. 110 R.O. No. 366 (Suplemento) 1998-07-22

La Libertad, 11 de marzo de 2021

CERTIFICADO ANTIPLAGIO

003-TUTOR VAPR-2021

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado **“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE Y ESTIMACIÓN DE COSTO DE UN EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR DE 12 PISOS CON SISTEMA DE MUROS DE CORTE, EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA”**, elaborado por el Sr. **LUIS JALMAR PANCHANA VILLÓN** y el Sr. **BRYAN ABEL REYES MOREIRA”**, egresados de la Carrera de INGENIERÍA CIVIL, de la 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 una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con 4% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente,

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Vianna Pinoargote Rovello', is written over a light blue horizontal line.

Ing. Mgs. Vianna Pinoargote Rovello

C.I.:2400061632

DOCENTE TUTOR



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
Creación: Ley No. 110 R.O. No. 366 (Suplemento) 1998-07-22

Reporte Urkund.

URKUND

Document Information

Analyzed document	tesis muros de corte 9 de marzo URKUND.docx (D97871894)
Submitted	3/10/2021 5:01:00 PM
Submitted by	
Submitter email	bryan.reyesmoreira@upse.edu.ec
Similarity	4%
Analysis address	lmoreno.upse@analysis.arkund.com

Sources included in the report

W	URL: https://docplayer.es/92968854-De-ingenieria-civil-escuela-profesional-de-ingenieri ... Fetched: 11/4/2020 9:08:57 AM		1
W	URL: http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/19163/1/T-UCE-0011-ICF-160.pdf Fetched: 12/10/2020 12:10:45 AM		7
W	URL: http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/12342/DISE%C3%91O- pdf?seque ... Fetched: 12/8/2020 2:50:05 PM		2

AGRADECIMIENTOS

Agradezco Dios por darme la vida, por forjar mi camino y haberme otorgado una gran familia.

A mis padres por todo el esfuerzo que han hecho para que pueda llegar a este punto de mi vida.

A mi hermano por su ayuda dentro y fuera de la carrea.

A mi tutora de tesis por su enseñanza, experiencia y tiempo empleado a lo largo del trabajo de titulación.

Luis Jalmar Panchana Villón

AGRADECIMIENTOS

Mis agradecimientos son dirigidos, primero a Jehová Dios por demostrarme su amor, dándome los medios y capacidades físicas y espirituales que me ayudaron a formarme apropiadamente como profesional.

A mis padres, esposa y hermanas que me apoyaron dándome su tiempo, recursos, energías y motivación para poder lograr esta meta, de manera que me sienta orgulloso por mi esfuerzo.

A mi tutora de tesis por compartir su tiempo, conocimiento y experiencia en la elaboración y culminación de este proyecto de grado.

Bryan Abel Reyes Moreira

DEDICATORIA

A Dios por guiarme por el camino del bien y me permitió culminar la carrera universitaria.

A madre Angélica Alexandra Villon Figueroa y a mi padre Franklin Fabián Panchana Saona que día a día me motivan a salir adelante, siempre me han dado su confianza y me alentaron a seguir una carrera profesional.

A mi hermano Ronny Fabián Panchana Saona, que a la vez fue un compañero de carrera y constantemente nos ayudábamos mutuamente.

Luis Jalmar Panchana Villón

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Jehová Dios por su bondad amorosa de darme la vida y la guía para poder terminar mis estudios seculares.

A mis padres que me animaron y me obsequiaron la oportunidad de estudiar una carrera profesional.

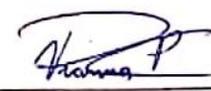
A mi esposa por apoyarme y ayudarme física y espiritualmente a crecer como persona y culminar mis estudios.

A mis hermanas, resto de familiares y amigos que colaboraron de una u otra forma en mi periodo de estudio y culminación de ese trabajo de grado.

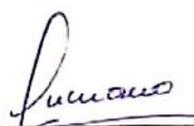
Bryan Abel Reyes Moreira

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 
Ing. Juan Garcés Vargas, Mgp.
DIRECTOR DE CARRERA

f. 
Ing. Vianna Pinoargote Rovello, M.Sc.
DOCENTE TUTOR

f. 
Ing. Raúl Villao Vera, M.Sc.
DOCENTE ESPECIALISTA

f. 
Ing. Lucrecia Moreno Alcivar, M.Sc.
DOCENTE DE UIC

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	VII
DEDICATORIA	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XVIII
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XXIV
ÍNDICE DE ANEXOS.....	XXXII
RESUMEN.....	XXXIV
ABSTRACT	XXXV
CAPÍTULO I.....	1
1 Generalidades.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes	4
1.3 Planteamiento Del Problema	6
1.4 Formulación Del Problema	8
1.5 Justificación.....	8
1.6 Objetivos De La Propuesta.....	9
1.6.1 Objetivo general.....	9
1.6.2 Objetivos específicos.	9
1.7 Hipótesis.....	10

1.8	Variables.....	10
1.8.1	Variable Independiente:	10
1.8.2	Variable dependiente:.....	10
1.9	Metodología.....	10
CAPÍTULO II		12
2	Marco Teórico.....	12
2.1	Muros De Corte	12
2.1.1	Introducción	12
2.1.2	Definición.....	13
2.1.3	Importancia	14
2.1.4	Ubicación Estratégica De Muros De Corte.....	14
2.1.5	Clasificación De Los Muros De Corte	15
2.1.6	Tipos De Falla De Un Muro De Corte.....	19
2.2	Marco Contextual	21
CAPÍTULO III		23
3	Marco Metodológico.....	23
3.1	Análisis Dinámico Espectral	23
3.2	Grados de Libertad Dinámicos.....	24
3.3	Modos de Vibración	24
3.4	Zonificación Sísmica Y Factor De Zona Z	25

3.5	Geología Local	26
3.5.1	Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.....	26
3.5.2	Coeficientes De Perfil De Suelo Fa, Fd Y Fs.	27
3.6	Componentes Horizontales De La Carga Sísmica	29
3.6.1	Espectro Elástico Horizontal De Diseño En Aceleraciones.....	29
3.7	Fuerzas Laterales Equivalentes	32
3.7.1	Cortante Basal	32
3.7.2	Distribución Vertical De Las Fuerzas Sísmicas.....	32
3.7.3	Distribución Horizontal De Las Fuerzas Sísmicas	33
3.7.4	Período De La Estructura.....	34
3.7.5	Irregularidades De La Estructura	35
3.7.6	Factor De Reducción R	39
3.4.6	Coeficiente De Importancia I.....	42
3.8	Combinación Para El Diseño Por Última Resistencia.....	43
3.8.1	Combinaciones Básicas.....	43
3.9	Determinación De Derivas De Piso (Δ)	45
3.10	Amplificación Del Momento Torsor Accidental.....	46
3.11	Efectos P- Δ E Índice De Estabilidad Qi.....	47
3.12	Ajuste Del Cortante Basal De Los Resultados Obtenidos Por El Análisis Dinámico	49

3.13	Predimensionamiento De Elementos Estructurales.....	49
3.13.1	Pre-Dimensionamiento De Vigas.....	49
3.13.2	Pre-dimensionamiento de columnas	49
3.13.3	Predimensionamiento Del Muro De Corte.....	50
3.14	Requisitos De Diseño Sismo Resistentes Según El Código ACI 318-14.....	51
3.14.1	Vigas En Pórticos Especiales Resistentes A Momentos	51
3.14.2	Columnas En Pórtico Especiales Resistentes A Momentos.....	54
3.14.3	Nodos En Pórticos Especiales Resistentes A Momentos	60
3.14.4	Muros Estructurales Especiales.....	67
3.14.5	Losas En Una Dirección.....	81
CAPÍTULO IV		83
4	Diseño Del Sistema De Muros De Corte	83
4.1	Espectro Elástico De Aceleración Horizontal De Diseño	83
4.2	Cortante Basal Y Distribución De Fuerzas Horizontales	85
4.3	Predimensionamiento de Elementos Estructurales.....	87
4.3.1	Predimensionamiento De Vigas.....	87
4.3.2	Predimensionamiento De Columnas	88
4.3.3	Predimensionamiento de muro.....	91
4.4	Modelado Del Edificio En El Programa ETABS	91
4.5	Modelamiento Final De La Estructura	109

4.6	Control De Los Modos de Vibración De La Estructura.....	111
4.7	Control Del Cortante Basal Dinámico.....	112
4.8	Control de las Derivas de Piso.....	114
4.9	Control de Irregularidad Torsional.....	116
4.10	Control de Índice de Estabilidad Qi.....	119
4.11	Comportamiento De La Edificación Sin Muros De Corte.....	120
	4.11.1 Cortante Basal.....	121
	4.11.2 Derivas De Piso.....	122
	4.11.3 Irregularidad Torsional.....	125
	4.11.4 Control de Índice de Estabilidad Qi.....	126
	4.11.5 Modos De Vibración De La Estructura.....	127
4.12	Comportamiento De La Edificación Sin Muros De Corte Con Aumento En Las Secciones De Las Columnas.....	129
	4.12.1 Cortante Basal.....	129
	4.12.2 Derivas De Piso.....	130
4.13	Diseño De Vigas.....	133
	4.13.1 Refuerzo Longitudinal.....	133
	4.13.2 Diseño A Corte.....	138
4.14	Diseño De Columnas.....	141
	4.14.1 Columna De Borde 90x70.....	141

4.14.2	Columna Interior 60x60	148
4.15	Conexión Viga Columna	154
4.16	Columna Fuerte-Viga Débil	157
4.17	Diseño De Muro De Corte.....	158
4.17.1	Muros Exteriores De Corte	158
4.17.2	Muros Interiores De Corte	165
4.17.3	Muro del Ascensor	172
4.18	Diseño de Losa	181
4.19	Presupuesto.....	185
4.19.1	Análisis de Precio Unitario	185
4.19.2	Estimación De Costos de la Estructura Con Muros De Corte	187
CAPÍTULO V		189
Conclusiones y Recomendaciones		189
4.20	Conclusiones	189
4.21	Recomendaciones	191
REFERENCIAS		193
ANEXOS		196

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.....	26
Valores de Z en función de la zona sísmica.	26
Tabla 2.....	27
Clasificación de los perfiles de suelo.	27
Tabla 3.....	28
Tipo de suelo y factores de sitio Fa.	28
Tabla 4.....	28
Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.	28
Tabla 5.....	29
Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.	29
Tabla 6.....	33
Valores del coeficiente K relacionado con el periodo T.	33
Tabla 7.....	35
Valores de coeficientes del Período aproximado de la estructura.	35
Tabla 8.....	36
Coeficientes de irregularidad en planta.	36
Tabla 9.....	37
Coeficientes de irregularidad en planta.	37
Tabla 10.....	40

Coeficiente de reducción de respuesta estructural R	40
Tabla 11.....	43
Factor de Importancia I de una estructura.	43
Tabla 12.....	46
Valores de ΔM máximos , expresados como fracción de la altura de piso.....	46
Tabla 13.....	50
Factores α según la ubicación de la Columna.	50
Tabla 14.....	58
Refuerzo transversal para columnas.....	58
Tabla 15.....	63
Resistencia nominal del nudo a cortante.	63
Tabla 16.....	68
Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro.	68
Tabla 17.....	78
Refuerzo transversal para elementos especiales de borde.	78
Tabla 18.....	81
Espesor mínimo de losas en una dirección.....	81
Tabla 19.....	82
Acero mínimo para losas en una dirección.	82
Tabla 20.....	84

Factores para la construcción del espectro de diseño.....	84
Tabla 21.....	86
Cortante Basal NEC-15.....	86
Tabla 22.....	87
Cálculo de Cortante Basal.....	87
Tabla 23.....	88
Cargas para Pre dimensionamiento de Columnas Internas.....	88
Tabla 24.....	88
Cargas para Pre dimensionamiento de Columnas de Borde.....	88
Tabla 25.....	89
Peso propio de columnas internas.....	89
Tabla 26.....	90
Peso propio de columnas internas.....	90
Tabla 27.....	111
Modos de vibración con sus masas participativas.....	111
Tabla 28.....	112
Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido X.....	112
Tabla 29.....	113
Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido Y.....	113
Tabla 30.....	115

Derivas Inelásticas con sismo en dirección X.	115
Tabla 31.....	116
Derivas Inelásticas con sismo en dirección Y.	116
Tabla 32.....	117
Irregularidad Torsional con sismo en dirección X.	117
Tabla 33.....	118
Irregularidad Torsional con sismo en dirección Y.	118
Tabla 34.....	119
Índice de Estabilidad con sismo en dirección X.....	119
Tabla 35.....	120
Índice de Estabilidad con sismo en dirección X.....	120
Tabla 36.....	121
Cortante Basal NEC-15 del edificio sin muros.	121
Tabla 37.....	122
Cálculo de Cortante Basal del edificio sin muros.	122
Tabla 38.....	122
Derivas Inelásticas con sismo en dirección X del edificio sin muros.	122
Tabla 39.....	124
Derivas Inelásticas con sismo en dirección Y del edificio sin muros.	124
Tabla 40.....	125

Irregularidad Torsional con sismo en dirección X del edificio sin muros.	125
Tabla 41.....	125
Irregularidad Torsional con sismo en dirección Y del edificio sin muros.	125
Tabla 42.....	126
Índice de Estabilidad con sismo en dirección X del edificio sin muros.....	126
Tabla 43.....	127
Índice de Estabilidad con sismo en dirección X del edificio sin muros.....	127
Tabla 44.....	128
Modos de vibración de la estructura sin muros de corte.	128
Tabla 45.....	129
Cortante de Basal NEC-15 del edificio sin muros de corte con aumento de sección transversal a las columnas.	129
Tabla 46.....	130
Cálculo de Cortante Basal del edificio sin muros de corte con aumento de sección transversal a las columnas.	130
Tabla 47.....	130
Derivas Inelásticas con sismo en dirección X del edificio sin muros de corte con aumento de sección transversal a las columnas.....	130
Tabla 48.....	132
Derivas Inelásticas con sismo en dirección Y del edificio sin muros de corte con aumento de sección transversal a las columnas.....	132

Tabla 49.....	134
Momentos de diseño de vigas.	134
Tabla 50.....	137
Acero de refuerzo longitudinal en cm ²	137
Tabla 51.....	142
Carga y momento de la Columna de Borde del Primer Piso C14 168.	142
Tabla 52.....	149
Carga y momento de la Columna Exterior del Primer Piso C54 432.....	149
Tabla 53.....	159
Tabla de cargas y momentos para el muro P4 del Piso 1.	159
Tabla 54.....	166
Tabla de cargas y momentos para el muro P10 del Piso 1.	166
Tabla 55.....	173
Tabla de cargas y momentos para el muro P5 del piso 1.	173
Tabla 56.....	188
Presupuesto de la estructura.	188
Tabla 57.....	191
Comparación entre estructura con muros de corte y sin muros de corte con secciones de columnas sobredimensionadas.	191

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.....	16
Muros de corte exteriores.....	16
Ilustración 2.....	17
Muros de corte interiores.....	17
Ilustración 3.....	17
Muros de corte en ascensores y escaleras.....	17
Ilustración 4.....	18
Secciones comunes de Muros de corte.....	18
Ilustración 5.....	18
Muros de corte con aberturas.....	18
Ilustración 6.....	19
Muros de corte sin aberturas.....	19
Ilustración 7.....	19
Modo de falla de muros de corte.....	19
Ilustración 8.....	24
Modelo dinámico con varios grados de libertad.....	24
Ilustración 9.....	25
Edificio de tres pisos y sus modos de vibrar.....	25
Ilustración 10.....	26

Zonas sísmicas de Ecuador con su valor de factor de zona Z .	26
Ilustración 11	30
Espectro de diseño.	30
Ilustración 12	51
Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido.	51
Ilustración 13	52
Requisitos de refuerzo longitudinal de la viga.	52
Ilustración 14	53
Requisitos de espacio y ubicación de los bastidores y estribos.	53
Ilustración 15	54
Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente.	54
Ilustración 16	56
Requerimientos de espaciamiento del refuerzo transversal de la columna.	56
Ilustración 17	57
Detallado de ganchos y separación de estribos de columnas	57
Ilustración 18	60
Cortante de diseño para columnas.	60
Ilustración 19	62

Desarrollo de barras en tracción en un gancho estándar.	62
Ilustración 20.....	64
Área efectiva del nudo.....	64
Ilustración 21.....	65
Mecanismo de falla conexión viga-columna.....	65
Ilustración 22.....	66
Representación de V_{col} en un diagrama de cuerpo libre.	66
<i>Ilustración 23</i>	67
Diagrama de cuerpo libre para calcular V_j ¡Error! Marcador no definido.	
Ilustración 24.....	75
Recubrimiento y espaciamiento de muros estructurales.	75
Ilustración 25.....	79
Desarrollo del refuerzo horizontal del muro dentro del elemento confinado de borde.	79
Ilustración 26.....	81
Resumen de los requisitos para muros especiales.	81
Ilustración 27.....	85
Espectro de diseño para la provincia de Santa Elena, suelo Tipo C.....	85
Ilustración 28.....	92
Norma y unidades del nuevo modelo.	92

Ilustración 29.....	93
Dimensionamiento del model.....	93
Ilustración 30.....	94
Espaciamiento interno del modelo.	94
Ilustración 31.....	94
Creación de materiales.	94
Ilustración 32.....	95
Tipología del material.	95
Ilustración 33.....	96
Definición de las propiedades del material.	96
Ilustración 34.....	97
Dimensionamiento de las columnas.....	97
Ilustración 35.....	97
Forma de sección transversal de columnas.	97
Ilustración 36.....	98
Dimensionamiento de las columnas.....	98
Ilustración 37.....	99
Dimensionamiento de Vigas.....	99
Ilustración 38.....	99
Colocación de vigas y columnas.	99

Ilustración 39.....	100
Empotrado de la estructura.....	100
Ilustración 40.....	101
Creación de material de la losa.....	101
Ilustración 41.....	102
Definición de propiedades de la losa.....	102
Ilustración 42.....	102
Asignación de las cargas de la losa.	102
Ilustración 43.....	103
Colocación de la losa en la estructura.	103
Ilustración 44.....	103
Creación del muro.	103
Ilustración 45.....	104
Definición de las propiedades del muro.....	104
Ilustración 46.....	104
Asignación de etiquetas a los muros y columnas.....	104
Ilustración 47.....	105
Discretización de los muros.....	105
Ilustración 48.....	105
Asignación de Pier.....	105

Ilustración 49.....	106
Definición de cargas sísmicas.	106
Ilustración 50.....	106
Definición del espectro de diseño.....	106
Ilustración 51.....	107
Asignación del espectro de diseño.	107
Ilustración 52.....	107
Asignación de espectro a las cargas sísmicas.....	107
Ilustración 53.....	108
Parámetros para la fuerza sísmica D_x	108
Ilustración 54.....	108
Parámetros para la fuerza sísmica D_y	108
Ilustración 55.....	109
Modelo final de la estructura de 12 pisos con muros de corte vista en planta.	109
Ilustración 56.....	110
Modelo final de la estructura de 12 pisos con muros de corte vista en 3D.	110
Ilustración 57.....	121
Modelo de la estructura de 12 pisos sin muros de corte.....	121
Ilustración 58.....	129

Modelo del edificio sin muros de corte y aumento de sección transversal a las columnas.	129
Ilustración 60.....	133
Pórtico B, momentos para el diseño utilizando la combinación 1.2D+L+Dy.....	133
Ilustración 61.....	141
Sección de viga.....	141
Ilustración 62.....	145
Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, $F'_c<350 \text{ Kg/cm}^2$ y $d/h=0.9$	145
Ilustración 63.....	146
Sección de las columnas de borde 90x70.....	146
Ilustración 64.....	152
Sección transversal de las columnas interiores 60x60.....	152
Ilustración 65.....	154
Conexión viga-columna.....	154
Ilustración 66.....	157
Diagrama de interacción de columna de primer piso.....	157
Ilustración 67.....	165
Detalle del Muro P4.....	165
Ilustración 68.....	172

Detalle de Muro P10.....	172
Ilustración 69.....	181
Detalle del muro del P5.	181
Ilustración 70.....	182
Dimensiones de losa aligerada.	182
Ilustración 71.....	183
Sección de 40 cm de la Losa.	183
Ilustración 72.....	185
Detalle de la losa aligerada.....	185

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1	197
Detalle del Pórtico B.	197
Anexo 2	198
Detalle de columnas, vigas y muros del pórtico B.	198
Anexo 3	199
Detalle del Pórtico 2.	199
Anexo 4	200
Detalle de las columnas y vigas del pórtico 2.	200
Anexo 5	201
APU para hormigón $f'c=280$ Kg/cm ² de columnas.	201
Anexo 6	202
APU para hormigón $f'c=280$ Kg/cm ² de vigas.	202
Anexo 7	203
APU para hormigón de Muro $f'c=280$ Kg/cm ² (600x25).	203
Anexo 8	204
APU para hormigón de Muro $f'c=280$ Kg/cm ² (200x15).	204
Anexo 9	205
APU para hormigón de losa $e= 30$ cm. $f'c=280$ Kg/cm ²	205
Anexo 10	206

APU para acero de refuerzo $f_y=4200$ Kg/cm ² (incluido alambre #18)	206
Anexo 11	207
APU de alivianamiento de losa, bloques de 15x20x40 cm.	207

RESUMEN

En el presente proyecto de investigación de sistema de muros de corte de hormigón armado se realizará un edificio de 12 pisos en la provincia de Santa Elena, cuya planta arquitectónica es de “tipo U”, es decir, una estructura irregular. La resistencia del concreto de los muros de hormigón armado es de $f^c=280 \text{ Kg/cm}^2$, la resistencia del acero de refuerzo es de $f^c=4200 \text{ Kg/cm}^2$.

El proyecto se va a dividir en tres partes de gran relevancia, la primera es sobre el modelamiento en el software Etabs 2018 utilizando el método de análisis dinámico espectral para obtener los datos del comportamiento sísmico de la edificación, y así analizarla y compararla con el mismo edificio, pero sin muros de corte, para su posterior modificación hasta llegar al modelo más óptimo. La segunda parte es el diseño sismo-resistente que se efectuó a las columnas, vigas, muros, nodos y losa para obtener su detallamiento del acero estructural, basándonos en códigos de diseños sismo-resistentes como es el ACI 318-14 y la norma ecuatoriana de construcción NEC-15. Como última parte del proyecto se tiene la estimación de costo de los elementos estructurales de la edificación, con el método de precio unitario, y así obtener el presupuesto necesario para su correspondiente construcción.

Palabras Claves

Muros de corte, edificio, planta irregular, análisis y diseño sismo resistente, presupuesto.

ABSTRACT

In this research project for a reinforced concrete shear wall system, a 12-story building will be built in the province of Santa Elena, with a “U-type” architectural plan, that is, an irregular structure. The resistance of the concrete of the reinforced concrete walls is $f'c = 280 \text{ Kg / cm}^2$, the resistance of the reinforcing steel is $f'c = 4200 \text{ Kg / cm}^2$.

The project is going to be divided into three highly relevant parts, the first is about modeling in the Etabs 2018 software using the dynamic spectral analysis method to obtain data on the seismic behavior of the building, and thus analyze and compare it with it. building, but without shear walls, for later modification until reaching the most optimal model. The second part is the earthquake-resistant design that was made to the columns, beams, walls, nodes and slab to obtain their detailing of the structural steel, based on earthquake-resistant design codes such as ACI 318-14 and the Ecuadorian standard. of construction NEC-15. As the last part of the project, there is an estimate of the cost of the structural elements of the building, with the unit price method, and thus obtain the necessary budget for its corresponding construction.

Keywords

Shear walls, building, irregular plan, analysis and earthquake resistant design, budget.

CAPÍTULO I

1 Generalidades

1.1 Introducción

Ecuador se encuentra ubicado en una zona de elevado riesgo sísmico, llamada el cinturón de fuego del Pacífico. Como afirman R. Aguiar and Miele (2018), Arteaga Mora (2017) y Medina and Placencia (2017) que la realidad muestra que aún en modernas ciudades se presentan diversos niveles de vulnerabilidad sísmica. Después del terremoto ocurrido el 16 de abril del año 2016 en la ciudad de Pedernales, provincia de Manabí, el cual tuvo una magnitud en la escala de Hanks y Kanamori de $M_w=7.8$, muchas edificaciones fueron afectadas gravemente, hasta incluso hubo estructuras colapsadas. Muchos trabajos de investigación como los de R. J. M. S. i. E. E. Aguiar, editor AH Barbat (2019), Corral Muñoz (2018) y Marulanda Fraume (2013) mencionan que las grandes pérdidas humanas, económicas y materiales que han dejado los terremotos, obligan a una continua investigación sísmica. Castañeda and Miele (2017) comentan que el intento de predecir el daño esperado en una estructura conlleva a buscar soluciones prácticas, desde revisar la aplicabilidad de la norma vigente en el país y como indican García García and Chóez Franco (2019) y López Olvera (2005) se ha llegado hasta fomentar y emplear nuevos sistemas eficaces de construcción aparte de los aportados con propuestas básicas de aumento de secciones en los elementos estructurales de una edificación, que es lo que comúnmente se aplica.

En varios países que se encuentran en zonas altamente sísmica, personas como Ayoví Solís (2019), Cueva and González (2013) y Ordóñez Fernández (2015) han elaborado investigaciones empleando muros de corte en las edificaciones, que poniéndose

en práctica genera mejor comportamiento estructural que lo de estructuras que solo tienen un sistema de construcción aporticado. De acuerdo con Carvallo and Víctor (1989), McCormac and Brown (2018) y Paulay and Priestley (1992), estos muros son tan eficientes que resisten cargas verticales y laterales sin interferir considerablemente en lo arquitectónico, con razón se han construido edificios de hasta 70 pisos con muros de corte como su elemento principal de rigidez lateral. En el presente trabajo de investigación se diseña un sistema de muros de corte de hormigón armado para un edificio de 12 pisos en la provincia de Santa Elena, cuya planta es de tipo irregular, forma de “U”. La resistencia del concreto de los muros de hormigón armado es de $f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$, la resistencia del acero longitudinal y transversal es de $f'_c=4200 \text{ Kg/cm}^2$. El modelamiento de la estructura se realizó en el software Etabs, basado en el desempeño de ingeniería sísmica, donde se obtendrá los datos del rendimiento sísmico de la edificación para su posterior análisis y modificación hasta llegar al sistema más óptimo, que depende en mayor parte de la ubicación de los muros de corte debido que son parte del sistema de rigidez, por eso en la opinión de Alcocer (1995), Barragán and Cevallos (2016) y Caiza and Viera (2019), deben colocarse de manera que la distribución de la rigidez en planta sea simétrica y que la configuración sea estable torsionalmente y así generar un comportamiento global satisfactorio que disminuya las derivas de piso. Autores como Bondarenko and García (2012) y Ospina Larrea (2011) detalla que debido que en el país en Quito y Guayaquil este sistema se adopta de forma parcial y otras ciudades muy poco, la finalidad de este estudio es que este sistema estructural sea conocido por parte de los profesionales de la construcción y que el país también esté entre los que están en los últimos avances de la práctica de ingeniería, como ya lo están haciendo muchas naciones.

El proyecto se dividió básicamente en 2 partes, la primera es sobre el análisis y diseño sismo-resistente, realizado mediante el análisis dinámico espectral evaluando la torsión excesiva y las derivas de piso, en la elaboración del espectro elástico de diseño se usa factor el zonificación sísmica correspondiente a la provincia de Santa Elena $z=0.5$ y un tipo de suelo D, mientras el diseño sismo-resistente de la estructura se efectúa por medio de resistencia al corte del muro y vigas, criterio de columna fuerte-viga débil, nodos y diseño de columnas, y así obtener su respectivo detallamiento. Esta evaluación será basada en códigos de diseños sismo-resistentes como es la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC- 15 (MIDUVI, 2015), la cual se fundamenta con los requisitos del reglamento para concreto estructural ACI 318 (2014), y para el tema de predimensionamiento apoyado en libros de (Cedeño Avellaneda, 2016) y (Morales Morales, 2006). La segunda parte del proyecto se trata del presupuesto de la edificación cuyo servicio es público residencial. La investigación logra que el desempeño de la estructura cumpla con los requerimientos normativos y obtener una guía técnica y económica de este sistema empleado a una estructura irregular.

En el capítulo I se realiza una descripción de la problemática, los objetivos, hipótesis y la metodología a utilizar, en el capítulo II se conceptualiza los muros de corte y temas principales de la investigación, en el capítulo III se describe el marco metodológico que se utilizarán para el análisis y diseño de la estructura, los cuales son aplicados y argumentados en el capítulo IV y por último el capítulo V se redactan las conclusiones y recomendaciones que se obtiene luego de obtener un sistema de muros de corte satisfactorio en su funcionamiento global y que cumple con todos los requisitos normados.

1.2 Antecedentes

El Ecuador, siendo un país con alto riesgo sísmico y con crecimiento poblacional que genera un aumento en la construcción de edificaciones cada vez más altas con más vulnerabilidad a fuerzas externas, ha sido de importancia evaluar sistemas estructurales que cumplan con requerimientos arquitectónicos, funcionales y de servicio, que garanticen seguridad ante efectos perjudiciales como son los eventos sísmicos, que son comunes en la zona que está ubicado el país. El 16 de abril del 2016 se presentó un suceso sísmico que denotó que las construcciones civiles cumplen un papel fundamental en salvaguardar las vidas humanas. En el país el método constructivo sismo-resistente más empleado es el hormigón armado, con sistemas estructurales muy conocidos como el aporticado y otro no tan conocido o utilizado se encuentran los muros de corte, que sin embargo tal como dice León Alvarado (2019) y Maldonado Mora and Durán Fernández (2013) que en muchos países ya es una práctica común gracias a su innegable contribución en las edificaciones.

La construcción de estructuras de gran altura no sería posible sin las nuevas investigaciones para aumentar considerablemente la resistencia del hormigón hasta mayores a 400 Kg/cm², pues eleva el módulo de elasticidad y esto hace que disminuyan los desplazamientos laterales como las de viento o sismo. La desventaja es que este material experimenta alteraciones volumétricas en estructuras de muchos pisos, convirtiéndose en un grave problema si no se lo evalúa adecuadamente y no se le provee un sistema propicio. En los edificios de muchos niveles no solo basta diseñar en función de las cargas gravitacionales que en edificios de poca altura soportarían la mayor parte de las fuerzas horizontales. Por lo que el gran problema sería la resistencia al momento de

volteo y flexión, y no solo los esfuerzos cortantes. López Olvera (2005) menciona que comúnmente la solución es aumentar las secciones de los elementos estructurales para hacer a la edificación suficientemente resistente a fuerzas y deformaciones laterales.

Los edificios más vulnerables a eventos que generan cargas horizontales, son los que se construyen con varios pisos y justamente son los que en zonas de crecimiento comercial se observa su mayor construcción, ya que el máximo aprovechamiento económico del suelo hace que estas estructuras sean cada vez más altas y esbeltas, generando la necesidad de adoptar un sistema sismo-resistente, que le proporcione una adecuada rigidez lateral y a reducir las deformaciones y puedan resistir a eventos telúricos. Al hablar de proporcionar mayor rigidez, los muros de corte de hormigón reforzado, es el sistema estructural propicio para el caso. Con base en López López (2016) y Totter, Torrisi, and Crisafulli (2017), la evaluación de este sistema estructural ha sido conveniente para dar un diagnóstico confiable, y así fomentar su utilización en la industria de la construcción.

Como expresa McCormac and Brown (2018) el muro de cortante debido a que expresa soporte lateral queda sometido a fuerzas cortantes y de flexión, actuando como una viga vertical en voladizo. Estos muros son paredes de hormigón continuas que van apoyadas en una cimentación de gran rigidez hasta el último piso de la estructura. Si estos son ubicados en zonas estratégicas contribuyen a la edificación la resistencia requerida para soportar fuertes cargas laterales como las provocadas por un sismo.

El desconocimiento del comportamiento real de los muros de corte dirige a diseños erróneos, que no solo afectaría la economía de la estructura, sino que ese gasto no recompensaría la calidad de este tipo de estructuras, teniendo elementos que no presenten

una resistencia adecuada ante fuerzas laterales, teniendo consecuencias como desplazamientos excesivos, fomentando el miedo y la inseguridad de sus ocupantes.

En países de alto riesgo sísmico como Chile, este sistema es muy utilizado en edificaciones con poco y varios niveles de pisos, generando resultados favorables. Cueva and González (2013) ciudadanos chilenos declaran que en ese país a diferencia de un edificio aporricado que sufren fallas considerables cuando se presentan un sismo, los edificios con sistemas de muro de corte se comportan satisfactoriamente y que en su mayoría las edificaciones solo sufren fallas no estructurales, las cuales pueden ser reparadas sin ninguna dificultad. En otro país como Venezuela dicho con palabras de Bondarenko and García (2012), la utilización de este sistema de construcción no es tan desconocido, pues se refleja en su norma venezolana más reciente, con enseñanzas de sismo ocurridos hace poco tiempo, por lo que trabajos de análisis sobre este tema se lo realiza con el fin de que sea comprendido por parte de los profesionales en la materia, y puedan familiarizarse con los reglamentos internacionales, y así estén en la vanguardia en la práctica de ingeniería.

1.3 Planteamiento Del Problema

Siendo un país con alta peligrosidad sísmica, y con acontecimientos que han puesto a pruebas los métodos constructivos, se realiza el diseño de muros de corte para aumentar la resistencia a cargas laterales de un edificio ante un sismo, y así la estructura tenga un buen comportamiento ante estos sucesos y así evitar daños severos e incluso el colapso de los edificios en la provincia de Santa Elena.

Las fuerzas o cargas sísmicas se introducen en la estructura desde el piso superior a la cimentación, transmitiéndose desde la losa y vigas a elementos estructurales

resistentes como son las columnas o muros si es el caso llegando hasta el terreno de apoyo. Una estructura es diseñada con una resistencia determinada, que depende de la redundancia, ubicación y detallamiento de los elementos estructurales que la componen como son las columnas, muros y las vigas que se encargan de distribuir las cargas a los dos primeros elementos mencionados. Cuando dicha resistencia de los elementos es excedida el edificio sufre daños importantes como son los agrietamientos o deformaciones causadas por fallas de corte o aplastamiento que pueden llevar a que la edificación a la peor situación, como es el colapso.

Los muros de corte son mayormente utilizados en estructuras sismo resistentes, en países que experimentan una sismicidad concurrente, las cuales con este sistema estructural consiguen una elevada rigidez y ductilidad que le ayudan a resistir de una manera muy efectiva las cargas laterales que provoca la acción sísmica, ya que la edificación cuenta con un limitado desplazamiento horizontal.

En ciudades ubicadas en la costa del Pacífico como Santiago de Chile y Lima de Perú han acogido este sistema de construcción, por proveer los beneficios ya mencionados ante fuerzas sísmicas. Refiriéndose al país, se puede apreciar de forma parcial que se lo utiliza en ciudades importantes como Quito y Guayaquil, pero el resto de ciudades lo adoptan muy poco, como el caso de Santa Elena.

Diseñar y analizar muros de corte en un edificio tiene como objetivo darles mayor rigidez y resistencia a cargas horizontales, y proporcionar seguridad estructural cuando se ubican de forma estratégica para que se comporten satisfactoriamente. Este sistema requiere que sea diseñado apropiadamente para aprovechar sus beneficios, pues entre sus

ventajas están las disminuciones de derivas de pisos y falla de pisos débiles, problemas que presentan la mayoría de construcciones en el país.

Es evidente, que para futuros profesionales o quienes están iniciando su vida profesional en el tema del diseño y cálculo de muros estructurales, los códigos normativos y los pocos trabajos especializados en ciertas ciudades es insuficientes para lograr una buena comprensión del tema, por lo tanto, el análisis y diseño técnico incluso económico es esencial. Esto trae la necesidad de realizar trabajos de esta índole que ayuden a responder las interrogantes de los interesados.

1.4 Formulación Del Problema

¿Qué beneficios en el desempeño global de una edificación de varios pisos aportan la utilización del sistema estructural de muros de corte?

1.5 Justificación

En el país, tomar conciencia sobre el diseño de estructuras sismo-resistentes es indiscutible, debido que Ecuador se encuentra en una zona de alta sismicidad, donde incluso existe gran probabilidad que se presente un sismo de mayor magnitud como el acontecido en el 16 de abril del 2016. Luego de este evento es notorio que la mayor parte de las construcciones son deficientes para resistir estos sucesos, pues sismos de magnitud leve han causado fisura y hasta el colapso de edificaciones, posiblemente por diseños deficientes debido a que no se contrata personal capacitado, o personal técnico con poco conocimiento del uso de sistemas estructurales más eficaces como son los muros de corte. La evaluación de este sistema de construcción con su debido modelamiento en software servirá como pauta para guiar e impulsar su correcta utilización y sus grandes beneficios,

pues en el país es un método poco conocido debido a su bajo aprovechamiento en edificaciones, y aún más en aquellas de plantas irregulares.

En el mundo los buenos métodos se vuelven hábitos que a su debido tiempo modifican el desempeño de cierta actividad de forma positiva, ocasionando que se disminuya los errores, y en el caso de la construcción traería incomparables beneficios, como el de salvaguardar vidas. La finalidad de este trabajo es dar una guía práctica de construcción para que sea empleado en la enseñanza e implementado por profesionales en este ámbito.

1.6 Objetivos De La Propuesta

1.6.1 Objetivo general.

Realizar el análisis y diseño sismo-resistente y estimación de costo de un edificio de planta irregular de 12 pisos con sistema de muros de corte, en la provincia de Santa Elena con la norma ecuatoriana NEC-15 y los requisitos del ACI 318S-14.

1.6.2 Objetivos específicos.

- Realizar un modelo de un edificio tridimensional en el software ETABS.
- Analizar el comportamiento sísmico de la estructura de planta irregular de hormigón armado.
- Localizar una ubicación adecuada para los muros de corte para que cumpla tanto por torsión como derivas de piso.
- Realizar el diseño sismo resistente de la edificación.
- Conseguir que la edificación cumpla con lo estipulado en la norma ecuatoriana NEC-15 y los requisitos del ACI 318S-14.
- Calcular los costos previstos para la realización de la edificación.

- Establecer conclusiones y recomendaciones a partir del análisis, diseño y costo de la edificación.

1.7 Hipótesis

El diseño de una estructura con muros de corte basado en parámetros sismo-resistentes de las normas NEC-15 y ACI 318-14 de base irregular, tiene un eficiente desempeño global estructural al ser sometido a cargas sísmicas.

1.8 Variables

1.8.1 Variable Independiente:

La alta vulnerabilidad sísmica que existe en Ecuador.

1.8.2 Variable dependiente:

Diseño de muros de cortante para un edificio de planta irregular de 12 pisos para la provincia de Santa Elena, siguiendo los criterios vigentes del Instituto Americano del Concreto (ACI 318, 2014) y las Normas Ecuatorianas de la Construcción NEC 2015. Se tienen en cuenta los parámetros de diseño sismo-resistente, siendo la razón principal de estudio y su aplicación en la edificación.

1.9 Metodología

En el presente proyecto de titulación de una estructura de muros cortantes es necesario aplicar los siguientes procedimientos:

- Elaboración del Espectro de diseño para suelo tipo C en la provincia de Santa Elena
- Método de análisis dinámico espectral.

En esta etapa se procede a calcular también el cortante basal mediante el método de cargas estáticas equivalente para ajustar el cortante basal dinámico.

- Modelamiento en Software Etabs.

En este paso se hace el modelamiento en el software para proceder a agregarles las cargas vivas, muertas y sísmicas correspondientes, y así obtener los datos del desempeño global de la estructura.

- Análisis lineal elástico
- Control de torsión excesiva y derivas de piso
- Diseño y detallamiento de acero de los elementos.

En esta etapa se detalla el acero de las vigas y los muros de corte con los respectivos códigos citados en la investigación.

- Planos del diseño sismo-resistente
- Presupuesto de obra
- Conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO II

2 Marco Teórico

2.1 Muros De Corte

2.1.1 *Introducción*

Los eventos sísmicos sucedidos en el país y en muchos otros, demostrando que en sociedades donde se cuenta con un buen código de diseño sismo resistente, y el análisis y cumplimiento se lo controla estrictamente, las infraestructuras sufren daños casi despreciables si se los compara con lugares donde esta cultura solo es una aspiración.

Es de importancia saber que no solo regirse por la normativa de diseño garantiza un menor daño contra sismos fuertes, sino que depende del grado de realismo que el ingeniero estructural tiene para analizar y diseñar. La normativa sísmica detalla requisitos mínimos para salvaguardar la vida de los ocupantes de la estructura, siendo estos en muchas ocasiones no suficientes para asegurar el servicio de la edificación luego del movimiento telúrico. (Caicedo, 2014)

Alcalá (2014) y Lázaro Luna (2015) argumentan que es necesario una rigidez más elevada en edificios de gran altura, adecuada para resistir las fuerzas producidas tanto por sismos como por viento. Debido a esto, la construcción de edificios con muros de corte ha logrado un mejor desempeño estructural, pues además de soportar cargas verticales incluido su propio peso, soporta cargas horizontales como las producidas por los sismos que generan esfuerzos cortantes. Actualmente existen estructuras formadas por un sistema dual de pórticos y muros de corte, incluso hasta edificios que sus elementos estructurales solo incluyen muros de corte.

2.1.2 Definición

El muro de corte es un elemento estructural de concreto armado, funcionando como una viga en voladizo de gran peralte cuya función es proporcionar estabilidad a momentos flexionantes y dar resistencia a los esfuerzos cortantes causados por las fuerzas laterales. (Estay Díaz, 2008). Debido a su sistema de reforzamiento con mallas electro-soldadas o barras corrugadas de acero, además de vigas de acople, es un sistema rígido. Para que los esfuerzos a los que son sometidos los muros de corte se transfieran correctamente a la cimentación se necesita pasadores o conectores mecánicos que logren un anclado correcto a otros elementos que lo intercepta.

Patiño Serrate (2018) enfatiza que el uso de esta clase de muro en una construcción proporciona rigidez y resistencia a la estructura si son ubicados en lugares estratégicos, donde es necesario controlar las deflexiones laterales y los efectos de torsión que provocarían desplazamientos excesivos. Estos muros pueden ser usados para resistir solo fuerzas laterales o también como muros de cara. Además, pueden emplearse para encerrar cuartos sanitarios, escaleras y elevadores.

Durante un evento sísmico los muros de cortante muy bien reforzados restringirán los daños a los elementos estructurales, los cuales también ayudarán a disminuir los daños a las partes no estructurales de la edificación, como puertas, tumbado, ventanas, etc. Comúnmente no es posible diseñar muros de corte sin aberturas para ventanas o puertas, pero con una ubicación cuidadosa se podría utilizar estos muros sin aberturas, que pueden afectar seriamente la rigidez de este elemento y como consecuencia el buen desempeño de la estructura.

2.1.3 Importancia

Se construye en la provincia edificios altos para aprovechar el máximo espacio del suelo, por la influencia del turismo. (Cassano, 2009) manifiesta que es importante saber que cuando se incrementa la altura, hay que proporcionar una mayor rigidez a la estructura, para resistir a las cargas producidas por sismos y viento. Una de las formas para lograrlo es el uso de muros de corte, que incluso pueden ser necesarios para razones de funcionamiento, como por ejemplo ubicación de escaleras, elevadores, cuartos de instalaciones eléctricas y sanitarias.

Si este sistema estructural controla los desplazamientos laterales que generan las cargas horizontales, no solamente proveerán a la edificación una adecuada seguridad estructural, sino que si se trata de un sismo moderado contribuirá en gran parte la protección contra daños a los acabados e instalaciones, es decir, elementos no estructurales del edificio.

Este tipo de elemento estructural que se utiliza ampliamente en los diseños sismo resistente debido a sus grandes ventajas ya hablados anteriormente como son la rigidez, ductilidad y absorción de fuerzas horizontales como son las fuerzas de corte, no solo son utilizados para diseñar edificios con gran esbeltez, si no que con este sistema se puede reforzar estructuras ya construidas que por estar sometido a fuerzas laterales fuertes como un sismo de gran magnitud afectó su desempeño estructural, reduciendo su rigidez y resistencia.

2.1.4 Ubicación Estratégica De Muros De Corte

Un diseño adecuado para un muro de corte, tiene que ser capaz de aumentar la rigidez, resistencia y ductilidad suficiente para limitar los desplazamientos laterales,

soportar las fuerzas que actúan sobre él y controlar la disipación de energía para evitar suficientes daños estructurales. (Chávez Rubio, 2015)

Como expresa Dávila (2005), el grado de eficacia que un muro contribuirá al buen desempeño de la estructura, depende directamente de la geometría, orientación y localización en el edificio. Por lo que es fundamental establecer desde el inicio del análisis y diseño las configuraciones que se desea para la edificación como son el propósito de su construcción, la utilización del espacio y los requerimientos funcionales. Para la configuración de muros de corte son necesarias las siguientes recomendaciones propuestas en el manual de cálculo y diseño de muros estructurales de concreto armado:

- La cantidad más grande de muros debe estar ubicados en el perímetro de la edificación.
- Diseñar una configuración simétrica en la distribución de muros en ambas direcciones.
- Evitar las discontinuidades geométricas en el edificio, con más importancia en los pisos inferiores que es donde se concentran la mayor parte de los esfuerzos y cargas.
- Cuando los muros de corte son colocados lo más alejado posible del centro de masa del edificio, pueden resistir mayor fuerza lateral debido a que proporciona un brazo de palanca mayor.

2.1.5 Clasificación De Los Muros De Corte

Los muros de corte se pueden clasificar de varias maneras, a continuación, se muestran:

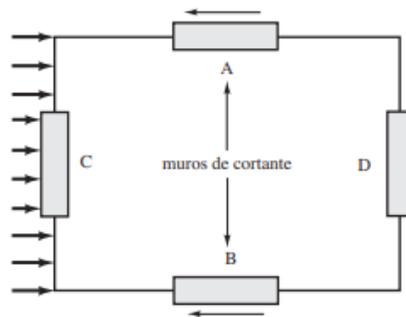
2.1.5.1 Según Su Ubicación

Muros De Corte Exterior

Este tipo de muro se colocan en la periferia de la estructura, cuando la arquitectura no permite la utilización de muros en la parte interior. Pueden ser ubicadas en las esquinas del edificio o en la parte central de cada lado.

Ilustración 1

Muros de corte exteriores.



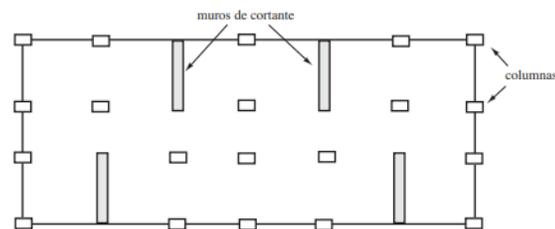
Fuente: (McCormac & Brown, 2018)

Muros De Corte Interior

Son aquellos que se los coloca en la parte interior de la planta de la estructura, por lo general en las áreas donde van situadas las escaleras o ascensores, para proporcionarle la rigidez que se pierde con eso vacíos.

Ilustración 2

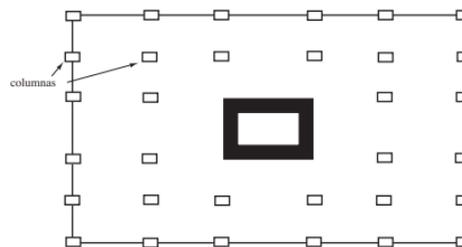
Muros de corte interiores.



Fuente: (McCormac & Brown, 2018)

Ilustración 3

Muros de corte en ascensores y escaleras.



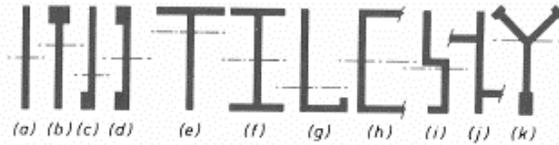
Fuente: (McCormac & Brown, 2018)

2.1.5.2 Según La Sección Transversal

En el diseño estructural de los edificios se desea aprovechar el máximo espacio de la planta, por lo que esto obliga a los diseñadores a incorporar secciones transversales I, T, L, U, H ó formas angulares, a lo largo de toda la altura de la edificación.

Ilustración 4

Secciones comunes de Muros de corte.



Fuente: (Paulay & Priestley, 1992)

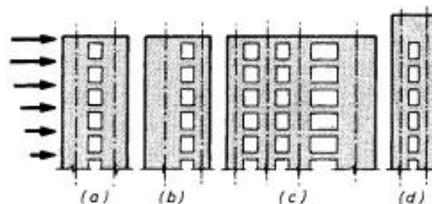
2.1.5.3 Según La Estética

Muros Con Aberturas

Se los utiliza en donde se deben colocar, puertas o ventanas. Para este tipo de muros se necesita una organización de aberturas, para que el diseñador se asegure que, por estas aberturas, la resistencia no esté en peligro por reducción del área del muro. Pues es un requisito suficiente conexión de muros de corte en cada piso para que las cargas horizontales sean transmitidas.

Ilustración 5

Muros de corte con aberturas



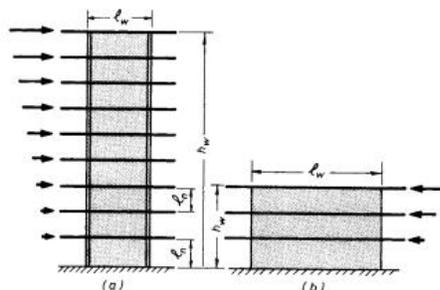
Fuente: (Paulay & Priestley, 1992)

Muros Sin Aberturas

Estos muros son más utilizados ya que de esta forma desarrolla su mayor resistencia y rigidez, absorbiendo las fuerzas laterales de manera de fuerzas axiales a través de los pisos que se comportan como diafragmas.

Ilustración 6

Muros de corte sin aberturas



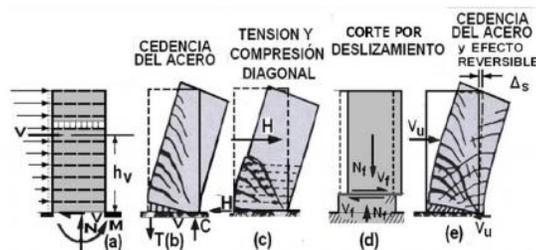
Fuente: (Paulay & Priestley, 1992)

2.1.6 Tipos De Falla De Un Muro De Corte

El comportamiento de un alto de sección rectangular se asimila al de una viga en voladizo, pero hay que tener en cuenta que este elemento siempre tiene una carga axial que actúan sobre él, aunque esta fuerza sea pequeña. Cáceres Quezada (2019) alude que los muros de corte de concreto armado pueden fallar de distinta manera de las cuales se han identificado distintas repuestas.

Ilustración 7

Modo de falla de muros de corte.



Fuente: (Paulay & Priestley, 1992)

2.1.6.1 Falla Por Flexión

Este tipo de falla se presenta cuando la resistencia del muro a fuerza cortante supera a la resistencia a flexión. En este caso el agrietamiento se da en forma vertical, en

el centro y esquinas. La falla por flexión se concentra en donde hay reducción significativa de longitud del muro, pues son las zonas más débiles.

2.1.6.2 Falla Por Corte

Al contrario de la falla anterior esta se produce cuando la capacidad de resistencia a fuerza de corte es inferior a la de flexión. En esta falla se producen grietas diagonales debido a que se presentan tensiones de tracción diagonal o esfuerzos de corte que se producen en el muro.

2.1.6.3 Falla Deslizamiento

Esta falla es una derivación de la falla por flexión ya que se produce cuando se conectan las dos grietas formadas por flexión en ambos extremos del muro. Por lo general, se producen en las juntas de construcción del muro y son muy peligrosas, porque una vez formada ésta, el muro puede girar en torno al borde longitudinal del plano de falla, a causa de que la losa de teso lo arrastra.

2.1.6.4 Falla Por Compresión Diagonal

Si existe un refuerzo horizontal adecuado el concreto puede aplastarse bajo compresión diagonal, cuando el cortante del muro es elevado. Esta falla por compresión diagonal trae como consecuencia una pérdida de resistencia, por lo que es indeseable en muros que deberían responder de una manera muy dúctil.

2.1.6.5 Falla Por Confinamiento

Este tipo de falla resulta cuando existe un insuficiente confinamiento del hormigón que genera un pandeo del refuerzo a flexión puesto que el espaciamiento entre las armaduras horizontales es demasiado grande.

2.2 Marco Contextual

Sistema Estructural

Es un único cuerpo estructural constituido por varios elementos diseñados dar solución a diseños arquitectónicos y soportar diversas solicitaciones de construcción. Los principales elementos que confirman un sistema estructural son los siguientes: columnas, vigas, losas, muros de corte, etc.

Sistema Aporticado

Es el sistema estructural formado por columnas y vigas conectadas a través de nudos rígidos, este sistema es resistente a cargas laterales por la flexión que ejercen sus elementos, a través de lo que se transmite los momentos flectores y fuerzas axiales.

Sistema Dual

Es la combinación del sistema aporticado, pero reforzado con muros de corte y así lograr rigidizar la edificación, con lo que se soporta los desplazamientos laterales que son producidas por las cargas sísmicas. Para que el sistema sea considerado dual, se requiere que el 75% del cortante basal en cada dirección sea absorbido por los muros.

Espectro de Diseño

Es un espectro que se lo utiliza con la finalidad de representar los efectos dinámicos del sismo de diseño utilizando fracción de amortiguamiento crítico del 5%,

Sismo de Diseño

Es el evento sísmico para nuestro análisis que tiene probabilidad de ser extendido en 50 años respecto al periodo de retorno de 475 años.

Cortante Basal

Es una carga ejercida en el apoyo de la estructura, resultante de la sumatoria de las fuerzas laterales que actúan en cada piso de la edificación.

Deriva de Piso

Es el desplazamiento lateral de un piso con respecto al piso consecutivo debido a la acción de una fuerza horizontal.

Torsión Excesiva

Es la torsión presente en un edificio que supera el límite permitido por la norma de construcción, producto de los grandes esfuerzos horizontales.

CAPÍTULO III

3 Marco Metodológico

3.1 Análisis Dinámico Espectral

Un sismo genera movimientos en el suelo causando tanto vibraciones verticales como horizontales, las cuales se transmiten a las edificaciones que están apoyadas sobre dicha superficie. Al momento de generarse el evento sísmico la base de la estructura sigue de igual manera el desplazamiento del suelo, mientras tanto quien se opone al movimiento generado por la inercia es el resto de la masa del edificio. Este fenómeno genera esfuerzos y deformaciones que podrían afectar la estabilidad de la construcción. Esta situación es un problema dinámico que necesita simplificaciones debido a la irregularidad del movimiento del suelo y la complejidad de los sistemas de las estructuras.

Las fuerzas de inercias mencionadas son producidas por la intensidad del movimiento del suelo, que son equivalentes a la masa del edificio y además de las características dinámicas que son las que definen su manera de vibrar. El análisis dinámico espectral determina los desplazamientos de una estructura a través de sus modos de vibrar. Arteaga Mora (2017) menciona que el concepto fundamental es que en un momento dado, los desplazamientos de las masas de un edificio con varios grados de libertad, se pueden manifestar como la adición de los desplazamientos debidos a la intervención de cada uno de los modos de vibrar de la edificación.

La finalidad del análisis dinámico espectral es saber la respuesta máxima que tendrá una estructura con respecto a un sismo venidero, mediante el empleo de modos de vibrar y espectros de diseño que son basados en su intensidad sísmica en sismo reales. A través de los desplazamientos que se obtuvieron es posible conocer las fuerzas actuantes

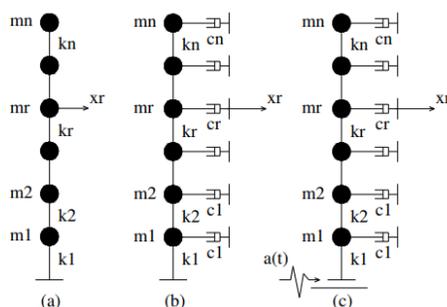
en los distintos elementos de la estructura. Para la aplicación se considera que la edificación se comporta elásticamente y se desprecia el efecto dinámico torsional de las excentricidades estáticas.

3.2 Grados de Libertad Dinámicos

En la dinámica es importante conocer los grados de libertad de los cuales se producen fuerzas iguales en masa. Se refiere por grados de libertad dinámicos, al número de componentes desconocidos, que detallan la localización de las masas del sistema ante las posibles deformaciones elásticas de sus partes. Lázaro Luna (2015) señala que el número de grados de libertad puede ser determinado por la mínima cantidad de conexiones adicionales, que es preciso ingresarlos al sistema para que las masas sean fijadas por completo.

Ilustración 8

Modelo dinámico con varios grados de libertad



Nota: (a) modelo conservativo; (b) modelo con amortiguamiento; (c) modelo sísmico.

Fuente: (Cassano, 2009)

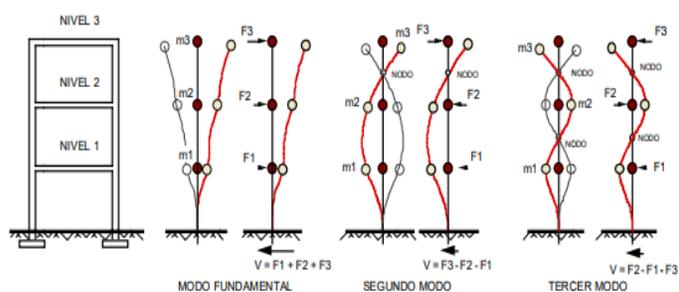
3.3 Modos de Vibración

Las estructuras de varios niveles son péndulos múltiples que vibrarán de diferente modo, dependiendo de sus masas, es decir, un edificio de cinco pisos se comportará como un péndulo de cinco masas las cuales muestran cinco modos diferentes de vibración. En

la siguiente ilustración se observa que de esos modos de vibración en la base se va a presentar el mayor cortante conocido como cortante basal, que corresponde al modo fundamental en el cual las fuerzas inerciales tienen la misma dirección. En cambio, en los otros dos modos el cortante basal disminuye debido a la sumatoria vectorial ya que las direcciones de las fuerzas se alternan.

Ilustración 9

Edificio de tres pisos y sus modos de vibrar



Fuente: (Caicedo, 2014)

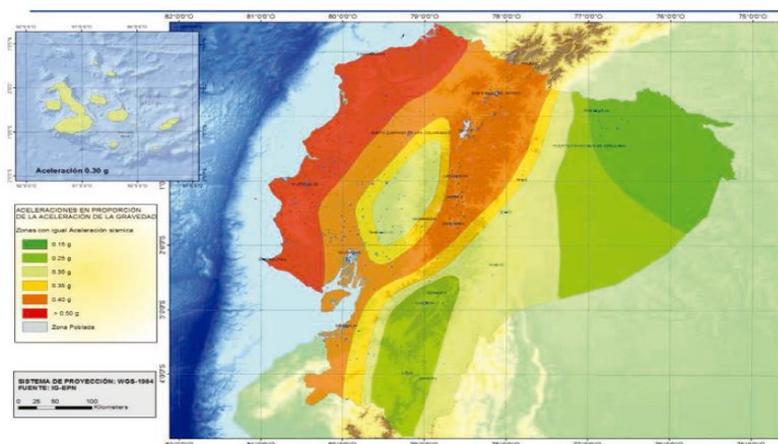
Según la NEC-15 es necesario analizar todos los modos de vibración que aporten de forma significativa a la solución total de la estructura, debido a esto en el análisis dinámico espectral se fijará tres modos de vibración por piso, en los cuales la participación másica debe ser por lo menos el 90 %.

3.4 Zonificación Sísmica Y Factor De Zona Z

Ecuador es un país susceptible a sismos con mucha frecuencia dado que se encuentra ubicado en el cinturón de fuego del pacífico, por ende, para construcciones de uso normal existen 6 zonas sísmicas en las que se dividió al territorio ecuatoriano, para asignar el factor de zonificación Z, que se la utiliza para el sismo de diseño, siendo la aceleración máxima en roca. Dependiendo el lugar donde se vaya a desarrollar la construcción en el país, se escogerá el factor de zona para determinada ubicación.

Ilustración 10

Zonas sísmicas de Ecuador con su valor de factor de zona Z.



Fuente: (MIDUVI, 2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), el cual cuenta con una saturación a 0.50 g de los datos de aceleración sísmica en roca en la costa ecuatoriana que describe la zona VI.

Tabla 1

Valores de Z en función de la zona sísmica.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor de factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (MIDUVI, 2015)

3.5 Geología Local

3.5.1 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.

En la norma ecuatoriana se detallan 6 tipos de perfiles de suelos que serán empleados para el diseño sísmico, mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 2*Clasificación de los perfiles de suelo.*

Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} \geq V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte	$760 \text{ m/s} \geq V_s \geq 360$ m/s
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte	$360 \text{ m/s} > V_s > 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N > 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$, $W \geq 40\%$, $S_u < \text{kPa}$
F	Perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Fuente: (MIDUVI, 2015)**3.5.2 Coeficientes De Perfil De Suelo Fa, Fd Y Fs.**

Para la construcción del espectro de diseño se necesitan los coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs, los valores de estos se obtienen de las tablas 3, 4 y 5, relacionando la zona sísmica y tipo de perfil del suelo.

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto, tomando en cuenta los efectos de sitio. (Norma)

Tabla 3*Tipo de suelo y factores de sitio Fa.*

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
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	0.85
F	Véase tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. (norma)

Tabla 4*Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.*

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
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					

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Fs: 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, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 5

Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
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	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo 10.6.4					

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Existen valores de F_a , F_d , F_s , para todos los perfiles de suelo (A, B, C, D y E), a excepción del suelo F, debido a que en la norma estipula efectuar investigaciones geotécnicas, en la que se pueda ejecutar una evaluación del comportamiento dinámico del suelo.

3.6 Componentes Horizontales De La Carga Sísmica

3.6.1 Espectro Elástico Horizontal De Diseño En Aceleraciones

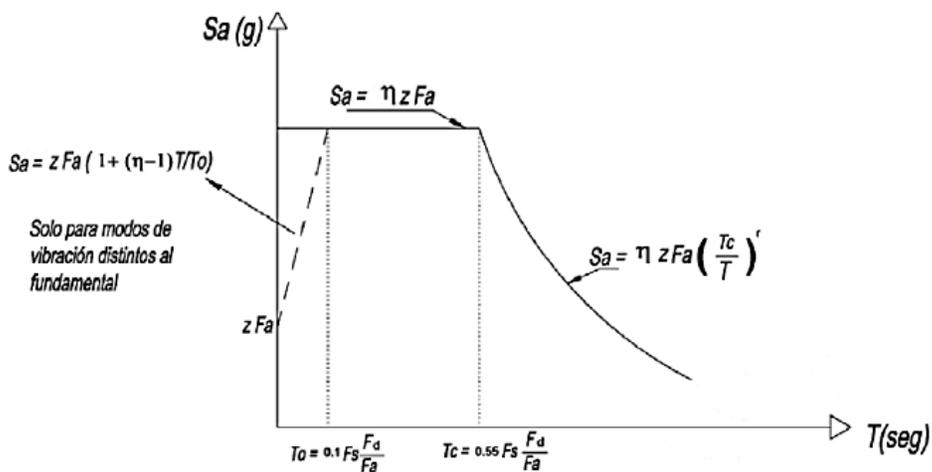
El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , indicado como división de la aceleración de la gravedad, sobre el nivel del terremoto de diseño (MIDUVI, 2015), se observa en la ilustración y radica en:

- a) Tipología del suelo del lugar de emplazamiento de la estructura,
- b) el factor de zona sísmica Z ,

- c) Consideración de los datos de los coeficientes de amplificación de suelo **F_a**, **F_d**, **F_s**.

Ilustración 11

Espectro de diseño



Fuente: (MIDUVI, 2015)

De acuerdo con (MIDUVI, 2015), dicho espectro, que se basa a una división del amortiguamiento en relación al crítico del 5%, este se calcula con las expresiones siguientes, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z S_a \quad \text{Cuando } T_0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ec. 1}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{Cuando } T > T_c \quad \text{Ec. 2}$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 3}$$

Para el análisis dinámico y únicamente para evaluar los resultados de los modos de oscilación diferentes al modo fundamental:

$$S_a = ZF_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0}\right) \quad \text{Cuando } T \leq T_0 \quad \text{Ec. 4}$$

$$T_0 = 0.10F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 5}$$

Donde:

η : Representa la relación entre aceleración espectral y el PGA para el periodo de retorno seleccionado (S_a/Z). Este factor varía en función de la región de emplazamiento de la edificación.

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

S_a 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_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

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.

3.7 Fuerzas Laterales Equivalentes

Este procedimiento de análisis estático en donde el terremoto es descrito como una carga lateral ejercida a la estructura, conocido como Cortante Basal V .

3.7.1 Cortante Basal

Es la carga ejercida en la base de la edificación que es la consecuencia de la acción con o sin reducción del sismo de diseño, de acuerdo las respectivas especificaciones de la presente. La NEC-15 (MIDUVI, 2015), referente a las cargas sísmicas diseño sismo resistente, nos indica que el cortante basal se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_p\phi_E}W \quad Ec. 6$$

Donde:

Sa= Espectro de diseño en aceleración

ϕ_P y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I= Coeficiente de importancia

R= Factor de reducción de resistencia sísmica

W= Carga sísmica reactiva

Ta= Período de vibración.

3.7.2 Distribución Vertical De Las Fuerzas Sísmicas

La distribución de fuerzas verticales descrita en la sección 6.3.5 se asemeja a una distribución lineal (triangular) que depende del periodo fundamental de vibración T_a . La fuerza lateral F_x en cualquier nivel de piso de la estructura será determinada con la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{t=1}^n w_t h_t^k} * V \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

V= Cortante total en la base de la estructura.

V_x= Cortante total en el piso x de la estructura.

F_i= Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

F_x= Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n= Número de pisos de la estructura

w_x= Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

w_i= Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

h_x= Altura del piso x de la estructura.

h_i= Altura del piso i de la estructura.

k= Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T.

Determinación de k:

Tabla 6

Valores del coeficiente K relacionado con el periodo T.

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

Fuente: (MIDUVI, 2015)

3.7.3 Distribución Horizontal De Las Fuerzas Sísmicas

La distribución horizontal del corte basal en cualquier piso (V_x) se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \text{Ec. 8}$$

Dónde:

F_i = La porción del corte basal (V) inducida en el nivel i.

V_x = Corte basal en el nivel x.

El corte basal (V_x) se reparte entre los distintos elementos verticales del sistema sismo resistente en función a la a rigidez lateral de los elementos

3.7.4 Período De La Estructura

El valor de **Ta** obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del periodo estructural que ayuda a determinar las fuerzas sísmicas que se va a someter a la estructura y realizar el dimensionamiento.

El periodo de vibración aproximada de la estructura **Ta**, será estimado como muestra la Norma NEC-15 en la sección 6.3.3, con la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ec. 9}$$

Donde:

h_n = Distancia vertical desde la base hasta el nivel más alto del sistema sísmico de resistencia de la estructura.

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

El coeficiente C_t con su potencia α se obtienen a partir de la siguiente tabla:

Tabla 7

Valores de coeficientes del Período aproximado de la estructura.

Tipo de estructura	C_t	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

Fuente: (MIDUVI, 2015)

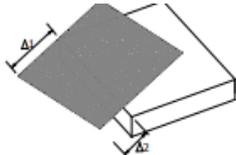
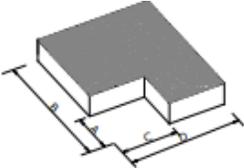
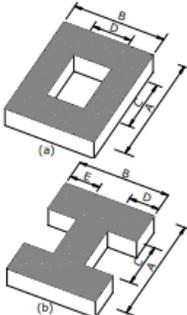
3.7.5 Irregularidades De La Estructura

Los diseñadores arquitectónicos y estructurales procurarán que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. Pero si no es el caso, debe ser penalizado con los coeficientes de regularidad y configuración estructural ϕ_P y ϕ_E que se detallan en la sección 5.3.3 de la norma NEC, los cuales se estiman a partir del análisis de las características e irregulares de la estructura.

Estos coeficientes que configuran la estructura aumentan el valor del cortante de diseño, con la finalidad de suministrar más resistencia a la edificación, pero no evita que la estructura tenga una posibilidad de comportarse deficientemente ante un sismo. Por eso, es aconsejable eludir todo lo posible las regularidades mencionadas. (MIDUVI, 2015)

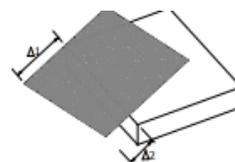
La tabla 10 y la Tabla 11 de la norma NEC-15 describen las tipologías de irregularidades dando valor a los coeficientes de planta ϕ_P y elevación ϕ_E respectivamente. Junto a las irregularidades que se presentan con mayor frecuencia en las edificaciones se encuentra una descripción de la severidad de dichas irregularidades.

Tabla 8*Coefficientes de irregularidad en planta.*

Tipo	Descripción ($\phi_P=0.9$)
1	<p>Irregularidad torsional. 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.</p>
	
2	<p>Retrocesos excesivos en las esquinas. 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>
	
3	<p>Discontinuidades en el sistema de piso. 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</p>
	

sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.

- 4 **Ejes estructurales no paralelos.** La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Fuente: (MIDUVI, 2015)

Tabla 9

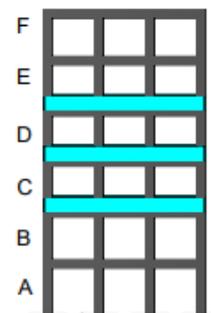
Coefficientes de irregularidad en planta.

Tipo	Descripción ($\phi_E=0.9$)	
1	Piso Flexible. 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.

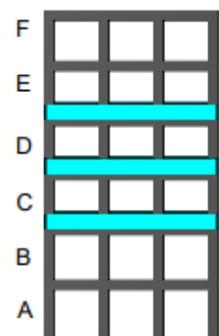
2

Distribución de masa. 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.



3

Irregularidad geométrica. 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.



Fuente: (MIDUVI, 2015)

3.7.6 Factor De Reducción R

La norma NEC-15 define R como el factor que permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, pero solo se le permite si la estructura analizada concentra el

daño en secciones especialmente detallada para funcionar como rótulas plásticas, es decir, se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad.

El factor R ayuda a que la ordenada elástica espectral se reduzca, y disponer de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo así la suficiente ductilidad y ayudando a disipar la suficiente energía y así la estructura no llegue al colapso ante eventos sísmicos fuertes.

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como: factores de ductilidad, también la sobre resistencia, tipología de la estructura, periodo de vibración de la edificación y el amortiguado que se le proporciona a una estructura en condiciones al límite.

Las siguientes tablas encontradas en la sección 6.3.4 contienen los valores correspondientes del factor R dividido en dos grupos estructurales: sistemas estructurales dúctiles y sistemas estructurales de ductilidad limitada. Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas.

Tabla 10

Coefficiente de reducción de respuesta estructural R.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
	7

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.

Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado. 7

Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas). 7

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras. 6

Pórticos resistentes a momentos

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. 6

Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas. 6

Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente. 6

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
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HA, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3

Fuente: (MIDUVI, 2015)

3.4.6. Coeficiente De Importancia I

El factor **I** tiene como propósito incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o tener como consecuencias daños pequeños durante y después del evento sísmico de diseño.

La estructura a diseñarse deberá clasificarse en una de las tres categorías como son las edificaciones esenciales, estructuras de ocupación especial y otras estructuras. Con la respectiva descripción de tipo de uso, destino e importancia se adoptará el correspondiente factor de importancia **I**.

Tabla 11*Factor de Importancia I de una estructura*

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente 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

Fuente:(MIDUVI, 2015)

3.8 Combinación Para El Diseño Por Última Resistencia

3.8.1 Combinaciones Básicas

Para diseñar una estructura de requerirá investigar el estado límite de resistencia de cada elemento, hasta conocer los resultados más adversos, tomando en cuenta la carga de viento y la de sismo, no hace falta que sean consideradas en la misma expresión matemática.

Es indispensable para las estructuras, componentes y cimentaciones, la resistencia de diseño equipare o sobrepase los efectos causados por las cargas incrementadas, de acuerdo con las 7 combinaciones mostradas a continuación:

Combinación 1

$$1.4D \quad \text{Ec. 10}$$

Combinación 2

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r; S; R] \quad \text{Ec. 11}$$

Combinación 3

$$1.2 D + 1.6 \max[L_r; S; R] + \max[L; 0.5w] \quad \text{Ec. 12}$$

Combinación 4

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[L_r; S; R] \quad \text{Ec. 13}$$

Combinación 5

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S \quad \text{Ec. 14}$$

Combinación 6

$$0.9 D + 1.0 W \quad \text{Ec. 15}$$

Combinación 7

$$0.9 D + 1.0 E \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

D = Carga muerta

E = Carga sísmica

L = Carga viva

Lr = Carga viva de cubierta

R = Carga de lluvia

S = Carga de nieve

W = Carga de viento

3.9 Determinación De Derivas De Piso (Δ)

A la estructura se le debe realizar una revisión o control de deformaciones, esto se lo realiza con el cálculo de las derivas inelásticas máximas. Las derivas se obtienen por el desplazamiento que resulta de la aplicación de las fuerzas laterales. Estas deberán calcularse como la resta del movimiento tanto en su parte superior como inferior del centro de masa del nivel de piso que se considere. Donde la forma de la estructura no se alinee verticalmente, en este caso basándose en el arrastre vertical del centro de masas del nivel superior, se puede calcular el desplazamiento del nivel inferior del piso. (López Olvera, 2005)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 muestra los valores máximos de las derivas de pisos. El valor de la deriva máximo para cada piso de nuestra estructura se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \qquad \text{Ec. 17}$$

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica.

R= Factor de reducción de resistencia.

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

En la Norma en la sección 5.1 muestra en la siguiente tabla, los límites permisibles de las derivas de piso, en donde como un porcentaje de la altura de piso se describe a la deriva máxima.

Tabla 12

Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	$\Delta_M m$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.1

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Con estos valores se debe verificar:

$$\Delta_M = \Delta_M m \quad \text{Ec. 18}$$

Siendo $\Delta_M m$ el porcentaje establecido en la tabla anterior.

3.10 Amplificación Del Momento Torsor Accidental

Con base en MIDUVI (2015) el momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse, sacándole a las excentricidades entre las fuerzas horizontales de diseño en los niveles superiores al piso estudiado, el momento resultante, y los elementos que resisten a fuerzas laterales en el piso, sumándole la torsión accidental.

A causa de que existe irregularidad en planta (coeficiente de regularidad en planta), en cada piso se debe incrementar la torsión accidental por medio de un factor de amplificación torsional A_x , se calculada con la siguiente expresión:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2$$

Dónde:

A_x = Factor de amplificación torsional

δ_{prom} = Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

δ_{max} = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

3.11 Efectos P-Δ E Índice De Estabilidad Qi

La Norma NEC-15 define a los efectos **P-Δ** como efectos adicionales, en las direcciones principales de la estructura, causado por efectos de segundo orden que generan que se incrementen las fuerzas internas, momentos y derivas de la edificación.

Es por eso que estos efectos deben tomarse en cuenta para el cálculo de dichos incrementos y para el análisis de comportamiento global correspondiente a la estabilidad de la estructura.

El índice de estabilidad Qi, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ec. 19}$$

Donde:

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 .

Δ_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

El índice de estabilidad debe ser $Q_i \leq 0.30$. Si el índice de estabilidad es mayor a 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

Los efectos **P- Δ** no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$. de ser considerados estos efectos en la dirección bajo estudio y cuando $0.1 < Q_i < 0.3$, El factor de mayoración multiplicará a las derivas de piso calculadas, las fuerzas internas y también los que se visualizan como resultado que ejercen las cargas laterales de diseño, esto son los momentos de la edificación. El factor de mayoración se calcula de la siguiente manera:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad \text{Ec. 20}$$

Dónde:

$f_{P-\Delta}$ =Factor de mayoración.

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

3.12 Ajuste Del Cortante Basal De Los Resultados Obtenidos Por El Análisis Dinámico

La norma NEC-15 nos indica que debemos realizar un ajuste al cortante basal total en la base, que se obtiene por el análisis dinámico realizado en Etabs, este debe ser menor o igual 80% del cortante basal calculado por el método estático cuando se trata de estructuras regulares. Cuando se trata de estructuras irregulares el valor del cortante dinámico no debe ser menor al 85% del cortante basal que se obtiene por el método estático.

3.13 Predimensionamiento De Elementos Estructurales

3.13.1 Pre-Dimensionamiento De Vigas

Se determina la altura de la viga con la siguiente expresión:

$$h = \frac{ln}{12} \quad \text{Ec. 21}$$

Donde ln es la luz neta entre los apoyos.

Se toma el valor de altura y por último para la base de la viga se supondrá que $h = 2b$, entonces:

$$b = \frac{h}{2} \quad \text{Ec. 22}$$

3.13.2 Pre-dimensionamiento de columnas

Las dimensiones de las columnas se controlan principalmente por cargas axiales, aunque el momento que se genera incrementa el área necesaria. Para predimensionar columnas de hormigón armado existen varios métodos. Se presenta a continuación una aproximación basada en la carga axial P_u , la cual se genera por las cargas de gravedad. El

método de Arnal y Epelboim el área del hormigón armado puede estimarse por la siguiente ecuación:

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha f'_c} \quad \text{Ec. 23}$$

Donde:

A_c = Área de la columna.

α = Factor según la posición de la columna indicado en la posterior Tabla.

Tabla 13

Factores α según la ubicación de la Columna

Tipo de Columna	α
Esquina	0.20
Borde	0.25
Central	0.28

Fuente: (Henrique & Salomon, 1984)

3.13.3 Predimensionamiento Del Muro De Corte

Este predimensionamiento se utilizará en el modelamiento en Etabs, y así encontrar la ubicación más efectiva de los muros de corte, en el edificio de planta irregular. En el código ACI no existe una ecuación determinada para el predimensionamiento de muros, por lo que se toman las siguientes recomendaciones.

Según el Ing. Roberto Morales en el método empírico, el espesor del muro es:

$$bw \geq \frac{L}{25} \text{ y } bw \geq 10cm \quad \text{Ec. 24}$$

Donde:

bw = espesor del muro

L = longitud de muro de menor dimensión.

3.14 Requisitos De Diseño Sismo Resistentes Según El Código ACI 318-14

En el código ACI 318-14, en el capítulo 11 se recalca los detalles para muros estructurales, recalcando que el diseño de muros estructurales especiales debe cumplir los requisitos del capítulo 18. Aunque este reglamento no define los muros de corte, en el capítulo 2, nos da la definición de que “un muro de cortante es un muro estructural”.

3.14.1 Vigas En Pórticos Especiales Resistentes A Momentos

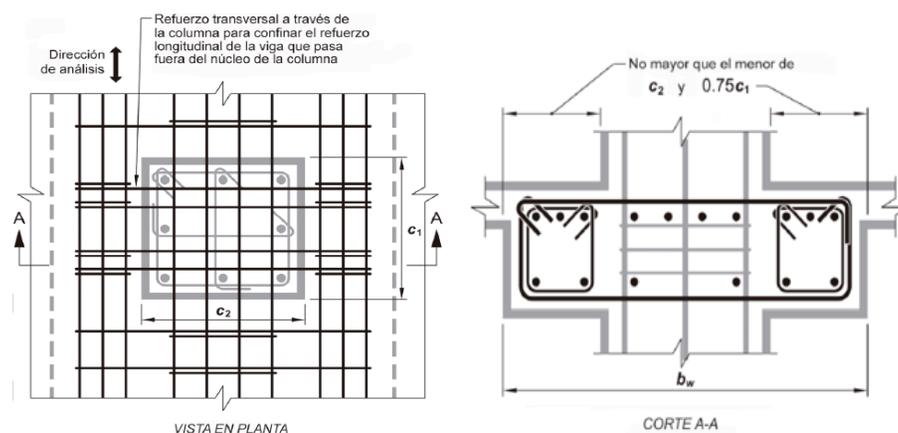
3.14.1.1 Dimensiones De Las Vigas

Las vigas deben cumplir con las siguientes restricciones:

- La luz libre ℓ_n no debe ser menor que $4d$.
- El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm.
- La proyección del ancho de la viga que exceda el ancho de la columna a cada lado no debe ser mayor al menor de c_2 y $0.75 c_1$.

Ilustración 12

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



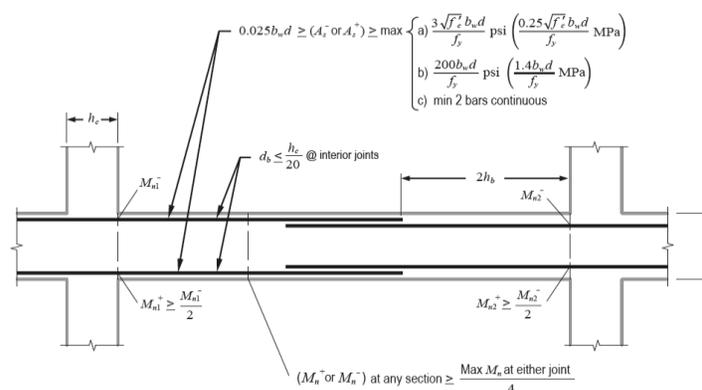
Fuente: (ACI 318, 2014)

3.14.1.2 Refuerzo Longitudinal

Tanto en la parte inferior como superior de la viga se requiere por lo menos dos barras continuas, el refuerzo no debe superar a lo mostrado en la Ilustración 11, y la cuantía de refuerzo ρ no puede sobrepasar 0.025.

Ilustración 13

Requisitos de refuerzo longitudinal de la viga



Fuente: (Moehle, Hooper, & Lubke, 2016)

Los empalmes por traslape de refuerzo solo deben ser en estribos cerrados de confinamiento o espirales a lo largo del empalme por traslape y la separación del refuerzo transversal en la zona del traslape no debe mayor al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en las siguientes ubicaciones:

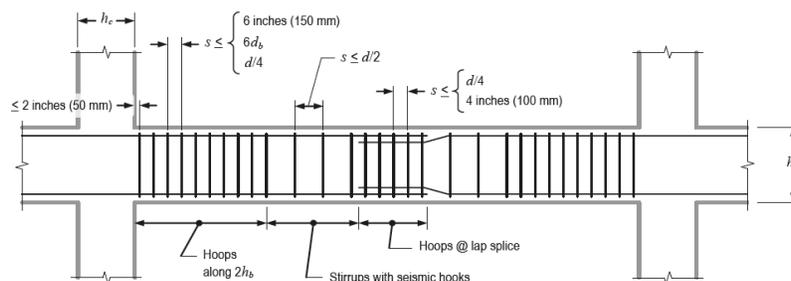
- Dentro de los nudos.
- En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo
- Dentro de una longitud de dos veces la altura de la viga que se mide desde las secciones donde posiblemente ocurra cedencia por flexión como consecuencia de los movimientos laterales que sobrepasan el rango elástico de comportamiento.

3.14.1.3 Refuerzo Transversal.

La finalidad del refuerzo transversal es evitar que las barras longitudinales pierdan su posición inicial y además previene el pandeo de estas. Los espacios entre los estribos en la zona confinada, zona no confinada y en la zona de traslape se cada se muestran en la siguiente figura:

Ilustración 14

Requisitos de espacio y ubicación de los bastidores y estribos

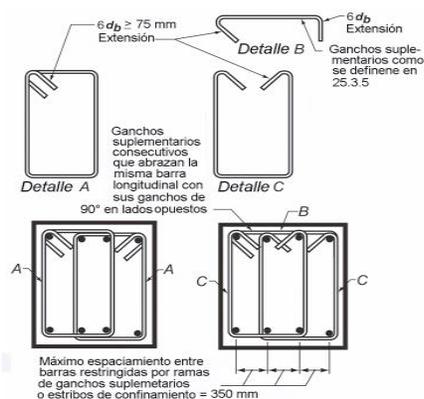


Fuente: (Moehle et al., 2016)

La separación entre barras longitudinales, opciones de colocación de los estribos y ángulos de los ganchos están descritos en la siguiente imagen:

Ilustración 15

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



Fuente: (ACI 318, 2014)

3.14.2 Columnas En Pórtico Especiales Resistentes A Momentos

Estas columnas se detallan para que sean resistentes a cortante, flexión y fuerzas axiales. Los requisitos que se usan para diseñar estas columnas de pórticos especiales resistentes a momentos que son fundamentales en el sistema de resistencia sísmica, se describen a continuación.

3.14.2.1 Límites Dimensionales

Le código ACI 318-14 menciona que las columnas deben cumplir:

- La dimensión menor de la sección transversal, que se mide rectamente pasando el centroide de la estructura, debe ser al menos 300 mm.
- La relación entre la dimensión menor transversal y la dimensión perpendicular deber ser por lo menos 0.4.

3.14.2.2 Resistencia Mínima A Flexión De Columnas.

El propósito de la siguiente ecuación es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Las columnas deben tener una resistencia a flexión que cumplan con:

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5)\Sigma M_{nb} \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

ΣM_{nc} =es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

ΣM_{nb} =es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe una mayor posibilidad de acción inelástica en ellas, las columnas frágiles en el peor de los casos pueden generar fluencia por flexión en los dos lados de todas las columnas en un piso dado ocasionando un mecanismo de falla de columnas que puede conducir al colapso.

3.14.2.3 Refuerzo Longitudinal

El ACI señala los siguientes requisitos para el refuerzo longitudinal de las columnas:

- El área de refuerzo longitudinal, A_{st} debe ser al menos **0.01 A_g** y no debe exceder **0,06 A_g** .
- En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.
- De acuerdo al tipo de empalme que se va utilizar deberá cumplir con los requisitos detallados en el capítulo 18 del ACI 318-14.

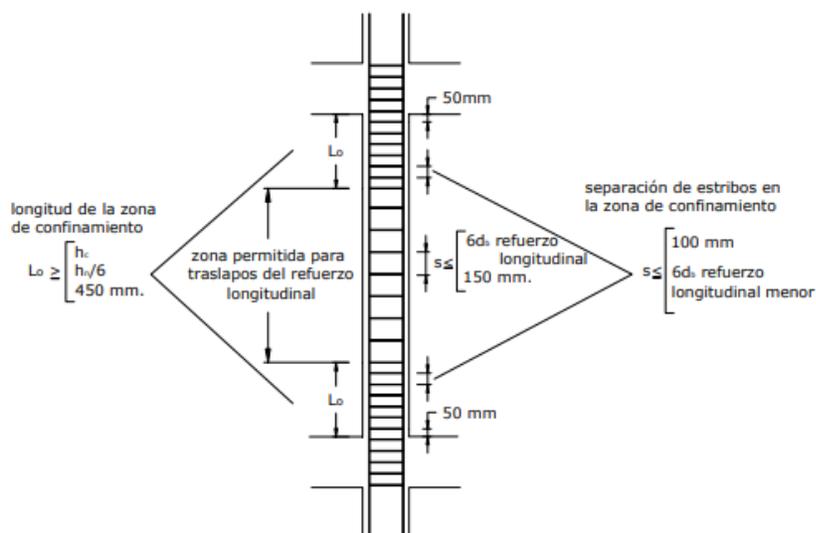
3.14.2.4 Refuerzo Transversal

La cantidad de refuerzo transversal que debe colocarse en la columna debe especificarse de acuerdo a la sección 18.5.2 del código ACI 318-14, en una longitud l_o que se mide en las caras del nudo y a los lados de la sección donde es posible que ocurra fluencia por flexión. Esta longitud debe ser al menos o igual a lo descrito a continuación:

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

Ilustración 16

Requerimientos de espaciamiento del refuerzo transversal de la columna



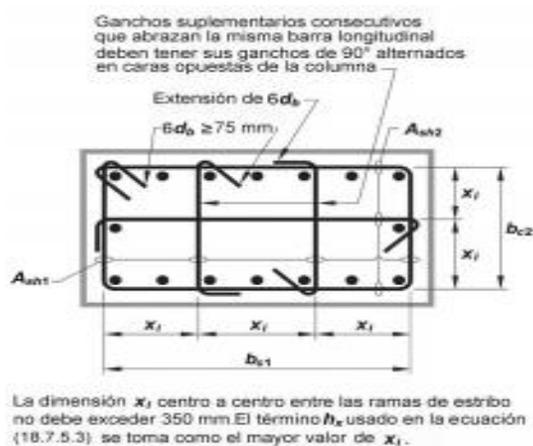
Fuente: (MIDUVI, 2015)

La figura que se va a mostrar a continuación denota gráficamente cómo debe detallarse el refuerzo transversal, que está compuesto como por un estribo cerrado que

confina y tres ganchos suplementarios. Los ganchos a 135 grados son efectivos para proporcionar confinamiento a diferencia de los ganchos a 90 grados que no tan eficaces.

Ilustración 17

Detallado de ganchos y separación de estribos de columnas



Fuente: (ACI 318, 2014)

La separación del refuerzo transversal no debe exceder:

- $\frac{1}{4}$ de la dimensión menor de la columna
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal
- Y **So** debe calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad \text{Ec. 26}$$

Donde **So** no debe exceder 150 mm y no es preciso tomarlo menos que 100 mm.

El refuerzo transversal debe regirse a lo descrito en la tabla siguiente:

Tabla 14*Refuerzo transversal para columnas.*

Refuerzo Transversal	Condición	Expresiones Aplicables
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos.	$Pu \leq 0.3A_g f'c$ y $f'c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_{yt}}$ (a) $0.09 \frac{f'c}{f_{yt}}$ (b)
	$Pu > 0.3A_g f'c$ ó $f'c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b) y (c) $0.2k_f k_n \frac{Pu}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_x para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$Pu \leq 0.3A_g f'c$ y $f'c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d) y (e) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_{yt}}$ (d) $0.12 \frac{f'c}{f_{yt}}$ (e)
	$Pu > 0.3A_g f'c$ ó $f'c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d), (e) y (f) $0.2k_f \frac{Pu}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Fuente: (ACI 318, 2014)

Los factores de resistencia del concreto, k_f , y de efectividad del confinamiento, k_n , deben calcularse de acuerdo con las ecuaciones descritas en la sección 18.7.5.4 del ACI 318-14 que se muestran a continuación:

$$(a) k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad \text{Ec. 27}$$

$$(b) k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad \text{Ec. 28}$$

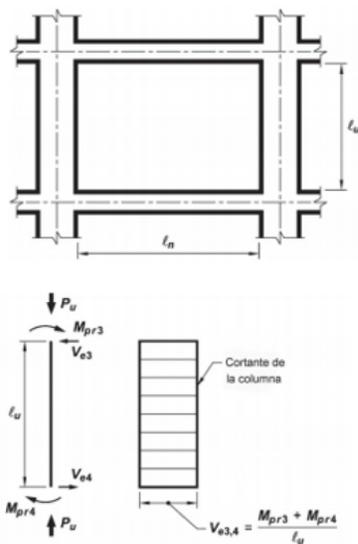
Donde n_l es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, que rodean perímetro del núcleo del pilar con estribos que la confinan.

3.14.2.5 Resistencia La Cortante.

Para determinar la resistencia a cortante en columnas, se aplica lo mismo descrito en la sección de vigas. Las resistencias a momento deben determinarse usando un factor de reducción de resistencia igual a 1.0 y al menos $1.25f_y$ como resistencia efectiva del acero de refuerzo.

Ilustración 18

Cortante de diseño para columnas.



Fuente:(ACI 318, 2014)

3.14.3 Nodos En Pórticos Especiales Resistentes A Momentos

En las caras de los nodos de pórticos de concreto reforzado se desarrollan rotaciones inelásticas asociadas con deformaciones unitarias en el refuerzo, que exceden de manera amplia la deformación unitaria de fluencia. Debido a esto la fuerza cortante en el nudo que se genera por el refuerzo a flexión se determina para una resistencia **1.25 f_y** .

3.14.3.1 Refuerzo Longitudinal

Para refuerzo longitudinal el código ACI 318-14 detalla lo siguiente:

- Debe ser al menos 20 veces el diámetro de la barra longitudinal con mayor diámetro de la viga, la longitud del pilar que es paralela al refuerzo de la viga, en donde las barras longitudinales de una viga sobrepasen el nodo viga-columna.

- La altura h del nodo debe ser al menos la mitad de la altura de cualquier otra viga que alcance al nodo.

a) Dimensión de desarrollo en barras de tracción.

El acero longitudinal de una viga que su terminación sea en un pilar debe proyectarse hasta la cara del núcleo confinado de la columna más alejada y anclarse.

Para barras comprendidas entre N°10 a N° 36 que culmina con gancho estándar l_{dh} se debe determinar mediante la siguiente ecuación:

$$l_{dh} = \frac{fyd_b}{5.4\lambda\sqrt{f'c}} \quad \text{Ec. 29}$$

El valor de l_{dh} debe ser al menos igual al mayor valor entre $8db$ y 150mm para concreto de peso normal $\lambda = 1$.

- Para barras de diámetro No. 10 a No. 36, l_d , la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta debe ser al menos igual a la mayor de:
- 2.5 veces l_{dh} , si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo la barra no excede de 300 mm.
- 3.25 veces l_{dh} , si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 300 mm

Ilustración 19

Desarrollo de barras en tracción en un gancho estándar



Fuente:(ACI 318, 2014)

b) Dimensión de desarrollo en barras de compresión.

Esta longitud l_{dc} debe ser el valor mayor de:

$$l_{dc} = \left[\frac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right] d_b \quad \text{Ec. 30}$$

$$l_{dc} = 0.043 f_y \psi_r d_b \quad \text{Ec. 31}$$

- $l_{dc} > 200 \text{ mm}$
- Los factores de modificación para concreto normal, $\lambda = 1$, también se permite tomar $\psi_r = 1$.

3.14.3.2 Refuerzo Transversal

El código menciona que la sección 2.3.5.4 detalla los requisitos para columnas en la zona l_o , las cuales deben ser cumplidas para el refuerzo transversal. Cuando existan vigas que alcancen las cuatro caras del nodo y su ancho tenga una medida no menor de tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite:

- El espaciamiento S_o se lo puede aumentar a 150 mm dentro de la altura h de la viga menos alta.

- Reducir la cuantía de refuerzo a la mitad descrito en la Tabla 14.

Para dar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa por la parte exterior del núcleo de la columna, es necesario colocar refuerzo transversal que pase a través del nodo, los requisitos para este refuerzo se encuentran en la sección 3.14.1.3.

3.14.3.3 Resistencia Al Cortante

V_n que se da en el nudo debe basarse en la siguiente Tabla:

Tabla 15

Resistencia nominal del nudo a cortante.

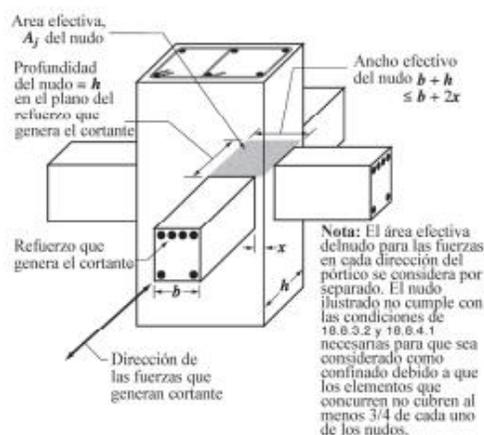
Configuración del nudo	V_n
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras	$1.7\lambda\sqrt{f'c} A_j$
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas	$1.2\lambda\sqrt{f'c} A_j$
Para otros casos	$1.0\lambda\sqrt{f'c} A_j$

Fuente:(ACI 318, 2014)

Donde el área efectiva A_j se calcula como el producto del ancho efectivo del nodo por la profundidad de éste, como lo indica la siguiente ilustración.

Ilustración 20

Área efectiva del nudo



Fuente:(ACI 318, 2014)

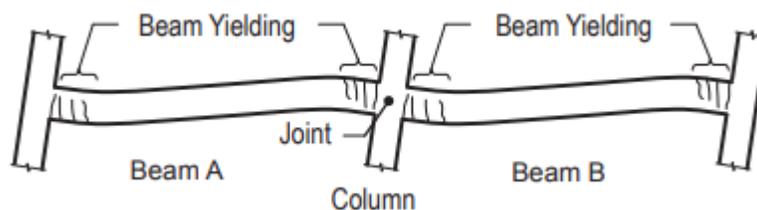
3.14.3.1 Cortante Equivalente De Diseño

Moehle et al. (2016) menciona que el siguiente paso del diseño luego que se ha determinado el refuerzo longitudinal en las vigas, es realizar una verificación del cortante en la conexión viga-columna.

Es posible ilustrar el concepto con la siguiente imagen, donde se considera una columna que la limitan dos vigas a sus extremos, definiendo el diseño de un pórtico. Determinaremos los requerimientos del nudo y la columna, si se supone un sistema donde las vigas ceden y provocará que sus resistencias a momento en los lados de la columna.

Ilustración 21

Mecanismo de falla conexión viga-columna



Fuente:(Moehle et al., 2016)

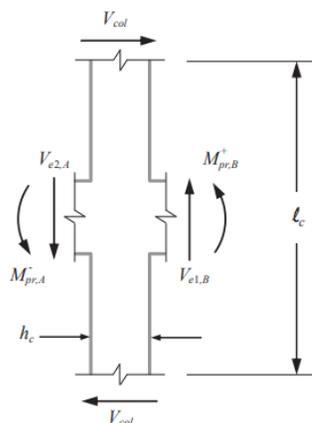
Se diseña un esquema de cuerpo libre cortando tanto a través del pilar una altura de medio piso por encima y por debajo de la unión, como a través de las vigas en ambos lados de la columna, como se muestra a continuación. En esta figura, se desarrollan los momentos M_{pr} en los lados de la viga por los cortantes V_{e2} y V_{e1} en sus caras, que se dan en las vigas A y B. Del esquema de cuerpo libre de la Ilustración 21, se determina el cortante de la columna de la siguiente manera:

$$V_{col} = [(M_{pr,A}^- - M_{pr,B}^+) + (V_{e2,A} + V_{e2,B}) \frac{hc}{2}] / lc \quad Ec. 32$$

A continuación, vemos en la ilustración 22 como se obtiene al equilibrar las fuerzas horizontales que actúan en el diagrama de cuerpo libre, el cortante horizontal de la unión V_j . Además, suponemos que las barras longitudinales de la viga logran a tener una carga igual a $1.25A_s f_y$ o $1.25A'_s f_y$.

Ilustración 22

Representación de V_{col} en un diagrama de cuerpo libre



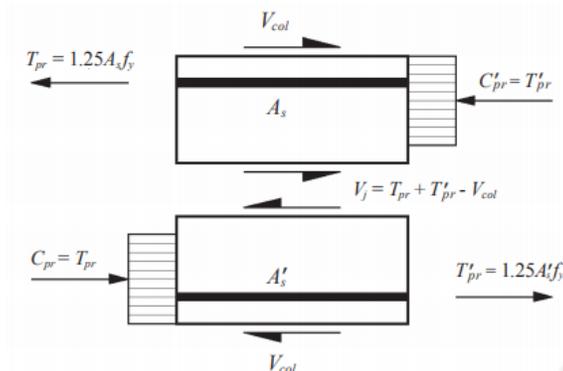
Fuente: (Moehle et al., 2016)

Se supone que elemento viga no tiene carga puntual, por lo que la carga de flexión tanto de tensión como de compresión son iguales en el mismo lado del nodo, donde se estaría desarrollando la articulación. Por lo tanto, la fuerza cortante en la unión es:

$$V_j = T_{pr} + T_{pr}' - V_{col} \quad \text{Ec. 33}$$

Ilustración 23

Diagrama de cuerpo libre para calcular V_j .

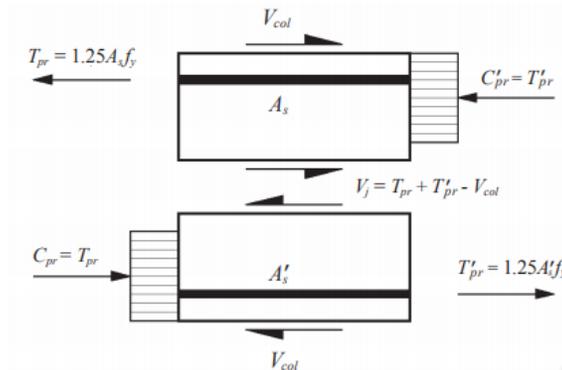


Fuente: (Moehle et al., 2016)

Se requiere que $\phi V_n \geq V_j$ en otras palabras que la resistencia requerida y de diseño sean por lo menos iguales. Donde V_j se muestra en la

Ilustración 23

Diagrama de cuerpo libre para calcular V_j .



Fuente: (Moehle et al., 2016)

El factor de reducción de la resistencia es $\phi = 0.75$ y V_n se calcula como lo detallado en la sección de resistencia al cortante.

3.14.4 Muros Estructurales Especiales

En el código ACI 318-14 en la sección 18.10.1.1 se muestran los requisitos que dominan el diseño de segmentos verticales de muro de concreto reforzado, lo cual dependen de la relación de las dimensiones del segmento de muro en el plano de muro (hw/lw), y la relación de las dimensiones de su sección horizontal (lw/bw), que sigue la descripción de la siguiente tabla.

Tabla 16*Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro*

Longitud del segmento vertical de muro/ Espesor del muro (lw/bw)			
Altura libre del segmento vertical de muro/ longitud del segmento vertical de muro (hw/lw)	$\frac{lw}{bw} \leq 2.5$	$2.5 < \frac{lw}{bw} \leq 6$	$\frac{lw}{bw} > 6$
$hw/lw < 2$	Muro	Muro	Muro
$hw/lw > 2$	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columnas o de alternos, véase 18.10.8.1	Muro

Fuente: (ACI 318, 2014)

3.14.4.1 Refuerzo Mínimo En Muros Estructurales

El ACI recomienda en la sección 18.10.2.1 que para refuerzo distribuido en el alma para muros estructurales su espaciamiento en cada dirección no debe exceder de 450 mm y sus cuantías no deben ser menores que 0.0025, con la excepción de que si V_u no excede:

$$0.27 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c}. \quad \text{Ec. 34}$$

Si excede se pueden reducir a los valores requeridos mostrados, a continuación, los cuales son el refuerzo mínimo para muros con $V_u \leq 0.5\phi V_c$ en el plano del muro como indica la sección 11.6.1.

Construidos en obra

Vertical

- Para varillas corrugadas menores o iguales a la N° 16 y con $F_y \geq 4200 \frac{Kg}{cm^2}$, la cuantía mínima es 0.0012.
- Para varillas corrugadas menores o iguales a la N° 16 y con $F_y < 4200 \frac{Kg}{cm^2}$, la cuantía mínima es 0.0015.
- Para varillas corrugadas mayores a la N° 16 y con F_y cualquiera, la cuantía mínima es 0.0015.
- Para malla electrosoldada de alambre liso o corrugado no mayor que MW200 Y MD200, la cuantía mínima es 0.0012.

Horizontal

- Para varillas corrugadas menores o iguales a la N° 16 y con $Fy \geq 4200 \frac{Kg}{cm^2}$, la cuantía mínima es 0.0020.
- Para varillas corrugadas menores o iguales a la N° 16 y con $Fy < 4200 \frac{Kg}{cm^2}$, la cuantía mínima es 0.0025.
- Para varillas corrugadas mayores a la N° 16 y con Fy cualquiera, la cuantía mínima es 0.0025.
- Para malla electrosoldada de alambre liso o corrugado no mayor que MW200 Y MD200, la cuantía mínima es 0.0020.

Prefabricados

Vertical

Para barras o refuerzo de alambre electrosoldado la cuantía mínima es 0.0010.

Horizontal

Para barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado la cuantía mínima es 0.0010.

La sección 11.6.2 indica que cuando $Vu \geq 0.5\phi Vc$ en el plano del muro, debe cumplir los siguientes requisitos.

- a) ρ_l debe ser al menos el mayor valor entre el valor calculado mediante la ecuación descrita a continuación y 0.0025, pero no necesita exceder ρ_t requerido por los valores que se detallan para $Vu \leq 0.5\phi Vc$.

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad Ec. 35$$

b) ρ_t debe ser al menos 0.0025.

En la sección 18.10.2.2 nos indica que se debe usar al menos dos capas de refuerzo cuando:

$$Vu > 0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c} \text{ o } \frac{hw}{lw} \geq 2.0 \quad \text{Ec. 36}$$

Donde:

Hw= Altura del muro

Lw= Longitud del muro

A_{cv} = Área bruta de la sección de concreto.

λ = factor de modificación del concreto.

El refuerzo que contribuye a Vn debe estar distribuido de manera continua a lo largo del plano de cortante. Se requiere distribución uniforme del refuerzo por corte, ya que así se puede controlar el ancho de las fisuras inclinadas. Se recomienda que, aunque los muros cuyo espesor es menor que 25 cm y no se requiera que el refuerzo se distribuya en dos capas, es conveniente hacerlo para controlar el agrietamiento siempre que el espaciamiento y recubrimiento mínimo lo permitan. Para muros esbeltos el refuerzo en dos capas tiene el fin de mejorar la estabilidad lateral de la zona de compresión bajo cargas cíclicas después de que se presente fluencia del refuerzo vertical en tracción.

3.14.4.2 Resistencia a corte

Para los muros de corte debido a que actúan como una viga vertical en voladizo y al proporcionar soporte lateral queda sometido a flexión y fuerzas cortantes, la fuerza cortante máxima Vu y el momento de flexión máximo Mu se calculan en la base. Vu se

calcula analizando la fuerza lateral con las respectivas combinaciones usadas para fuerza de diseño, no debe exceder:

$$Vn = A_{cv} (a_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad \text{Ec. 37}$$

Esta ecuación descrita en la sección 18.10.4 del ACI se reconoce la mayor resistencia a cortante de muros de valores altos de la relación entre cortante y momento. Donde el coeficiente a_c es 0.80 para $hw/lw \leq 1.5$, 0.53 para $hw/lw \geq 2$, y varía linealmente entre 0.25-0.17 para hw/lw entre 1.5-2.0.

ACI en la sección 18.10.4.4 describe que para todos los segmentos verticales de muro que comportan una fuerza lateral común, Vn no debe tomarse mayor que:

$$2.12 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 38}$$

Donde A_{cv} calculada por el ancho del alma del muro y la longitud de la sección, representa el área bruta.

Para cada uno de los segmentos verticales de muro individuales, Vn no debe tomarse mayor que:

$$2.65 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 39}$$

Donde A_{cv} es el área de la sección de concreto del segmento vertical de muro individual bajo consideración.

El diseño de la sección horizontal para resistir el corte en el plano del muro, se basará primordialmente con la expresión descrita en la sección 11.5 que considera la resistencia de diseño:

$$\phi Vn \geq Vu \quad \text{Ec. 40}$$

Donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia teórica al corte. El valor del factor de reducción de resistencia ϕ se toma con respecto de la tabla 21.2.1, donde se escoge respecto a dos casos, para todo elemento estructural sometido a cortante se utiliza ϕ igual 0.75, y si $V_n < V_u$ se utilizará ϕ igual 0.6.

Al diseñar fuerzas cortantes horizontales en el muro, d debe tomarse igual a $0.8 l_w$, donde l_w es la longitud horizontal del muro entre las caras de los apoyos. La sección 11.5.4.5 del ACI establece que a menos que se haga un cálculo más detallado, V_c no se debe exceder $0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_w$, en los muros sometidos.

La resistencia al corte que aporta el concreto en la sección transversal del muro V_c se calcula según el código ACI en la Tabla 11.5.4.6 literal b, d y e, eligiendo el menor valor que se obtenga de las siguientes ecuaciones:

$$1) V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P_u}{35 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_w \quad \text{Ec. 41}$$

$$2) V_c = 0.88 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_w + \frac{P_u d_w}{4 L_w} \quad \text{Ec. 42}$$

$$3) V_c = \left[0.16 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{P_u}{b_w l_w} \right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - 0.5 l_w \right)} \right] b_w l_w \quad \text{Ec. 43}$$

La resistencia a cortante V_s contribuida por el refuerzo horizontal de cortante, debe calcularse por medio de la ecuación siguiente descrita en la sección 11.5.4.8:

$$V_s = \frac{A_{sh} f_{yt} d_w}{s} \quad \text{Ec. 44}$$

O puede apoyarse con la ecuación despejada encontrada en la sección 11.5.4.4 mostrada a continuación:

$$V_s = V_n - V_c \quad \text{Ec. 45}$$

A partir de la resistencia al corte aportado por el acero V_s , se debe calcular la relación entre el área de acero de refuerzo horizontal y la separación entre barras, con la siguiente ecuación:

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d_w} \quad \text{Ec. 46}$$

3.14.4.3 Detallado del refuerzo

Recubrimiento

El ACI 318-14 nos indica que el recubrimiento se escoja de acuerdo a tabla 20.6.1.3.1, donde se opta un recubrimiento de 5 cm para Barras No. 19 a No. 57 y otro de 4 cm para Barra No. 16 o menores, para nuestro caso de muros de corte expuestos la intemperie o contacto con el suelo.

El recubrimiento permitido para los muros estructurales que especifica el Ing. Morales se basa en la altura del muro a detallar. (Morales Morales, 2006)

- Recubrimiento mínimo para hormigón la capa interior será:

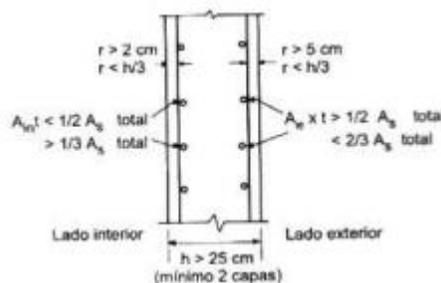
$$r > 2 \text{ cm}, r < h/3$$

- Recubrimiento mínimo para hormigón la capa exterior será:

$$r > 5 \text{ cm}, r < h/3$$

Ilustración 24

Recubrimiento y espaciamiento de muros estructurales.



Fuente: (Morales Morales, 2006)

Espaciamiento del refuerzo longitudinal.

El espaciamiento máximo, s , de las barras longitudinales en muros construidos en obra que requieren refuerzo para resistencia a cortante en el plano del muro, no debe ser mayor que el menor de $3b_w$, 450 mm y $l_w/3$ como lo indica la sección 11.7.2.1. Los muros con un b_w mayor de 250 mm, excepto los muros de sótanos y muros de contención en voladizo, deben tener refuerzo distribuido en cada dirección colocado en dos capas paralela a las caras del muro de acuerdo a los literales que se encuentra en la sección 11.7.2.3.

Espaciamiento del refuerzo transversal

La sección 11.7.3.1 describe que el espaciamiento máximo, s , del refuerzo transversal en los muros construidos en sitio que requieren refuerzo a cortante para resistencia del muro, no debe exceder el menor de $3b_w$, 450 mm y $l_w/5$.

3.14.4.4 Elementos De Borde

Según ACI 318-14, cuando la capacidad de deformación de la estructura permita deformaciones en el concreto mayores a 0.003, se dice que los muros requerirán miembros de borde, esto con la finalidad de proveer confinamiento para permitir mayores

deformaciones en los muros. Estos elementos van desde el apoyo de la estructura hasta la parte superior del muro, por lo que son continuos y efectivos. Tener una sola sección crítica a fuerzas puntuales y de flexión es su finalidad de elaboración.

Cuando el muro no sobrepasa $\epsilon_c = 0.003$ no es necesario confinar los bordes, pero se recomiendan siempre usar elementos de borde ya que mejoran las condiciones del concreto para anclar en los extremos el refuerzo horizontal o transversal requerido por corte en el alma del muro.

En la sección 18.10.6.2 se indica que se va a necesitar a los elementos de borde para reforzar las zonas de compresión cuando:

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)} \quad \text{Ec. 47}$$

Donde:

C = corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de δ_u . El coeficiente δ_u/h_w no debe tomarse menor que 0.005.

l_w = longitud del muro completo o longitud del segmento de muro o machón considerada en la dirección de la fuerza cortante.

h_w = es la altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior o altura libre del segmento de muro considerado.

δ_u = Desplazamiento de diseño.

Los muros de corte que no se diseñen de acuerdo a esta condición, cuando el esfuerzo máximo de compresión de la fibra extrema con las combinaciones de fuerzas de diseño en donde se encuentra la carga sísmica E, sobrepase $0.2 f'_c$ debe tener elementos

especiales de borde tanto en los extremos y alrededor de las aberturas de los muros estructurales, teniendo la siguiente inecuación:

$$\frac{P}{A} + \frac{l_w}{2} * \frac{M}{I} > 0.2 f'c \quad \text{Ec. 48}$$

Refuerzo

El refuerzo del elemento especial de borde debe alargarse en una longitud de por lo menos igual a la mayor entre l_w y $\frac{Mu}{4Vu}$ como indica la sección 18.10.6.2, de manera vertical sobre y bajo la sección crítica.

También se debe cumplir el refuerzo del elemento especial de borde, extenderse una longitud de al menos igual a la mayor entre $c - 0.1l_w$ y $c/2$, de manera horizontal sobre y bajo la sección, en estas expresiones, c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u .

La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir la siguiente tabla que se muestra en el código ACI 318 sección 18.16.6.4.

Tabla 17*Refuerzo transversal para elementos especiales de borde*

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables
$A_{sh}/s_b c$ para estribos cerrados de confinamiento.	Mayor de $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (a)$ $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (b)$
ρ_x para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (c)$ $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (d)$

Fuente: (McCormac & Brown, 2018)

Utilizaremos:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_{yt}} \quad \text{Ec. 49}$$

$$0.09 \frac{f'c}{f_{yt}} \quad \text{Ec. 50}$$

El refuerzo horizontal del alma del muro debe extenderse hasta 150 mm del extremo del muro. El refuerzo debe anclarse para desarrollar y f_y dentro del núcleo confinado del elemento de borde utilizando ganchos estándar o cabezas.

Ilustración 25

Desarrollo del refuerzo horizontal del muro dentro del elemento confinado de borde



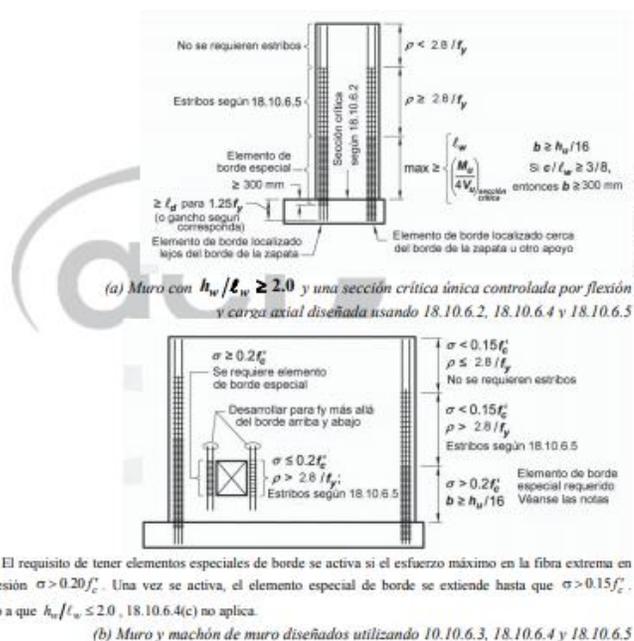
Fuente: (McCormac & Brown, 2018)

El refuerzo que existen en los muros estructurales para f_y en tracción debe extenderse o enlazarse, tomando en cuenta estos requisitos:

- La sección 25.5.5 indica que longitud de empalme por traslapo de barras corrugadas a compresión:
 - Barras corrugadas N° 36 o menores:
 - Para $f_y \leq 4200 \text{ Kg/cm}^2$, l_{sc} es el mayor de $0.71f_y db$ y 300 mm.
 - Para $f_y > 4200 \text{ Kg/cm}^2$, l_{sc} es el mayor de $(0.13f_y - 24) db$ y 300 mm.
 - Para $f'_c < 210 \text{ Kg/cm}^2$, l_{sc} debe incrementarse un tercio.
 - Barras corrugadas mayores N° 36, no se deben utilizar empalmes por traslapo excepto en que se permite empalmar en compresión por traslapo barras N° 43 o N° 36, o menores.
- La sección 18.10.2.3 indica que las barras longitudinales deben alargarse más allá del punto en el que ya no sea necesario para resistir flexión, por lo menos una longitud **0.8 l_w** , con excepción del fragmento superior del muro.
- Las dimensiones de desarrollo de las barras longitudinales deber ser 1.25 veces los valores calculados para **f_y** en tracción, en los lugares donde posiblemente como consecuencia de los desplazamientos laterales se produzca fluencia del refuerzo longitudinal.
- Los empalmes mecánicos del refuerzo deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados del refuerzo deben cumplir con 18.2.8.

Ilustración 26

Resumen de los requisitos para muros especiales



Fuente: (McCormac & Brown, 2018)

3.14.5 Losas En Una Dirección

3.14.5.1 Límites Dimensionales

El código ACI indica que el espesor mínimo de la losa debe cumplir con la siguiente tabla:

Tabla 18

Espesor mínimo de losas en una dirección

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

Nota: *Relaciones aplicables para concreto de peso normal y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$. Fuente: (ACI 318, 2014)*

3.14.5.2 Resistencia Requerida

La resistencia que requiere la losa en una dirección, se determinará con respecto al capítulo 5 del ACI, con esas combinaciones de mayoración y con los procedimientos que indica el capítulo 6. Para losas que son monolíticas en sus apoyos se autoriza determinar M_u y V_u en la cara del apoyo.

3.14.5.3 Resistencia De Diseño

La resistencia de diseño en las secciones de la losa aplicando las combinaciones de mayoración de carga, debe cumplir los siguientes requisitos:

a) $\phi M_u \geq M_u$

b) $\phi V_n \geq V_n$

El coeficiente ϕ , el momento nominal M_n y el cortante nominal V_n se calculan en la sección 21.2, 22.3, 22.5 respectivamente en el código ACI.

3.14.5.4 Límites de refuerzo

El área de acero mínimo a flexión en losas, debe colocarse de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 19

Acero mínimo para losas en una dirección

Tipo de refuerzo	f_y, Kgf	As mín
Barras corrugadas	< 4200	0.002 A_g
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 4200	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$
		0.0014 A_g

Fuente: (ACI 318, 2014)

El refuerzo a cortante debe colocarse un área mínima en todas las regiones donde $V_u > \phi V_c$. Además, para resistir los esfuerzos tanto de temperatura como retracción se coloca refuerzo de acuerdo la sección 24.4 del código ACI.

3.14.5.5 Detalles Del Refuerzo

En la losa el espaciamiento del refuerzo entre varillas de acero corrugado debe ser menor entre $3h$ y 450 mm. La terminación del refuerzo en apoyos simples, se debe extender a lo largo de la cara inferior de la losa embebida en el apoyo, al menos un cuarto de refuerzo para máximo momento positivo, mientras que otros apoyos, se debe extender por lo menos 150 mm. El refuerzo a cortante se detalla con la sección 9.7.6.2 del ACI y el refuerzo de temperatura y tracción en la sección 7.6.4, ubicándose de manera perpendicular al refuerzo de flexión.

CAPÍTULO IV

4 Diseño Del Sistema De Muros De Corte

4.1 Espectro Elástico De Aceleración Horizontal De Diseño

Los parámetros necesarios para definir el espectro elástico de aceleraciones espectrales S_a correspondientes para la provincia de Santa Elena con suelo tipo C, se especifican a continuación:

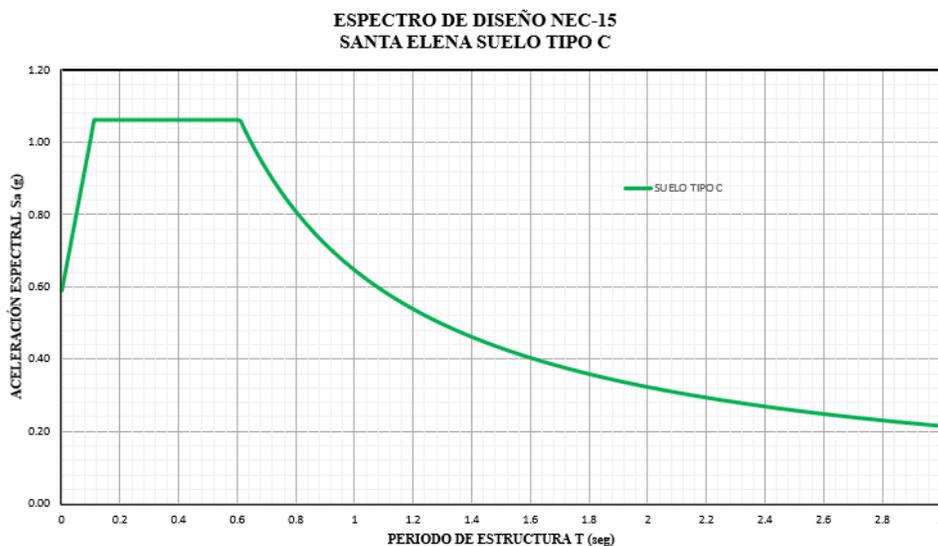
Tabla 20*Factores para la construcción del espectro de diseño*

Parámetro	Valor
Zona	VI
Z	0.50
r	1.00
n	1.8
Fa	1.18
Fd	1.06
Fs	1.23
To	0.11
Tc	0.61

Fuente: Luis Panchana-Bryan Reyes

Ilustración 27

Espectro de diseño para la provincia de Santa Elena, suelo Tipo C



Fuente: Luis Panchana-Bryan Reyes

4.2 Cortante Basal Y Distribución De Fuerzas Horizontales

A partir de la ecuación del periodo aproximado T_a , y obteniendo los coeficientes de una estructura con muros estructurales, tenemos:

$$T = 0.055 * 36^{0.75} = 0.81 \text{ seg}$$

Con el espectro de diseño para Santa Elena, y con el periodo de vibración calculado de 0.81 segundos al análisis le corresponde una aceleración espectral de:

$$S_a = 1.80 * 0.5 * 0.18 * \frac{0.608}{0.81} = 0.797$$

En el capítulo anterior detalla la metodología aplicada para calcular el cortante basal y su correspondiente distribución, basándonos en el diseño sísmico de la NEC-15 (NEC-SE-DS). A continuación, se presenta una tabla con los datos necesarios para proceder al cálculo.

Tabla 21*Cortante Basal NEC-15*

CORTANTE BASAL -SANTA ELENA Z = 0,5							
<i>n</i>	1.80	<i>Z</i>	0.5	<i>F_a</i>	1.18	<i>S_a</i>	0.797
<i>C_t</i>	0.055	<i>A</i>	0.75	<i>h_t</i>	36	<i>T</i>	0.808
<i>φ_P</i>	0.9	<i>φ_E</i>	1	<i>R</i>	8	<i>k</i>	1.154165808
<i>I</i>	1	<i>C_s</i>	0.1107	<i>V_x</i>	1403.692		Ton

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan.

Se obtuvo los datos de la siguiente manera:

- Factor K: se interpoló la constante considerando el periodo aproximado T.
- R: 8, por ser una estructura con pórticos especiales sismo resistente de hormigón armado y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.
- El factor de penalización en planta $\Phi_p = 0.9$ se debe a la irregularidad tipo 3 denominada discontinuidades en el sistema de piso, debido a que la edificación tiene en planta una forma de U.
- El factor de importancia I: 1, por permanecer al grupo de otras estructuras y no clasifican en las categorías anteriores.

El cálculo del cortante basal se muestra a continuación:

$$V = \frac{1 * 0.797}{8 * 0.9 * 1} * 12680.78 = 1403.692 \text{ Ton}$$

Las distribuciones de fuerzas sísmicas se realizan de acuerdo al procedimiento mostrado en la sección 3.1.1, la siguiente tabla muestra el número de piso, el peso de cada piso y sus respectivas fuerzas horizontales F_x ; a su vez se observa el cortante basal por piso que es la acumulación de las fuerzas horizontales en sentido de la cimentación al

último piso. Estas fuerzas se ingresan al programa ETABS para realizar el análisis lineal de la estructura.

Tabla 22

Cálculo de Cortante Basal

CORTANTE BASAL SUELO TIPO B - CUENCA Z = 0,25							
PISO	h_i	ω_i	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_x$	V_x	$0.3 * F_x$ (Arteaga Mora)
12	36	1056.73	66099.168	0.165	231.054	231.054	69.316
11	33	1056.73	59783.554	0.149	208.977	440.031	62.693
10	30	1056.73	53555.947	0.133	187.208	627.239	56.162
9	27	1056.73	47423.759	0.118	165.773	793.012	49.732
8	24	1056.73	41395.915	0.103	144.702	937.714	43.411
7	21	1056.73	35483.394	0.088	124.034	1061.748	37.210
6	18	1056.73	29700.069	0.074	103.818	1165.567	31.146
5	15	1056.73	24064.075	0.060	84.117	1249.684	25.235
4	12	1056.73	18600.257	0.046	65.018	1314.703	19.506
3	9	1056.73	13345.011	0.033	46.648	1361.351	13.994
2	6	1056.73	8357.578	0.021	29.214	1390.566	8.764
1	3	1056.73	3755.276	0.009	13.127	1403.692	3.938
	W_T	12680.78	401564.00 3	1.000	V	1404.000	

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan.

4.3 Predimensionamiento de Elementos Estructurales

4.3.1 Predimensionamiento De Vigas

La luz neta de la viga se asumirá de 5.2 m y se determina la altura con la Ec. 21:

$$h = \frac{540 \text{ cm}}{12} = 45 \text{ cm}$$

Se toma un valor de altura de 50 cm y para la base de la viga se supondrá que $h = 2b$, entonces:

$$b = \frac{50 \text{ cm}}{2} = 25 \text{ cm}$$

Se escoge una base de 30 cm. Las dimensiones de la viga serán de 30x50

4.3.2 Predimensionamiento De Columnas

Con las vigas y losa antes predimensionadas junto con las diferentes cargas que influyen en el predimensionamiento de columnas, tenemos las siguientes tablas:

Tabla 23

Cargas para Pre dimensionamiento de Columnas Internas

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA INTERNA			
Cargas	Peso	Distribución	Carga Tributaria
Carga viva	200 Kg/m ²	36 m ²	7200
Losa y nervio	240 Kg/m ²	36 m ²	8640
Viga	360 Kg/ml	5.4 ml	1944
Mampostería	150 Kg/m ²	36 m ²	5400
Instalaciones	50 Kg/m ²	36 m ²	1800
Recubrimiento de piso	125 Kg/m ²	36 m ²	4500
Enlucido	50 Kg/m ²	36 m ²	1800
Carga tributaria a columna de planta baja (x12 pisos)			375408

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 24

Cargas para Pre dimensionamiento de Columnas de Borde

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA DE BORDE			
Cargas	Peso	Distribución	Carga Tributaria
Carga viva	200 Kg/m ²	24 m ²	4800
Losa y nervio	240 Kg/m ²	24 m ²	5760
Viga	360 Kg/ml	5.4 ml	1944
Mampostería	150 Kg/m ²	24 m ²	3600
Instalaciones	50 Kg/m ²	24 m ²	1200
Recubrimiento de piso	125 Kg/m ²	24 m ²	3000
Enlucido	50 Kg/m ²	24 m ²	1200
Carga tributaria a columna de planta baja (x12 pisos)			258048

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Para una columna interior de planta baja, la cual consideramos crítica, se obtuvo como carga tributaria 375,408 Kg y para una columna de borde de planta baja, se obtuvo 258,048 Kg. En la estructura se considera una columna de sección transversal cuadrada, por lo que se utiliza la expresión Ec. 23:

$$A_{C_{Interna}} = \frac{375,408}{0.28 * 280} = 4788.367 \text{ cm}^2$$

$$b_{Interna} = 69.198 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

$$A_{C_{Borde}} = \frac{258,048}{0.25 * 280} = 3686.4 \text{ cm}^2$$

$$b_{Borde} = 60.715 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Luego, se considera el peso propio de las columnas de pisos superiores, las cuales asumieron la misma dimensión por la utilización de muros de corte y donde H es la altura libre descontando el volumen de viga, tenemos:

Tabla 25

Peso propio de columnas internas

Piso	Sección de columnas (cm)	H(m)	γ_{concreto} (Kg/m ³)	Peso propio (Kg)
1	70x70	2.5	2400	2940
2	70x70	2.5	2400	2940
3	70x70	2.5	2400	2940
4	70x70	2.5	2400	2940
5	70x70	2.5	2400	2940
6	70x70	2.5	2400	2940
7	70x70	2.5	2400	2940
8	70x70	2.5	2400	2940
9	70x70	2.5	2400	2940

10	70x70	2.5	2400	2940
11	70x70	2.5	2400	2940
12	70x70	2.5	2400	2940
				35280

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 26

Peso propio de columnas internas

Piso	Sección de columnas (cm)	H(m)	γ_{concreto} (Kg/m ³)	Peso propio (Kg)
1	60x60	2.5	2400	2160
2	60x60	2.5	2400	2160
3	60x60	2.5	2400	2160
4	60x60	2.5	2400	2160
5	60x60	2.5	2400	2160
6	60x60	2.5	2400	2160
7	60x60	2.5	2400	2160
8	60x60	2.5	2400	2160
9	60x60	2.5	2400	2160
10	60x60	2.5	2400	2160
11	60x60	2.5	2400	2160
12	60x60	2.5	2400	2160
				25920

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Para una columna interior de la planta baja se tiene:

$$AC_{\text{Interna}} = \frac{375408 + PP_{\text{COL}}}{0.28 * 280}$$

$$AC_{\text{Interna}} = \frac{375408 + 35280}{0.28 * 280} = 4889.143$$

$$b = 69.92 \text{ cm} = 70 \text{ cm}, \text{ se adopta } 70 \text{ cm}$$

Para una columna de borde de la planta baja se tiene:

$$Ac_{Borde} = \frac{375408 + PP_{COL}}{0.28 * 280}$$

$$Ac_{Borde} = \frac{258048 + 25920}{0.25 * 280} = 3380.571$$

$$b = 58,14 \text{ cm} = 60 \text{ cm}, \text{ se adopta } 60 \text{ cm}$$

Como se muestra en la anterior tabla, para las columnas de los pisos superiores no se reducirá su sección.

4.3.3 Predimensionamiento de muro

El espesor del muro, debe ser mayor a 10 cm y a la siguiente ecuación donde se necesita conocer la medida del muro con menor longitud en el edificio, en nuestro caso es dos metros, por lo que tenemos:

$$bw = \frac{6}{25}$$

$$bw = 0.24 \text{ m}$$

$$bw = 25 \text{ cm}$$

Se tomará 10 cm como espesor para todos los muros de la edificación debido a que cumple con la condición Ec. 24:

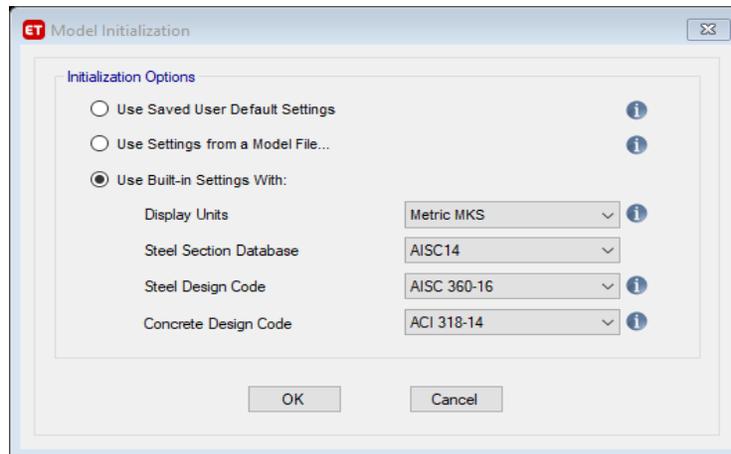
$$20 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm} \text{ y } 20 \text{ cm} \geq 10 \text{ cm}$$

4.4 Modelado Del Edificio En El Programa ETABS

1. Creamos un nuevo modelo, se abrirá una ventana y seleccionamos Use Built-in Settings With y en Display Units seleccionaremos “Metric MKS”

Ilustración 28

Norma y unidades del nuevo modelo

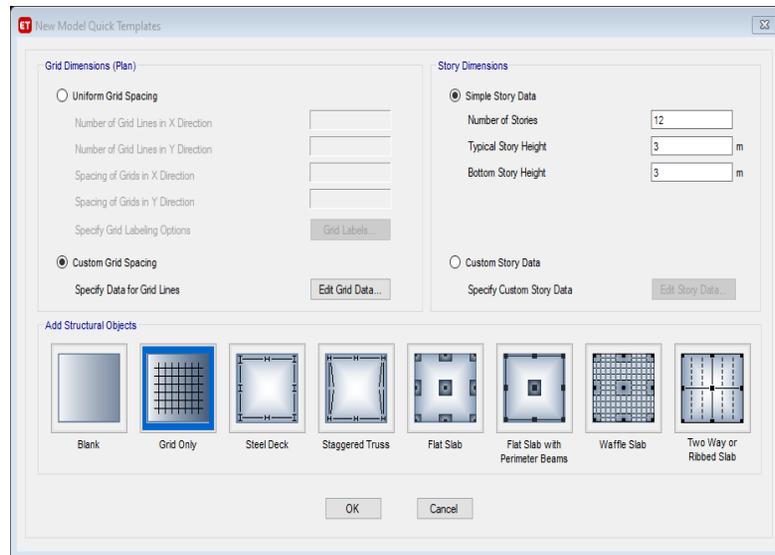


Fuente: (Etabs, 2018)

2. Para proporcionar los valores de las dimensiones seleccionamos “Custom Grid Spacing” y presionamos en “Edit Grid Data”

Ilustración 29

Dimensionamiento del model

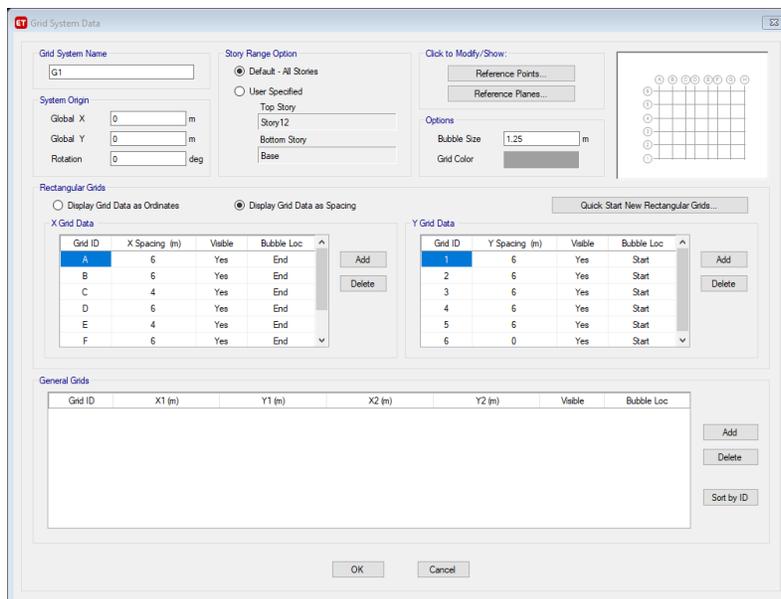


Fuente: (Etabs, 2018)

3. Se abrirá la siguiente ventana y editamos los espaciamientos que debe haber en sentido X como en sentido Y, y damos en OK.

Ilustración 30

Espaciamiento interno del modelo.

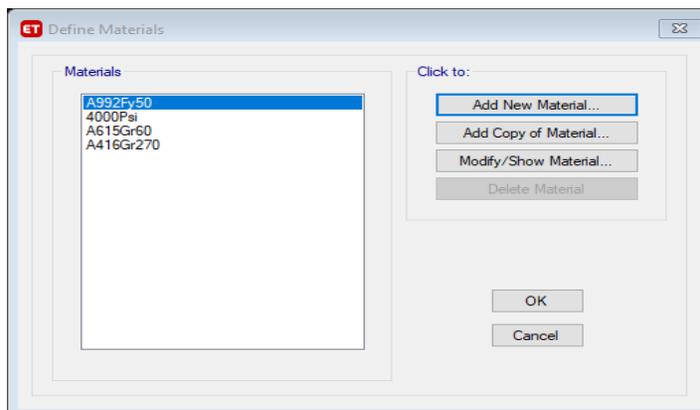


Fuente: (Etabs, 2018)

4. Se agrega el material de las vigas y pilares, dando clic en con “Define” que esta en la barra principal y luego se elige “Material Properties”, se abrirá la siguiente ventana y selecciona “Add New Material”.

Ilustración 31

Creación de materiales

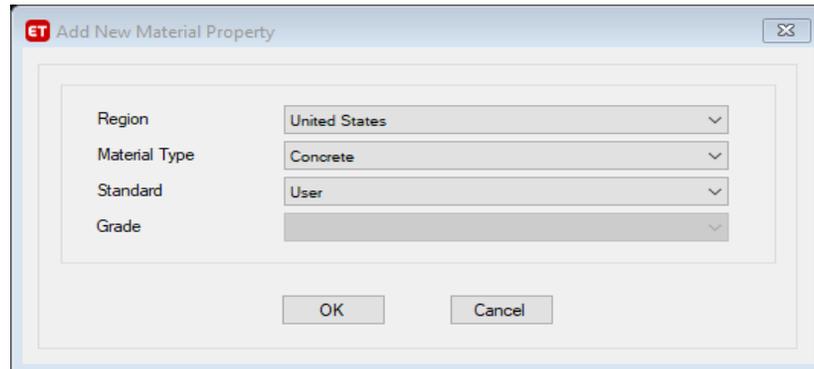


Fuente: (Etabs, 2018)

5. Se abrirá la siguiente ventana en donde cambiaremos “Material Type” con (Concrete) y “Standard” con (User) y luego aceptar.

Ilustración 32

Tipología del material



Fuente: (Etabs, 2018)

6. Se agregan las propiedades del concreto cambiando “Material Name”, “Material Display Color”, “Weight per Unit Volume”, “Modulus of Elasticity” respectivamente y se selecciona la pestaña OK.

Ilustración 33

Definición de las propiedades del material

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following data:

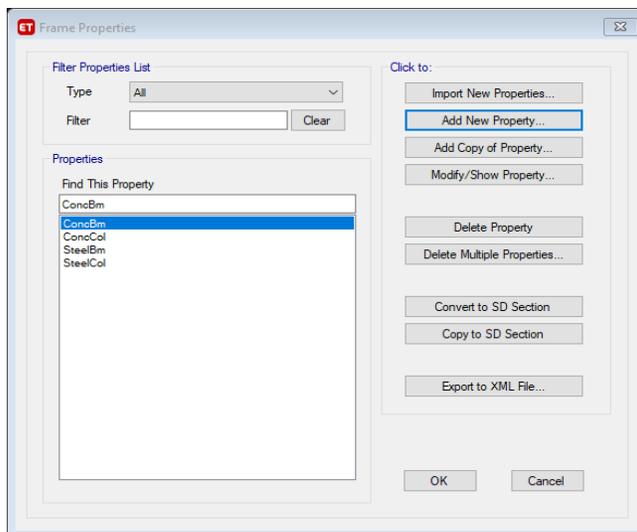
Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	Concreteo 280	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	[Color swatch]	
	Material Notes		
Material Weight and Mass	Weight per Unit Volume	2.4	tonf/m³
	Mass per Unit Volume	0.244732	tonf-s²/m⁴
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	2526713.28	tonf/m²
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	1052797.2	tonf/m²
Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...		
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data...		
	Material Damping Properties...		
	Time Dependent Properties...		

Fuente: (Etabs, 2018)

7. Se añaden las dimensiones de los pilares seleccionando en la barra superior “Define”, luego en “Section Properties” y después en “Frame Sections” y se abrirá la siguiente ventana, damos clic en “Add New Property”

Ilustración 34

Dimensionamiento de las columnas

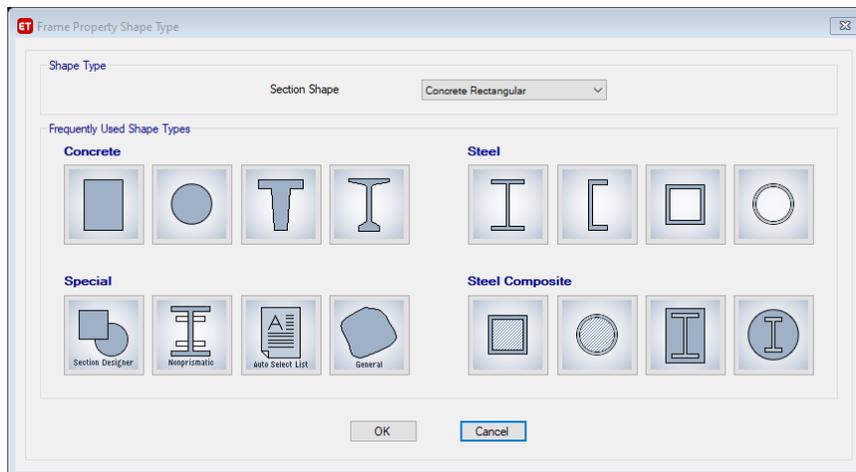


Fuente: (Etabs, 2018)

8. Posteriormente se abrirá la ventana “Frame Property Shape Type” y se escoge “Rectangular Section”

Ilustración 35

Forma de sección transversal de columnas

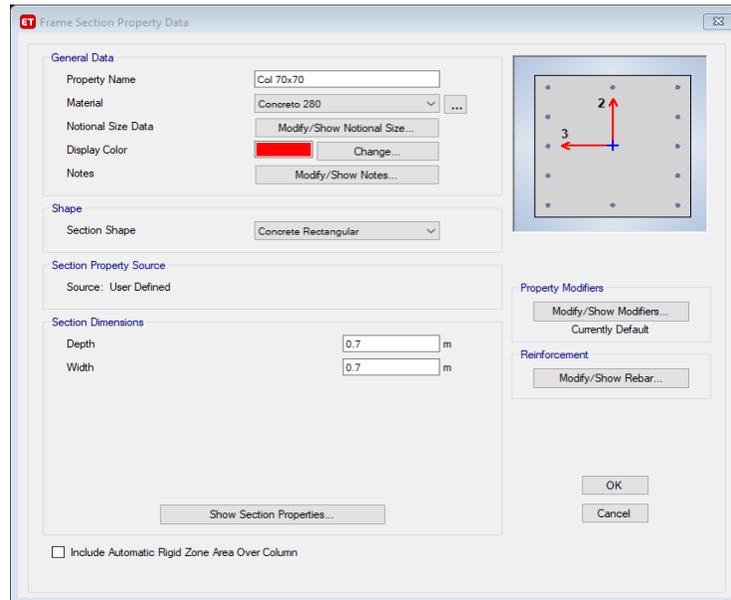


Fuente: (Etabs, 2018)

9. Luego de haber escogido la sección se procede a colocar las dimensiones de los pilares en la ventana “Frame Section Property Data”, cambiaremos “Property Name”, “Material” con ($f_c=280\text{kg/cm}^2$), “Display Color”, “Depth” y “Width” respectivamente.

Ilustración 36

Dimensionamiento de las columnas

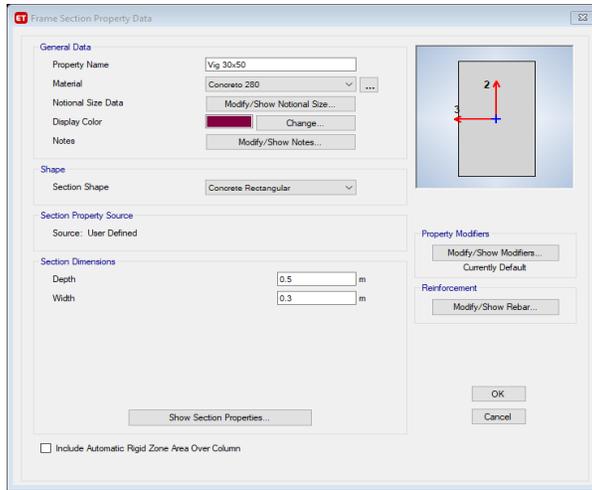


Fuente: (Etabs, 2018)

10. Para añadir las vigas se repiten los mismos pasos que en los pilares se coloca las dimensiones respectivas y aceptamos.

Ilustración 37

Dimensionamiento de Vigas

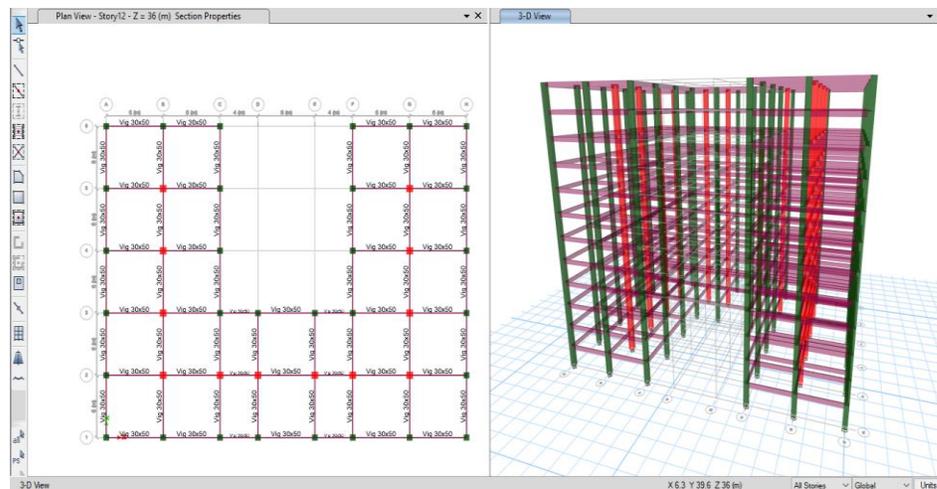


Fuente: (Etabs, 2018)

11. La estructura quedará de la siguiente manera luego de dibujar las vigas y pilares.

Ilustración 38

Colocación de vigas y columnas

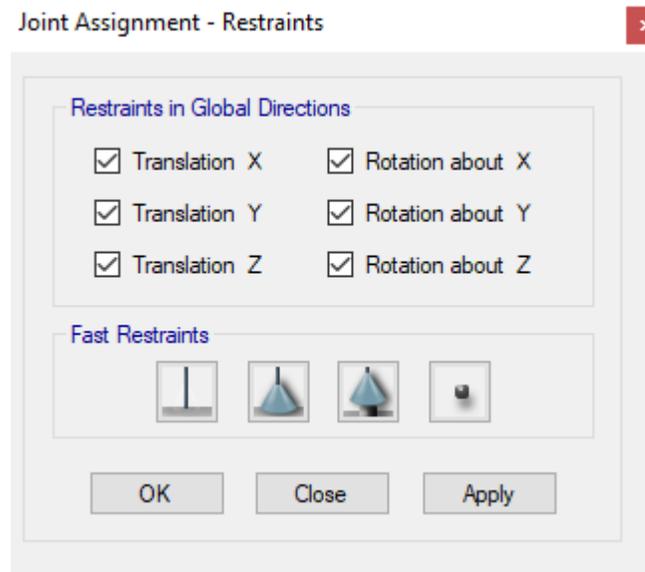


Fuente: (Etabs, 2018)

12. Para que la estructura quede empotrada en la base, se busca en la barra superior “Assign” luego se selecciona “Joint” y después “Restraints” se abrirá la siguiente ventana, se escoge el primer cuadro para empotrarla, y posterior OK.

Ilustración 39

Empotrado de la estructura



Fuente: (Etabs, 2018)

13. Crear un nuevo material para la losa de peso cero, en la tabla cambiamos “Material Name”, “Material Display Color”, “Weight per Unit Volume”, respectivamente y aceptar.

Ilustración 40

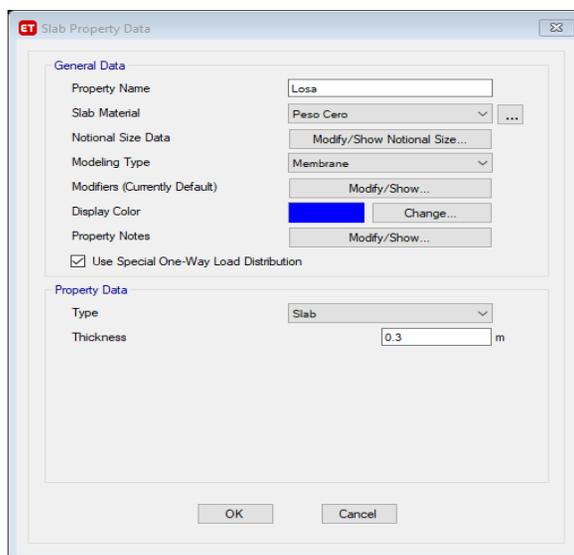
Creación de material de la losa

Fuente: (Etabs, 2018)

14. Establecer las propiedades de la losa en la siguiente tabla, aditar “Property Name”, “Slab Material”, “Modeling Type”, “Display Color” respectivamente, dar clic en la palomita “Use Special One-Way Load Distribution” luego editar “Thicness” y aceptar.

Ilustración 41

Definición de propiedades de la losa

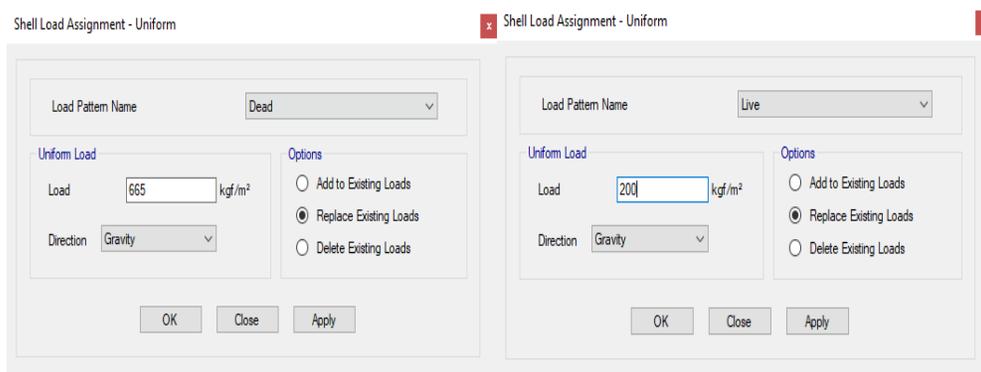


Fuente: (Etabs, 2018)

15. Agregamos la carga muerta y carga viva sobre la losa, para aquello ir a la barra superior y seleccionar “Assign” luego “Shell Loads” y después “Uniform” y se abrirá la siguiente ventana.

Ilustración 42

Asignación de las cargas de la losa

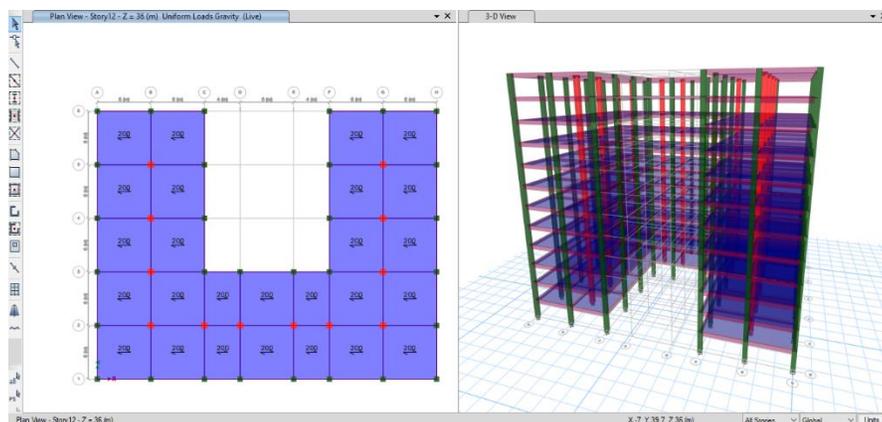


Fuente: (Etabs, 2018)

16. Luego de colocar la losa y las cargas la estructura quedará de la siguiente manera:

Ilustración 43

Colocación de la losa en la estructura

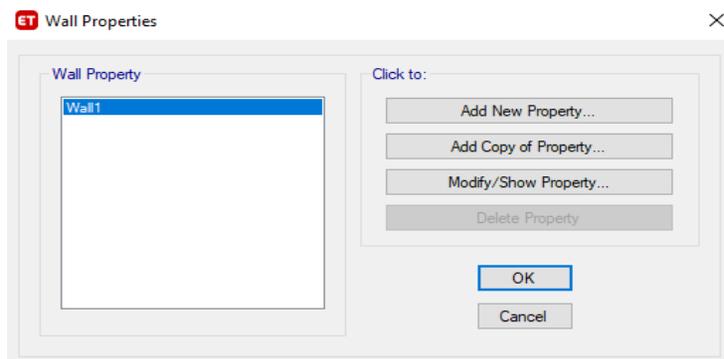


Fuente: (Etabs, 2018)

17. Para crear el muro de corte hay que ir a la barra principal seleccionar “Define”, luego escoger la opción “Pier labels” y saldrá la siguiente ventana, en la que se agrega una nueva propiedad.

Ilustración 44

Creación del muro

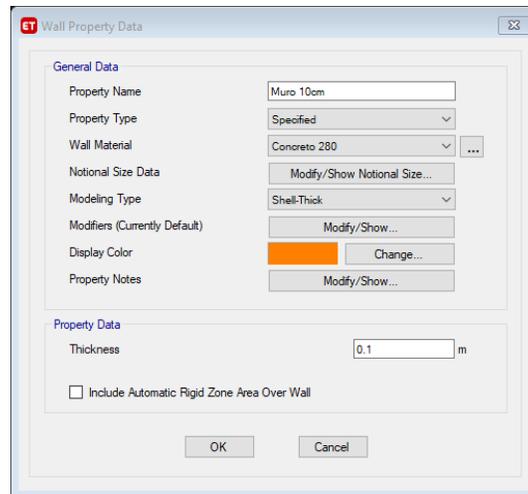


Fuente: (Etabs, 2018)

18. Colocar las propiedades de los muros cambiando “Property Name”, “Wall Material”, “Modeling Type” y “Theckness”.

Ilustración 45

Definición de las propiedades del muro

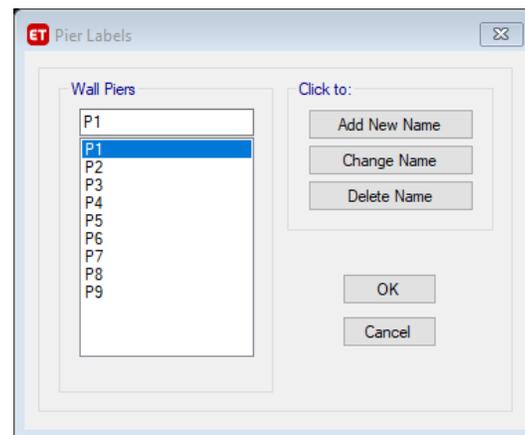


Fuente: (Etabs, 2018)

19. Ahora se procede a etiquetar a los muros y pilares que están en los extremos de los muros, ir a la barra principal seleccionamos “Define” y luego “Pier labels”.

Ilustración 46

Asignación de etiquetas a los muros y columnas.



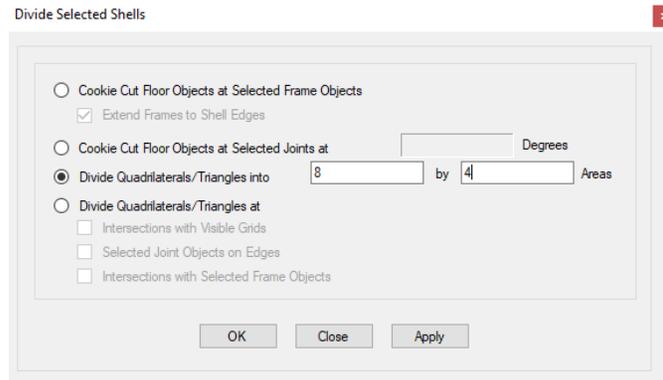
Fuente: (Etabs, 2018)

20. Hay que hacer la discretización de los muros (dividir los muros) para que distribuyan mejor la carga, ya que a mayor distribución del shell más precisión en el

análisis, para eso hay que ir a la barra principal seleccionar “Edit”, luego “Edit Shells” y “Divide Shells”, saldrá la siguiente ventana en la que se designa que en sentido horizontal de muro se divida en 8 partes y en sentido vertical en 4 partes.

Ilustración 47

Discretización de los muros

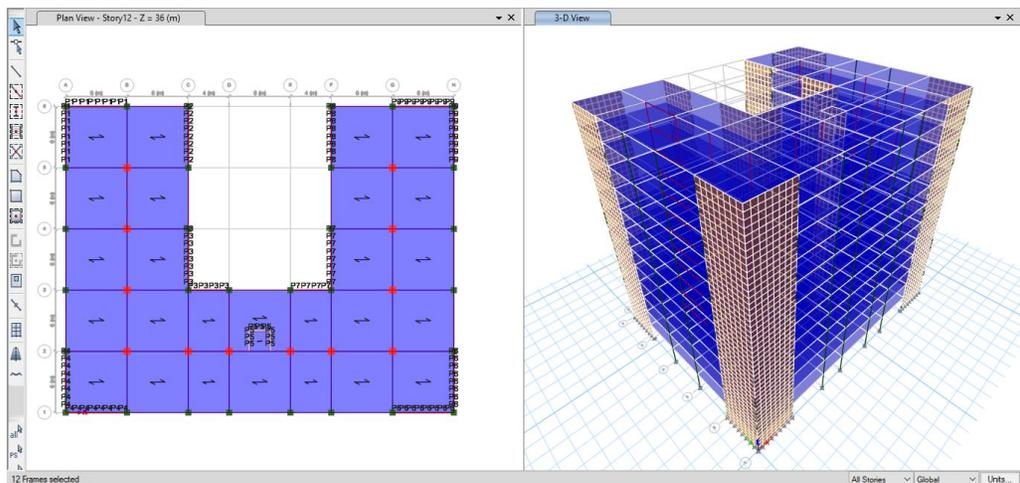


Fuente: (Etabs, 2018)

21. Después de dibujar los muros, asignarle un “Pier labels” y dividir la estructura quedará de la siguiente manera:

Ilustración 48

Asignación de Pier

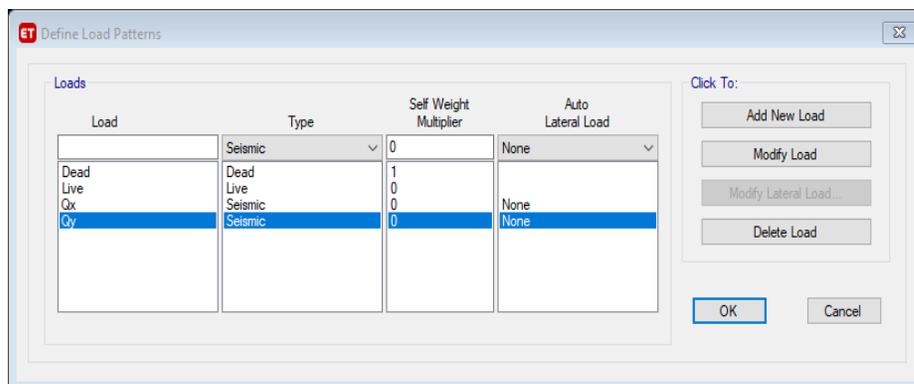


Fuente: (Etabs, 2018)

22. En la barra principal se busca “Define”, luego se selecciona “Load Pattern” y agregar las cargas sísmicas Qx y Qy.

Ilustración 49

Definición de cargas sísmicas

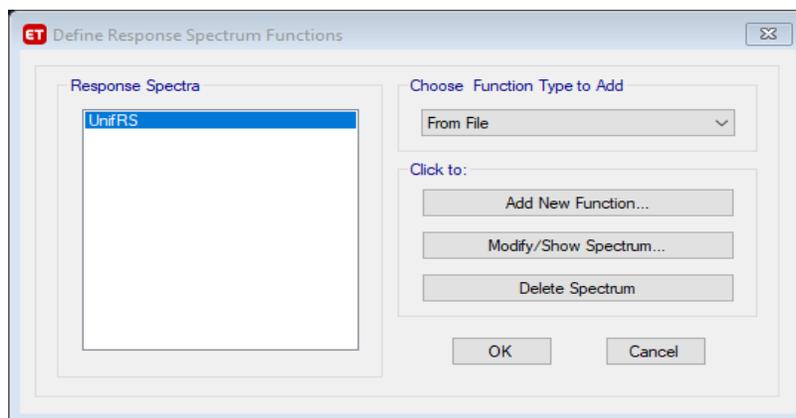


Fuente: (Etabs, 2018)

23. Para insertar el espectro de diseño ir a la barra principal y se selecciona “Define”, luego “Functions” y “Response Spectrum”, después asignar “From File” y se agrega una nueva función.

Ilustración 50

Definición del espectro de diseño

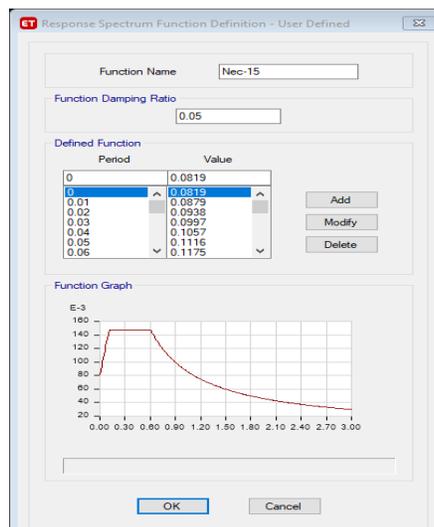


Fuente: (Etabs, 2018)

24. Se abrirá la siguiente ventana y se cambia “Function Name” agrega el archivo del espectro con “Browse” y luego presionar “Convert to User Defined” y se obtiene la siguiente tabla:

Ilustración 51

Asignación del espectro de diseño

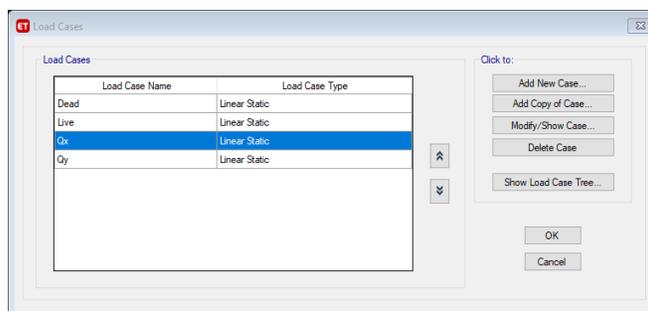


Fuente: (Etabs, 2018)

25. Al caso de carga sísmica Qx y Qy le asigna el espectro, primero se busca “Define” en la barra principal, luego “Load Cases” y “Modify/Show Case”

Ilustración 52

Asignación de espectro a las cargas sísmicas

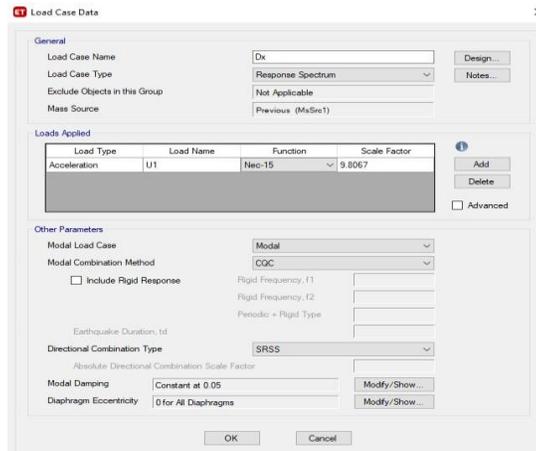


Fuente: (Etabs, 2018)

26. En la siguiente ventana se debe Cambiar “Load Case Type” y se agrega un “Load type” en sentido “U1”, también en “function” se selecciona el espectro “Nec-15” y aceptar.

Ilustración 53

Parámetros para la fuerza sísmica Dx.

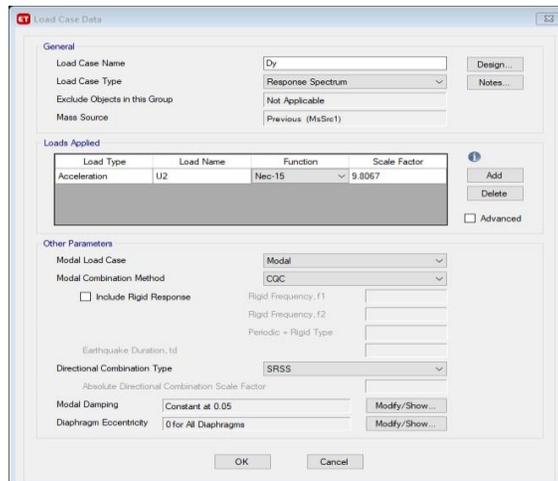


Fuente: (Etabs, 2018)

27. Se sigue el mismo procedimiento que Dx, cambia en el sentido a U2.

Ilustración 54

Parámetros para la fuerza sísmica Dy.



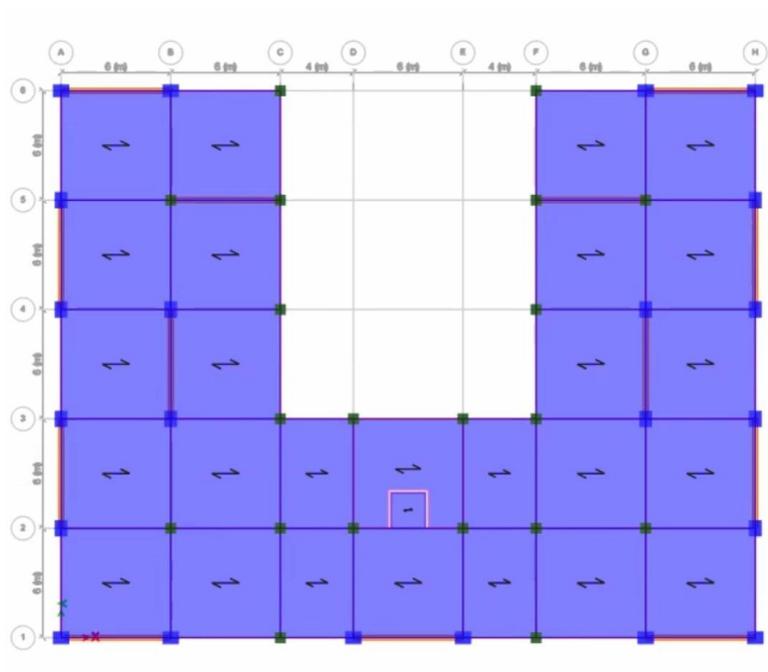
Fuente: (Etabs, 2018)

4.5 Modelamiento Final De La Estructura

Luego de varias pruebas, modificando las secciones de los pilares y sobre todo la posición y dimensión de los muros, llegar al siguiente modelamiento, considerándolo el más óptimo.

Ilustración 55

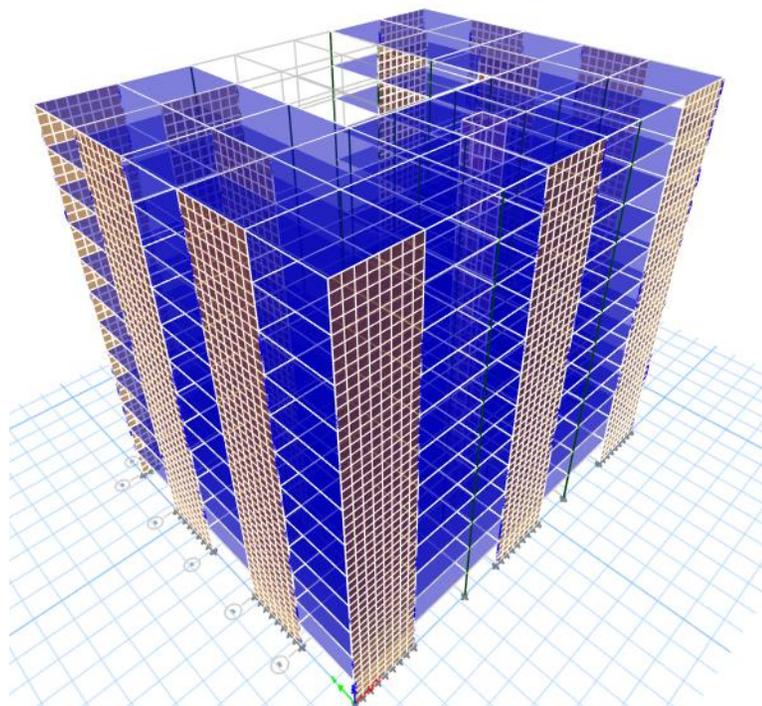
Modelo final de la estructura de 12 pisos con muros de corte vista en planta



Fuente: (Etabs 2018)

Ilustración 56

Modelo final de la estructura de 12 pisos con muros de corte vista en 3D



Fuente: (Etabs 2018)

La estructura quedó con elementos estructurales tales como un solo tipo de vigas de 30x50 en todos los niveles, con columnas con una dimensión más larga en la dirección paralela al muro, tomando como sección 90x70, y otras columnas cuadradas de 60x60 en muros con menos carga. Los muros de corte quedaron con el mismo espesor de 25 cm, pero ubicados en el perímetro lejos del centro de masa de la estructura, con excepciones de 4 muros que estabilizan en la parte interna del edificio, el muro del ascensor quedó de 15 cm, con estas especificaciones y ubicación se logra poner solo lo necesario. Este modelo permitió una buena distribución de las cargas que someten al edificio, generando elementos estructurales con igual necesidad de diseño sin exagerar la cantidad de acero de refuerzo requerido.

4.6 Control De Los Modos de Vibración De La Estructura

Se revisa luego del análisis, la siguiente tabla que proporciona el software Etabs donde muestran los periodos y masa participativa.

Tabla 27

Modos de vibración con sus masas participativas

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0.8550	0.0000	0.6662	0.0000	0.6662	0.0000	0.0000
Modal	2	0.8300	0.6634	0.0000	0.6634	0.6662	0.0012	0.0012
Modal	3	0.6320	0.0011	0.0000	0.6645	0.6662	0.6626	0.6638
Modal	4	0.1790	0.0000	0.2065	0.6645	0.8728	0.0000	0.6638
Modal	5	0.1720	0.2054	0.0000	0.8699	0.8728	0.0014	0.6652
Modal	6	0.1300	0.0015	0.0000	0.8714	0.8728	0.2080	0.8732
Modal	7	0.0790	0.0000	0.0655	0.8714	0.9383	0.0000	0.8732
Modal	8	0.0750	0.0657	0.0000	0.9370	0.9383	0.0006	0.8738
Modal	9	0.0570	0.0007	0.0000	0.9377	0.9383	0.0656	0.9394
Modal	10	0.0490	0.0000	0.0285	0.9377	0.9667	0.0000	0.9394
Modal	11	0.0470	0.0287	0.0000	0.9664	0.9667	0.0003	0.9397
Modal	12	0.0360	0.0000	0.0143	0.9664	0.9810	0.0000	0.9397
Modal	13	0.0360	0.0003	0.0000	0.9667	0.9810	0.0283	0.9680
Modal	14	0.0340	0.0144	0.0000	0.9810	0.9810	0.0001	0.9681
Modal	15	0.0290	0.0000	0.0080	0.9810	0.9890	0.0000	0.9681
Modal	16	0.0270	0.0079	0.0000	0.9889	0.9890	0.0002	0.9683
Modal	17	0.0260	0.0003	0.0000	0.9892	0.9890	0.0139	0.9822
Modal	18	0.0240	0.0000	0.0048	0.9892	0.9938	0.0000	0.9822
Modal	19	0.0230	0.0046	0.0000	0.9938	0.9938	0.0001	0.9823
Modal	20	0.0210	0.0000	0.0029	0.9938	0.9967	0.0000	0.9823
Modal	21	0.0210	0.0001	0.0000	0.9939	0.9967	0.0077	0.9899
Modal	22	0.0200	0.0028	0.0000	0.9967	0.9967	0.0001	0.9900
Modal	23	0.0190	0.0000	0.0018	0.9967	0.9985	0.0000	0.9900
Modal	24	0.0180	0.0017	0.0000	0.9984	0.9985	0.0000	0.9900
Modal	25	0.0180	0.0001	0.0000	0.9985	0.9985	0.0045	0.9945
Modal	26	0.0170	0.0000	0.0010	0.9985	0.9995	0.0000	0.9945
Modal	27	0.0170	0.0009	0.0000	0.9994	0.9995	0.0000	0.9945
Modal	28	0.0160	0.0000	0.0004	0.9994	0.9999	0.0000	0.9945
Modal	29	0.0160	0.0000	0.0001	0.9994	1.0000	0.0000	0.9945
Modal	30	0.0160	0.0004	0.0000	0.9998	1.0000	0.0000	0.9945
Modal	31	0.0150	0.0000	0.0000	0.9998	1.0000	0.0027	0.9972
Modal	32	0.0150	0.0001	0.0000	0.9999	1.0000	0.0000	0.9972
Modal	33	0.0140	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0015	0.9987
Modal	34	0.0130	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0008	0.9996

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	35	0.0120	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0004	0.9999
Modal	36	0.0120	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0001	1.0000

Fuente: (Etabs, 2018)

En la solución dinámica de los 36 modos de vibración de la edificación se corrobora que tanto en SumUX y SumUY se llega al 100% de masa participativa, esto indica que el programa toma en cuenta toda la masa del edificio. Así mismo se verifica que en los 2 primeros modos de vibración no exista rotación en la estructura, la comparación se hace con los 2 primeros valores que están en SumRZ, los valores no deben sobrepasar el 10% tanto de SumUX y SumUY. En la tabla se observa que el primer valor de SumRZ es cero, es decir que en este modo no existe rotación, el segundo valor de SumRZ es 0.0012 que representa un 0.12%, la rotación es imperceptible en el segundo modo, como se puede fijar que ambas cantidades son menores al 10%. Además, el periodo de vibración del primer modo está en el rango entre T y 1.3T.

4.7 Control Del Cortante Basal Dinámico

Para el control del cortante dinámico se diseñó una tabla donde se comparan los valores del espectro estático y el espectro dinámico.

Tabla 28

Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido X.

Espectro Estático			Espectro Dinámico	
VE acumulado	VE	0.85% VE	VD acumulado	VD
231.054	231.054	196.3957439	171.3101	171.3101
440.031	208.977	177.6306099	328.3344	157.0243
627.239	187.208	159.126967	450.0505	121.7161
793.012	165.773	140.9068331	546.5954	96.5449
937.714	144.702	122.9967289	626.6231	80.0277
1061.748	124.034	105.4292797	696.2228	69.5997

Espectro Estático			Espectro Dinámico	
VE acumulado	VE	0.85% VE	VD acumulado	VD
1249.684	84.117	71.49987081	814.9094	56.1988
1314.703	65.018	55.26561836	863.699	48.7896
1361.351	46.648	39.65107953	902.7288	39.0298
1390.566	29.214	24.8322748	929.3536	26.6248
1403.692	13.127	11.15778471	941.7957	12.4421
	1403.692	1193.138489		941.7957

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 29

Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido Y.

Espectro Estático			Espectro Dinámico	
VE acumulado	VE	0.85% VE	VD acumulado	VD
231.054	231.054	196.3957439	168.5695	168.5695
440.031	208.977	177.6306099	322.2228	153.6533
627.239	187.208	159.126967	440.4974	118.2746
793.012	165.773	140.9068331	533.7974	93.3
937.714	144.702	122.9967289	611.0428	77.2454
1061.748	124.034	105.4292797	678.5034	67.4606
1165.567	103.818	88.24569826	739.5601	61.0567
1249.684	84.117	71.49987081	795.0268	55.4667
1314.703	65.018	55.26561836	843.7265	48.6997
1361.351	46.648	39.65107953	883.1697	39.4432
1390.566	29.214	24.8322748	910.422	27.2523
1403.692	13.127	11.15778471	923.2694	12.8474
	1403.692	1193.138489		923.2694

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

El edificio tiene una planta irregular, por lo que el cortante dinámico debe ser menor al 85% del cortante basal obtenido por el método estático, entonces se procede a verificar, dividiendo la sumatoria del cortante dinámico sobre la sumatoria del 85% del cortante estático.

En sentido X

$$\frac{VD}{85\%VE} = \frac{941.7957 \text{ Ton}}{1193.1385 \text{ Ton}} = 0.79$$

En sentido Y

$$\frac{VD}{85\%VE} = \frac{923.2694 \text{ Ton}}{1193.1385 \text{ Ton}} = 0.77$$

Se evidencia que no se cumple, se debe sacar el factor de corrección:

En sentido X

$$\text{Factor de corrección} = \frac{85\%VE}{VD}$$

$$\text{Factor de corrección} = \frac{1193.1385 \text{ Ton}}{941.7957 \text{ Ton}} = 1.27$$

$$\text{Factor de Etabs} = 1.27 * 9.8067 = 12.42$$

En sentido Y|

$$\text{Factor de corrección} = \frac{85\%VE}{VD}$$

$$\text{Factor de corrección} = \frac{1193.1385 \text{ Ton}}{923.2694 \text{ Ton}} = 1.29$$

$$\text{Factor de Etabs} = 1.29 * 9.8067 = 12.67$$

Este factor de corrección se multiplicará por el coeficiente espectral. Una vez ingresado se debe calcular nuevamente para comprobar que cumpla con la condición que exige la NEC-15. En este caso se obtiene la siguiente tabla corregida.

4.8 Control de las Derivas de Piso

La Nec-15 detalla que la deriva inelástica máxima permitida debe ser al 1% como máximo para mampostería e igual o menor al 2% para elementos estructurales. A

continuación, se presenta una tabla donde se verifica la condición antes mencionada.

Calculando la deriva inelástica con la Ec. 17:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Tabla 30

Derivas Inelásticas con sismo en dirección X.

Piso	U _x	U _y	Altura de	U	Deriva Elástica	Deriv a Elástica	Valor Máx.	Deriv a Inelástica Nec-15	Deriva < 0.02
	m	m	piso (m)	m	m	m/m			
12	0.036	0.002	3	0.036	0.004	0.001	0.0013	0.0075	SÍ CUMPLE
12	0.034	0.002	3	0.034	0.004	0.001			
11	0.032	0.002	3	0.032	0.004	0.001	0.0013	0.0076	SÍ CUMPLE
11	0.030	0.002	3	0.030	0.004	0.001			
10	0.028	0.002	3	0.028	0.004	0.001	0.0013	0.0077	SÍ CUMPLE
10	0.026	0.002	3	0.026	0.004	0.001			
9	0.024	0.001	3	0.025	0.004	0.001	0.0013	0.0076	SÍ CUMPLE
9	0.023	0.001	3	0.023	0.004	0.001			
8	0.021	0.001	3	0.021	0.004	0.001	0.0012	0.0075	SÍ CUMPLE
8	0.019	0.001	3	0.019	0.004	0.001			
7	0.017	0.001	3	0.017	0.004	0.001	0.0012	0.0072	SÍ CUMPLE
7	0.016	0.001	3	0.016	0.003	0.001			
6	0.013	0.001	3	0.013	0.003	0.001	0.0011	0.0067	SÍ CUMPLE
6	0.012	0.001	3	0.012	0.003	0.001			
5	0.010	0.001	3	0.010	0.003	0.001	0.0010	0.0061	SÍ CUMPLE
5	0.009	0.001	3	0.009	0.003	0.001			
4	0.007	0.000	3	0.007	0.003	0.001	0.0009	0.0053	SÍ CUMPLE
4	0.006	0.000	3	0.006	0.002	0.001			
3	0.004	0.000	3	0.004	0.002	0.001	0.0007	0.0042	SÍ CUMPLE
3	0.004	0.000	3	0.004	0.002	0.001			
2	0.002	0.000	3	0.002	0.001	0.000	0.0005	0.0030	SÍ CUMPLE
2	0.002	0.000	3	0.002	0.001	0.000			
1	0.001	0.000	3	0.001	0.001	0.000	0.0002	0.0014	SÍ CUMPLE
1	0.001	0.000	3	0.001	0.001	0.000			

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 31*Derivas Inelásticas con sismo en dirección Y.*

Piso	U _x m	U _y m	Altura de piso o (m)	U m	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
12	1.0E-11	0.029	3	0.037	0.0038	0.0013			SÍ
12	1.0E-11	0.029	3	0.037	0.0038	0.0013	0.0013	0.0076	CUMPLE
11	8.9E-12	0.025	3	0.033	0.0039	0.0013			SÍ
11	8.9E-12	0.025	3	0.033	0.0039	0.0013	0.0013	0.0078	CUMPLE
10	1.4E-11	0.021	3	0.029	0.0039	0.0013			SÍ
10	1.4E-11	0.021	3	0.029	0.0039	0.0013	0.0013	0.0078	CUMPLE
9	1.0E-11	0.017	3	0.025	0.0039	0.0013			SÍ
9	1.0E-11	0.017	3	0.025	0.0039	0.0013	0.0013	0.0078	CUMPLE
8	2.2E-11	0.014	3	0.021	0.0038	0.0013			SÍ
8	2.2E-11	0.014	3	0.021	0.0038	0.0013	0.0013	0.0076	CUMPLE
7	1.1E-11	0.010	3	0.017	0.0037	0.0012			SÍ
7	1.1E-11	0.010	3	0.017	0.0037	0.0012	0.0012	0.0073	CUMPLE
6	2.0E-11	0.007	3	0.014	0.0034	0.0011			SÍ
6	2.0E-11	0.007	3	0.014	0.0034	0.0011	0.0011	0.0069	CUMPLE
5	1.6E-11	0.004	3	0.010	0.0031	0.0010			SÍ
5	1.6E-11	0.004	3	0.010	0.0031	0.0010	0.0010	0.0062	CUMPLE
4	1.2E-11	0.002	3	0.007	0.0027	0.0009			SÍ
4	1.2E-11	0.002	3	0.007	0.0027	0.0009	0.0009	0.0054	CUMPLE
3	1.6E-11	0.001	3	0.004	0.0022	0.0007			SÍ
3	1.6E-11	0.001	3	0.004	0.0022	0.0007	0.0007	0.0043	CUMPLE
2	1.0E-11	0.029	3	0.002	0.0015	0.0005			SÍ
2	1.0E-11	0.029	3	0.002	0.0015	0.0005	0.0005	0.0030	CUMPLE
1	8.9E-12	0.025	3	0.001	0.0007	0.0002			SÍ
1	8.9E-12	0.025	3	0.001	0.0007	0.0002	0.0002	0.0015	CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Como muestran las tablas, en el análisis de la estructura, las secciones dimensionadas cumplen con los límites de derivas inelásticas.

4.9 Control de Irregularidad Torsional

Para comprobar la irregularidad torsional en planta se debe determinar en base a la siguiente ecuación según el código.

$$\Delta = 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

En la siguiente tabla se muestra la verificación de irregularidad torsional en relación a las derivas máximas.

Tabla 32

Irregularidad Torsional con sismo en dirección X.

Pis o	Deriva Elástico m/m	Valor Máx.	Deriva Inelástico a Nec-15	Deriva < 0.02 (?)	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
12	0.001	0.0013	0.0075	SI CUMPLE	1.028	SÍ CUMPLE
12	0.001	0.0013	0.0075	SI CUMPLE	1.028	SÍ CUMPLE
11	0.001	0.0013	0.0076	SI CUMPLE	1.030	SÍ CUMPLE
11	0.001	0.0013	0.0076	SI CUMPLE	1.030	SÍ CUMPLE
10	0.001	0.0013	0.0077	SI CUMPLE	1.031	SÍ CUMPLE
10	0.001	0.0013	0.0077	SI CUMPLE	1.031	SÍ CUMPLE
9	0.001	0.0013	0.0076	SI CUMPLE	1.032	SÍ CUMPLE
9	0.001	0.0013	0.0076	SI CUMPLE	1.032	SÍ CUMPLE
8	0.001	0.0012	0.0075	SI CUMPLE	1.032	SÍ CUMPLE
8	0.001	0.0012	0.0075	SI CUMPLE	1.032	SÍ CUMPLE
7	0.001	0.0012	0.0072	SI CUMPLE	1.033	SÍ CUMPLE
7	0.001	0.0012	0.0072	SI CUMPLE	1.033	SÍ CUMPLE
6	0.001	0.0011	0.0067	SI CUMPLE	1.035	SÍ CUMPLE
6	0.001	0.0011	0.0067	SI CUMPLE	1.035	SÍ CUMPLE
5	0.001	0.0010	0.0061	SI CUMPLE	1.036	SÍ CUMPLE
5	0.001	0.0010	0.0061	SI CUMPLE	1.036	SÍ CUMPLE
4	0.001	0.0009	0.0053	SI CUMPLE	1.037	SÍ CUMPLE
4	0.001	0.0009	0.0053	SI CUMPLE	1.037	SÍ CUMPLE
3	0.001	0.0007	0.0042	SI CUMPLE	1.040	SÍ CUMPLE
3	0.001	0.0007	0.0042	SI CUMPLE	1.040	SÍ CUMPLE
2	0.000	0.0005	0.0030	SI CUMPLE	1.043	SÍ CUMPLE
2	0.000	0.0005	0.0030	SI CUMPLE	1.043	SÍ CUMPLE
1	0.000	0.0002	0.0014	SI CUMPLE	1.051	SÍ CUMPLE
1	0.000	0.0002	0.0014	SI CUMPLE	1.051	SÍ CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 33*Irregularidad Torsional con sismo en dirección Y.*

Pis o	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec- 15	Deriva < 0.02 (?)	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
12	0.0013	0.0013	0.0076	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
12	0.0013	0.0013	0.0076	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
11	0.0013	0.0013	0.0078	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
11	0.0013	0.0013	0.0078	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
10	0.0013	0.0013	0.0078	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
10	0.0013	0.0013	0.0078	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
9	0.0013	0.0013	0.0078	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
9	0.0013	0.0013	0.0078	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
8	0.0013	0.0013	0.0076	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
8	0.0013	0.0013	0.0076	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
7	0.0012	0.0012	0.0073	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
7	0.0012	0.0012	0.0073	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
6	0.0011	0.0011	0.0069	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
6	0.0011	0.0011	0.0069	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
5	0.0010	0.0010	0.0062	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
5	0.0010	0.0010	0.0062	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
4	0.0009	0.0009	0.0054	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
4	0.0009	0.0009	0.0054	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
3	0.0007	0.0007	0.0043	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
3	0.0007	0.0007	0.0043	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
2	0.0005	0.0005	0.0030	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
2	0.0005	0.0005	0.0030	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
1	0.0002	0.0002	0.0015	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
1	0.0002	0.0002	0.0015	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Las tablas demuestran que no existe torsión excesiva por lo que la edificación no debe ser penalizada por **Ax**.

4.10 Control de Índice de Estabilidad Q_i

El índice de estabilidad Q_i debe ser máximo del 30%, ya que si se supera este valor el edificio es considerado potencialmente inestable, y se tendría que rigidizar la misma.

Q_i se determinará con la Ec. 19:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Las siguientes tablas detallan el análisis del índice de estabilidad para todos los pisos.

Tabla 34

Índice de Estabilidad con sismo en dirección X.

Piso	Alt. Piso	u	ΔE	$\Delta E/h$	V	w	Q_i	
	m	m	M	m/m	Ton	Ton		
12	3	0.034	0.0036	0.00122	196.395	1189.93	0.74%	SÍ CUMPLE
11	3	0.031	0.0037	0.00123	374.026	2379.86	0.78%	SÍ CUMPLE
10	3	0.027	0.0037	0.00124	533.153	3569.79	0.83%	SÍ CUMPLE
9	3	0.023	0.0037	0.00123	674.060	4759.72	0.87%	SÍ CUMPLE
8	3	0.020	0.0036	0.00121	797.056	5949.66	0.90%	SÍ CUMPLE
7	3	0.016	0.0034	0.00116	902.486	7139.59	0.91%	SÍ CUMPLE
6	3	0.012	0.0032	0.00108	990.731	8329.52	0.91%	SÍ CUMPLE
5	3	0.009	0.0029	0.00098	1062.23	9519.45	0.87%	SÍ CUMPLE
4	3	0.006	0.0025	0.00084	1117.49	10709.3	0.81%	SÍ CUMPLE
3	3	0.004	0.0020	0.00067	1157.14	11899.3	0.69%	SÍ CUMPLE
2	3	0.002	0.0014	0.00047	1181.98	13089.2	0.52%	SÍ CUMPLE
1	3	0.000	0.0006	0.00022	1193.13	14279.1	0.27%	SÍ CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 35*Índice de Estabilidad con sismo en dirección X.*

Piso	Alt. Piso	u	ΔE	$\Delta E/h$	V	w	Q	
	m	m	m	m/m	Ton	Ton		
12	3	0.036	0.0038	0.00127	196.395	1189.93	0.77%	SÍ CUMPLE
11	3	0.032	0.0038	0.00129	374.026	2379.86	0.82%	SÍ CUMPLE
10	3	0.028	0.0039	0.00130	533.153	3569.79	0.87%	SÍ CUMPLE
9	3	0.025	0.0038	0.00129	674.060	4759.72	0.92%	SÍ CUMPLE
8	3	0.021	0.0038	0.00126	797.056	5949.66	0.95%	SÍ CUMPLE
7	3	0.017	0.0036	0.00121	902.486	7139.59	0.96%	SÍ CUMPLE
6	3	0.013	0.0034	0.00114	990.731	8329.52	0.96%	SÍ CUMPLE
5	3	0.010	0.0031	0.00103	1062.23	9519.4	0.93%	SÍ CUMPLE
4	3	0.007	0.0026	0.00089	1117.49	10709.3	0.86%	SÍ CUMPLE
3	3	0.004	0.0021	0.00071	1157.14	11899.3	0.74%	SÍ CUMPLE
2	3	0.002	0.0015	0.00050	1181.98	13089.2	0.56%	SÍ CUMPLE
1	3	0.000	0.0007	0.00024	1193.13	14279.1	0.29%	SÍ CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

La norma ecuatoriana de construcción indica que no se debe considerar el factor de mayoración $fp - \Delta$ porque los resultados son menores 10 %, lo que corresponde a este caso.

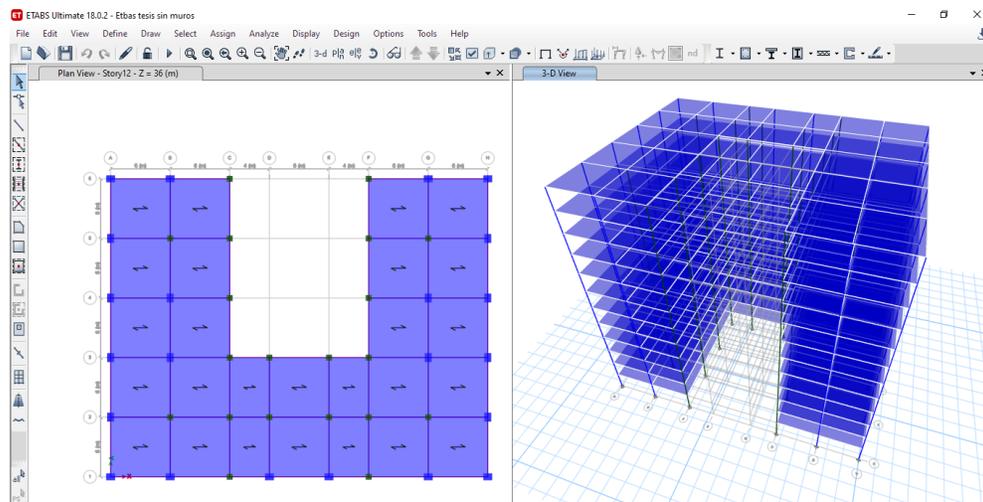
4.11 Comportamiento De La Edificación Sin Muros De Corte

Se creó también un modelo en Etabs del mismo edificio, pero sin muros de corte, solo como sistema aporticado de columnas y vigas. El objetivo de este modelamiento es

analizar la diferencia de comportamiento sísmico en relación a la estructura con muros de corte.

Ilustración 57

Modelo de la estructura de 12 pisos sin muros de corte



Fuente: (Etabs 2018)

Los resultados mostrados por Etabs del comportamiento global reflejan lo siguiente:

4.11.1 Cortante Basal

Tabla 36

Cortante Basal NEC-15 del edificio sin muros

CORTANTE BASAL -SANTA ELENA Z = 0,5							
n	1.80	z	0.5	F_a	1.18	S_a	1.062
C_t	0.055	α	0.9	h_t	36	T	1.38
ϕ_P	0.9	ϕ_E	1	R	8	k	1.441838848
I	1	C_s	0.1475	V_x	1610.438		Ton

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 37*Cálculo de Cortante Basal del edificio sin muros*

CORTANTE BASAL SUELO TIPO B - CUENCA Z = 0,25							
<i>PISO</i>	h_i	ω_i	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_X$	V_X	$0.3 * F_x$ (Arteaga Mora)
12	36	909.85	159554.170	0.184	296.937	296.937	89.081
11	33	909.85	140741.814	0.163	261.926	558.863	78.578
10	30	909.85	122670.903	0.142	228.296	787.159	68.489
9	27	909.85	105382.048	0.122	196.120	983.279	58.836
8	24	909.85	88922.761	0.103	165.489	1148.768	49.647
7	21	909.85	73349.625	0.085	136.507	1285.274	40.952
6	18	909.85	58731.544	0.068	109.302	1394.576	32.791
5	15	909.85	45154.893	0.052	84.035	1478.611	25.211
4	12	909.85	32732.276	0.038	60.916	1539.527	18.275
3	9	909.85	21618.954	0.025	40.234	1579.761	12.070
2	6	909.85	12048.680	0.014	22.423	1602.184	6.727
1	3	909.85	4435.093	0.005	8.254	1610.438	2.476
W_T	10918.22		865342.759	1.000	V	1610.000	

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan.

El cortante basal aumentó considerablemente más de 200 toneladas, lo que corresponderá a una distribución de fuerzas laterales más grande a los respectivos pisos.

4.11.2 Derivas De Piso**Tabla 38***Derivas Inelásticas con sismo en dirección X del edificio sin muros*

Piso	U_x	U_y	Altura de piso (m)	U	Deriva Elástica	Deriva a Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica Nec-15	Deriva < 0.02
	m	m		m	m	m/m			
12	0.252	0.101	3	0.271	0.011	0.004			NO
12	0.342	0.101	3	0.357	0.015	0.005	0.0050	0.0301	CUMPLE
11	0.242	0.097	3	0.260	0.014	0.005			NO
11	0.328	0.097	3	0.342	0.019	0.006	0.0062	0.0373	CUMPLE

Piso	Ux	Uy	Altura de	U	Deriva Elástica	Deriva a Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica Nec-15	Deriva < 0.02
	m	m	pisos (m)	m	m	m/m			
10	0.229	0.091	3	0.247	0.017	0.006	0.0077	0.0459	NO
10	0.310	0.091	3	0.323	0.023	0.008			CUMPLE
10	0.229	0.091	3	0.247	0.017	0.006	0.0077	0.0459	NO
10	0.310	0.091	3	0.323	0.023	0.008			CUMPLE
9	0.214	0.085	3	0.230	0.020	0.007	0.0091	0.0547	NO
9	0.288	0.085	3	0.300	0.027	0.009			CUMPLE
8	0.195	0.077	3	0.209	0.024	0.008	0.0105	0.0630	NO
8	0.262	0.077	3	0.273	0.032	0.011			CUMPLE
7	0.173	0.067	3	0.186	0.027	0.009	0.0118	0.0707	NO
7	0.232	0.067	3	0.241	0.035	0.012			CUMPLE
6	0.148	0.057	3	0.159	0.029	0.010	0.0129	0.0773	NO
6	0.198	0.057	3	0.206	0.039	0.013			CUMPLE
5	0.121	0.046	3	0.130	0.031	0.010	0.0137	0.0820	NO
5	0.161	0.046	3	0.167	0.041	0.014			CUMPLE
4	0.092	0.034	3	0.099	0.032	0.011	0.0139	0.0834	NO
4	0.122	0.034	3	0.126	0.042	0.014			CUMPLE
3	0.063	0.023	3	0.067	0.031	0.010	0.0131	0.0786	NO
3	0.082	0.023	3	0.085	0.039	0.013			CUMPLE
2	0.034	0.012	3	0.036	0.025	0.008	0.0105	0.0629	NO
2	0.044	0.012	3	0.045	0.031	0.010			CUMPLE
1	0.011	0.004	3	0.011	0.011	0.004	0.0046	0.0278	NO
1	0.013	0.004	3	0.014	0.014	0.005			CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 39*Derivas Inelásticas con sismo en dirección Y del edificio sin muros*

Piso	Ux	Uy	Altura de	U	Deriva Elástica	Deriva a Elástica	Valor Máx.	Deriva a Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
	m	m	piso (m)	m	m	m/m			
12	5.0E-10	0.289	3	0.289	0.012	0.004	0.004	0.023	NO
12	5.0E-10	0.289	3	0.289	0.012	0.004			CUMPLE
11	6.6E-10	0.277	3	0.277	0.015	0.005	0.005	0.029	NO
11	6.6E-10	0.277	3	0.277	0.015	0.005			CUMPLE
10	4.6E-10	0.263	3	0.263	0.018	0.006	0.006	0.036	NO
10	4.6E-10	0.263	3	0.263	0.018	0.006			CUMPLE
9	5.2E-10	0.244	3	0.244	0.022	0.007	0.007	0.044	NO
9	5.2E-10	0.244	3	0.244	0.022	0.007			CUMPLE
8	4.5E-10	0.222	3	0.222	0.025	0.008	0.008	0.051	NO
8	4.5E-10	0.222	3	0.222	0.025	0.008			CUMPLE
7	3.3E-10	0.197	3	0.197	0.028	0.009	0.009	0.057	NO
7	3.3E-10	0.197	3	0.197	0.028	0.009			CUMPLE
6	4.9E-10	0.169	3	0.169	0.031	0.010	0.010	0.063	NO
6	4.9E-10	0.169	3	0.169	0.031	0.010			CUMPLE
5	2.0E-10	0.137	3	0.137	0.033	0.011	0.011	0.067	NO
5	2.0E-10	0.137	3	0.137	0.033	0.011			CUMPLE
4	3.6E-10	0.104	3	0.104	0.034	0.011	0.011	0.068	NO
4	3.6E-10	0.104	3	0.104	0.034	0.011			CUMPLE
3	5.1E-11	0.070	3	0.070	0.032	0.011	0.011	0.065	NO
3	5.1E-11	0.070	3	0.070	0.032	0.011			CUMPLE
2	2.6E-10	0.038	3	0.038	0.026	0.009	0.009	0.052	NO
2	2.6E-10	0.038	3	0.038	0.026	0.009			CUMPLE
1	1.5E-10	0.012	3	0.012	0.012	0.004	0.004	0.023	NO
1	1.5E-10	0.012	3	0.012	0.012	0.004			CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Esta estructura sin muros de corte, no cumple con el desplazamiento laterales permitidos por la norma ecuatoriana de construcción NEC-15, sus derivas son mayor al 2%.

4.11.3 Irregularidad Torsional

Tabla 40

Irregularidad Torsional con sismo en dirección X del edificio sin muros

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Inelástica Nec-15	Deriva < 0.02 (?)	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
12	0.004	0.0050	0.0050	SÍ CUMPLE	1.166	SÍ CUMPLE
11	0.005	0.0062	0.0062	SÍ CUMPLE	1.155	SÍ CUMPLE
10	0.006	0.0077	0.0077	SÍ CUMPLE	1.149	SÍ CUMPLE
9	0.007	0.0091	0.0091	SÍ CUMPLE	1.145	SÍ CUMPLE
8	0.008	0.0105	0.0105	SÍ CUMPLE	1.143	SÍ CUMPLE
7	0.009	0.0118	0.0118	SÍ CUMPLE	1.141	SÍ CUMPLE
6	0.010	0.0129	0.0129	SÍ CUMPLE	1.138	SÍ CUMPLE
5	0.010	0.0137	0.0137	SÍ CUMPLE	1.135	SÍ CUMPLE
4	0.011	0.0139	0.0139	SÍ CUMPLE	1.131	SÍ CUMPLE
3	0.010	0.0131	0.0131	SÍ CUMPLE	1.125	SÍ CUMPLE
2	0.008	0.0105	0.0105	SÍ CUMPLE	1.118	SÍ CUMPLE
1	0.004	0.0046	0.0046	SÍ CUMPLE	1.109	SÍ CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 41

Irregularidad Torsional con sismo en dirección Y del edificio sin muros.

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
12	0.004	0.004	0.023	SI CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
11	0.005	0.005	0.029	SI CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
10	0.006					
10	0.006	0.006	0.036	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
9	0.007					
9	0.007	0.007	0.044	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
8	0.008					
8	0.008	0.008	0.051	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
7	0.009					
7	0.009	0.009	0.057	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
6	0.010					
6	0.010	0.010	0.063	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
5	0.011					
5	0.011	0.011	0.067	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
4	0.011					
4	0.011	0.011	0.068	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
3	0.011					
3	0.011	0.011	0.065	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
2	0.009					
2	0.009	0.009	0.052	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE
1	0.004					
1	0.004	0.004	0.023	SÍ CUMPLE	1.000	SÍ CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

El control de irregularidad torsional cumple ya que es menor a 1.2 como lo indica la NEC-15, por lo que no existe torsión excesiva.

4.11.4 Control de Índice de Estabilidad Q_i

Tabla 42

Índice de Estabilidad con sismo en dirección X del edificio sin muros

Piso	Alt. Piso m	u m	ΔE m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Q_i	
12	3	0.284	0.011	0.004	296.937	1043.05	1.34%	SÍ CUMPLE
11	3	0.273	0.014	0.005	558.863	2086.10	1.80%	SÍ CUMPLE
10	3	0.259	0.018	0.006	787.159	3129.15	2.38%	SÍ CUMPLE
9	3	0.241	0.021	0.007	983.279	4172.20	3.04%	SÍ CUMPLE
8	3	0.219	0.025	0.008	1148.768	5215.26	3.76%	SÍ CUMPLE

Piso	Alt.	u	ΔE	$\Delta E/h$	V	w	Qi	
	Piso							
7	3	0.194	0.028	0.009	1285.274	6258.31	4.53%	SÍ CUMPLE
6	3	0.166	0.031	0.010	1394.576	7301.36	5.35%	SÍ CUMPLE
5	3	0.136	0.033	0.011	1478.611	8344.41	6.16%	SÍ CUMPLE
4	3	0.103	0.034	0.011	1539.527	9387.46	6.82%	SÍ CUMPLE
3	3	0.069	0.032	0.011	1579.761	10430.5	7.03%	SÍ CUMPLE
2	3	0.037	0.026	0.009	1602.184	11473.5	6.18%	SÍ CUMPLE
1	3	0.012	0.012	0.004	1610.438	12516.6	3.01%	SÍ CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 43

Índice de Estabilidad con sismo en dirección X del edificio sin muros

Piso	Alt.	u	ΔE	$\Delta E/h$	V	w	Q	
	Piso							
12	3	0.289	0.012	0.004	296.937	1043.05	1.37%	SÍ CUMPLE
11	3	0.277	0.015	0.005	558.863	2086.10	1.82%	SÍ CUMPLE
10	3	0.263	0.018	0.006	787.159	3129.15	2.42%	SÍ CUMPLE
9	3	0.244	0.022	0.007	983.279	4172.20	3.09%	SÍ CUMPLE
8	3	0.222	0.025	0.008	1148.76	5215.26	3.83%	SÍ CUMPLE
7	3	0.197	0.028	0.009	1285.27	6258.31	4.62%	SÍ CUMPLE
6	3	0.169	0.031	0.010	1394.57	7301.36	5.46%	SÍ CUMPLE
5	3	0.137	0.033	0.011	1478.61	8344.41	6.27%	SÍ CUMPLE
4	3	0.104	0.034	0.011	1539.52	9387.46	6.93%	SÍ CUMPLE
3	3	0.070	0.032	0.011	1579.76	10430.5	7.12%	SÍ CUMPLE
2	3	0.038	0.026	0.009	1602.18	11473.5	6.22%	SÍ CUMPLE
1	3	0.012	0.012	0.004	1610.43	12516.6	3.01%	SÍ CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

El índice de estabilidad de la estructura cumple, sin necesidad de penalizar con el factor de mayoración $f_p - \Delta$ porque los resultados son menores al 10 %.

4.11.5 Modos De Vibración De La Estructura

Tabla 44*Modos de vibración de la estructura sin muros de corte*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	2.407	0	0.7633	0	0.7633	0	0
Modal	2	2.406	0.7022	0	0.7022	0.7633	0.0604	0.0604
Modal	3	2.141	0.0623	0	0.7645	0.7633	0.6985	0.7589
Modal	4	0.727	0	0.1066	0.7645	0.8699	0	0.7589
Modal	5	0.726	0.1015	0	0.866	0.8699	0.0057	0.7646
Modal	6	0.643	0.0051	0	0.8711	0.8699	0.1027	0.8672
Modal	7	0.372	0.0455	0	0.9166	0.8699	0.0011	0.8683
Modal	8	0.372	0	0.047	0.9166	0.9168	0	0.8683
Modal	9	0.325	0.0009	0	0.9175	0.9168	0.0471	0.9155
Modal	10	0.224	0.0269	0	0.9444	0.9168	0.0003	0.9157
Modal	11	0.223	0	0.0274	0.9444	0.9443	0	0.9157
Modal	12	0.193	0.0002	0	0.9446	0.9443	0.0278	0.9435
Modal	13	0.148	0.0177	0	0.9623	0.9443	0.0001	0.9436
Modal	14	0.147	0	0.0179	0.9623	0.9621	0	0.9436
Modal	15	0.127	0.0001	0	0.9623	0.9621	0.0181	0.9617
Modal	16	0.105	0.0123	0	0.9747	0.9621	0.00002429	0.9618
Modal	17	0.104	0	0.0124	0.9747	0.9746	0	0.9618
Modal	18	0.089	0.0000168	0	0.9747	0.9746	0.0126	0.9743
Modal	19	0.078	0.0089	0	0.9836	0.9746	9.058E-06	0.9743
Modal	20	0.077	0	0.009	0.9836	0.9835	0	0.9743
Modal	21	0.066	6.159E-06	0	0.9836	0.9835	0.009	0.9834
Modal	22	0.061	0.0065	0	0.9901	0.9835	3.917E-06	0.9834
Modal	23	0.061	0	0.0065	0.9901	0.9901	0	0.9834
Modal	24	0.052	3.249E-06	0	0.9901	0.9901	0.0066	0.99
Modal	25	0.05	0.0047	0	0.9948	0.9901	2.835E-06	0.99
Modal	26	0.049	0	0.0047	0.9948	0.9947	0	0.99
Modal	27	0.042	0.0031	0	0.9979	0.9947	3.978E-06	0.99
Modal	28	0.042	2.264E-06	0	0.9979	0.9947	0.0047	0.9947
Modal	29	0.042	0	0.0031	0.9979	0.9979	0	0.9947
Modal	30	0.038	0.0017	0	0.9995	0.9979	0	0.9947
Modal	31	0.037	0	0.0017	0.9995	0.9995	0	0.9947
Modal	32	0.036	0	0	0.9995	0.9995	0.0031	0.9978
Modal	33	0.035	0.0005	0	1	0.9995	0	0.9978
Modal	34	0.035	0	0.0005	1	1	0	0.9978
Modal	35	0.032	0	0	1	1	0.0017	0.9995
Modal	36	0.03	0	0	1	1	0.0005	1

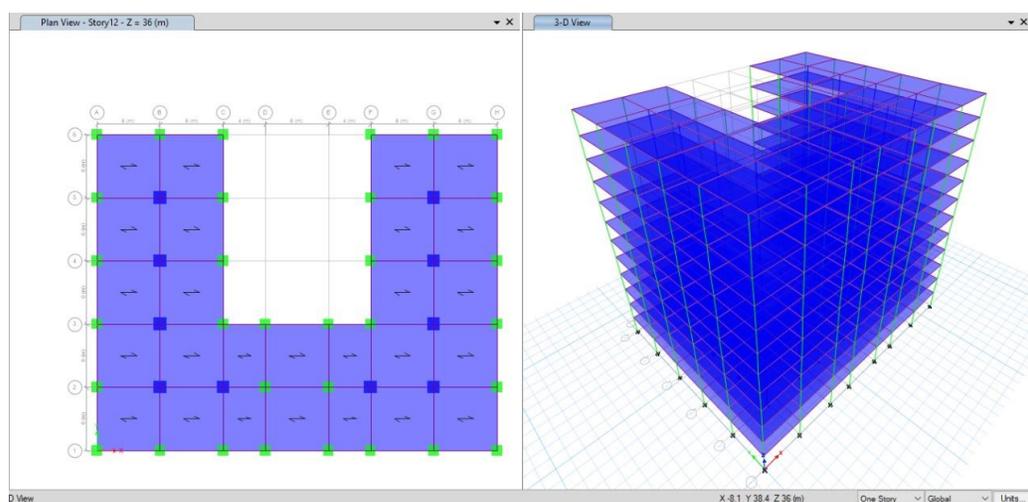
Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

4.12 Comportamiento De La Edificación Sin Muros De Corte Con Aumento En Las Secciones De Las Columnas

Se optó por modelar la misma estructura con columnas cuadradas para analizar su desempeño a medida que se aumenta su sección transversal, hasta llegar a columnas de 80x80 cm en los bordes y 90x90 cm en el interior.

Ilustración 58

Modelo del edificio sin muros de corte y aumento de sección transversal a las columnas



Fuente: (Etabs 2018)

Etabs muestra el siguiente análisis

4.12.1 Cortante Basal

Tabla 45

Cortante de Basal NEC-15 del edificio sin muros de corte con aumento de sección transversal a las columnas

CORTANTE BASAL -SANTA ELENA Z = 0,5							
n	1.80	z	0.5	F_a	1.18	S_a	1.062
C_t	0.055	α	0.9	h_t	36	T	1.38
φ_P	0.9	φ_E	1	R	8	k	1.441838848
I	1	C_s	0.1475	V_x	1918.397		Ton

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 46

Cálculo de Cortante Basal del edificio sin muros de corte con aumento de sección transversal a las columnas.

CORTANTE BASAL SUELO TIPO B - CUENCA Z = 0,25							
PIS O	h_i	ω_i	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_X$	V_X	$0.3 * F_x$ (Arteaga Mora)
12	36	1083.84	190065.188	0.184	353.719	353.719	106.116
11	33	1083.84	167655.407	0.163	312.014	665.733	93.604
10	30	1083.84	146128.855	0.142	271.952	937.684	81.586
9	27	1083.84	125533.910	0.122	233.624	1171.308	70.087
8	24	1083.84	105927.168	0.103	197.135	1368.443	59.140
7	21	1083.84	87376.032	0.085	162.610	1531.053	48.783
6	18	1083.84	69962.583	0.068	130.203	1661.256	39.061
5	15	1083.84	53789.715	0.052	100.105	1761.361	30.031
4	12	1083.84	38991.561	0.038	72.565	1833.926	21.769
3	9	1083.84	25753.075	0.025	47.928	1881.854	14.378
2	6	1083.84	14352.709	0.014	26.711	1908.565	8.013
1	3	1083.84	5283.201	0.005	9.832	1918.397	2.950
W_T		13006.08	1030819.40	1.000	V	1918.000	

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan.

El cortante basal aumentó considerablemente más de 300 toneladas con respecto al edificio con muros, lo que corresponderá a una distribución de fuerzas laterales más grande a los respectivos pisos.

4.12.2 Derivas De Piso

Tabla 47

Derivas Inelásticas con sismo en dirección X del edificio sin muros de corte con aumento de sección transversal a las columnas.

Piso	U_x	U_y	Altura de piso (m)	U	Deriva Elástica	Deriv a Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica Nec-15	Deriva < 0.02
	m	m		m	m	m/m			
12	0.211	0.057	3	0.219	0.015	0.005	0.0067	0.0400	NO CUMPLE
12	0.270	0.057	3	0.276	0.020	0.007			

Piso	Ux	Uy	Altura de	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica Nec-15	Deriva < 0.02
	m	m	piso (m)	m	m	m/m			
11	0.196	0.053	3	0.203	0.017	0.006	0.0065	0.0390	NO
11	0.250	0.053	3	0.256	0.021	0.007			CUMPLE
10	0.180	0.049	3	0.187	0.018	0.006	0.0071	0.0427	NO
10	0.230	0.049	3	0.235	0.023	0.008			CUMPLE
10	0.163	0.044	3	0.169	0.020	0.007	0.0077	0.0463	NO
10	0.207	0.044	3	0.212	0.025	0.008			CUMPLE
9	0.144	0.039	3	0.149	0.021	0.007	0.0083	0.0501	NO
9	0.182	0.039	3	0.186	0.027	0.009			CUMPLE
8	0.124	0.033	3	0.128	0.022	0.007	0.0089	0.0535	NO
8	0.156	0.033	3	0.160	0.028	0.009			CUMPLE
7	0.102	0.028	3	0.106	0.023	0.008	0.0094	0.0562	NO
7	0.129	0.028	3	0.132	0.029	0.010			CUMPLE
6	0.080	0.021	3	0.083	0.023	0.008	0.0096	0.0577	NO
6	0.100	0.021	3	0.103	0.029	0.010			CUMPLE
5	0.058	0.015	3	0.060	0.022	0.007	0.0096	0.0573	NO
5	0.072	0.015	3	0.074	0.027	0.009			CUMPLE
4	0.037	0.010	3	0.038	0.019	0.006	0.0090	0.0541	NO
4	0.046	0.010	3	0.047	0.023	0.008			CUMPLE
3	0.019	0.005	3	0.019	0.014	0.005	0.0078	0.0468	NO
3	0.023	0.005	3	0.024	0.017	0.006			CUMPLE
2	0.005	0.001	3	0.006	0.006	0.002	0.0056	0.0338	NO
2	0.007	0.001	3	0.007	0.007	0.002			CUMPLE
1	0.196	0.053	3	0.203	0.017	0.006	0.0022	0.0135	NO
1	0.250	0.053	3	0.256	0.021	0.007			CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Tabla 48

Derivas Inelásticas con sismo en dirección Y del edificio sin muros de corte con aumento de sección transversal a las columnas.

Piso	Ux	Uy	Altura de	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva a Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
	m	m	piso (m)	m	m	m/m			
12	2.4E-11	0.241	3	0.241	0.017	0.006	0.006	0.035	NO
12	2.4E-11	0.241	3	0.241	0.017	0.006	0.006	0.035	CUMPLE
11	3.0E-11	0.224	3	0.224	0.019	0.006	0.006	0.037	NO
11	3.0E-11	0.224	3	0.224	0.019	0.006	0.006	0.037	CUMPLE
10	1.9E-11	0.205	3	0.205	0.020	0.007	0.007	0.040	NO
10	1.9E-11	0.205	3	0.205	0.020	0.007	0.007	0.040	CUMPLE
9	2.5E-11	0.185	3	0.185	0.022	0.007	0.007	0.044	NO
9	2.5E-11	0.185	3	0.185	0.022	0.007	0.007	0.044	CUMPLE
8	2.1E-11	0.163	3	0.163	0.023	0.008	0.008	0.047	NO
8	2.1E-11	0.163	3	0.163	0.023	0.008	0.008	0.047	CUMPLE
7	1.6E-11	0.140	3	0.140	0.024	0.008	0.008	0.049	NO
7	1.6E-11	0.140	3	0.140	0.024	0.008	0.008	0.049	CUMPLE
6	2.3E-11	0.115	3	0.115	0.025	0.008	0.008	0.050	NO
6	2.3E-11	0.115	3	0.115	0.025	0.008	0.008	0.050	CUMPLE
5	7.6E-12	0.090	3	0.090	0.025	0.008	0.008	0.050	NO
5	7.6E-12	0.090	3	0.090	0.025	0.008	0.008	0.050	CUMPLE
4	1.8E-11	0.065	3	0.065	0.024	0.008	0.008	0.047	NO
4	1.8E-11	0.065	3	0.065	0.024	0.008	0.008	0.047	CUMPLE
3	5.3E-12	0.041	3	0.041	0.021	0.007	0.007	0.041	NO
3	5.3E-12	0.041	3	0.041	0.021	0.007	0.007	0.041	CUMPLE
2	1.5E-11	0.021	3	0.021	0.015	0.005	0.005	0.030	NO
2	1.5E-11	0.021	3	0.021	0.015	0.005	0.005	0.030	CUMPLE
1	6.8E-12	0.006	3	0.006	0.006	0.002	0.002	0.012	NO
1	6.8E-12	0.006	3	0.006	0.006	0.002	0.002	0.012	CUMPLE

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Esta estructura sin muros de corte y aumento de las secciones transversales de columnas, tiene derivas son mayor al 2%.

4.13 Diseño De Vigas

4.13.1 Refuerzo Longitudinal

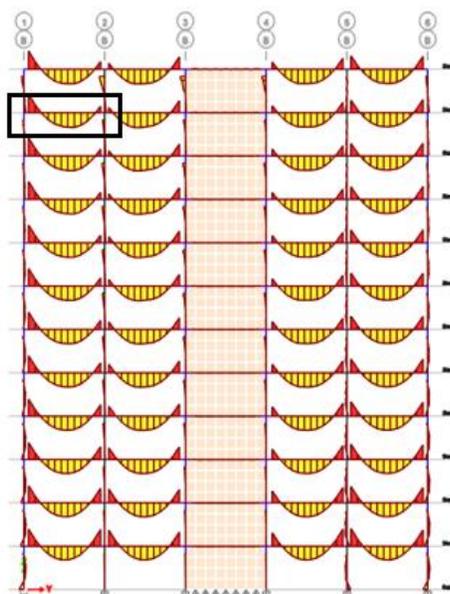
En esta sección determinaremos el área de acero que requiere la viga por flexión con base en la norma NEC-15. En la figura siguiente se muestra el diagrama de momentos del pórtico B (Sentido X), en este pórtico se encuentran los máximos momentos de toda la estructura utilizando la combinación $1.2D+L+Dy$, donde se puede destacar que en todos los pisos los momentos son similares.

Se elige el piso 11 y la viga que se encuentra seleccionada en la parte izquierda de la figura para determinar el acero a flexión, puesto que en esta los momentos son un poco mayores respecto a los otros pisos.

El mismo proceso se realiza para el pórtico 2(sentido Y), se escoge la viga que se encuentra en la parte izquierda del piso 11.

Ilustración 59

Pórtico B, momentos para el diseño utilizando la combinación $1.2D+L+Dy$.



Fuente: (Etabs,2018)

En la tabla que se muestra a continuación contiene los máximos momentos de diseño obtenidos del programa Etabs y las combinaciones de carga que lo generaron tanto en la parte superior como inferior de las tres secciones de las vigas anteriormente seleccionadas de ambos pórticos

Tabla 49

Momentos de diseño de vigas

Momentos de diseño (Ton-m)				
		Inicio	Centro	Final
Viga del pórtico B sentido Y (Piso 11)	Superior	-21.91	-5.48	-13.41
	Combinación	1.2D+L+Dy	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+Dy
	Inferior	10.96	11.02	6.71
	Combinación	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1.6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$
Viga del pórtico 2 sentido X (Piso 11)	Superior	-9.37	-2.34	-2.07
	Combinación	1.2D+L+Dx	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	0.9D-Dx
	Inferior	4.68	2.87	3.98
	Combinación	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+L+Dx	1.2D+1.6L

Fuente: Panchana Luis- Reyes Bryan

Con las siguientes fórmulas se calcula el área de acero de refuerzo longitudinal que requiere la viga en la sección transversal.

$$k = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\Phi \cdot k \cdot d \cdot f_y}} \right)$$

Datos:

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

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

$$\Phi = 0.9$$

$$\mathbf{Mu} = 2502050 \text{ Kg.cm}$$

$$\mathbf{b} = 30\text{cm}$$

$$\mathbf{d} = 45\text{cm}$$

$$k = \frac{0.85 \cdot 280 \cdot 30 \cdot 45}{4200}$$

$$k = 76.5 \text{ cm}^2$$

$$As = 76.5 \text{ cm}^2 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2191290 \text{ Kg.cm}}{0.9 \cdot 76.5 \text{ cm}^2 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$As = 14.2 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la cuantía del acero y es:

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

$$\rho = \frac{14.2 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.0105$$

La cantidad mínima que se requiera para el refuerzo longitudinal de acero para flexión se determina con el valor mayor entre las 2 ecuaciones mostradas a continuación:

$$As_{min1} = \frac{1.4}{fy(MPa)} * b * d$$

$$As_{min1} = \frac{1.4}{411.88} * 30 * 45$$

$$As_{min1} = 4.59 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot fy(MPa)} * b * d$$

$$As_{min2} = \frac{\sqrt{27.46}}{4 \cdot 411.88} * 30 * 45$$

$$As_{min2} = 4.29 \text{ cm}^2$$

Se escoge ($As_{min} = 4.59 \text{ cm}^2$) y debe cumplir con:

$$As > As_{min}$$

$$14.2 \text{ cm}^2 > 4.59 \text{ cm}^2 \text{ "CUMPLE"}$$

En la sección media de la viga también se debe verificar el acero de refuerzo, el momento mínimo es:

$$M_u = 547822.5 \text{ Kg. cm}$$

Siguiendo el procedimiento anterior se obtiene:

$$k = 76.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}}$$

$$3.29 \text{ cm}^2 > 4.59 \text{ cm}^2 \text{ "NO CUMPLE"}$$

Al no ser mayor que el acero mínimo se procederá a calcular el acero requerido con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{4}{3} A_{s_{calculado}}$$

$$A_s = \frac{4}{3} (3.29)$$

$$A_s = 4.39 \text{ cm}^2$$

Se chequea que la cuantía calculada sea mayor que la cuantía máxima que se permite en las zonas sísmicas:

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

$$\beta_1 = 0.85$$

Sustituyendo:

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{27.46}{411.88} * \frac{0.003}{\frac{411.88}{200055.66} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.0286$$

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

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.0286$$

$$\rho_{max} = 0.0143$$

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0.0105 < 0.0143 \text{ "CUMPLE"}$$

La tabla 42 contiene los resultados del cálculo del acero de refuerzo longitudinal (cm^2), realizado en las tres secciones de las vigas.

Tabla 50

Acero de refuerzo longitudinal en cm^2 .

Acero de Refuerzo Longitudinal cm^2				
		Inicio	Centro	Final
Viga del pórtico B sentido Y (Piso 11)	Superior	14.20	4.39	8.34
	Combinación	1.2D+L+Dy	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+Dy
	Inferior	6.74	6.78	5.40
	Combinación	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1.6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$
Viga del pórtico 2 sentido X, y muros (Piso 11)	Superior	5.72	1.85	1.64
	Combinación	1.2D+L+Dy	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+Dy
	Inferior	2.80	2.28	3.17
	Combinación	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1.6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$
Viga en la parte media del pórtico 2 sentido X (Piso 11)	Superior	4.59	9.26	4.59
	Combinación	As min	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	As min
	Inferior	9.80	3.11	9.80
	Combinación	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1.6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$

Fuente: Panchana Luis- Reyes Bryan

4.13.2 Diseño A Corte

Se empleó la siguiente metodología para el diseño a corte, está en función del acero superior e inferior de la viga más crítica del pórtico B y la carga gravitacional producida por la combinación $Wu = 1.2WD + WL$.

Cargas lineales:

$$WD = 0.665 \text{Ton/m}^2 * 6\text{m} = 4 \text{Ton/m} = 40\text{kg/cm}$$

$$WL = 0.2 \text{Ton/m}^2 * 6\text{m} = 1.2 \text{Ton/m} = 12\text{kg/cm}$$

$$Wu = 1.2WD + WL$$

$$Wu = 1.2 * 40\text{kg/cm} + 12\text{kg/cm}$$

$$Wu = 59.88\text{kg/cm}$$

Se determinan los momentos probables con el siguiente procedimiento:

$$a^+ = \frac{1,25A_s f_y}{0,85f'_c b}$$

$$a^+ = \frac{1,25*(14.51)*4200}{0,85*280*30} = 10.67\text{cm}$$

$$M_{pr1} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 1,25 * (14.51) * 4.2 * \left(0.45 - \frac{0.1067}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 30.22 \text{ ton. m}$$

$$a^- = \frac{1,25A_s f_y}{0,85f'_c b}$$

$$a^- = \frac{1,25*(7.63)*4200}{0,85*280*30} = 5.61 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 1,25 * (7.63) * 4.2 \left(0.45 - \frac{0.0561}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 16.9 \text{ ton.m}$$

Se calcula el cortante equivalente

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u l_n}{2}$$

$$V_e = \frac{30.22 \text{ ton.m} + 16.9 \text{ ton.m}}{5.4 \text{ m}} + \frac{5.988 * 5.4}{2} = 24.89 \text{ ton}$$

$$\frac{\sum M_{pr}}{L_n} = \frac{30.22 \text{ ton.m} + 16.9 \text{ ton.m}}{5.4 \text{ m}} = 8.73 \text{ ton}$$

$$\frac{\sum M_{pr}}{L_n} < 0.5 V_e$$

$$8.73 \text{ ton} < 0.5 * 24.89 \text{ ton}$$

$$8.73 \text{ ton} < 12.45 \text{ ton} \text{ "NO CUMPLE"}$$

Al no cumplir no se podrá considerar el valor de V_c en el cálculo de V_n , entonces:

$$\phi V_n = \phi(V_s + V_c)$$

$$\phi V_n = \phi V_s$$

Donde V_s es:

$$V_s = A_{sv} * f_y * \frac{d}{s}$$

$$V_s = 2.26 * 4.2 * \frac{45}{10}$$

$$V_s = 42.71 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.75 * 42.71 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 32.04 \text{ ton}$$

Se comprueba si ϕV_n es mayor o igual a V_e .

$$\phi V_n \geq V_e$$

$$32.04 \text{ ton} \geq 24.89 \text{ ton} \text{ "CUMPLE"}$$

Se verifica que el acero suministrado para la sección sea mayor al requerido en zonas sísmicas:

$$Av_{prov} = 2.36cm^2$$

$$\frac{Av_{min}}{s} > 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.35 \frac{300mm}{420MPa} = 0.25$$

$$Av_{min} = 0.33 * 200mm = 50 mm^2 = 0.5 cm^2$$

$$Av_{min} < Av_{prov}$$

$$0.375cm^2 < 2.36cm^2 \text{ "CUMPLE"}$$

Se debe constatar que fuera de la zona 2h satisfaga $1\phi 12$ c/20cm

$$\phi Vn = \phi(Vc + Vs)$$

$$\phi Vn = \phi(A_{sv} * f_y * \frac{d}{s} + 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

$$\phi Vn = 0.75 * \left(2.26 * 4200 * \frac{45}{20} + 0.53 * 1 * \sqrt{280} * 30 * 45 \right)$$

$$\phi Vn = 0.75 * (21.4 ton + 11.97ton)$$

$$\phi Vn = 24.997 ton$$

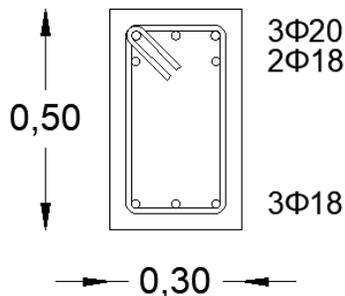
$$\phi Vn \geq Ve$$

$$24.997ton \geq 24.89 ton \text{ "CUMPLE"}$$

La sección de la viga quedaría de la siguiente manera:

Ilustración 60

Sección de viga.



Fuente: (AutoCAD, 2018)

4.14 Diseño De Columnas

En la estructura a diseñar se cuenta con dos tipos de columnas, una de sección transversal de 90x70 que se encuentran ubicadas a los extremos de los muros de borde y otras columnas de 60x60 que se ubican a los costados de los muros interiores y también conforman el resto de columnas internas. Todas las columnas mantienen dimensiones transversales a lo largo de todos los pisos del edificio. Para su diseño se usarán las cargas que se generan en el primer piso.

4.14.1 Columna De Borde 90x70

4.14.1.1 Requisitos dimensionales

El código americano define que las dimensiones de la columna deben cumplir lo siguiente:

- $hc1 \geq 700$ mm
700 \geq 300 mm “CUMPLE”
- $hc2 \geq 300$ mm
900 \geq 300 mm “CUMPLE”

$$\bullet \frac{\text{Dimensión menor}}{\text{Dimensión perpendicular}} > 0.4$$

$$\frac{700}{900} > 0.4 \text{ "CUMPLE"}$$

4.14.1.2 Diseño A Flexo-Compresión

Para el diseño por flexión se utilizan diagramas de interacción. Para este proceso se extraen del programa Etabs los datos de carga puntual y momento actuante de la columna, que son los siguientes:

Tabla 51

Carga y momento de la Columna de Borde del Primer Piso C14 168

Story	Column	Load Case/Combo	Station cm	P Kgf	M2 Kgf-cm	M3 Kgf-cm
Story1	C14 168	Live	0	-18634.36	34792.16	-407.67
Story1	C14 168	Live	250	-18847.85	46987.39	727.04
Story1	C14 168	Carga Muerta Total	0	-130361.8	266428.61	-19728.22
Story1	C14 168	Carga Muerta Total	250	-127549.8	202445.74	35000.25
Story1	C14 168	1.2D+1.6L	0	-186249.1	375381.78	-24326.13
Story1	C14 168	1.2D+1.6L	250	-183216.4	318114.71	43163.57
Story1	C14 168	1.4D	0	-182506.5	373000.05	-27619.51
Story1	C14 168	1.4D	250	-178569.8	283424.04	49000.36
Story1	C14 168	1.2D+L+Dx	0	-138151.1	582875.81	989244.55
Story1	C14 168	1.2D+L+Dx	250	-138936.3	344744.89	406159.21
Story1	C14 168	1.2D+L+Dx	0	-211985.9	126137.17	-1037407.6
Story1	C14 168	1.2D+L+Dx	250	-204879.0	235099.66	-320704.52
Story1	C14 168	1.2D+L+Dy	0	294971.82	3260975.74	-16735.54
Story1	C14 168	1.2D+L+Dy	250	248916.51	1084110.47	55943.85
Story1	C14 168	1.2D+L+Dy	0	-645108.9	-2551962.7	-31427.52
Story1	C14 168	1.2D+L+Dy	250	-592731.9	-504265.92	29510.84
Story1	C14 168	0.9D+Dx	0	-80408.23	468155.07	995570.68
Story1	C14 168	0.9D+Dx	250	-81823.56	237023.78	394932.09
Story1	C14 168	0.9D+Dx	0	-154243.0	11416.43	-1031081.4
Story1	C14 168	0.9D+Dy	0	363789.96	3214765.8	293588.42
Story1	C14 168	0.9D+Dy	250	315920.72	992836.15	153746.29

Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	M2	M3
			cm	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm
Story1	C14 168	0.9D+Dy	0	-598441.2	-2735194.3	-329099.21
Story1	C14 168	0.9D-Dx	0	-80408.23	468155.07	995570.68
Story1	C14 168	0.9D-Dx	0	-154243.0	11416.43	-1031081.4
Story1	C14 168	0.9D-Dx	250	-147766.2	127378.55	-331931.64
Story1	C14 168	0.9D-Dy	0	352714.74	3146255	-10409.41
Story1	C14 168	0.9D-Dy	250	306029.32	976389.36	44716.74
Story1	C14 168	0.9D-Dy	0	-587366.0	-2666683.5	-25101.39
Story1	C14 168	0.9D-Dy	250	-535619.1	-611987.03	18283.72
Story1	C14 168	1.2D+L-Dx	0	-138151.1	582875.81	989244.55
Story1	C14 168	1.2D+L-Dx	250	-138936.3	344744.89	406159.21
Story1	C14 168	1.2D+L-Dx	0	-211985.9	126137.17	-1037407.6
Story1	C14 168	1.2D+L-Dx	250	-204879.0	235099.66	-320704.52
Story1	C14 168	1.2D+L-Dy	0	294971.82	3260975.74	-16735.54
Story1	C14 168	1.2D+L-Dy	250	248916.51	1084110.47	55943.85
Story1	C14 168	1.2D+L-Dy	0	-645108.9	-2551962.7	-31427.52
Story1	C14 168	1.2D+L-Dy	250	-592731.9	-504265.92	29510.84
Story1	C14 168	1.2D+L	0	-175068.5	354506.49	-24081.53
Story1	C14 168	1.2D+L	250	-171907.7	289922.28	42727.34
Story1	C14 168	0.9D	0	-117325.6	239785.75	-17755.4
Story1	C14 168	0.9D	250	-114794.8	182201.17	31500.23

Fuente: (Etabs,2018)

De la tabla anterior se escoge la combinación que genera la mayor carga puntal y el momento actuante en la columna. Entonces para esta columna se obtienen los siguientes datos:

$$Pu = 645108.94 \text{ Kg}$$

$$Mu = 3260975.74 \text{ Kg. cm}$$

$$FR = 0,8 \text{ (con confinamiento)}$$

$$b = 90 \text{ cm}$$

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

$$F'c = 280Kg/cm^2$$

$$Fy = 4200Kg/cm^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 70 - 4 = 66 \text{ cm}$$

$$d/h = 0,9$$

$$f''c = 0,85 * 0,80 * f'c = 0,85 * 0,80 * 280 = 190,4Kg/cm^2$$

Se calculan los valores K y R.

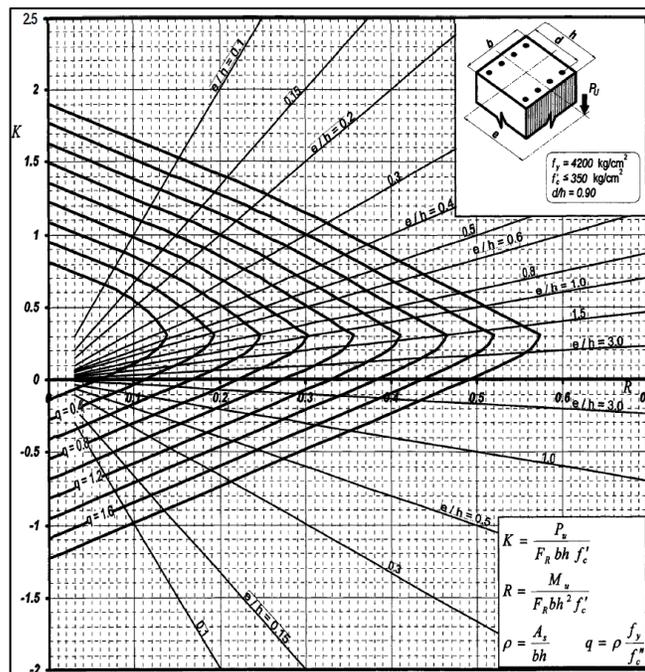
$$K = \frac{P_u}{F_R * b * h * f'_c} = \frac{645108.94}{0,8 * 90 * 70 * 280} = 0.46$$

$$R = \frac{M_u}{F_R * b * h^2 * f'_c} = \frac{3260975.74}{0,8 * 90 * 70^2 * 280} = 0.03$$

Estos datos se los ingresan al diagrama de interacción correspondiente para una estructura con un $Fy = 4200Kg/cm^2$, un $F'c \leq 350Kg/cm^2$ porque se usa un $F'c = 280Kg/cm^2$ y la relación que hay entre el peralte y la altura $d/h=0.90$.

Ilustración 61

Diagrama de Interacción para Diseño de Columnas $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, $F'_c<350 \text{ Kg/cm}^2$ y $d/h=0.9$.



Nota: Estos diagramas están basados en las hipótesis de las relativas al bloque equivalente de esfuerzos de compresión. Fuente:(González Cuevas & Robles Fernández Villegas, 2002)

En el diagrama se obtiene el valor de $q = 0.2$ el cual se usa para obtener el valor de la cuantía de acero, con la siguiente ecuación:

$$\rho = q * \frac{f'_c}{f_y} = 0,2 * \frac{190.4}{4200} = 0,009$$

Como la cuantía no se encuentra en el rango permitido por el ACI, se usa la cuantía de $\rho = 0.018$, debido a la cantidad de carga que recibe esta columna. A continuación, se calcula el área de acero requerido.

$$A_s = \rho * b * h = 0.018 * 90 * 70 = 113.40 \text{ cm}^2$$

Escogiendo las varillas que se van a proporcionar a la columna. En este caso se escogieron 20 varillas de 25 mm y 8 varillas de 22 mm distribuidas uniformemente en los dos ejes, así se calcula el área de acero y cuantía real.

$$A_{s\text{ real}} = (20 * 4.91 \text{ cm}^2) + (8 * 43.80 \text{ cm}^2) = 128.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ real}} = 128.59 \geq 113.40 \text{ cm}^2 \text{ “CUMPLE”}$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{128.59}{90 * 70} = 0.02 \text{ “CUMPLE”}$$

La separación entre varillas en los dos ejes, no debe ser menor a 5 cm ni mayor a 15 cm.

$$S = \frac{(h - (2 * r) - (\# \text{ varillas} * \text{ diámetro de varilla}))}{\# \text{ espacios entre varillas}}$$

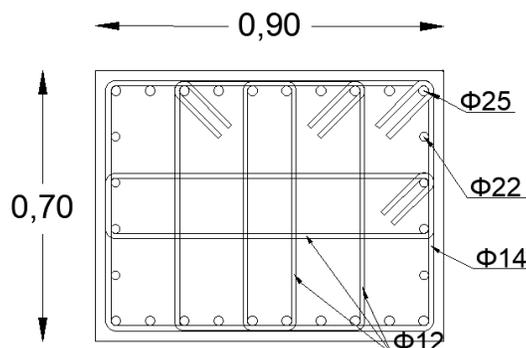
$$S_h = \frac{(70 - (2 * 4) - (6 * 2.2))}{5} = 9.76 \text{ cm “CUMPLE”}$$

$$S_b = \frac{(90 - (2 * 4) - (10 * 2.5))}{9} = 6.33 \text{ cm “CUMPLE”}$$

Las secciones transversales de las columnas de borde estarán detalladas de la siguiente manera:

Ilustración 62

Sección de las columnas de borde 90x70.



Fuente: (AutoCAD, 2018)

4.14.1.3 Refuerzo Transversal

Con las secciones transversales detalladas en la figura anterior, se prosigue el cálculo del acero de refuerzo transversal de la columna.

Datos iniciales:

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\phi_{db1} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\phi_{db2} = 2.2 \text{ cm}$$

$$\phi_{sh1} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\phi_{sh2} = 1.4 \text{ cm}$$

Longitud de la zona de confinamiento l_o

$$l_o = hc_1 = 70 \text{ cm}$$

$$l_o = hc_2 = 90 \text{ cm} \text{ "CONTROLA"}$$

$$l_o = \frac{lc}{6} = \frac{250}{6} = 41.67 \text{ cm}$$

$$l_o = 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento entre estribos en zona de confinamiento l_o

$$S_1 = \frac{hc_1}{4} = \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

$$S_1 = \frac{hc_2}{4} = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

$$S_1 = 6_{db} = 6 * 2.5 = 15 \text{ cm} \text{ "CONTROLA"}$$

$$S_1 = S_o = 10 + \frac{35-h_x}{3} = 10 + \frac{35-82}{3} = -6 \text{ cm}$$

Espaciamiento entre estribos fuerza de la zona de confinamiento l_o

$$S_2 = 6_{db} = 6 * 2.5 = 15 \text{ cm}$$

$$S_2 = 15 \text{ cm} \text{ "CONTROLA"}$$

Diseño por confinamiento en columnas rectangulares

$$A_{ch} = 82 * 62 = 5084 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 90 * 70 = 6300 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s*bc} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} = 0.3 \left(\frac{6300}{5084} - 1 \right) \frac{280}{4200} = 0.0047 \text{ "CONTROLA"}$$

$$\frac{A_{sh}}{s*bc} = 0.09 \frac{f'_c}{F_y} = 0.09 * \frac{280}{4200} = 0.006$$

$$A_{sh1 \text{ requerido}} = A_{sh} * bc1 * s = 0.006 * 82 * 15 = 7.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2 \text{ requerido}} = A_{sh} * bc2 * s = 0.006 * 62 * 15 = 5.58 \text{ cm}^2$$

En el eje de la altura se utilizan 1 estribo de 14 mm y 1 estribo de 12 mm cada 15 cm dentro y fuera de la zona Lo.

En el eje de la base se utilizan 1 estribo de 14 mm y 2 estribo de 12 mm cada 15 cm dentro y fuera de la zona Lo.

$$A_{sh1 \text{ provisto}} = \text{ramas} * \text{área} = (2 * 1.54) + (4 + 1.13) = 7.60 \text{ cm}^2 > 7.38 \text{ cm}^2$$

“CUMPLE”

$$A_{sh2 \text{ provisto}} = \text{ramas} * \text{área} = (2 * 1.54) + (2 + 1.54) = 6.16 \text{ cm}^2 > 5.58 \text{ cm}^2$$

“CUMPLE”

4.14.2 Columna Interior 60x60

4.14.2.1 Requisitos Dimensionales

El código americano define que las dimensiones de la columna deben cumplir lo siguiente:

- $hc1 \geq 300 \text{ mm}$
 $600 \geq 300 \text{ mm}$ “CUMPLE”
- $hc2 \geq 300 \text{ mm}$

$$600 \geq 300 \text{ mm "CUMPLE"}$$

- $\frac{\text{Dimensión menor}}{\text{Dimensión perpendicular}} > 0.4$

$$\frac{600}{600} > 0.4 \text{ "CUMPLE"}$$

4.14.2.2 Diseño A Flexo-Compresión

Para el diseño por flexión se utilizan diagramas de interacción. Para este proceso se extraen del programa Etabs los datos de carga puntual y momento actuante de la columna, que son los siguientes:

Tabla 52

Carga y momento de la Columna Exterior del Primer Piso C54 432.

Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	M2	M3
			cm	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm
Story1	C54 432	Live	0	-20512.84	-619.98	-39989.79
Story1	C54 432	Live	250	-21025.66	-408.38	-3762.23
Story1	C54 432	Carga Muerta Total	0	-112380.0	-2542.71	-221003.22
Story1	C54 432	Carga Muerta Total	250	-112142.2	-1576.7	-18092.9
Story1	C54 432	1.2D+1.6L	0	-167676.5	-4043.23	-329187.53
Story1	C54 432	1.2D+1.6L	250	-168211.7	-2545.45	-27731.05
Story1	C54 432	1.4D	0	-157332.0	-3559.8	-309404.51
Story1	C54 432	1.4D	250	-156999.0	-2207.38	-25330.07
Story1	C54 432	1.2D+L+Dx	0	112149.06	10694.24	626313.82
Story1	C54 432	1.2D+L+Dx	250	78505.15	-718	183656.91
Story1	C54 432	1.2D+L+Dx	0	-422886.7	-18036.71	-1236701.1
Story1	C54 432	1.2D+L+Dx	250	-389697.7	-3882.84	-234604.34
Story1	C54 432	1.2D+L+Dy	0	-152991.6	519318.32	-299988.68
Story1	C54 432	1.2D+L+Dy	250	-153235.4	106421.63	-25151.86
Story1	C54 432	1.2D+L+Dy	0	-157746.0	-526660.7	-310398.63
Story1	C54 432	1.2D+L+Dy	250	-157957.1	-111022.4	-25795.57
Story1	C54 432	0.9D+Dx	250	133173.47	163.39	192847.01
Story1	C54 432	0.9D+Dx	0	-368659.9	-16653.92	-1130410.3
Story1	C54 432	0.9D+Dx	250	-335029.4	-3001.44	-225414.24

Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	M2	M3
			cm	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm
Story1	C54 432	0.9D+Dy	0	-18509.46	525010.7	85754.32
Story1	C54 432	0.9D+Dy	250	-28336.68	107777.7	46777.43
Story1	C54 432	0.9D+Dy	0	-183774.5	-529587.6	-483560.12
Story1	C54 432	0.9D+Dy	250	-173519.2	-110615.8	-79344.66
Story1	C54 432	0.9D-Dx	0	166375.9	12077.03	732604.58
Story1	C54 432	0.9D-Dx	250	133173.47	163.39	192847.01
Story1	C54 432	0.9D-Dx	0	-368659.9	-16653.92	-1130410.3
Story1	C54 432	0.9D-Dx	250	-335029.4	-3001.44	-225414.24
Story1	C54 432	0.9D-Dy	0	-98764.84	520701.11	-193697.93
Story1	C54 432	0.9D-Dy	250	-98567.12	107303.03	-15961.76
Story1	C54 432	0.9D-Dy	0	-103519.2	-525278	-204107.87
Story1	C54 432	0.9D-Dy	250	-103288.8	-110141.0	-16605.47
Story1	C54 432	1.2D+L-Dx	0	112149.06	10694.24	626313.82
Story1	C54 432	1.2D+L-Dx	250	78505.15	-718	183656.91
Story1	C54 432	1.2D+L-Dx	0	-422886.7	-18036.71	-1236701.1
Story1	C54 432	1.2D+L-Dx	250	-389697.7	-3882.84	-234604.34
Story1	C54 432	1.2D+L-Dy	0	-152991.6	519318.32	-299988.68
Story1	C54 432	1.2D+L-Dy	250	-153235.4	106421.63	-25151.86
Story1	C54 432	1.2D+L-Dy	0	-157746.0	-526660.7	-310398.63
Story1	C54 432	1.2D+L-Dy	250	-157957.1	-111022.4	-25795.57
Story1	C54 432	1.2D+L	0	-155368.7	-3671.24	-305193.66
Story1	C54 432	1.2D+L	250	-155596.3	-2300.42	-25473.72
Story1	C54 432	0.9D	0	-101142.0	-2288.44	-198902.9
Story1	C54 432	0.9D	250	-100927.9	-1419.03	-16283.61

Fuente: (Etabs,2018)

De la tabla anterior se escoge la combinación que genera la mayor carga puntal y el momento actuante en la columna. Entonces para esta columna se tienen los siguientes datos:

$$Pu = 422886.79 \text{ Kg}$$

$$Mu = 732604.58 \text{ Kg. cm}$$

$$FR = 0,8 \text{ (con confinamiento)}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$$

$$d/h = 0,9$$

$$f''c = 0,85 * 0,80 * f'c = 0,85 * 0,80 * 280 = 190,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Se calculan los valores K y R.

$$K = \frac{P_u}{F_R * b * h * f'_c} = \frac{422886.79}{0,8 * 60 * 60 * 280} = 0.52$$

$$R = \frac{M_u}{F_R * b * h^2 * f'_c} = \frac{732604.58}{0,8 * 60 * 60^2 * 280} = 0.02$$

Estos datos se los ingresan al diagrama de interacción correspondiente para una estructura con un $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, un $F'c \leq 350 \text{ Kg/cm}^2$ porque se está usando un $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ y la relación que hay entre el peralte y la altura $d/h=0.90$.

En el diagrama se obtiene el valor de $q = 0.2$ el cual es usado para obtener el valor de la cuantía de acero, con la siguiente ecuación:

$$\rho = q * \frac{f'_c}{f_y} = 0,2 * \frac{190.4}{4200} = 0,009$$

Como la cuantía no se encuentra en el rango permitido por el ACI, se usa la cuantía de $\rho = 0.015$. A continuación, se presenta el cálculo del área de acero requerido.

$$A_s = \rho * b * h = 0.015 * 60 * 60 = 54 \text{ cm}^2$$

Escogiendo las varillas que se van a proporcionar en la columna. En este caso se escogió 10 varillas de 25 mm y 6 varillas de 22 mm distribuidas uniformemente en los dos ejes, así se calcula el área de acero real.

$$A_{s\text{ real}} = (10 * 4.91 \text{ cm}^2) + (6 * 43.80 \text{ cm}^2) = 71.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ real}} = 71.90 \text{ cm}^2 \geq 54 \text{ cm}^2 \text{ “CUMPLE”}$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{71.90}{60*60} = 0.02 \text{ “CUMPLE”}$$

La separación entre varillas en los dos ejes, no debe ser menor a 5 cm ni mayor a 15 cm.

$$S = \frac{(h-(2*r))-(\#varillas * \text{diámetro de varilla})}{\# \text{ espacios entre varillas}}$$

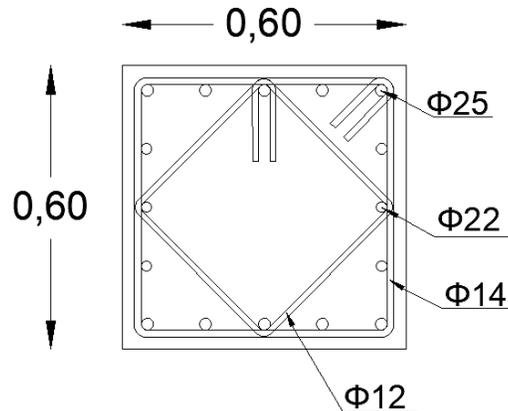
$$Sh = \frac{(60-(2*4))-(5*2.2)}{4} = 10.25 \text{ cm “CUMPLE”}$$

$$Sb = \frac{(60-(2*4))-(5*2.5)}{4} = 9.88 \text{ cm “CUMPLE”}$$

Las secciones transversales de las columnas interiores estarán detalladas de la siguiente manera:

Ilustración 63

Sección transversal de las columnas interiores 60x60.



Fuente: (AutoCAD, 2018)

4.14.2.3 Refuerzo Transversal

Con las secciones transversales detalladas en la figura anterior, se prosigue el cálculo del acero de refuerzo transversal de la columna.

Datos iniciales:

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{db1} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{db2} = 2.2 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{sh1} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{sh2} = 1.2 \text{ cm}$$

Longitud de la zona de confinamiento l_o

$$l_o = hc_1 = 60 \text{ cm} \text{ "CONTROLA"}$$

$$l_o = hc_2 = 60 \text{ cm}$$

$$l_o = \frac{lc}{6} = \frac{250}{6} = 41.67 \text{ cm}$$

$$l_o = 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento entre estribos en zona de confinamiento l_o

$$S_1 = \frac{hc_{1,2}}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

$$S_1 = 6_{db} = 6 * 2.5 = 15 \text{ cm} \text{ "CONTROLA"}$$

$$S_1 = S_o = 10 + \frac{35-h_x}{3} = 10 + \frac{35-52}{3} = 4 \text{ cm}$$

Espaciamiento entre estribos fuerza de la zona de confinamiento l_o

$$S_2 = 6_{db} = 6 * 2.5 = 15 \text{ cm} \text{ "CONTROLA"}$$

$$S_2 = 15 \text{ cm}$$

Diseño por confinamiento en columnas rectangulares

$$A_{ch} = 52 * 52 = 2704 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 60 * 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s*bc} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} = 0.3 \left(\frac{3600}{2704} - 1 \right) \frac{280}{4200} = 0.0066 \text{ "CONTROLA"}$$

$$\frac{A_{sh}}{s \cdot bc} = 0.09 \frac{f'_c}{F_y} = 0.09 * \frac{280}{4200} = 0.006$$

$$A_{sh \text{ requerido}} = A_{sh} * bc * s = 0.0066 * 034 * 12 = 5.17 \text{ cm}^2$$

Se utilizan 1 estribo de 14 mm y 1 estribo de 12 mm cada 12 cm dentro y fuera de la zona Lo.

$$A_{sh \text{ provisto}} = \text{ramas} * \text{área} = (2 * 1.54) + (2 * 1.13) = 5.34 \text{ cm}^2 > 5.17 \text{ cm}^2$$

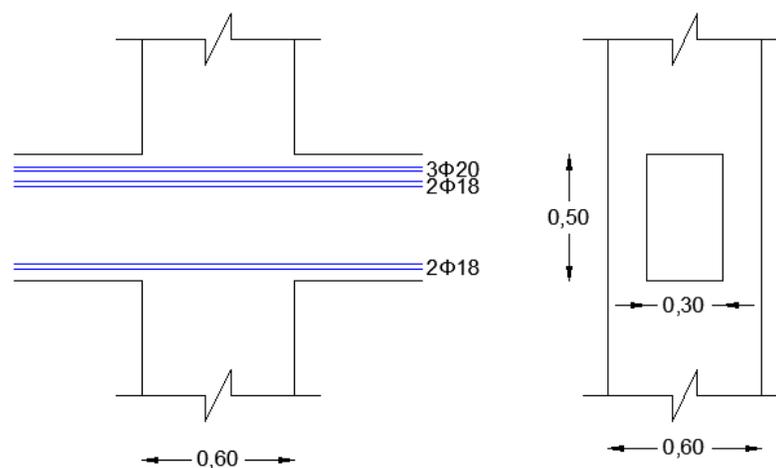
“CUMPLE”

4.15 Conexión Viga Columna

Para este parámetro se analiza una conexión interior del primero piso en la que actúan 4 vigas de (30x50) y un pilar de (60x60cm).

Ilustración 64

Conexión viga-columna



Fuente: (Autocad,2018)

Es adecuado que la unión viga-columna cumpla con la siguiente relación para utilizar el máximo esfuerzo de resistencia a cortante.

$$b_w \geq \frac{3}{4} b_{col}$$

$$30 \geq \frac{3}{4}(60)$$

$$30 \geq 45 \text{ "NO CUMPLE"}$$

Al no cumplir con lo requerido, para el cálculo de Vn se empleará la siguiente formula:

$$Vn = 3.2\lambda\sqrt{f'c}A_j$$

Obteniendo el área correspondiente a A_j de la siguiente manera:

$$b_j = B + 2X$$

$$b_j = 30 + 2(15) = 60cm$$

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 60 * 60 = 3600cm^2$$

Reemplazando se conoce que:

$$Vn = 3.2(1)\sqrt{280}(3600)$$

$$Vn = 192766.47Kg = 192.77 Ton$$

Debe cumplir con:

$$\phi Vn \geq Vu$$

Donde Vu es:

$$Vu = T^+ + T^- - V_{col}$$

Tanto para T^+ y T^- se utilizan las siguientes formulas: $T^+ = 1.25 * As^+ * fy$

$$T^+ = 1.25 * 14.51 * 4200 = 76178kg$$

$$T^- = 1.25 * As^- * fy$$

$$T^- = 1.25 * 7.63 * 4200 = 40058kg$$

Para el cálculo de V_{col} se realiza el siguiente procedimiento:

$$a^+ = \frac{T^+}{0.85 * f'c * b * viga}$$

$$a^+ = \frac{76178}{0.85 * 280 * 30} = 10.67 \text{ cm}$$

$$M^+_{pr} = T^+ * \left(d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M^+_{pr} = 76178 * \left(45 - \frac{10.67}{2} \right)$$

$$M^+_{pr} = 3021614.15 \text{ kg} * \text{ cm}$$

$$a^- = \frac{T^-}{0.85 * f'c * b * viga}$$

$$a^- = \frac{40058}{0.85 * 280 * 30} = 5.61 \text{ cm}$$

$$M^-_{pr} = T^- * \left(d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M^-_{pr} = 40058 * \left(45 - \frac{5.61}{2} \right)$$

$$M^-_{pr} = 1690220.32 \text{ kg} * \text{ cm}$$

$$V_{col} = \frac{M^+_{pr} + M^-_{pr}}{ln}$$

$$V_{col} = \frac{30.22 \text{ ton} * \text{ m} + 16.90 \text{ ton} * \text{ m}}{3 \text{ m}}$$

$$V_{col} = 15.71 \text{ ton}$$

Reemplazando se conoce que:

$$Vu = 76.18 \text{ ton} + 40.06 \text{ ton} - 15.71 \text{ ton}$$

$$Vu = 101 \text{ ton}$$

Se comprueba que Vu sea menor o igual que ϕVn .

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$0.75 * (192.77 \text{ ton}) \geq 101 \text{ ton}$$

144.58 ton \geq 101 ton “CUMPLE”

4.16 Columna Fuerte-Viga Débil

En una conexión interior de la estructura se calculan los momentos nominales en la viga más crítica del pórtico B. $M_{nb}^+ = (14.51)(4.2)(0.4) = 24.38 \text{ ton} * m$

$$M_{nb}^- = (7.63)(4.2)(0.42) = 13.46 \text{ ton} * m$$

Chequeamos que la capacidad de la viga multiplicada por un factor de 1.2 no sobrepase a la capacidad de la columna (60x60cm).

$$\sum M_{nc} > 1.2 \sum M_{nb}$$

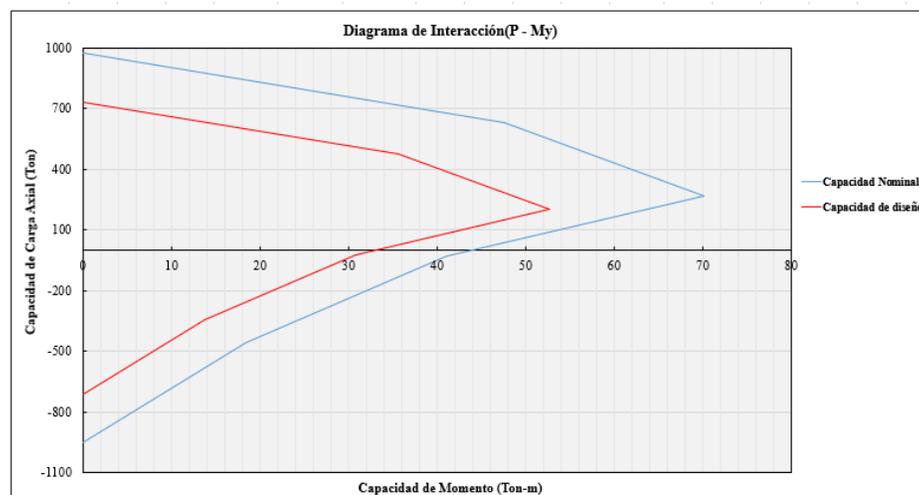
Sustituyendo se obtiene:

$$\sum M_{nc} > 1.2 (24.38 + 13.46)$$

Para el cálculo del momento es recomendable asumir una carga axial en la columna igual a cero.

Ilustración 65

Diagrama de interacción de columna de primer piso



Fuente: Panchana Luis- Reyes Bryan

Cuando $P=0$ obtenemos que $M_{nc}^+ = 43.75 \text{ ton} * m$

Verificando si cumple con la siguiente relación.

$$\sum M_{nc} > 1.2 \sum M_{nb}$$

$$(43.75 + 43.75) > 1.2(24.38 + 13.46)$$

$$87.5 > 45.41 \text{ "CUMPLE"}$$

4.17 Diseño De Muro De Corte

En el edificio existe una sola dimensión de muro, de sección transversal de 600x25, pero se observó que generalmente hay dos tipos de muros diferenciados por la carga, momento y el cortante al que son sometidas, debido a la ubicación donde se encuentran. Por lo que se diseñará un tipo de muro que resista la mayor carga que tiene la estructura y otro que soporte una carga menor. Además, se detallará el muro de 15 cm del ascensor.

4.17.1 Muros Exteriores De Corte

Como primer paso se verifica si el elemento cumple en esbeltez, para eso son necesarios los siguientes datos:

$$\text{Longitud del muro } (lw) = 600 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor del muro } (bw) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Altura del muro } (hw) = \text{Altura de entrepiso } (hs) * \# \text{ pisos} = 300 \text{ cm} * 12 = 3600 \text{ cm}$$

$$12 = 3600 \text{ cm}$$

Verificación de esbeltez:

$$\frac{lw}{bw} = \frac{600}{25} = 24 > 6 \text{ "CUMPLE"}$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{3600}{600} = 6 \geq 2 \text{ "CUMPLE"}$$

$$\frac{hs}{bw} = \frac{300}{25} = 12 < 16 \text{ "CUMPLE"}$$

Para el detallamiento de muros se extraen del software Etabs las cargas que actúan sobre ellos. A continuación, se presenta la tabla de cargas y momentos de un muro lateral.

Tabla 53

Tabla de cargas y momentos para el muro P4 del Piso 1.

Output Case	Location	P	V2	V3	M2	M3
		kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm
Live	Top	-36200.3	-428.68	-244.1	18489.36	207699.81
Live	Bottom	-36927.8	-413.85	-173.4	-7324.92	183441.55
Carga Muerta Total	Top	-271863.0	-1449.62	-908.0	68619.5	780336.77
Carga Muerta Total	Bottom	-285359.8	-1727.99	-644.8	-27296.3	710117.08
1.2D+1.6L	Top	-384156.2	-2425.42	-1480.2	111926.3	1268723.8
1.2D+1.6L	Bottom	-401516.4	-2735.74	-1051.3	-44475.5	1145646.9
1.4D	Top	-380608.2	-2029.47	-1271.2	96067.31	1092471.4
1.4D	Bottom	-399503.8	-2419.19	-902.77	-38214.9	994163.92
1.2D+L+Dx	Top	-350930.7	183641.3	-1243.66	107077.3	92362474.1
1.2D+L+Dx	Bottom	-367610.6	126994.6	-921.57	-31336.4	110744807
1.2D+L+Dx	Top	-373941.2	-187977.7	-1423.88	94588.19	-90074266.2
1.2D+L+Dx	Bottom	-391108.7	-131969.5	-972.93	-48824.6	-108673643
1.2D+L+Dy	Top	-340812.1	-2092.61	-260.44	259093.8	1182691.69
1.2D+L+Dy	Bottom	-357561.5	-2420.68	-738.65	95064.34	1067084.77
1.2D+L+Dy	Top	-384059.8	-2243.83	-2407.1	-57428.31	1105516.18
1.2D+L+Dy	Bottom	-401157.9	-2554.19	-1155.8	-175225.4	1004079.34
0.9D+Dx	Top	-233171.4	184504.9	-727.13	68002.13	91920673.3
0.9D+Dx	Bottom	-245074.8	127926.9	-554.67	-15822.6	110348330
0.9D+Dx	Top	-256181.9	-187114.2	-907.35	55512.98	-90516067.1
0.9D+Dx	Bottom	-268572.9	-131037.3	-606.03	-33310.84	-109070120
0.9D+Dy	Top	-219601.3	54513.82	283.12	221892.0	28106401.9
0.9D+Dy	Bottom	-231500.9	37356.2	-364.04	113201.4	33583375.6
0.9D+Dy	Top	-269752.1	-57123.1	-1917.6	-98376.9	-26701795.7
0.9D+Dy	Bottom	-282146.8	-40466.5	-796.66	-162334.8	-32305164.8
0.9D-Dx	Top	-233171.4	184504.9	-727.13	68002.13	91920673.3
0.9D-Dx	Bottom	-245074.8	127926.9	-554.67	-15822.6	110348330
0.9D-Dx	Top	-256181.9	-187114.2	-907.35	55512.98	-90516067.1

Output Case	Location	P	V2	V3	M2	M3
		kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm
0.9D-Dy	Top	-223052.9	-1229.05	256.09	220018.6	740890.85
0.9D-Dy	Bottom	-235025.7	-1488.44	-371.75	110578.1	670608.09
0.9D-Dy	Top	-266300.5	-1380.27	-1890.57	-96503.5	663715.34
0.9D-Dy	Bottom	-278622.0	-1621.95	-788.95	-159711.	607602.66
1.2D+L-Dx	Top	-350930.7	183641.	-1243.66	107077.3	92362474.1
1.2D+L-Dx	Bottom	-367610.6	126994.6	-921.57	-31336.4	110744807
1.2D+L-Dx	Top	-373941.2	-187977.7	-1423.88	94588.19	-90074266.2
0.9D-Dx	Bottom	-268572.9	-131037.3	-606.03	-33310.8	-109070120
1.2D+L-Dx	Bottom	-391108.7	-131969.	-972.93	-48824.6	-108673643
1.2D+L-Dy	Top	-340812.	-2092.61	-260.44	259093.8	1182691.69
1.2D+L-Dy	Bottom	-357561.5	-2420.68	-738.65	95064.34	1067084.77
1.2D+L-Dy	Top	-384059.8	-2243.83	-2407.1	-57428.3	1105516.18
1.2D+L-Dy	Bottom	-401157.9	-2554.19	-1155.85	-175225.4	1004079.34
1.2D+L	Top	-362436	-2168.22	-1333.77	100832.7	1144103.93
1.2D+L	Bottom	-379359.7	-2487.43	-947.25	-40080.5	1035582.06
0.9D	Top	-244676.7	-1304.66	-817.24	61757.55	702303.09
0.9D	Bottom	-256823.8	-1555.19	-580.35	-24566.7	639105.38

Fuente: (Etabs,2018)

El muro consta de los siguientes datos y se escogen de la tabla anterior las mayores cargas que debe soportar.

$$Pu = 401516.450 \text{ Kg}$$

$$Vu = 187977.790 \text{ Kg}$$

$$Mu = 110744807 \text{ Kg.cm}$$

$$Acv = bw * lw = 25 * 600 = 15000 \text{ cm}^2$$

$$d = lw * 0.8 = 600 * 0.8 = 480 \text{ cm}$$

4.17.1.1 Diseño Por Corte

El código americano menciona que el muro debe tener dos capas de refuerzo cuando cumple la condición dada por la ecuación Ec. 36.

$$Vu > 0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c} \text{ o } \frac{hw}{lw} \geq 2$$

$$187977.790 \text{ Kg} > 0.53 * 15000 * 1 * \sqrt{280} \text{ o } \frac{3600}{600} \geq 2$$

$$187977.790 \text{ Kg} > 133028.944 \text{ Kg} \text{ o } 6 \geq 2 \text{ “CUMPLE”}$$

El muro necesita dos capas de refuerzo en el alma

a) Resistencia teórica al corte

La resistencia teórica al corte debe ser calculada mediante la siguiente ecuación

$Vn = A_{cv} (a_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y)$ donde se toma como valor de $a_c = 0.53$, debido a que $\frac{hw}{lw}$ es mayor a 2. En este caso por las cargas que experimenta el muro se trabajará con una cuantía de 0.0025.

$$Vn = 15000 (0.53 * 1 * \sqrt{280} + (0.0025 * 4200)) = 290528.944 \text{ Kg}$$

Esta resistencia debe ser menor a $2.12 A_{cv} \sqrt{f'c}$ para el caso de varios muros que comparten carga.

$$2.12 A_{cv} \sqrt{f'c} = 2.12 * 15000 * \sqrt{280} = 532115.777 \text{ Kg}$$

$$290528.944 \text{ Kg} \leq 532115.777 \text{ Kg} \text{ “CUMPLE”}$$

El cortante último calculado por el programa Etabs debe ser menor al cortante teórico multiplicado por el factor de reducción ϕ con el valor de 0.75 para efectos de cortante, como es el caso.

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$0.75 * 290528.944 \text{ Kg} \geq 187977.790 \text{ Kg}$$

$$383271.708 \text{ Kg} \geq 187977.790 \text{ Kg} \text{ “CUMPLE”}$$

b) Corte que toma el concreto.

Para calcular la resistencia del concreto se debe escoger el valor menor de las siguientes tres ecuaciones mostradas a continuación:

$$1) Vc = 0.53 \left(1 + \frac{Pu}{35 Ag} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w = 0.53 \left(1 + \frac{401516.450}{35 * 15000} \right) 1 * \sqrt{280} * 25 * 480 = 187814.865 \text{ Kg "CUMPLE"}$$

$$2) Vc = 0.88 \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w + \frac{Pu d_w}{4 L_w} = 0.88 * 1 * \sqrt{280} * 25 * 480 + \frac{401516.450 * 480}{4 * 600} = 257005.888 \text{ Kg}$$

$$3) Vc = \left[0.16 \lambda \sqrt{f'c} + \frac{l_w \left(0.33 \sqrt{f'c} + 0.2 \frac{Pu}{b_w l_w} \right)}{\left(\frac{Mu}{Vu} - 0.5 l_w \right)} \right] b_w l_w = \left[0.16 * 1 * \sqrt{280} + \frac{600 \left(0.33 \sqrt{280} + 0.2 \frac{401516.450}{25 * 600} \right)}{\left(\frac{110744807}{187977.790} - 0.5 * 600 \right)} \right] 25 * 600 = 378682.026 \text{ Kg}$$

El cortante Vc menor escogido debe ser menor a $0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w$

$$0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w = 0.53 * 1 * \sqrt{280} * 25 * 480 = 106423.155 \text{ Kg}$$

$$187814.865 \text{ Kg} \leq 106423.155 \text{ Kg "NO CUMPLE"}$$

Como el cortante del concreto no es menor al límite, por lo que se escoge el límite con el valor 106423.155 Kg.

c) Corte que toma el refuerzo

El cortante del acero se calcula mediante la ecuación

$$Vs = Vn - Vc$$

$$Vs = 290528.944 - 106423.155 = 184105.789 \text{ Kg}$$

Este cortante debe cumplir:

$$Vs \geq \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

$$184105.789 \text{ Kg} \geq \frac{187977.790}{0.75} - 106423.155$$

$$184105.789 \text{ Kg} \geq 144213.898 \text{ Kg "CUMPLE"}$$

4.17.1.2 Refuerzo Horizontal Requerido

Para este muro se escoge varillas de 12 mm que multiplicado por dos capas da la siguiente área de acero:

$$A_{sh} = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de las barras longitudinales

$$s = \frac{A_{sh} f_{yt} d_w}{V_s} = \frac{2.26 * 4200 * 480}{184105.789 \text{ Kg}} = 24.75 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Debe ser menor que:

$$s = \frac{l_w}{5} = \frac{600}{5} = 120 \text{ cm} \text{ "CUMPLE"}$$

$$s = 3b_w = 3 * 25 = 75 \text{ cm} \text{ "CUMPLE"}$$

$$s \text{ máx} = 45 \text{ cm} \text{ "CUMPLE"}$$

El espaciamento escogido es $s = 25 \text{ cm}$

Cuantía provista:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s} = \frac{2.26}{25 * 25} = 0.00362 \geq 0.0025 \text{ "CUMPLE"}$$

- En el refuerzo horizontal se usan 2 varillas de 12 mm @ 25 cm.

4.17.1.3 Refuerzo Vertical Requerido

Calculamos la cuantía mediante la ecuación Ec. 35

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025) = 0.0025 + 0.5(2.5 -$$

$$6)(0.00362 - 0.0025) = 0.00055 \geq 0.0025 \text{ "NO CUMPLE"}$$

Como no cumple la cuantía calculada con respecto a la requerida, se usa la cuantía de 0.0025, utilizando las mismas varillas del refuerzo horizontal, teniendo un detallado de refuerzo longitudinal teniendo el siguiente espaciamento:

$$s = \frac{A_{sh}}{b_w \rho_t} = \frac{2.26}{25 * 0.0025} = 36 \text{ cm}$$

- En el refuerzo vertical se usan 2 varillas de 12 mm @ 36 cm.

4.17.1.4 Diseño Por Flexión

En el diseño por flexión se determina si el muro necesita elementos de borde que se determina mediante la ecuación Ec. 47Ec. 48.

$c = 133.333 \text{ cm}$, extraído del programa Etabs.

$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.005$, el mínimo que considera el código ACI.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \cdot 600^3}{12} = 450000000 \text{ cm}^4$$

Por esfuerzos

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$$

$$133.333 \geq \frac{600}{600(1.5 \cdot 0.005)}$$

$133.333 \text{ cm} \geq 133.333 \text{ cm}$ “NO NECESITA ELEMENTOS DE BORDE”

Por deformación

$$\frac{P}{A} + \frac{l_w \cdot M}{I} > 0.2 f'c$$

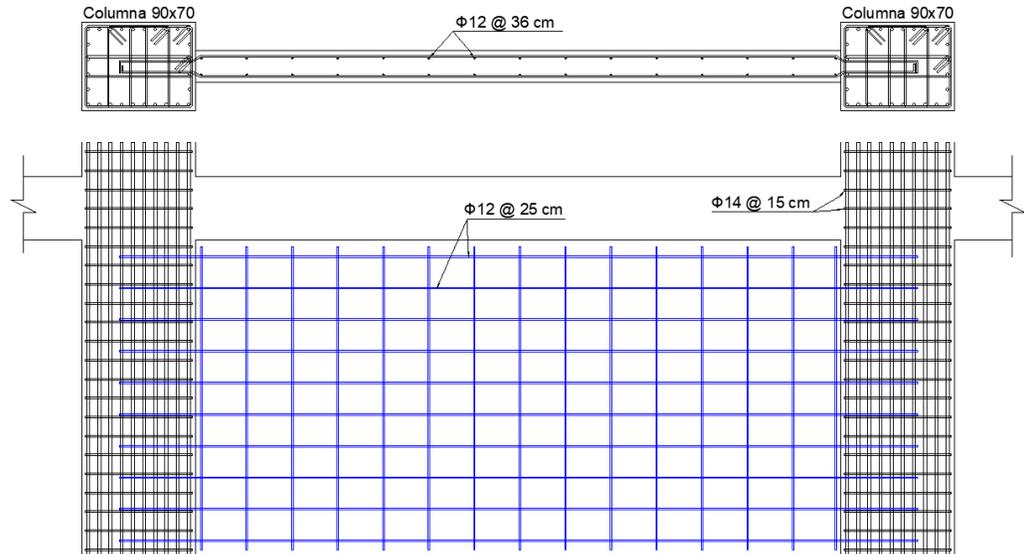
$$\frac{401516.450}{15000} + \frac{\frac{600}{2} \cdot 110744807}{450000000} > 0.2 \cdot 280$$

$$101 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 56 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ “NECESITA ELEMENTOS DE BORDE”}$$

El muro necesita elementos de borde, los cuales serán las columnas que han sido colocadas en los extremos de cada muro. El detallado de estos elementos es el mismo que de las columnas rectangulares 90x70.

Ilustración 66

Detalle del Muro P4.



Nota: Ninguno muro P4 tiene aberturas. Fuente (AutoCAD, 2018)

4.17.2 Muros Interiores De Corte

Se verifica si el elemento cumple en esbeltez, para eso son necesarios los siguientes datos:

$$\text{Longitud del muro } (lw) = 600 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor del muro } (bw) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Altura del muro } (hw) = \text{Altura de entrepiso } (hs) * \# \text{ pisos} = 300 \text{ cm} * 12 = 3600 \text{ cm}$$

$$12 = 3600 \text{ cm}$$

Verificación de esbeltez:

$$\frac{lw}{bw} = \frac{600}{25} = 24 > 6 \text{ "CUMPLE"}$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{3600}{600} = 6 \geq 2 \text{ "CUMPLE"}$$

$$\frac{hs}{bw} = \frac{300}{25} = 12 < 16 \text{ "CUMPLE"}$$

Para el detallamiento de muros se extraen del software Etabs las cargas que actúan sobre ellos. A continuación, se presenta la tabla de cargas y momentos de un muro lateral.

Tabla 54

Tabla de cargas y momentos para el muro P10 del Piso 1.

Output Case	Location	P	V2	V3	M2	M3
		kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm
Live	Top	-95547.31	-101.54	-5.52	385.23	-254408.65
Live	Bottom	-96350.03	37.6	-3.95	-159.95	-261383.75
Carga Muerta	Top	-487492.6	-427.97	-23.2	1624.81	-1014350.9
Total Carga Muerta	Bottom	-501712.2	125.41	-16.61	-672.28	-1044802.2
1.2D+1.6 L	Top	-737866.8	-676.03	-36.68	2566.15	-1624274.9
1.2D+1.6 L	Bottom	-756214.7	210.66	-26.26	-1062.65	-1671976.7
1.4D	Top	-682489.6	-599.16	-32.48	2274.73	-1420091.3
1.4D	Bottom	-702397.1	175.58	-23.25	-941.19	-1462723.1
1.2D+L+ Dx	Top	-677257.7	10400.09	1012.3	146413.15	2120642.63
1.2D+L+ Dx	Top	-683819.1	-11630.31	-1079.03	-141743.1	-5063902.2
1.2D+L+ Dx	Bottom	-701747.4	-8101.63	-219.63	-127384.1	-6193277.7
1.2D+L+ Dy	Top	-680232.1	192393.51	-33.22	2344.98	91494608.8
1.2D+L+ Dy	Bottom	-698094.8	135759.05	-23.78	-962.56	110664670
1.2D+L+ Dy	Top	-680844.7	-193623.7	-33.51	2325.04	-94437868
1.2D+L+ Dy	Bottom	-698714.5	-135382.8	-23.99	-970.81	-113694963
0.9D+Dx	Top	-435462.6	10630.02	1024.78	145540.48	2679356.57
0.9D+Dx	Bottom	-448198.2	8402.59	180.8	125812.41	3737809.23
0.9D+Dx	Top	-442024.0	-11400.37	-1066.55	-142615.8	-4505188.2
0.9D+Dx	Bottom	-454883.7	-8176.85	-210.7	-127022.5	-5618453.2
0.9D+Dy	Top	-437452.8	195928	292.96	44695.74	93131004.5
0.9D+Dy	Bottom	-450228.3	138170.74	43.88	37324.32	112642934
0.9D+Dy	Top	-440033.8	-196698.3	-334.73	-41771.09	-94956836

Output Case	Location	P	V2	V3	M2	M3
		kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm
0.9D-Dx	Top	-435462.6	10630.02	1024.78	145540.48	2679356.57
0.9D-Dx	Bottom	-448198.2	8402.59	180.8	125812.41	3737809.23
0.9D-Dx	Top	-442024.0	-11400.37	-1066.55	-142615.8	-4505188.2
0.9D-Dx	Bottom	-454883.7	-8176.85	-210.7	-127022.5	-5618453.2
0.9D-Dy	Top	-438437.0	192623.44	-20.74	1472.3	92053322.7
0.9D-Dy	Bottom	-451231.1	135683.82	-14.85	-600.92	111239495
0.9D-Dy	Top	-439049.6	-193393.7	-21.03	1452.36	-93879154
0.9D-Dy	Top	-439049.6	-193393.7	-21.03	1452.36	-93879154
1.2D+L-Dx	Top	-677257.7	10400.09	1012.3	146413.15	2120642.63
1.2D+L-Dx	Bottom	-695061.9	8477.82	171.87	125450.78	3162984.81
1.2D+L-Dx	Top	-683819.1	-11630.31	-1079.03	-141743.1	-5063902.2
1.2D+L-Dx	Bottom	-701747.4	-8101.63	-219.63	-127384.1	-6193277.7
1.2D+L-Dy	Top	-680232.1	192393.51	-33.22	2344.98	91494608.8
1.2D+L-Dy	Bottom	-698094.8	135759.05	-23.78	-962.56	110664670
1.2D+L-Dy	Top	-680844.7	-193623.7	-33.51	2325.04	-94437868
1.2D+L-Dy	Bottom	-698714.5	-135382.8	-23.99	-970.81	-113694963
1.2D+L	Top	-680538.4	-615.11	-33.37	2335.01	-1471629.8
1.2D+L	Bottom	-698404.6	188.09	-23.88	-966.68	-1515146.4
0.9D	Top	-438743.3	-385.18	-20.88	1462.33	-912915.86
0.9D	Bottom	-451541	112.87	-14.95	-605.05	-940322.02

Fuente: (Etabs,2018)

El muro consta de los siguientes datos y se escogen de la tabla anterior las mayores cargas que debe soportar.

$$Pu = 756214.710 \text{ Kg}$$

$$Vu = 196698.350 \text{ Kg}$$

$$Mu = 114523578 \text{ Kg.cm}$$

$$Acv = bw * lw = 25 * 600 = 15000 \text{ cm}^2$$

$$d = lw * 0.8 = 600 * 0.8 = 480 \text{ cm}$$

4.17.2.1 Diseño Por Corte

El código americano menciona que el muro debe tener dos capas de refuerzo cuando cumple la condición dada por la ecuación Ec. 36.

$$Vu > 0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c} \text{ o } \frac{hw}{lw} \geq 2$$

$$196698.350 \text{ Kg} > 0.53 * 15000 * 1 * \sqrt{280} \text{ o } \frac{3600}{600} \geq 2$$

$$196698.350 \text{ Kg} > 133028.944 \text{ Kg} \text{ o } 6 \geq 2 \text{ “CUMPLE”}$$

El muro necesita dos capas de refuerzo en el alma.

d) Resistencia teórica al corte

La resistencia teórica al corte debe ser calculada mediante la siguiente ecuación

$Vn = A_{cv} (a_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y)$ donde se toma como valor de $a_c = 0.53$, debido a que $\frac{hw}{lw}$ es mayor a 2. En este caso por las cargas que experimenta el muro se trabajará con una cuantía de 0.0025.

$$Vn = 15000 (0.53 * 1 * \sqrt{280} + (0.0025 * 4200)) = 290528.944 \text{ Kg}$$

Esta resistencia debe ser menor a $2.12 A_{cv} \sqrt{f'c}$ para el caso de varios muros que comparten carga.

$$2.12 A_{cv} \sqrt{f'c} = 2.12 * 15000 * \sqrt{280} = 532115.777 \text{ Kg}$$

$$290528.944 \text{ Kg} \leq 532115.777 \text{ Kg} \text{ “CUMPLE”}$$

El cortante último calculado por el programa Etabs debe ser menor al cortante teórico multiplicado por el factor de reducción ϕ con el valor de 0.75 para efectos de cortante, como es el caso.

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$0.75 * 290528.944 \text{ Kg} \geq 196698.350 \text{ Kg}$$

$$288771.708 \text{ Kg} \geq 196698.350 \text{ Kg} \text{ "CUMPLE"}$$

e) Corte que toma el concreto

Para calcular la resistencia del concreto se debe escoger el valor menor de las siguientes tres ecuaciones mostradas a continuación:

$$4) Vc = 0.53 \left(1 + \frac{Pu}{35 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w = 0.53 \left(1 + \frac{756214.710}{35 * 15000} \right) 1 * \sqrt{280} * 25 * 480 = 259716.023 \text{ Kg} \text{ "CUMPLE"}$$

$$25 * 480 = 259716.023 \text{ Kg} \text{ "CUMPLE"}$$

$$5) Vc = 0.88 \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w + \frac{Pu d_w}{4 L_w} = 0.88 * 1 * \sqrt{280} * 25 * 480 + \frac{756214.710 * 480}{4 * 600} = 327945.540 \text{ Kg}$$

$$\frac{756214.710 * 480}{4 * 600} = 327945.540 \text{ Kg}$$

$$6) Vc = \left[0.16 \lambda \sqrt{f'c} + \frac{l_w (0.33 \sqrt{f'c} + 0.2 \frac{Pu}{b_w l_w})}{\left(\frac{Mu}{Vu} - 0.5 l_w \right)} \right] b_w l_w = \left[0.16 * 1 * \sqrt{280} + \frac{600 (0.33 \sqrt{280} + 0.2 \frac{756214.710}{25 * 600})}{\left(\frac{196698.350}{114523578} - 0.5 * 600 \right)} \right] 25 * 600 = 537780.875 \text{ Kg}$$

$$\frac{600 (0.33 \sqrt{280} + 0.2 \frac{756214.710}{25 * 600})}{\left(\frac{196698.350}{114523578} - 0.5 * 600 \right)} \right] 25 * 600 = 537780.875 \text{ Kg}$$

El cortante Vc menor escogido debe ser menor a $0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w$

$$0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w = 0.53 * 1 * \sqrt{280} * 25 * 480 = 106423.155 \text{ Kg}$$

$$259716.023 \text{ Kg} \leq 106423.155 \text{ Kg} \text{ "NO CUMPLE"}$$

Como el cortante del concreto no es menor al límite, por lo que se escoge el límite con el valor 106423.155 Kg.

f) Corte que toma el refuerzo

El cortante del acero se calcula mediante la ecuación

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = 290528.944 - 106423.155 = 184105.789 \text{ Kg}$$

Este cortante debe cumplir:

$$V_s \geq \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

$$184105.789 \text{ Kg} \geq \frac{114523578}{0.75} - 106423.155$$

$$184105.789 \text{ Kg} \geq 155841.311 \text{ Kg} \text{ "CUMPLE"}$$

4.17.2.2 Refuerzo Horizontal Requerido

Para este muro escogeremos varillas de 12 mm que multiplicado por dos capas da la siguiente área de acero:

$$A_{sh} = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de las barras longitudinales

$$s = \frac{A_{sh} f_{yt} d_w}{V_s} = \frac{2.26 * 4200 * 480}{184105.789 \text{ Kg}} = 25.75 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Como este muro está sometido a menor carga, se procede a aumentar el espaciamiento entre barras a $s = 36 \text{ cm}$

Debe ser menor que:

$$s = \frac{l_w}{5} = \frac{600}{5} = 120 \text{ cm} \text{ "CUMPLE"}$$

$$s = 3b_w = 3 * 25 = 75 \text{ cm} \text{ "CUMPLE"}$$

$$s \text{ máx} = 45 \text{ cm} \text{ "CUMPLE"}$$

El espaciamiento escogido es $s = 36 \text{ cm}$

Cuantía provista:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s} = \frac{2.26}{25 * 36} = 0.00251 \geq 0.0025 \text{ "CUMPLE"}$$

- En el refuerzo horizontal se usan 2 varillas de 12 mm @ 36 cm.

4.17.2.3 Refuerzo Vertical Requerido

Calculamos la cuantía mediante la ecuación Ec. 35

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025) = 0.0025 + 0.5(2.5 - 6)(0.00251 - 0.0025) = -0.00248 \geq 0.0025 \text{ "NO CUMPLE"}$$

Como no cumple la cuantía calculada con respecto a la requerida, se usa la cuantía de 0.0025, utilizando las mismas varillas del refuerzo horizontal, teniendo un detallado de refuerzo longitudinal teniendo el siguiente espaciamiento:

$$s = \frac{Ash}{bw\rho_t} = \frac{2.26}{25*0.0025} = 36 \text{ cm}$$

- En el refuerzo vertical usaremos 2 varillas de 12 mm @ 36 cm.

4.17.2.4 Diseño Por Flexión.

En el diseño por flexión se determina si el muro necesita elementos de borde que se determina mediante la ecuación Ec. 47Ec. 48.

$c = 133.333 \text{ cm}$, extraído del programa Etabs.

$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.005$, el mínimo que considera el código ACI.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{25*600^3}{12} = 450000000 \text{ cm}^4$$

Por esfuerzos

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$$

$$133.333 \geq \frac{600}{600(1.5*0.005)}$$

$133.333 \text{ cm} \geq 133.333 \text{ cm}$ "NO NECESITA ELEMENTOS DE BORDE"

Por deformación

$$\frac{P}{A} + \frac{\frac{l_w}{2} * M}{I} > 0.2 f'c$$

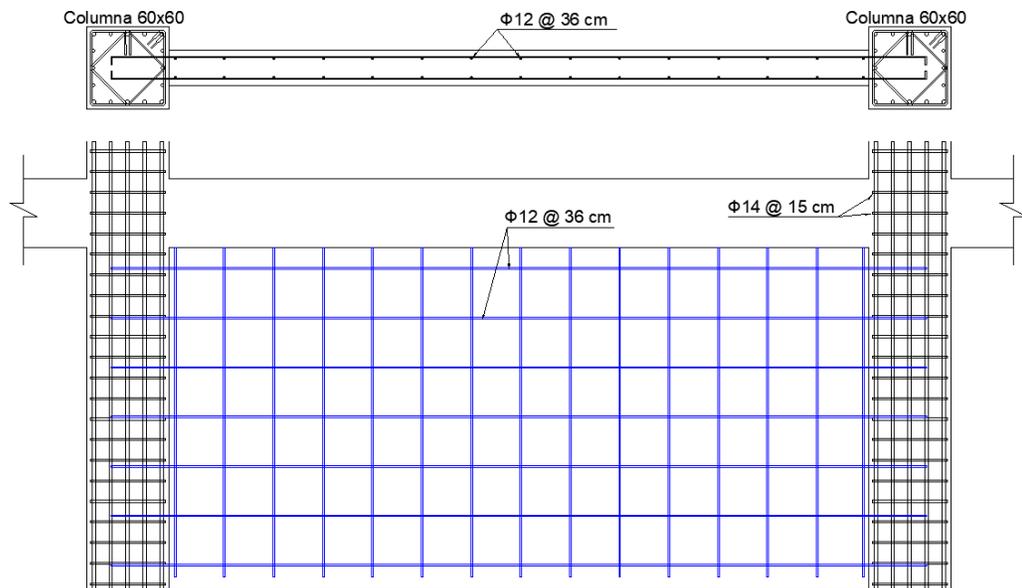
$$\frac{756214.710}{15000} + \frac{\frac{600}{2} * 196698.35}{450000000} > 0.2 * 280$$

$$127 \frac{Kg}{cm^2} > 56 \frac{Kg}{cm^2} \text{ "NECESITA ELEMENTOS DE BORDE"}$$

El muro necesita elementos de borde, los cuales serán las columnas que han sido colocadas en los extremos de cada muro. El detallado de estos elementos es el mismo que de las columnas cuadradas 60x60.

Ilustración 67

Detalle de Muro P10.



Nota: Ningún muro P10 tiene aberturas. Fuente (AutoCAD, 2018)

4.17.3 Muro del Ascensor

Se verifica si el elemento cumple en esbeltez, para eso se necesitan los siguientes datos:

$$\text{Longitud del muro } (lw) = 200 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor del muro } (bw) = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Altura del muro } (hw) = \text{Altura de entrepiso } (hs) * \# \text{ pisos} = 300 \text{ cm} *$$

$$12 = 3600 \text{ cm}$$

Verificación de esbeltez:

$$\frac{lw}{bw} = \frac{200}{15} = 13.33 > 6 \text{ "CUMPLE"}$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{3600}{200} = 18 \geq 2 \text{ "CUMPLE"}$$

Para el detallamiento de muros se extraen del software Etabs las cargas que actúan sobre ellos. A continuación, se presenta la tabla de cargas y momentos de un muro lateral.

Tabla 55

Tabla de cargas y momentos para el muro P5 del piso 1.

Output Case	Location	P	V2	V3	M2	M3
		kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm
Live	Top	-47556.53	0	209.9	-91562.08	0
Live	Bottom	-47556.53	0	209.9	-28591.74	0
Carga Muerta	Top	-260455.0	0	1055.09	-431252.94	0
Total Carga Muerta	Bottom	-266935.0	0	1055.09	-114725.77	0
1.2D+1.6L	Top	-388636.4	0	1601.95	-664002.85	0
1.2D+1.6L	Bottom	-396412.4	0	1601.95	-183417.71	0
1.4D	Top	-364637.0	0	1477.13	-603754.11	0
1.4D	Bottom	-373709.0	0	1477.13	-160616.08	0
1.2D+L+Dx	Top	-360102.5	19014.09	1476.02	-609064.6	14817070.4
1.2D+L+Dx	Bottom	-367878.5	19014.09	1476.02	-166261.58	20309382.8
1.2D+L+Dx	Top	-360102.5	-19014.09	1476	-609066.61	-14817070
1.2D+L+Dx	Bottom	-367878.5	-19014.09	1476	-166263.76	-20309382
1.2D+L+Dy	Bottom	-315330.6	0.0009574	26884.58	16171377.4	0.15
1.2D+L+Dy	Top	-412650.4	-0.0009574	-23932.56	-9587047.7	-0.15
1.2D+L+Dy	Bottom	-420426.4	-0.0009574	-23932.56	-16503902	-0.15
0.9D+Dx	Top	-234409.5	19014.09	949.59	-388126.64	14817070.4
0.9D+Dx	Bottom	-240241.5	19014.09	949.59	-103252.1	20309382.8
0.9D+Dx	Top	-234409.5	-19014.09	949.57	-388128.65	-14817070
0.9D+Dx	Bottom	-240241.5	-19014.09	949.57	-103254.29	-20309382
0.9D+Dy	Top	-181861.6	5704.23	26358.15	8589854.76	4445121.25
0.9D+Dy	Bottom	-187693.6	5704.23	26358.15	16234387.2	6092814.97
0.9D+Dy	Top	-286957.3	-5704.23	-24458.99	-9366110.0	-4445121.2
0.9D+Dy	Bottom	-292789.3	-5704.23	-24458.99	-16440893	-6092814.9
0.9D-Dx	Top	-234409.5	19014.09	949.59	-388126.64	14817070.4

Output Case	Location	P	V2	V3	M2	M3
		kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm
0.9D-Dx	Bottom	-240241.5	19014.09	949.59	-103252.1	20309382.8
0.9D-Dx	Top	-234409.5	-19014.09	949.57	-388128.65	-14817070
0.9D-Dx	Bottom	-240241.5	-19014.09	949.57	-103254.29	-20309382.8
0.9D-Dy	Top	-181861.6	0.0009574	26358.15	8589854.46	0.15
0.9D-Dy	Bottom	-187693.6	0.0009574	26358.15	16234386.9	0.15
0.9D-Dy	Top	-286957.3	-0.0009574	-24458.99	-9366109.7	-0.15
0.9D-Dy	Bottom	-292789.3	-0.0009574	-24458.99	-16440893	-0.15
1.2D+L-Dx	Top	-360102.5	19014.09	1476.02	-609064.6	14817070.4
1.2D+L-Dx	Bottom	-367878.5	19014.09	1476.02	-166261.58	20309382.8
1.2D+L-Dx	Top	-360102.5	-19014.09	1476	-609066.61	-14817070
1.2D+L-Dx	Bottom	-367878.5	-19014.09	1476	-166263.76	-20309382
1.2D+L-Dy	Top	-307554.6	0.0009574	26884.58	8368916.5	0.15
1.2D+L-Dy	Bottom	-315330.6	0.0009574	26884.58	16171377.4	0.15
1.2D+L-Dy	Top	-412650.4	-0.0009574	-23932.56	-9587047.71	-0.15
1.2D+L-Dy	Bottom	-420426.4	-0.0009574	-23932.56	-16503902.7	-0.15
1.2D+L	Top	-360102.5	0	1476.01	-609065.61	0
1.2D+L	Bottom	-367878.5	0	1476.01	-166262.67	0
0.9D	Top	-234409.5	0	949.58	-388127.65	0
0.9D	Bottom	-240241.5	0	949.58	-103253.2	0

Fuente: (Etabs,2018)

El muro consta de los siguientes datos y se escogen de la tabla anterior las mayores cargas que debe soportar.

$$Pu = 420426.430 \text{ Kg}$$

$$Vu = 26884.580 \text{ Kg}$$

$$Mu = 20309383 \text{ Kg.cm}$$

$$Acv = bw * lw = 15 * 200 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$d = lw * 0.8 = 200 * 0.8 = 160 \text{ cm}$$

4.17.3.1 Diseño Por Corte

El código americano menciona que el muro debe tener dos capas de refuerzo cuando cumple la condición dada por la ecuación Ec. 36.

$$Vu > 0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c} \text{ o } \frac{hw}{lw} \geq 2$$

$$26884.580 \text{ Kg} > 0.53 * 3000 * 1 * \sqrt{280} \text{ o } \frac{3600}{200} \geq 2$$

$$26884.580 \text{ Kg} > 26605.789 \text{ Kg} \text{ o } 18 \geq 2 \text{ “CUMPLE”}$$

El muro necesita dos capas de refuerzo en el alma.

g) Resistencia teórica al corte

La resistencia teórica al corte debe ser calculada mediante la siguiente ecuación

$Vn = A_{cv} (a_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y)$ donde se toma como valor de $a_c = 0.53$, debido a que $\frac{hw}{lw}$ es mayor a 2. En este caso por las cargas que experimenta el muro se trabajará con una cuantía de 0.0025.

$$Vn = 3000 (0.53 * 1 * \sqrt{280} + (0.0025 * 4200)) = 58105.789 \text{ Kg}$$

Esta resistencia debe ser menor a $2.12 A_{cv} \sqrt{f'c}$ para el caso de varios muros que comparten carga.

$$2.12 A_{cv} \sqrt{f'c} = 2.12 * 3000 * \sqrt{280} = 106423.155 \text{ Kg}$$

$$58105.789 \text{ Kg} \leq 106423.155 \text{ Kg} \text{ “CUMPLE”}$$

El cortante último calculado por el programa Etabs debe ser menor al cortante teórico multiplicado por el factor de reducción ϕ con el valor de 0.75 para efectos de cortante, como es el caso.

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$0.75 * 58105.789 \text{ Kg} \geq 26884.580 \text{ Kg}$$

$$43579.342 \text{ Kg} \geq 26884.580 \text{ Kg} \text{ “CUMPLE”}$$

h) Corte que toma el concreto

Para calcular la resistencia del concreto se debe escoger el valor menor de las siguientes tres ecuaciones mostradas a continuación:

$$7) Vc = 0.53 \left(1 + \frac{Pu}{35 Ag} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w = 0.53 \left(1 + \frac{420426.4300}{35 * 15000} \right) 1 * \sqrt{280} * 15 * 160 = 106509.597 \text{ Kg}$$

$$8) Vc = 0.88 \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w + \frac{Pu d_w}{4 L_w} = 0.88 * 1 * \sqrt{280} * 15 * 160 + \frac{420426.430 * 160}{4 * 200} = 119425.806 \text{ Kg}$$

$$9) Vc = \left[0.16 \lambda \sqrt{f'c} + \frac{l_w (0.33 \sqrt{f'c} + 0.2 \frac{Pu}{b_w l_w})}{\left(\frac{Mu}{Vu} - 0.5 l_w \right)} \right] b_w l_w = \left[0.16 * 1 * \sqrt{280} + \frac{200 \left(0.33 \sqrt{280} + 0.2 \frac{420426.4300}{15 * 200} \right)}{\left(\frac{20309383}{26884.580} - 0.5 * 200 \right)} \right] 15 * 200 = 38745.012 \text{ Kg "CUMPLE"}$$

El cortante Vc menor escogido debe ser menor a $0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w$

$$0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d_w = 0.53 * 1 * \sqrt{280} * 15 * 160 = 21284.631 \text{ Kg}$$

$$38745.012 \text{ Kg} \leq 21284.631 \text{ Kg "NO CUMPLE"}$$

Como el cortante del concreto no es menor al límite, por lo que se escoge el límite con el valor 21284.631 Kg.

c) Corte que toma el refuerzo

El cortante del acero se calcula mediante la ecuación

$$Vs = Vn - Vc$$

$$Vs = 58105.789 - 21284.631 = 36821.158 \text{ Kg}$$

Este cortante debe cumplir:

$$Vs \geq \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

$$36821.158 \text{ Kg} \geq \frac{58105.789}{0.75} - 21284.631$$

$$36821.158 \text{ Kg} \geq 14561.476 \text{ Kg} \text{ “CUMPLE”}$$

4.17.3.2 Refuerzo Horizontal Requerido

Para este muro se escogerán varillas de 12 mm que multiplicado por dos capas da la siguiente área de acero:

$$A_{sh} = 2 * 0.79 = 12.26 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de las barras longitudinales

$$s = \frac{A_{sh} f_{yt} d_w}{V_s} = \frac{2.26 * 4200 * 160}{36821.158} = 41.25 \text{ cm} \approx 42 \text{ cm}$$

Debe ser menor que:

$$s = \frac{l_w}{5} = \frac{200}{5} = 40 \text{ cm} \text{ “NO CUMPLE”}$$

$$s = 3b_w = 3 * 21 = 45 \text{ cm} \text{ “CUMPLE”}$$

$$s \text{ máx} = 45 \text{ cm} \text{ “CUMPLE”}$$

El espaciamiento escogido es $s = 40 \text{ cm}$

Cuantía provista:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s} = \frac{2.26}{15 * 30} = 0.00335 \geq 0.0025 \text{ “CUMPLE”}$$

- En el refuerzo horizontal se usan 2 varillas de 10 mm @ 30 cm.

4.17.3.3 Refuerzo Vertical Requerido

Calculada la cuantía mediante la ecuación Ec. 35

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025) = 0.0025 + 0.5(2.5 -$$

$$18)(0.00335 - 0.0025) = -0.00407 \geq 0.0025 \text{ “NO CUMPLE”}$$

Como no cumple la cuantía calculada con respecto a la requerida, se usa la cuantía de 0.0025, utilizando las mismas varillas del refuerzo horizontal, teniendo un detallado de refuerzo longitudinal teniendo el siguiente espaciamiento:

$$s = \frac{Ash}{bw\rho_t} = \frac{2.26}{15*0.0025} = 60.27 \text{ cm "NO CUMPLE"}$$

- En el refuerzo vertical se usan 2 varillas de 10 mm @ 45 cm.

4.17.3.4 Diseño Por Flexión

En el diseño por flexión se determina si el muro necesita elementos de borde mediante la ecuación Ec. 48.

$c = 44.444 \text{ cm}$, extraído del programa Etabs.

$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.005$, el mínimo que considera el código ACI.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{15*200^3}{12} = 10000000 \text{ cm}^4$$

Por esfuerzos

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$$

$$133.333 \geq \frac{200}{600(1.5*0.005)}$$

$44.444 \text{ cm} \geq 44.444 \text{ cm}$ "NO NECESITA ELEMENTOS DE BORDE"

Por deformación

$$\frac{P}{A} + \frac{l_w * M}{I} > 0.2 f'c$$

$$\frac{420426.4300}{3000} + \frac{\frac{200}{2} * 20309383}{10000000} > 0.2 * 280$$

$$343 \frac{Kg}{cm^2} > 56 \frac{Kg}{cm^2} \text{ "NECESITA ELEMENTOS DE BORDE"}$$

Longitud de Elemento de Borde

$$c - 0.1l_w = 44.444 - (0.1 * 200) = 24.444 \text{ "CONTROLA"}$$

$$c/2 = 44.444/2 = 22.222$$

Se escoge como longitud de borde 25 cm

Se propone 6 varillas de 12 mm a cada 12.5 cm en el eje x.

Para el acero transversal se evalúa de la siguiente manera:

$$r = 3 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{db1} = 21.4 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{sh2} = 1.2 \text{ cm}$$

Longitud de la zona de confinamiento l_o

$$l_o = hc_1 = 15 \text{ cm}$$

$$l_o = hc_2 = 25 \text{ cm}$$

$$l_o = \frac{lc}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ cm} \text{ “CONTROLA”}$$

$$l_o = 45 \text{ cm}$$

Espaciamiento entre estribos en zona de confinamiento l_o

$$S_1 = \frac{hc_1}{4} = \frac{25}{4} = 6.25 \text{ cm} \text{ “CONTROLA”}$$

$$S_1 = 6_{db} = 6 * 1.2 = 7.2 \text{ cm}$$

$$S_1 = S_o = 10 + \frac{35-h_x}{3} = 10 + \frac{35-9}{3} = 19 \text{ cm}$$

Se escoge como espaciamento de estribos de $S_1 = 6 \text{ cm}$.

Espaciamiento entre estribos fuera de la zona de confinamiento l_o

$$S_2 = 6_{db} = 6 * 1.2 = 7.2 \text{ cm} \text{ “CONTROLA”}$$

$$S_2 = 15 \text{ cm}$$

Se escoge como espaciamento de estribos de $S_2 = 7 \text{ cm}$.

Diseño por confinamiento en columnas rectangulares

$$A_{ch} = 19 * 9 = 171 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 25 * 15 = 375 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s*bc} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} = 0.3 \left(\frac{375}{171} - 1 \right) \frac{280}{4200} = 0.0239 \text{ "CONTROLA"}$$

$$\frac{A_{sh}}{s*bc} = 0.09 \frac{f'_c}{F_y} = 0.09 * \frac{280}{4200} = 0.006$$

$$A_{sh1 \text{ requerido}} = A_{sh} * bc * s = 0.0239 * 9 * 6 = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2 \text{ requerido}} = A_{sh} * bc * s = 0.0239 * 19 * 6 = 2.72 \text{ cm}^2$$

Se utilizan 1 estribo de 12 mm y 1 vincha de 12 mm cada 6 cm dentro de la zona Lo y fuera de esta zona cada 7 cm, en el eje de la base.

Se utilizan 1 estribo de 12 mm cada 6 cm dentro de la zona Lo y fuera de esta zona cada 7 cm, en el eje de la altura.

$$A_{sh1 \text{ provisto}} = \text{ramas} * \text{área} = 2 * 113 = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.29 \text{ cm}^2$$

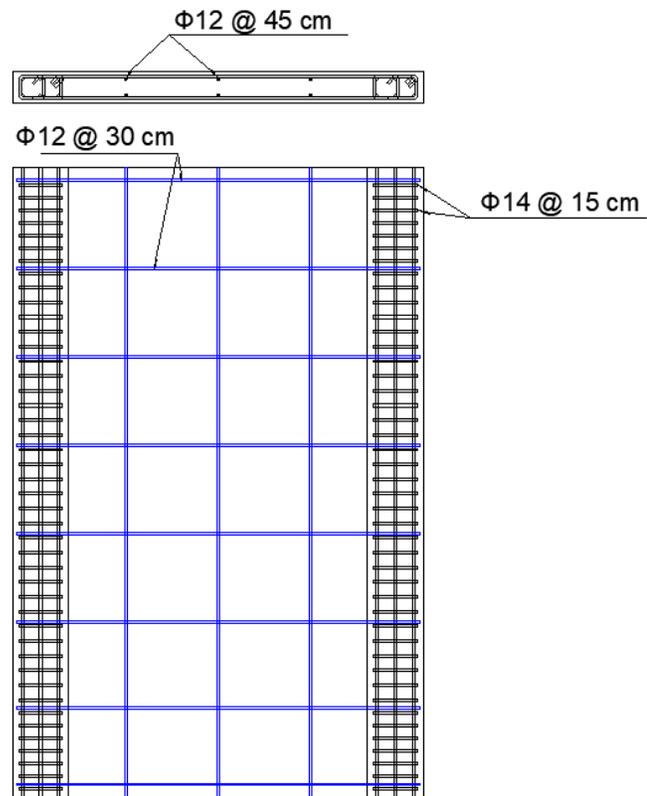
“CUMPLE”

$$A_{sh2 \text{ provisto}} = \text{ramas} * \text{área} = 3 * 1.13 = 3.39 \text{ cm}^2 > 2.72 \text{ cm}^2$$

“CUMPLE”

Ilustración 68

Detalle del muro del P5.

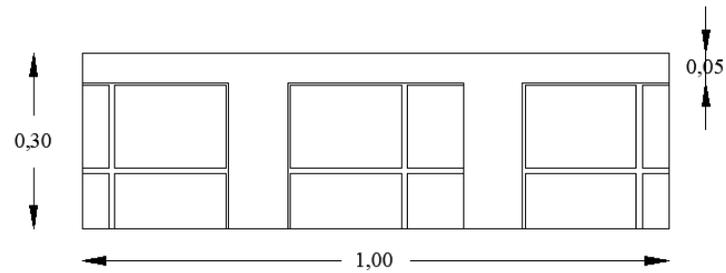


Nota: Ninguno muro P4 tiene aberturas. Fuente (AutoCAD, 2018)

4.18 Diseño de Losa

Diseño de losa

Para el diseño se evaluará 1m^2 de la losa aligerada en una dirección en la que consta con las siguientes dimensiones:

Ilustración 69*Dimensiones de losa aligerada.**Fuente:* Panchana Luis-Reyes Bryan

Se requiere la carga mayorada donde interviene tanto la carga viva como la carga muerta y se calculan de la siguiente manera:

$$W = 1.2W_D + 1.6W_L$$

Donde:

$$W_L = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$W_D = 665 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando se obtiene:

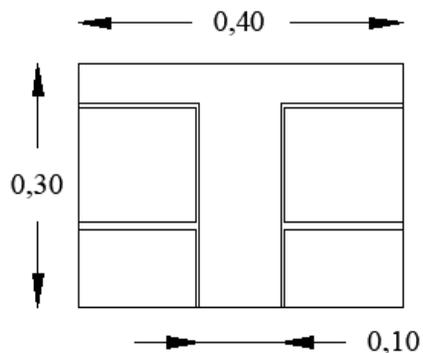
$$W = 1.2(665) + 1.6(200)$$

$$W = 1118 \text{ kg/m}^2$$

Se calcula la carga distribuida que esta sobre la losa en un ancho de 40cm.

Ilustración 70

Sección de 40 cm de la Losa.



Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

$$WU_{vigüeta} = WU * b$$

$$WU_{vigüeta} = 1118 \frac{kg}{m^2} * 0.4m = 447.4kg/m$$

Los momentos últimos que actúan en la parte superior e inferior de la losa se calculan con las siguientes formulas:

$$M_u^+ = \frac{W * l_n^2}{9}$$

$$M_u^- = \frac{W * l_n^2}{14}$$

Reemplazando:

$$M_u^+ = \frac{(0.447ton/m) (6m)^2}{9} = 1.789 ton * m$$

$$M_u^- = \frac{(0.447ton/m) (6m)^2}{14} = 1.15 ton * m$$

Con la ecuación que se muestra a continuación se procede a calcular el área de refuerzo longitudinal en el nervio:

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

Sutituyendo:

$$As^+ = \frac{178900}{(0.9)(4200)\left(27 - \frac{5.4}{2}\right)} = 1.95 \text{ cm}^2$$

1Ø16

$$As^- = \frac{115000}{(0.9)(4200)\left(27 - \frac{5.4}{2}\right)} = 1.25 \text{ cm}^2$$

1Ø 12

En el cálculo del acero para contracción y temperatura se utilizará la siguiente formula:

$$As_{min} = 0.0018bT$$

$$As_{min} = (0.0018)(10)(5) = 0.9 \text{ cm}^2$$

Considerando Ø6mm:

$$\#Barras = \frac{As_{min}}{As_b} = \frac{0.9 \text{ cm}^2}{0.32 \text{ cm}^2} = 3\text{Ø}6$$

Para el espaciamiento de las barras se usarán 2 ecuaciones de las cuales se escogerá

la menor:

$$S_{\phi} = \frac{b}{\#Barras} = \frac{100 \text{ cm}}{3} = 33 \text{ cm}$$

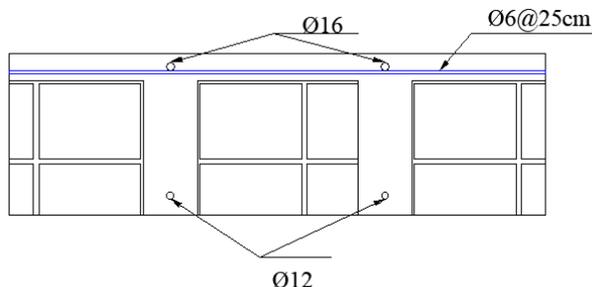
$$S_{max} = S * T = (5)(5) = 25 \text{ cm}$$

Se utilizará varillas de 6mm cada 25cm:

Ø6@25cm

Ilustración 71

Detalle de la losa aligerada con bloques de alivianamiento.



Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

4.19 Presupuesto

Luego del análisis y diseño de los elementos estructurales de la edificación, se evaluará el valor económico de la misma, que es de importancia ya que determina la viabilidad del proyecto. El método utilizado es el análisis del precio unitario, estimando los costos de las actividades que forman parte de la construcción de nuestro sistema estructural.

4.19.1 Análisis de Precio Unitario

Para calcular el precio total de la estructura es necesario determinar el costo de los elementos que componen al edificio. El descomponer el precio en componentes como equipo y herramienta, materiales, mano de obra, costos indirectos y utilidad, es lo que se llama análisis de precio unitario. Se calcula las cantidades y precios de la estructura utilizando el detalle de cada uno de los elementos, a cada uno de estos costos se lo conoce con el nombre de rubro. El descomponer el precio en componentes como equipo, herramienta, materiales, mano de obra, costos indirectos y utilidad, es lo que se llama análisis de precio unitario. Este método refleja la incidencia de producción de unidad de medida de una partida.

4.19.1.1 Equipo y Maquinaria

Estos costos son los de alquiler que se generan por la utilización de maquinaria pesada o herramientas manuales, también incluye el desgaste que presentan debido a la disminución de su vida útil, reparaciones y su mantenimiento.

4.19.1.2 Materiales

Incluye a todos los costos implicados con respecto a la materia prima, para la construcción de los elementos estructurales. Por ejemplo, los materiales más comunes, son el cemento, el árido grueso y fino, varillas de acero corrugado, aditivos y madera. Estos materiales se seleccionarán tomando en cuenta la disponibilidad del mercado y por supuesto de una evaluación de los mejores proveedores.

4.19.1.3 Mano De Obra

Representa los costos producidos por la contratación de elemento humano para realizar el trabajo manual para la construcción de la estructura, como tareas de elaboración, preparación y ubicación de los elementos. Estos costos están expresados en horas-hombre y se rigen conforme a los componentes salariales especificados en la ley, para mecánicos, operadores y trabajadores necesarios para la obra.

4.19.1.4 Costos Indirectos

Los costos indirectos engloban los costos que se generan por cualquier tipo de inconveniente en la construcción, incluyendo lo relacionado a la administración, utilidades, impuestos y financiamiento. Esta incidencia se puede tomar un porcentaje entre el 15 y 25% de los costos directos, pero esto dependerá de la organización y capacidad que tiene la constructora.

4.19.2 Estimación De Costos de la Estructura Con Muros De Corte

El presupuesto del edificio es básicamente solo estructural conformado por columnas, muros, vigas y losa. Por esto los rubros que se van a considerar para el sistema estructural de muros de corte, son los siguientes:

- Hormigón $f'c=280\text{Kg/cm}^2$ de columna.
- Hormigón $f'c=280\text{Kg/cm}^2$ de viga.
- Hormigón $f'c=280\text{Kg/cm}^2$ de muro.
- Hormigón $f'c=280\text{Kg/cm}^2$ de losa.
- Alivianamiento de losa con bloques de 20x15x40 cm.
- Acero de refuerzo $f_y=4200\text{ Kg/cm}^2$.

En base a estos rubros, se determina el costo estructural total del edificio, detallándolo en la siguiente tabla:

Tabla 56*Presupuesto de la estructura con muros de corte*

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO USD	PRECIO TOTAL USD
1	Hormigón de Columnas f'c= 280kg/cm2. Incluye encofrado.	M3	758.16	248.83	188,652.95
2	Hormigón de Vigas f'c= 280kg/cm2. Incluye encofrado	M3	616.68	253.33	156,223.54
3	Hormigón de Muro f'c= 280 kg/cm2 (600x25). Incluye encofrado	ML	390.00	156.25	60,937.50
4	Hormigón de Muro f'c= 280 kg/cm2 (200x15). Incluye encofrado	ML	108.00	112.50	12,150.00
5	Hormigón de Losa e=30 cm. f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado	M2	10,920.96	35.03	382,561.23
6	Acero de Refuerzo fy=4200 kg/cm2 (inc. alambre # 18)	KG	326,836.25	1.89	617,720.51
7	Alivianamiento de losa, bloques de 20x15x40 cm	UNIDAD	188,700.00	0.78	147,186.00
				Total	1,565,431.73

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

CAPÍTULO V

Conclusiones y Recomendaciones

4.20 Conclusiones

- ✓ El análisis de la estructura con sistemas de muros de corte, fue planteada, ejecutada y diseñada con la ayuda del software Etabs 2018 en base a los requisitos del código ACI 318-14 y la norma ecuatoriana de construcción NEC-15, que nos dieron la guía certificada para implementar este sistema de construcción en una edificación irregular de 12 pisos de altura.
- ✓ En la ubicación de los muros de corte luego de varias pruebas se comprobó que mientras más alejado del centro de masa de la estructura se efectúe la colocación de estos, se recompensa la pérdida de rigidez ocasionada por la estructura al ser una edificación de planta irregular. Obtener una distribución uniforme de área de muros en los dos sentidos X y Y evita que se obtenga problemas de estabilización y se comprobó que entre mayor sean las dimensiones del muro, va atraer más cargas y momentos que actuarán sobre el mismo.
- ✓ El diseño de los elementos estructurales como columnas, vigas y muros de corte se basaron en los requisitos sismo resistentes del código ACI 318-14, este proceso hizo que en las primeras pruebas de análisis se comprobara que en los bordes de los muros se necesitaba dimensiones más grande en las columnas, en especial a lo largo del muro, para contrarrestar la fuerza sísmica y cortante que este elemento estructural absorbe y le distribuye, por lo que se optó por diseñar columnas rectangulares eficaces para

funcionar como elementos de bordes. Al final se desarrolló una estructura de planta irregular con sistemas de muros, con dimensiones y especificaciones técnicas que contribuyen a que el edificio tenga un comportamiento óptimo ante eventos sísmicos.

- ✓ Al analizar la estructura con muros de corte y la que se le quitan los muros de corte, se observa claramente que al quitar estos muros la edificación no cumple los requisitos de derivas máximas ya que pierde la mayor parte de resistencia lateral, por lo que se denota su vulnerabilidad a fallar por desplazamientos mayores a los permitidos.
- ✓ La construcción de estructuras con muros de corte en especial a las de gran tamaño que son sometidas a elevadas fuerzas externas horizontales como las que genera un sismo, presentan una reducción importante en las deformaciones laterales, debido a que estos muros absorben la mayor cantidad de cargas sísmicas, logrando que la edificación cumpla por derivas máximas, torsión excesiva y efectos p-delta.
- ✓ Comparando el modelo realizado con la estructura sin muros de corte a la que se le aumentó la sección transversal de las columnas, obtenemos la siguiente tabla:

Tabla 57

Comparación entre estructura con muros de corte y sin muros de corte con secciones de columnas sobredimensionadas

Parámetros	Estructura con Muros de Corte	Estructura sin muros y con columnas sobredimensionadas.
Peso	12147.984 Tonf.	12473.28 Tonf.
Volumen de Hormigón	5061.66 m ³	5197.2 m ³
Periodo	0.855 seg	2.16 seg.
Derivas	< 2%	>2%

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Esto demuestra que el método de construcción con muros de corte evita que se sobredimensione los elementos estructurales como columnas para intentar cumplir por derivas, convirtiendo este sistema estructural como el más conveniente debido a que se optimiza más espacio y se logra un mejor desempeño global estructural con un menor requerimiento de material de construcción como es el hormigón.

4.21 Recomendaciones

- ✓ Se necesita realizar más investigaciones de este sistema estructural con edificaciones que tiene diferentes factores arquitectónicos, que ayuden a tener una mejor perspectiva a los estudiantes y profesionales sobre lo que implica modelar, diseñar y construir con estos elementos estructurales, y así fomentar las ventajas sísmicas incomparables que ofrece para la industria de la construcción.

- ✓ El tanteo en la búsqueda de colocar estratégicamente los muros, es un proceso fundamental para determinar la ubicación más óptima, logrando diseñarla lo más económicamente posible y con un buen comportamiento global de la estructura.
- ✓ Al predimensionar y dimensionar los muros, se debe tomar en cuenta las dimensiones del mismo, puesto que al aumentarlas o disminuirlas, provocan consecuencias como atraer o distribuir mayores esfuerzos a otros elementos estructurales, haciendo que estos últimos necesiten mucho más acero de refuerzo de lo que el diseño sismo resistente recomienda.
- ✓ Es importante primero modelar la estructura sin muros de corte y luego introducir estos elementos, para poder reducir en lo más posible las dimensiones de los demás elementos estructurales, considerando la correcta colocación y distribución uniforme de masa de muros en toda la edificación, así como se obtuvo en las conclusiones de esta investigación.

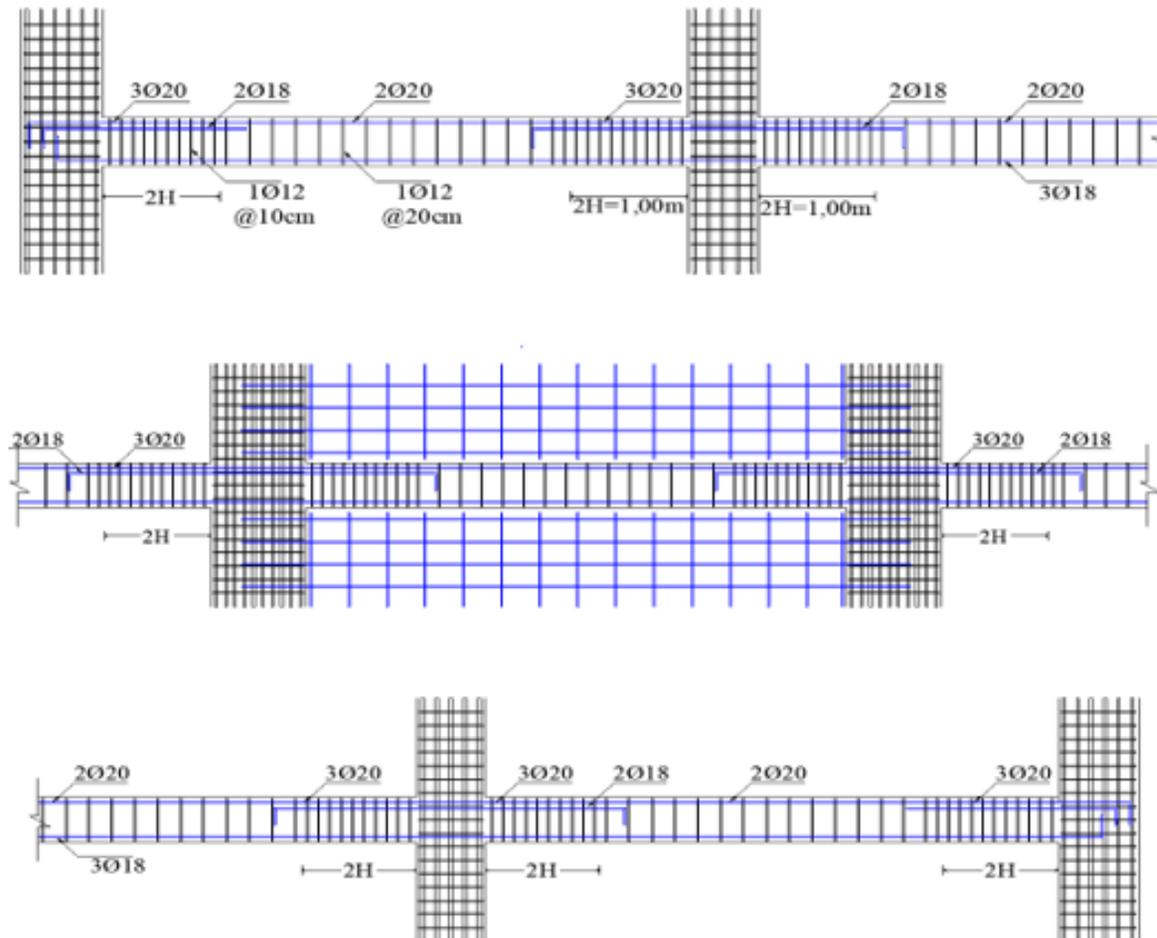
REFERENCIAS

- ACI 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14) y comentario (ACI 318SR-14)*. American Concrete Institute.
- Aguiar, R., & Mieles, Y. (2018). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016. *21(3)*.
- Aguiar, R. J. M. S. i. E. E., editor AH Barbat. (2019). Daño sísmico global en edificios con muros de cortante.
- Alcalá, J. J. M. T. d. I. U. N. A. d. M. (2014). Evaluación Estructural de un edificio de concreto-acero, de 23 niveles, con columnas de concreto reforzado de acción-compuesta, diseñado y construido entre los años 1989-1994, en el Paseo de la Reforma de la ciudad de México.
- Alcocer, S. J. M. C. N. d. P. d. D. (1995). Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado: Muros estructurales.
- Arteaga Mora, P. A. (2017). Estudio de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y evaluación del índice de daño de una edificación perteneciente al patrimonio central edificado en la ciudad de Cuenca-Ecuador.
- Ayoví Solís, J. K. (2019). *Análisis de las vulnerabilidades y capacidades psicosociales, económicas y de salud de los moradores afectados por eventos peligrosos de la parroquia Tonsupa del Cantón Atacames*. Ecuador-PUCESE-Escuela de Enfermería,
- Barragán, A., & Cevallos, J. (2016). *Análisis Comparativo Entre un Edificio Con Pórticos Resistentes a Momentos Con la Inclusión de Amortiguadores de Masa Sintonizada y un Edificio Con Sistema Dual de Muros de Corte*. Espol,
- Bondarenko, S., & García, I. (2012). Manual de cálculo y diseño de muros estructurales de concreto armado.
- Cáceres Quezada, M. I. (2019). Comparación de los resultados experimentales de muros de hormigón armado con doble malla preparada y electrosoldada.
- Caicedo, M. D. J. R. A. e. I. (2014). Períodos de vibración de las edificaciones. *8(2)*, 1.
- Caiza, P., & Viera, P. (2019). *Diseño de columnas, Muros estructurales y Diafragmas en hormigón armado* (L. X. Chinga Ed. Primera Edición ed.). Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Carvalho, A., & Víctor, A. (1989). Antecedentes Básicos sobre el comportamiento estructural de diafragmas verticales solicitados por cargas horizontales inducidas en su Plano.
- Cassano, A. M. (2009). *Análisis de estructuras bajo acciones dinámicas*: Editorial Universitaria de la Universidad Tecnológica Nacional.
- Castañeda, A., & Mieles, Y. (2017). Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, entrepisos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016. *32(3)*, 157-172.
- Cedeño Avellaneda, J. O. (2016). *Análisis y Diseño Estructural De Muros De Corte En Una Edificación De 7 Niveles Modelado En El Programa De ETABS Bajo Las Disposiciones De la NEC-15 y ACI-14*. Universidad de Guayaquil: Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas ...,
- Chávez Rubio, L. E. (2015). *El comportamiento sísmico y su incidencia en la estabilidad de un edificio tipo, de configuración estructural irregular rigidizado con muros de corte o con cruces de San Andrés y no rigidizado*.
- Corral Muñoz, N. A. (2018). *Efectos económicos provocados por el terremoto al turismo en Manta provincia de Manabí-Ecuador años 2016-2017*. Universidad de Guayaquil. Facultad de Ciencias Económicas,

- Cueva, R., & González, D. (2013). *Diseño por desempeño de edificaciones en hormigón armado con muros de corte mediante los códigos FEMA, utilizando el programa ETABS*. Quito: ESPE, 2013,
- Dávila, J. T. M. (2005). *Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales*. UNIVERSIDAD DE LOS ANDES,
- Estay Díaz, C. G. (2008). Características de muros de hormigón armado diseñados en Chile.
- García García, A. P., & Chóez Franco, J. F. (2019). *Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de hormigón armado, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; ACI 318-14 del Instituto Estadounidense del hormigón armado*. La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2019.,
- González Cuevas, O. M., & Robles Fernández Villegas, F. (2002). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*: Limusa-Noriega.
- Henrique, A., & Salomon, E. (1984). *Manual para el Proyecto de Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones* (F. E. d. C. d. I. d. Venezuela Ed.). Caracas.
- Lázaro Luna, L. L. (2015). *Ensayo a escala de edificio de dos alturas sometido a desplazamientos horizontales*. Universitat Politècnica de Catalunya,
- León Alvarado, D. (2019). Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal-tirante.
- López López, O. R. (2016). *Diseño De Un Sistema Estructural Con Muros De Cortante Para Un Edificio De Cinco Pisos*. Universidad de Guayaquil: Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas. Carrera de Ingeniería Civil.,
- López Olvera, M. J. M. s. (2005). Diseño de muros de cortante en edificios altos.
- Maldonado Mora, D., & Durán Fernández, J. (2013). *Metodologías para la evaluación y reforzamiento estructural de edificios de hormigón armado mediante muros de corte y fibras de carbono*. QUITO/PUCE/2013,
- Marulanda Fraume, M. C. (2013). Modelación probabilista de pérdidas económicas por sismo para la estimación de la vulnerabilidad fiscal del Estado y la gestión financiera del riesgo soberano.
- McCormac, J., & Brown, R. (2018). *Diseño de Concreto Reforzado* (Alfaomega Ed. Décima Edición ed.). Colombia.
- Medina, C., & Placencia, P. J. R. P. (2017). Reducción de la Vulnerabilidad en Estructuras Esenciales de Hormigón Armado: Hospitales, Situadas en Zonas de Alto Peligro Sísmico en el Ecuador. *40(1)*, 35-44.
- MIDUVI. (2015). *NEC-SE-DS Peligro Sísmico, Diseño Sismoresistente*. Ecuador.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., & Lubke, C. D. J. N. S. D. T. B. (2016). Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames.
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado* (F. E. ICG Ed. Tercera Edición ed.).
- Ordóñez Fernández, J. L. (2015). *Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte*. Quito, 2015.,
- Ospina Larrea, P. (2011). *Análisis comparativo entre muros de corte de placas de acero no rigidizadas y muros de corte de hormigón armado para estructuras de edificios sismo-resistentes*. Quito: USFQ, 2011,
- Patiño Serrate, J. P. (2018). Análisis del comportamiento de muros de corte de hormigón armado.
- Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.

Totter, E., Torrasi, G., & Crisafulli, F. J. E. X., Jujuy, Argentina. 10p. (2017). Refuerzo sísmico de estructuras de mampostería encadenada a partir de la utilización de muros de corte con placa de acero parcialmente conectadas.

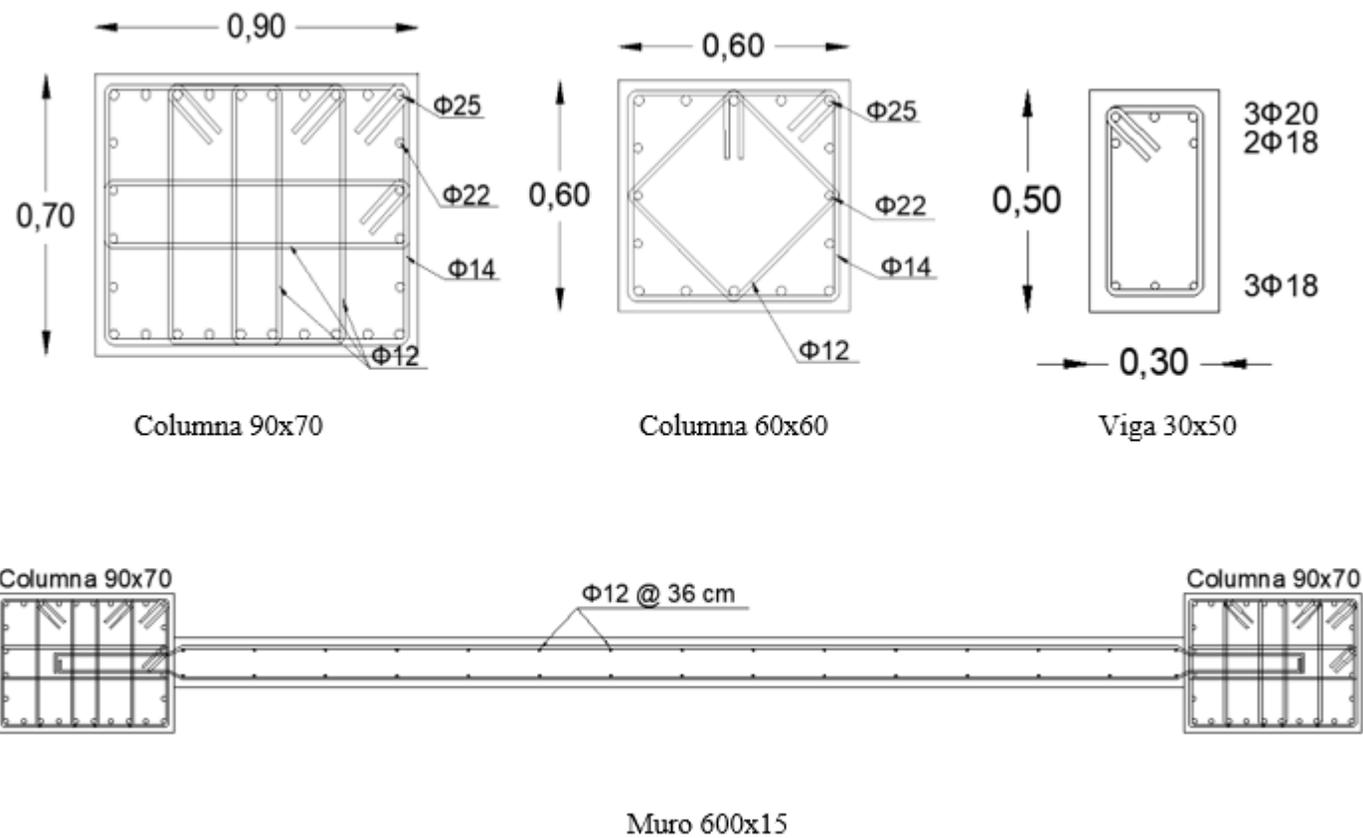
ANEXOS

Anexo 1*Detalle del Pórtico B.*

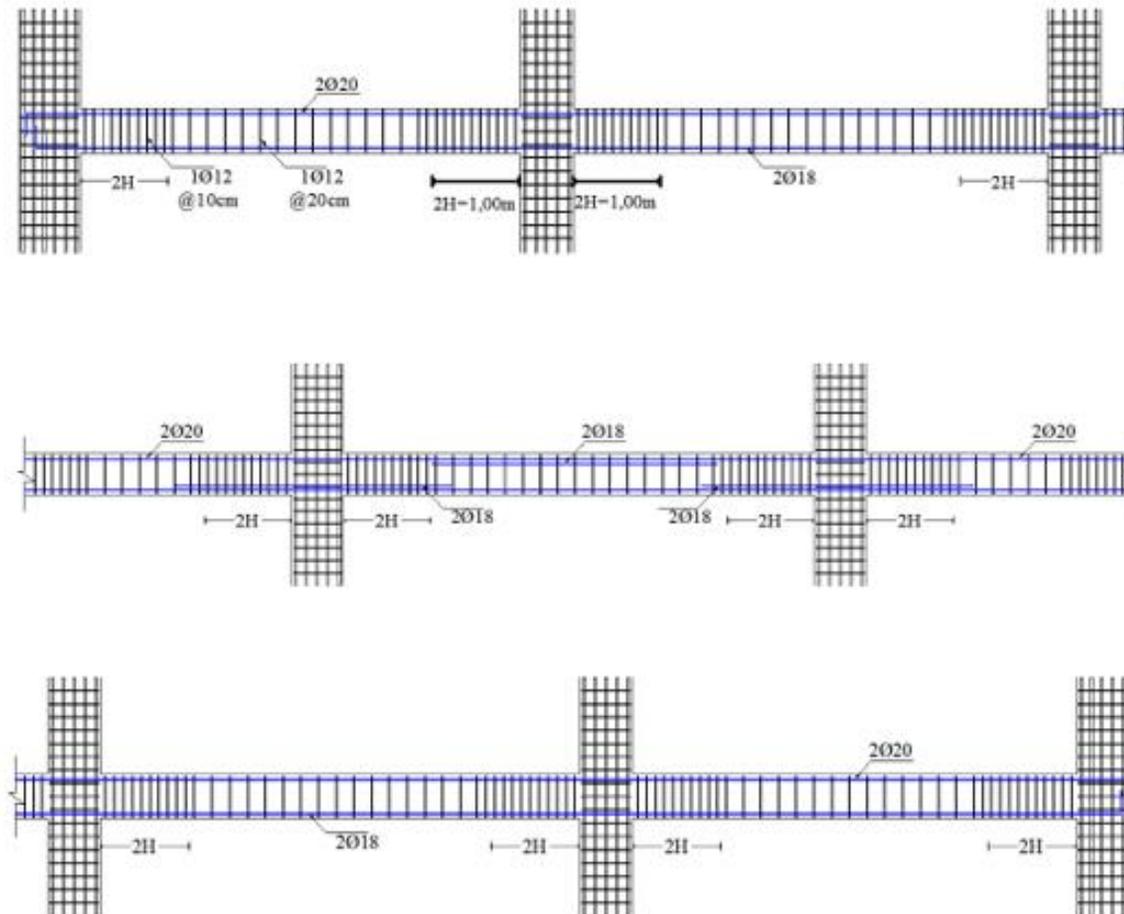
Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Anexo 2

Detalle de columnas, vigas y muros del pórtico B.



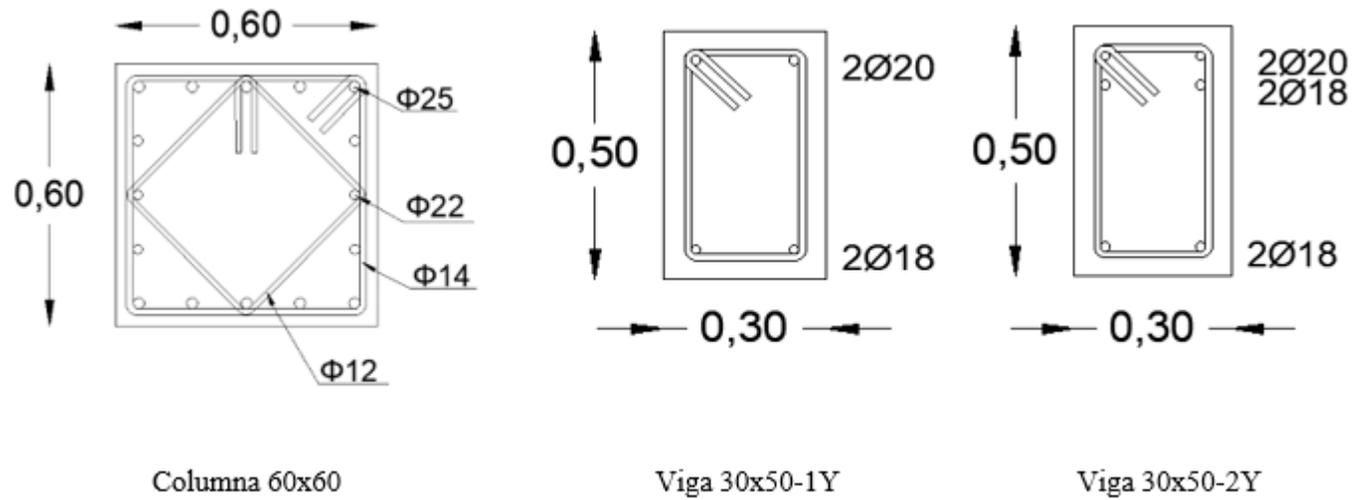
Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Anexo 3*Detalle del Pórtico 2.*

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Anexo 4

Detalle de las columnas y vigas del pórtico 2.



Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Anexo 5

APU para hormigón $f'c=280$ Kg/cm² de columnas.

NOMBRE DEL PROPONENTE: Luis Panchana-Bryan Reyes

PROYECTO: Edificio de 12 pisos con sistema de muros de corte

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1.00

UNIDAD: M3

DETALLE: Hormigón de Columnas $f'c=280$ Kg/m²

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					2.7725
Concretera de 1 Saco	1.000	3.5000	3.5000	1.6667	5.833
Vibrador de Manguera	1.000	3.5000	3.5000	1.6667	5.833
SUBTOTAL =					14.4385

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	5.000	3.6300	18.1500	1.6667	30.2500
Albañil (estr.ocp. D2)	2.000	3.6800	7.3600	1.6667	12.2667
Carpintero (estr.ocp. D2)	1.000	3.6800	3.6800	1.6667	6.1333
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	1.6667	6.8000
SUBTOTAL =					55.4500

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	400.000	0.1600	64.0000
Piedra 3/4"	m ³	0.900	22.0000	19.8000
Arena	m ³	0.600	20.0000	12.0000
Agua	m ³	0.200	1.5000	0.3000
Tablas de Encofrado semidura	u	3.858	5.0000	19.2901
Cuarton semiduras	u	2.531	3.0000	7.5926
Tira de encofrado semiduras	u	1.296	1.5000	1.9444
Clavo 2"x 8	Lb	5.000	0.8500	4.2500
SUBTOTAL =				129.1771
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				199.0656
INDIRECTOS Y UTILIDAD .. 25.00%				49.7664
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				248.8320
VALOR OFERTADO				\$ 248.83

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Anexo 6

APU para hormigón $f'c=280$ Kg/cm² de vigas.

NOMBRE DEL PROPONENTE: Luis Panchana-Bryan Reyes

PROYECTO: Edificio de 12 pisos con sistema de muros de corte

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2.00 **UNIDAD:** M3

DETALLE: Hormigón de Vigas $f'c= 280$ Kg/m²

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					2.7725
Concretera de 1 Saco	1.000	3.5000	3.5000	1.6667	5.833
Vibrador de Manguera	1.000	3.5000	3.5000	1.6667	5.833
SUBTOTAL =					14.4385

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	5.000	3.6300	18.1500	1.6667	30.2500
Albañil (estr.ocp. D2)	2.000	3.6800	7.3600	1.6667	12.2667
Carpintero (estr.ocp. D2)	1.000	3.6800	3.6800	1.6667	6.1333
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	1.6667	6.8000
SUBTOTAL =					55.4500

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	400.000	0.1600	64.0000
Piedra 3/4"	m ³	0.900	22.0000	19.8000
Arena	m ³	0.600	20.0000	12.0000
Agua	m ³	0.200	1.5000	0.3000
Tablas de Encofrado semidura	u	3.498	5.0000	17.4897
Cuarton semiduras	u	3.868	3.0000	11.6049
Tira de encofrado semiduras	u	2.222	1.5000	3.3333
Clavo 2"x 8	Lb	5.000	0.8500	4.2500
SUBTOTAL =				132.7779
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				202.6664
INDIRECTOS Y UTILIDAD .. 25.00%				50.6666
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				253.3330
VALOR OFERTADO				\$ 253.33

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Anexo 7

APU para hormigón de Muro $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$ (250x25).

NOMBRE DEL PROPONENTE: Luis Panchana-Bryan Reyes

PROYECTO: Edificio de 12 pisos con sistema de muros de corte

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 3.00

UNIDAD: ML

DETALLE: Hormigón de Muro $f'c=280 \text{ Kg/m}^2$ (250x25)

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.3327
Concretera de 1 Saco	1.000	3.5000	3.5000	0.2000	0.700
Vibrador de Manguera	1.000	3.5000	3.5000	0.2000	0.700
SUBTOTAL M =					1.7327

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	5.000	3.6300	18.1500	0.2000	3.6300
Albañil (estr.ocp. D2)	2.000	3.6800	7.3600	0.2000	1.4720
Carpintero (estr.ocp. D2)	1.000	3.6800	3.6800	0.2000	0.7360
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.2000	0.8160
SUBTOTAL N =					6.6540

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	250.000	0.1600	40.0000
Piedra 3/4"	m3	0.563	22.0000	12.3750
Arena	m3	0.375	20.0000	7.5000
Agua	m3	0.125	1.5000	0.1875
Tablas de Encofrado semidura	u	5.800	5.0000	29.0000
Cuarton semiduras	u	7.148	3.0000	21.4440
Tira de encofrado semiduras	u	4.000	1.5000	6.0000
Clavo 2"x 8	Lb	0.125	0.8500	0.1063
SUBTOTAL O =				116.6128
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				124.9995
INDIRECTOS Y UTILIDAD .. 25.00%				31.2499
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				156.2494
VALOR OFERTADO				\$ 156.25

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Anexo 8

APU para hormigón de Muro $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$ (300x15).

NOMBRE DEL PROPONENTE: Luis Panchana-Bryan Reyes

PROYECTO: Edificio de 12 pisos con sistema de muros de corte

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 4.00

UNIDAD: ML

DETALLE: Hormigón de Muro $f'c=280 \text{ Kg/m}^2$ (300x15)

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.3327
Concretera de 1 Saco	1.000	3.5000	3.5000	0.2000	0.700
Vibrador de Manguera	1.000	3.5000	3.5000	0.2000	0.700
SUBTOTAL M =					1.7327

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	5.000	3.6300	18.1500	0.2000	3.6300
Albañil (estr.ocp. D2)	2.000	3.6800	7.3600	0.2000	1.4720
Carpintero (estr.ocp. D2)	1.000	3.6800	3.6800	0.2000	0.7360
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.2000	0.8160
SUBTOTAL N =					6.6540

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	180.000	0.1600	28.8000
Piedra 3/4"	m3	0.405	22.0000	8.9100
Arena	m3	0.270	20.0000	5.4000
Agua	m3	0.090	1.5000	0.1350
Tablas de Encofrado semidura	u	2.997	5.0000	14.9850
Cuarton semiduras	u	5.560	3.0000	16.6800
Tira de encofrado semiduras	u	3.333	1.5000	5.0000
Clavo 2"x 8	Lb	2.000	0.8500	1.7000
SUBTOTAL O =				81.6100

TOTAL COSTO DIRECTOS $X=(M+N+O+P)$		89.9967
INDIRECTOS Y UTILIDAD ..	25.00%	22.4992
OTROS INDIRECTOS	%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		112.4959
VALOR OFERTADO	\$	112.50

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Anexo 9

APU para hormigón de losa e= 30 cm. $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$

NOMBRE DEL PROPONENTE: Luis Panchana-Bryan Reyes

PROYECTO: Edificio de 12 pisos con sistema de muros de corte

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5.00

UNIDAD: M2

DETALLE: Hormigón de Losa e=30 cm. $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.2208
Concretera de 1 Saco	1.000	3.5000	3.5000	0.0800	0.2800
Vibrador de Manguera	1.000	3.5000	3.5000	0.0800	0.2800
Elevador	1.000	4.0000	4.0000	0.0800	0.3200
SUBTOTAL M =					1.1010

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	8.000	3.6300	29.0400	0.0800	2.3232
Albañil (estr.ocp. D2)	4.000	3.6800	14.7200	0.0800	1.1776
Carpintero (estr.ocp. D2)	1.000	3.6800	3.6800	0.0800	0.2944
Fierrero (estr.ocp. D2)	1.000	3.6800	3.6800	0.0800	0.2944
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.0800	4.0800	0.0800	0.3264
					4.4160

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Cemento tipo I(50 Kg)	kg	75.000	0.1600	12.0000	
Piedra 3/4"	m3	0.140	22.0000	3.0800	
Arena	m3	0.090	20.0000	1.8000	
Agua	m3	0.030	1.5000	0.0450	
Clavo 2" x 8	Lb	0.010	0.8500	0.0085	
Tablas de Encofrado semidura	u	0.033	5.0000	0.1667	
Cuarton semiduras	u	0.033	3.0000	0.1000	
Alambre Recocido # 18	kg	0.040	1.5000	0.0600	
		1.050	5.0000	5.2500	
SUBTOTAL O =				22.5102	
				28.027	
			INDIRECTOS Y UTILIDAD	25.00%	7.007
			OTROS INDIRECTOS %		
			COSTO TOTAL DEL RUBRO		35.034
			VALOR OFERTADO	\$	35.03

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Anexo 10

APU para acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2 (incluido alambre #18)

NOMBRE DEL PROPONENTE: Luis Panchana-Bryan Reyes

PROYECTO: Edificio de 12 pisos con sistema de muros de corte

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6.00

UNIDAD: Kg

DETALLE: Acero de Refuerzo Fy=4200 Kg/cm2 (inc. Alambre # 18)

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0227
Cortadora - dobladora	1.000	0.500	0.500	0.0400	0.0200
SUBTOTAL M =					0.0427

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	2.000	3.630	7.260	0.0400	0.2900
Ferrero (estr.ocp. D2)	1.000	3.680	3.680	0.0400	0.1470
Maestro (estr.ocp. C1)	1.000	4.080	4.080	0.0040	0.0160
SUBTOTAL N =					0.4530

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.050	0.9200	0.9660
Alambre Recocido # 18	kg	0.032	1.500	0.0473
SUBTOTAL O =				1.0133
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				1.5090
INDIRECTOS Y UTILIDAD				25.00%
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1.8863
VALOR OFERTADO				\$ 1.89

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan

Anexo 11

APU de alivianamiento de losa, bloques de 15x20x40 cm.

NOMBRE DEL PROPONENTE: Luis Panchana-Bryan Reyes

PROYECTO: Edificio de 12 pisos con sistema de muros de corte

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 7.00 UNIDAD: UNIDAD

DETALLE: Alivianamiento de losa, bloques 15x20x40

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor 5 % M/O					0.0182
SUBTOTAL M =					0.0180

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon (estr.ocp. E2)	0.100	3.6300	0.3630	1.0000	0.3630
SUBTOTAL N =					0.3630

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
Bloque alivianado 15X20X40	u	1.000	0.2400	0.2400
SUBTOTAL O =				0.2400
TOTAL COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				0.621
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%				0.155
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				0.776
VALOR OFERTADO				\$ 0.78

Fuente: Panchana Luis-Reyes Bryan